Proyecto de un Puente Definitivo para Camino, para Cruzar el Río Tecoanapa, Km. 60+598 Camino Tierra Colorada - Ayutla, Tramo Las Mesas - Ayutla, con Origen en Tierra Colorada.

DESCARTE

T E S I S

Que para obtener el título de :

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

LUIS AGUILAR Y DE ALBA

MEXICO, D. F. 1966

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

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

A mi madre:

con gratitud por que con su ternura hizo posible la realización de mi más preciado deseo.

A la memoria de mi padre.

A mis profesores y amigos.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

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

Al Pasante señor LUIS AGUILAR Y DE ALBA,
P r e s e n t e .

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

"PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CAMINO, PARA CRUZAR EL RIO TECOANAPA, KM. 60+598 CAMINO TIERRA COLORADA-AYUTLA, TRAMO LAS MESAS-AYUTLA, CON ORIGEN EN TIERRA COLORADA.

El Río Tecoanapa presenta en el lugar del cruce una anchura aproximada de 60 m. con un tirante de aguas máximas ordinarias de 2.10 m. secandose en tiempo de estiaje, una velocidad media en el cauce principal de 6.00 m/seg. y un gasto total de 560 m3/seg.

Por lo que se refiere al corte geológico que se le proporciona al mencionado pasante para resolver su tesis, se puede decir que presenta tanto en el fondo como en las riberas un manto de material de 2 m. de espesor formado de arenas limosas con grava, a partir de la cual se encuentra un manto de granito de espesor indefinido, el primer manto puede aceptar esfuerzos de 2 Kg/cm2. y el manto de granito esfuerzos de 5 Kg/cm2.

Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta tesis un ancho de camino de 10 m. con calzada de 7.50 m. para camiones tipo H-15 S-12, banquetas de 1 m. de ancho y parapetos de 150 Kg/m.l. cada uno; debiendo utilizar en forma general para el cálculo de este puente especificaciones AASHO.

Se presentarán los diversos anteproyectos que sean necesarios para justificar el tipo de puente que se adopte, así como los cálculos y planos que sean necesarios, como los correspondientes métodos de construcción, programa y presupuestos 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; así como a la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en

(a la hoja 2 . . .)

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

lugar visible de los ejemplares de la tésis el título del trabajo realizado.

Atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F., a 6 de abril de 1966.
EL DIRECTOR

Ing. Antonio Dovalí Jaime.

ADJ/MMO/mvb.

I N D I C E.

	Página
G E N E R A L I D A D E S	1
C A P I T U L O I	
ESTUDIOS DE CAMPO	3
Estudios topagráficos	3
Estudios hidráulicos	4
Estudios de cimentación	5
Estudios de construcción	5
Estudios de tránsito	6
C A P I T U L O II	
ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA	7
Longitud del puente y sobreelevación	7
Anteproyecto No. I	11
Anteproyecto No. 2	12
C A P I T U L O III	
CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE	14
Cálculo de la losa	15
Cálculo del diafragma	20
Mensulas extremas	22
Cálculo de las nervaduras	24
Diseño de la nervadura	26
Diseño de las nervaduras por fuerza cortante	29
Volumen de la losa nervurada para el claro de 25 m.	36
C A P I T U L O IV	
CALCULO DE LOS APOYOS	37
C A P I T U L O V	
PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA	42

Página

Cálculo de los estribos 42
Cálculo de la pila 60

C A P I T U L O VI

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION 76

C A P I T U L O VII

PROGRAMA DE TRABAJO 80
Lista de actividades 80
Tabla de secuencias 82
Programa de trabajos 84

C A P I T U L O VIII

PRESUPUESTO GENRAL DE LA OBRA. 85

G E N E R A L I D A D E S.

El camino Tierra Colorada-Ayutla forma parte de un futuro circuito -- que servirá a una parte del estado de Guerrero que necesita dar salida a - los productos de la región, tales como el maiz, ajonjolí, frijol, café y - caña de azúcar, así como incrementar la ganadaería y el comercio de la zona, dicho circuito se desarrolla en la siguiente forma:

Parte de Tierra Colorada en el "Eje Troncal México-Acapulco" con dirección SE, al llegar a la población de las Mesas a 31 Km. toma el rumbo - este hasta llegar a la ciudad de Ayutla a 79 Km., en donde enfila hacia el sur por lo que actualmente es una brecha de 37 Km., para unirse en la población de Cruz Grande al "Eje Troncal del Pacífico" entre las ciudades de Acapulco y Pinotepa Nacional

Entre los rios y arroyos que tienen que cruzar este camino, se encuentra el Rio Tecoanapa que nace en los ramales de la cordillera de la Mesa - Central que recorren el estado de Guerrero, escurriendo con dirección SE,- encontrándose con el lugar del cruce a unos 8 Km., continuando con esta dirección hasta unos 3 Km. abajo donde se une al Rio Saucitos y cambia su -- rumbo al este hasta un poco más adelante donde se junta con el Rio Ayutla- y escurre con dirección Sur tomando el nombre de Rio Nexpa desaguando en -

la Laguna del mismo nombre que se comunica con el Oceano Pacífico por las Bocas del Rio y Santa Rosa.

C A P I T U L O I

ESTUDIOS DE CAMPO.

Para poder lograr la solución mas adecuada tanto en el aspecto económico como en el técnico, es necesario efectuar diferentes estudios de campo que se pueden clasificar en la siguiente forma:

Topográficos.
Hidráulicos.
De cimentación.
De construcción.
De tránsito.

Estos estudios son necesarios para conocer las necesidades y los medios con que se cuenta para resolver dichas necesidades y así poder elegir el tipo de estructura más adecuado para salvar el obstáculo que el cruce del río nos presenta. El resultado de dicnos estudios es:

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Se levantó un tramo de 700 m. del río, comparando entre los sitios probables de cruce al más favorable, ejecutando su trazo y nivelación detallado, siendo sus datos de localización los siguientes:

Cruce. Unico sobre el río Tecoanapa.

Camino. Tierra Colorada - Ayutla.

Tramo. Las Mesas - Ayutla.

Kilometraje. 60 + 598, con origen en Tierra Colorada.

Esviajamiento. 10° .

Banco de Nivel. BN-61-2, sobre grapas en raiz de amosquite a 23.00 m. a la izquierda de la estación 60 + 503.00 con elevación 374.947 m.

La elevación de la rasante está definida por el N.A.M.E. y el espacio libre vertical.

ESTUDIOS HIDRAULICOS.

Se determinó el gasto correspondiente a la avenida máxima extraordinaria mediante el método de sección y pendiente, aplicando la fórmula demanning, valiéndonos para ello de la sección hidráulica del cruce y de dos secciones hidráulicas auxiliares, una a 247 m. aguas arriba y otra a 255 m. aguas abajo, dando un gasto de 559.42 m^3/seg. en la sección del cruce que es muy semejante al obtenido en las dos secciones auxiliares, por lo que se toma este como bueno, siendo sus datos hiráulicos los siguientes:

Nivel de Aguas Mínimas; Nulo en épocas de estiaje.

Nivel de Aguas Ordinarias: 365.70 m.

Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias: 366.59 m.

Pendiente hidráulica media: 0.0112

Coeficiente de rugosidad del cauce: n = 0.030

Coeficiente de rugosidad de las márgenes: n = 0.050

Epoca de crecientes y su duración: Con frecuencia máxima cada 10 años, con duración de 48 horas entre los meses de agosto a octubre.

Claro mínimo: 25 m., dada la fuerte velocidad del agua y para permitir el paso de los cuerpos flotantes.

Distancia libre vertical; 1.5 m. para que pasen los cuerpos flotantes.

El cauce es estable, ni socava ni deposita.

El remanso producido por el puente no perjudica propiedades vecinas.

Epoca de estiaje: de noviembre a junio.

ESTUDIOS DE CIMENTACION.

En la sección elegida para el cruce se realizaron 5 sondeos de penetración estándar, obteniéndose muestras alteradas representativas por rotación y percusión hasta una profundidad promedio de 5 m., también se --- hicieron sondeos a cielo abierto con pico y pala, dando los siguientes datos de cimentación:

Caracteres generales de las márgenes: Tierra vegetal superficial y - arenas limosas con grava y un manto de granito a unos 5 m. de profundidad.

Caracteres generales del lecho del rio: Arena limosa, aflorando grava y piedras y a una profundidad de 2 a 3 m. un manto de granito indefinido.

Lechos recomendables de cimentación: En las márgenes el de arena y - grava con un esfuerzo permisible de 2 Kg/cm^2. en el lecho del río el manto de granito con un esfuerzo permisible de 4 Kg/cm^2., profundizando en - dicho manto 0.50 m. para llegar al granito sano.

Los esfuerzos permisibles se determinaron por la observación de la - penetración del ademe al sondear.

Se muestra corte geológico.

ESTUDIOS DE CONSTRUCCION.

Se recavaron en la región datos referentes a los materiales de construcción (lugar donde se pueden adquirir, distancia etc.) Dando los si--- guientes datos de construcción:

Cemento en Chilpancingo a 122 Km. en camión.
Cal, madera de Pino de 1/ra. y 2/da. en Ocotito Gro. 73 Km. en camión

Agregando fino, grava, mampostería de piedra, de regular calidad en- banco de Rio Tecoanapana 1 Km. en camión.

Madera rolliza regular a 1 Km. en bestia aguas abajo.

Agua de buena calidad en el lugar en el Rio Tecoanapa.

Con estos datos se encontraron adecuados los precios unitarios que para esta zona tiene establecidos la S. O. P. y que son los que se aplicarán para determinar el costo del puente.

ESTUDIOS DE TRANSITO.

Dieron como resultado los siguientes datos:

Ancho de la corona del camino:	10.50 m.
Ancho de la calzada del puente:	7.50 m.
Carga viva de proyecto:	H-15 S-12.
Ancho de banquetas:	1.00 m.

C A P I T U L O II

ELECCION DEL TIPO DE ESTRUCTURA.

La elección del tipo de estructura que servirá para salvar el obstáculo que presenta el río, es un capítulo muy importante en el proyecto de un puente, tanto desde el punto de vista económico, como de construcción, funcionamiento y conservación de la estructura. Los factores que se deberán tener en cuenta son los siguientes:

a).- Que absorba satisfactoriamente el tránsito de vehículos.

b).- El buen funcionamiento hidráulico del río.

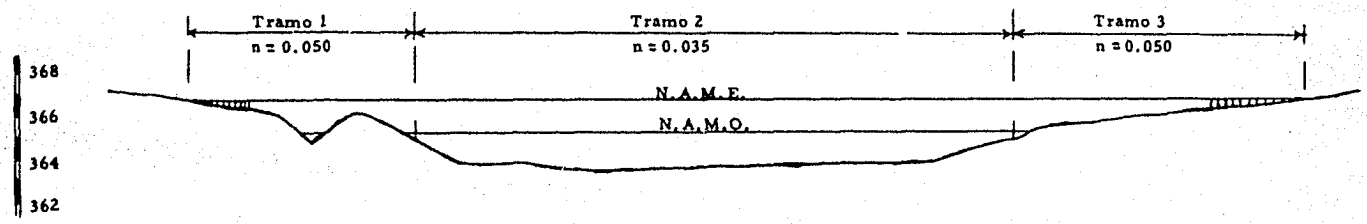
c).- Un análisis comparativo de los anteproyectos para elegir el más económico, o el que presente otras ventajas.

d).- El procedimiento de construcción más rápido y sencillo.

LONGITUD DEL PUENTE Y SOBREELEVACION.

Dada la sección hidráulica del río en el cruce correspondiente a las avenidas máximas, la longitud probable del puente será de 45 a 50 m., a fin de que el funcionamiento hidráulico del río no sea afectado en forma notable por la obstrucción producida por los terraplenes de acceso y las pilas del puente si las hay.

Los datos hidráulicos de la sección del cruce sin obstruir son:



S = 0.0112 $\qquad$ $S^{\frac{1}{2}} = 0.1058$

TRAMO	A (m^2)	P (m)	r (m)	$r^{2/3}$	n	V(m/seg)	Q(m^3/seg)
1	11.37	16.78	0.6775	0.764	0.050	1.62	18.42
2	87.73	31.65	2.7718	1.972	0.035	5.96	522.87
3	10.42	13.97	0.7458	0.822	0.050	1.74	18.13
SUMAS	109.52						559.42

SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE

TRAMO	AREA	VELOCIDAD	GASTO
1	11.37 m^2.	1.62 m/seg	18.42 m^3/seg.
2	87.73 "	5.96 "	522.87 "
3	10.42 "	1.74 "	18.13 "
SUMAS:	109.52 m^2.		559.42 m^3/seg.

Una probable solución será con dos claros de 25 m., con lo que las áreas obstruidas en ambas margenes por los estribos serán de 0.40 m^2. en el tramo 1, de 0.70 m^2. en el tramo 3 y en el tramo 2 el área obstruida por la pila de 3.5 m^2. aproximadamente, con lo que las áreas en la sección del cruce obstruida serán:

Tramo 1; Ao = 10.97 m^2.
Tramo 2; Ao = 84.23 m^2.
Tramo 3; Ao = 9.72 m^2.
Area total = 104.92 m^2.

Aplicando el teorema de Bernoulli, se obtiene la sobreelevación que se produce al reducir el área hidráulica del cruce:

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

Donde:

V_2 = Velocidad bajo el puente aumentada por la disminución del área hidráulica.

V_1 = Velocidad de llegada para el tramo en estudio.

Como en la expresión anterior se tienen dos incógnitas, que son la sobreelevación y la velocidad bajo el puente, se despejará esta última y suponiendo una sobreelevación se calcula el gasto, que deberá ser parecido al de la sección original, o sea:

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

Suponiendo una sobreelección de 10 cm. se tiene:

$$(V_{1-1})^2 = 2.62 \; ; \; V_{1-2} = \sqrt{1.96 + 2.62} = 2.14 \; ; \; Q_{1-2} = 23.4 \; m^3/seg.$$

$$(V_{2-1})^2 = 35.4 \; ; \; V_{2-2} = \sqrt{1.96 + 35.4} = 6.11 \; ; \; Q_{2-2} = 517.0 \; "$$

$$(V_{3-1})^2 = 3.02 \; ; \; V_{3-2} = \sqrt{1.96 + 3.02} = 2.23 \; ; \; Q_{3-2} = \frac{21.7 \; "}{562.1 \; ""}$$

GASTO TOTAL

Como el gasto obtenido es aproximadamente igual al gasto de la sección original, la sobrelección propuesta es correcta.

Habiendo determinado la longitud probable del puente y el área hidráulica que deberá existir bajo el mismo, se presentan los siguientes anteproyectos::

ANTEPROYECTO No. 1:

Superestructura.- Dos tramos de losa nervurada de concreto reforzado de fc' = 250 Kg/cm^2., de 25 m. de claro c/u, ancho de calzada de 7.50 m., banquetas de 1 m. y parapeto de vigas y pilastras de concreto.

Subestructura.- Dos estribos y una pila de mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5 y corona de concreto reforzado de fc' = 200 Kg/cm^2.

PRESUPUESTO:

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
SUBESTRUCTURA: Concreto fc' = 200 Kg/cm^2. en coronas.	12	m^3.	525.00	6,300.00
Mampostería de 3a. clase - con mortero de cemento 1:5.	610	m^3.	173.00	105,530.00
Acero de refuerzo de límite elástico 2320 Kg/cm^2.	676	Kg.	3.97	2,683.72
Excavaciones aproximadas.	520	m^3.	18.00	9,360.00
Terraplenes de acceso aprox.	880	m^3.	14.80	13,022.00
SUMA:				136,895.72
SUPERESTRUCTURA: Concreto fc' = 250 Kg/cm^2. en losas nervuradas.	150	m^3.	678.00	101,700.00
Acero de refuerzo de límite elástico 4000 Kg/cm^2.	35000	Kg.	4.50	157,500.00
Apoyos de Neopreno.	28	dm^3.	87.00	2,436.00
Placas de Acero.	12	Kg.	7.40	88.80
Parapeto de Concreto.	102	m.	159.00	16,218.00
Drenes de asb. cemento	28	pza.	29.40	823.20
SUMA:				278,766.00

TOTAL:	415,661.72
Ingeniería y administración 10%	41,566.17
PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE.	457,227.89

Importe por metro lineal de puente = 9,144.58

ANTEPROYECTO No. 2:

Superestructura.- Un tramo de losa de concreto preesforzado de 45 m. de claro, ancho de calzada de 7.50 m., banquetas de 1 m. y parapeto de vigas y pilastras de concreto.

Subestructura.- Dos estribos de mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5 y coronas de concreto reforzado de fc' = 300 Kg/cm².

PRESUPUESTO:

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
SUBESTRUCTURA:				
Concreto fc' = 300 Kg/cm², en coronas.	28	m³	620.00	17,360.00
Mampostería de 3a. clase con mortero de cemento 1:5	580	m³.	173.00	100,340.00
Acero de refuerzo de límite elástico de 2320 Kg/cm².	586	Kg.	3.97	2,326.42
Excavaciones aproximadas.	460	m³.	18.00	8,280.00
Terraplenes de acceso aprox.	1140	m³.	14.80	16,872.00
SUMA;				145,178.42
SUPERESTRUCTURA:				
Concreto fc' = 250 Kg/cm² en losa entre patines.	22	m³.	587.00	12,914.00
Concreto fc' = 350 Kg/cm², en trabes precoladas.	142	m³.	883.00	125,386.00
Acero especial de 7 mm. de ¢ para preesfuerzo.	9560	Kg.	16.50	157,740.00
Acero de refuerzo de límite elástico de 4000 Kg/cm².	9480	Kg.	4.50	42,660.00
Placas de Plomo.	430	Kg.	10.25	4,407.50
Parapeto de Concreto.	91	m.	159.00	14,469.00
Montaje.	430	ton.	280.00	120,400.00
Drenes de asb. cemento	22	pza.	29.40	646.80
SUMA;				478,623.30

TOTAL:	623,801.72
Ingeniería y administración 10%	62,380.17
PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE.	686,181.89

Importe por metro lineal de puente = $ 15,248.48/m.

No se propone como anteproyecto la losa de concreto reforzado apoyada en viguetas de acero, por tener un costo de conservación elevado, siendo su costo de construcción semejante al del anteproyecto N°.2.

Los anteproyectos descritos cumplen las condiciones hidráulicas, de tránsito, de construcción y estética, por lo que se elige el anteproyecto N°. 1 que es más económico, procediendo a continuación a su cálculo detallado que comprenderá los siguientes capítulos:

1.- Cálculo de la Superestructura.
2.- Cálculo de los Apoyos.
3.- Cálculo de los Estribos.
4.- Cálculo de la Pila.
5.- Métodos de Construcción.
6.- Programa de Trabajo.
7.- Presupuesto General.

C A P I T U L O III

Cálculo de la Superestructura del Puente.

A).- DATOS DE PROYECTO.

Claro - - - - - - - - - - - 25.00 m.

Longitud total- - - - - - 25.50 m.

Ancho de calzada- - - - - 7.50 m.

Ancho de banquetas- - - - 1.00 m.

Ancho total - - - - - - - 9.50 m.

Número de trabes- - - - - 2

B).- CARGAS CONSIDERADAS.

1.- Muerta:

Parapeto - - - - - - - - - 150 Kg/m.

Asfalto- - - - - - - - - - 2000 Kg/m^3.

Concreto reforzado - - - 2400 Kg/m^3.

2.- Viva:

Camión H-15 S-12 en dos bandas de circulación.

Peatones para el cálculo de banquetas --- 415 Kg/m^2.

3.- Impacto:

3.- Impacto:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} \leq 030$$

C).- FATIGAS PERMISIBLES:

1.- Concreto: $fc' = 250\ Kg/cm^2$.

$$fc = 0.4\ f'_c = 100\ Kg/cm^2.$$

$$v = 1.32\ \sqrt{f'_c} = 20.8\ Kg/cm^2.$$

2.- Acero de refuerzo: $fy \geq 4000\ Kg/cm^2$.

$$fs = 1400\ Kg/cm^2.$$

D).- CONSTANTES DE CALCULO.

$$n = 8$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{1400}{8x100}} = 0.364$$

$$j = 1 - \frac{0.364}{3} = 0.879$$

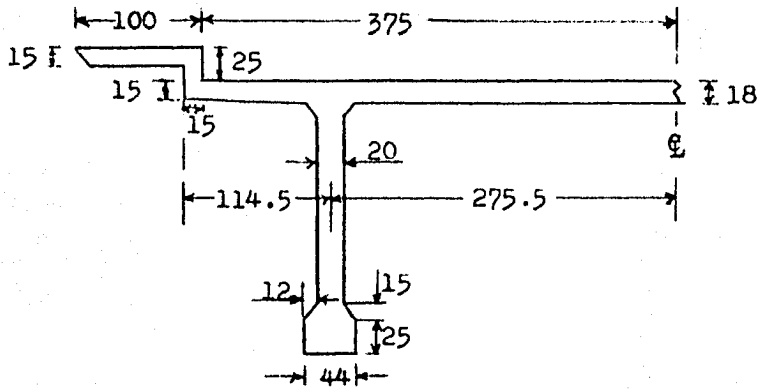
$$K = \frac{1}{2} X\ 100\ X\ 0.364\ X\ 0.879 = 15.98$$

$$c = \frac{1}{\sqrt{15.98}} = 0.25$$

CALCULO DE LA LOSA.

La separación entre nervaduras se fijó por tanteos previos buscando -- que el momento negativo del voladizo sea aproximadamente igual al momento -

positivo de la losa entre nervaduras, lográndose esto con la siguiente sección:



a) Momento negativo del voladizo respecto al paño exterior de la nervadura:

CARGA MUERTA

Concepto	Dato	Carga	Brazo	Momento
Parapeto	dato	150.0 Kg.	1.745 m.	262.0 Kg-m.
Banqueta	0.10 x 0.15 x 2400/2 =	18.0 "	1.825 "	32.8 "
	0.90 x 0.15 x 2400 =	324.0 "	1.345 "	435.0 "
Dado	0.10 x 0.15 x 2400 =	36.0 "	0.970 "	34.9 "
Losa	1.045 x 0.155 x 2400 =	388.0 "	0.522 "	202.0 "
Asfalto	0.895 x 20 =	17.9 "	0.447 "	8.0 "
	Totales	933.9 Kg.		974.7 Kg-m.

CARGA MOVIL E IMPACTO.

Considerando una rueda posterior actuando a 1' de la guarnición, su ancho efectivo de distribución está dado por:

$$E = 0.8\ X + 1.14 = 0.8 \times 0.59 + 1.14 = 1.612 \text{ m.}$$

donde $X = 114.5 - 15 - 30.5 = 59$ cm.

Impacto en el voladizo: I = 30%

$$Mcvi = \frac{PX}{E}(1+I) = \frac{5443 \times 0.59}{1.612} 1.30 = 2590 \text{ Kg-m.}$$

Por lo tanto el momento total es:

$$Mt = 974.7 + 2590.0 = 3565 \text{ Kg-m.}$$

b) Momento positivo de la losa entre nervaduras:

CARGA MUERTA

$$W = 2400 \times 0.18 + 20 = 452 \text{ Kg-m}^2.$$

$$Mcm = \frac{Ws^2}{10} = \frac{452}{10}(5.31)^2 = 1265 \text{ Kg-m.}$$

donde s = distancia libre entre nervaduras = 5.31 m.

$$Mcvi = \frac{P\ s}{5\ E}(\ 1 + I\ )$$

$$E = 0.4\ s + 1.14 = 0.4 \times 5.31 + 1.14 = 3.264 \text{ m.}$$

$$I = \frac{15.24}{5.31 + 38.1} = 0.35 > 0.30 \text{ (RIGE)}$$

$$Mcvi = \frac{5443 \times 5.31}{5 \times 3.264} 1.30 = 2305 \text{ Kg-m.}$$

Por lo tanto el momento total es:

$$Mt = 1265 + 2305 = 3570 \text{ Kg-m.}$$

como el momento negativo del voladizo es prácticamente igual al momento positivo de la losa entre nervaduras, la separación propuesta de estas es -- correcta.

Comprobación del peralte de la losa:

$$d = c\sqrt{\frac{M}{b}} = 0.25\sqrt{\frac{3570}{100}} = 15.0 \text{ cm.}$$

Recubrimiento = 3.0 cm.

h = 18 cm. = h supuesta.

Refuerzo de la losa:

$$As = \frac{M}{fsjd} = \frac{357000}{1400 \times 0.879 \times 15} = 19.4 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Usando varillas de 5/8" ϕ :

$$\text{Separación} = \frac{1.99 \times 100}{19.4} = 10.3 \text{ cm.}$$

(correspondiente a las varillas A, B y C del plano de la superestructura).

Doblado del refuerzo principal:

$$X = \frac{L}{\sqrt{8}} = 1.82 \text{ m.}$$

distancia medida a partir del centro del claro donde se doblará la mitad - del acero para momento positivo y la otra mitad se correrá para armar las- banquetas (varillas C y B respectivamente).

Acero de distribución:

$$\% \text{ Asd} = \frac{100}{\sqrt{3.28s}} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 5.31}} = 23.9 \ \%$$

$$\text{Asd} = 19.4 \times 0.239 = 4.64 \ \text{cm}^2/\text{m}.$$

usando varillas de 3/8" ϕ

$$\text{Separación} = \frac{0.71 \times 100}{4.64} = 15.3 \ \text{cm}.$$

(varillas D colocadas en la parrilla inferior de la losa).

Acero de temperagura:

$$\text{Ast} = 0.0025 \ \frac{bd}{2} = 0.0025 \ \frac{100 \times 15}{2} = 1.88 \ \text{cm}^2/\text{m}.$$

usando varillas de 3/8" ϕ

$$\text{Separación} = \frac{0.71 \times 100}{1.88} = 37.7 \ \text{cm}.$$

(varillas E y F colocadas en la parrila superior de la losa).

Refuerzo sobre el diafragma:

Se colocarán dos varillas de 1/2" ϕ entre cada dos varillas del refuerzo longitudinal de la parrilla superior sobre los diafragmas, cubriendo 1/5 de la separación entre dichos diafragmas:

$$2 \left(\frac{1}{5} \times 6.05 \right) = 2.40 \ \text{m}.$$

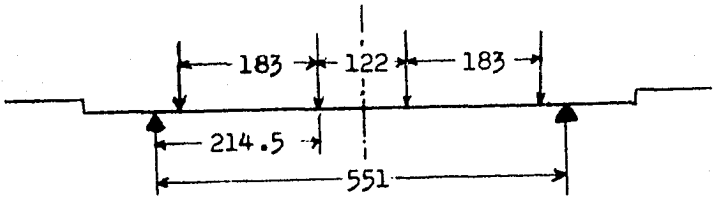
para facilitar el armado se empalmarán con las varillas longitudinales de-- la parrilla superior, con una longitud de empalme de 60 cm.

Longitud total = 2.40 + 2 (0.60) = 3.60 m.

(correspondiente a las varillas G).

CALCULO DEL DIAFRAGMA.

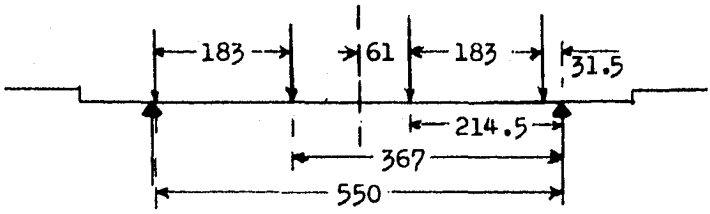
Al llegar una rueda al borde de la losa, el "ancho de distribución" se reduce considerablemente. Para prevenir este efecto, se cuelan en los extremos de la losa unas piezas transversales llamadas diafragmas. Además de éstos, conviene disponer diafragmas intermedios que conecten transversalmente las dos nervaduras, con lo que se aumenta considerablemente la resistencia de éstas a la torsión; la práctica recomienda se coloquen a los cuartos del claro.



Mcvi = 5.443 (2 x 2.145 - 1.83) 1.30 = 17.4 Ton-m.

Vcvi = 2 x 5.443 x 1.30 = 14.15 ton.

Cortante en la posición más desfavorable de la carga viva:

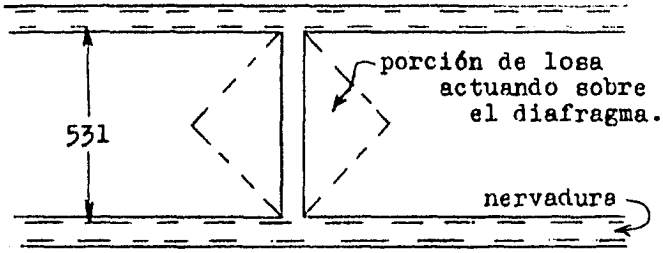


tomando momentos con respecto al apoyo de la derecha y despejando:

$$R = \frac{5.443\ (5.50 + 3.67 + 2.145 + 0.315)}{5.51} = 11.50 \text{ ton.}$$

Vcvi = 11.50 x 1.30 = 14.9 ton.

Carga permanente actuando sobre el diafragma:



Dimensiones del diafragma;

peralte = 1.78 m.

ancho = 0.20 m.

Peso propio:

$$Wpp = 1.78 \times 0.20 \times 2400 \times 5.31 = 4.54 \text{ ton.}$$

Paso de losa y asfalto

$$W_L = \frac{5.31^2}{2}(0.18 \times 2.4 + 0.02) = 6.4 \text{ ton.}$$

$$Mcm = \frac{Wpp\ l}{8} + \frac{W_L\ l}{6} = \left(\frac{4.54}{8} + \frac{6.4}{6}\right) 5.31 = 8.67 \text{ ton-m.}$$

$$Vcm = \frac{1}{2}(4.54 + 6.4) = 5.47 \text{ ton.}$$

Por lo tanto:

$$Mt = 17.4 + 8.67 = 26.07 \text{ ton-m.}$$

$$Vt = 14.9 + 5.47 = 20.37 \text{ ton.}$$

Con lo que:

$$As = \frac{Mt}{fsjd} = \frac{2607000}{1400 \times 0.879 \times 170} = 12.9 \text{ cm}^2.$$

Pueden tomarse 2 vars. de 9/8 ϕ (varillas J).

Revisión por esfuerzo cortante:

$$v = \frac{Vt}{bjd} = \frac{20370}{20 \times 0.879 \times 170} = 6.80 \text{ Kg/cm}^2. < 3\% \ f'_c = 7.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

se reforzará con estribos U de 3/8" ϕ que coincidirán con el refuerzo adicional de la losa sobre los diafragmas (varillas K).

Además, debido al gran peralte y pequeño espesor de los diafragmas, se reforzarán longitudinalmente, para prevenir agrietamientos debidos a cambios de temperatura o a contracción de fraguado según:

$$As = 0.0015 \times 20 \times 160 = 4.8 \text{ cm}^2.$$

$$As = 4 \text{ vrs. de } 1/2'' \ \phi = 5.1 \text{ cm}^2.$$

(Correspondientes a las varillas H de los diafragmas intermedios y a las varillas I_1, I_2, I_3, I_4, de los diafragmas extremos, con una separación de 33 cm).

MENSULAS EXTREMAS.

Los diafragmas extremos se prolongarán hacia afuera de las nervaduras para resistir el momento y la fuerza cortante producido en el extremo de la losa al reducirse el ancho efectivo de distribución.

$$Mcvi = 5443 \times 0.59 \times 1.30 = 4180 \text{ Kg-m.}$$

$$Vcvi = 5443 \times 1.30 = 7076 \text{ Kg.}$$

Peso propio:

$$Wpp = 1.045 \times \frac{1.78}{2} \times 0.20 \times 2400 = 446 \text{ Kg.}$$

$$Mpp = 446 \times \frac{1.045}{3} = 156 \text{ Kg-m.}$$

Por lo tanto:

$$Mt = 4180 + 156 = 4336 \text{ Kg-m.}$$

$$Vt = 7076 + 446 = 7522 \text{ Kg.}$$

Se armará la ménsula para tomar el momento flexionante prolongando -- las varillas de 9/8" ϕ del diafragma extremo.(vrs. J).

Revisión de la sección por Momento Flexionante:

$$As = 2 \text{ vars. de } 9/8 \ \phi = 12.84 \text{ cm}^2.$$

$$np = n\frac{As}{b\ d} = \frac{8 \times 12.84}{20 \times 170} = 0.03; \quad 0.03^2 = 0.0009$$

$$2 \times 0.03 = 0.06$$

$$0.0609^{1/2} = 0.247$$

$$- np = 0.030$$

$$k = 0.217$$

$$k/3 = 0.072 \ ; \ j = 1 - k/3 = 0.928$$

Esfuerzos de trabajo:

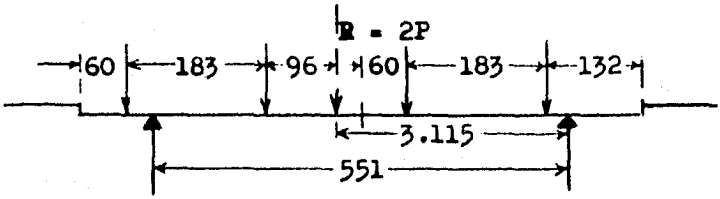
$$fs = \frac{Mt}{As\ j\ d} = \frac{2607000}{12.84 \times 0.928 \times 170} = 1290 \text{ Kg/cm}^2. \ '< 1400 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$fc = \frac{fs}{n}\ \frac{k}{1-k} = \frac{1290}{8}\ \frac{0.217}{0.783} = 45 \text{ Kg/cm}^2. \ '< 100 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$v = \frac{V}{bjd} = \frac{19620}{20 \times 0.928 \times 170} = 6.21 \ '< 3 \% f'_c = 7.5 \text{ Kg/cm}^2.$$

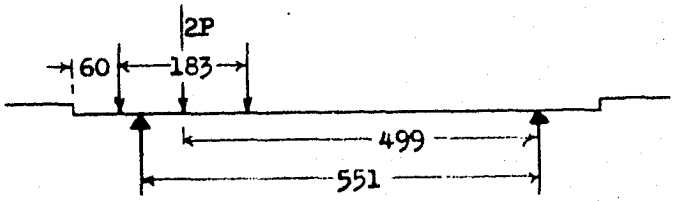
CALCULO DE LAS NERVADURAS.

a) Cálculo del Coeficiente de Excentricidad:



$$Rizq. = \frac{2P \times 3.115}{5.51} = 1.13\ P$$

b) Previsión de sobrecarga



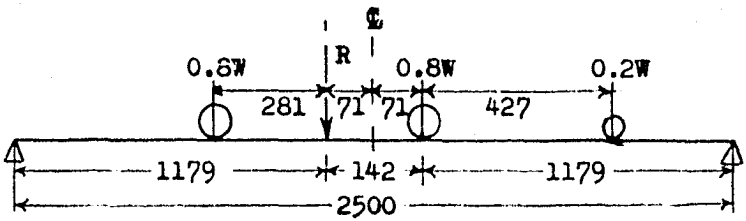
$$Rizq. = 2P\frac{4.99}{5.51} = 1.805\ P$$

$$Coef.\ sobrecarga = \frac{1.805}{1.5}P = \underline{1.205\ p} > 1.13\ P$$

c) Coeficiente de Impacto

$$I = \frac{15.2}{25 + 38.1} = 24.1\%$$

d) Momento de Carga Viva máximo maximorum:



$$M_{máx.max.} = \frac{1.8\ W\ (11.79)^2}{25} - 0.2\ W \times 4.27 = 9.146\ W$$

$$= 9.146 \times 13.608 = 124 \text{ ton-m.}$$

Por lo tanto:

$$Mcvi = 124 \times 1.205 \times 1.241 = 185.5 \text{ ton-m.}$$

e) Momento de Carga Muerta:

Peso propio del voladizo =	0.934 ton/m.
Cartelas = 0.10 x 0.10 x 2.4 =	0.024 ton/m.
	0.958 ton/m

Peso propio nervadura:

0.20 x 1.82 = 0.364 m^2.

0.12 x 0.15 = 0.018 "

2 x 0.12 x 0.25= 0.060 "

0.442 m^2.

$$W = 0.442 \times 2.4 = 1.06 \text{ ton/m.}$$

Losa central = 2.885 (0.18 x 2.4 + 0.020) = 1.29 ton/m.

$$Wm = 0.958 + 1.06 + 1.29 = 3.308 \text{ ton/m.}$$

Peso de diafragmas intermedios:

$$Pd = \frac{1}{2} 0.20 \times 5.31 \times 1.60 \times 2.4 = 2.04 \text{ ton.}$$

Momento de carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{Wm\ L^2}{8} + \frac{Pd\ L}{2} = \frac{3.308 \times 25^2}{8} + \frac{2.04 \times 25}{2} = 284.5 \text{ ton-m.}$$

Por lo tanto:

$$Mt = Mcvi + Mcm = 185.5 = 470 \text{ ton-m.}$$

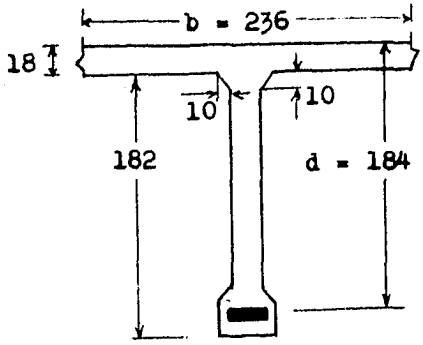
DISEÑO DE LA NERVADURA.

"b" la menos de:

$$12\ t + b' = 12 \times 18 + 20 = 236 \text{ cm.}$$

$$c.a.c. = 551 \text{ cm.}$$

$$L/4 = \frac{2500}{4} = 625 \text{ cm.}$$



Rige 236 cm.

Valor aproximado del área de acero:

Se recomienda como un valor aproximado de jd el mayor de:

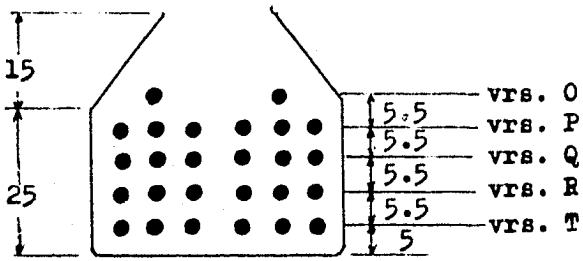
$$jd = 0.9\ d = 0.9 \times 184 = 167\ cm.$$

$$jd = d - t/2 = 184 - 9 = \underline{175\ cm.}$$

con lo que;

$$As = \frac{M}{fsjd} = \frac{47000000}{1400 \times 175} = 192\ cm^2.$$

usando 26 varillas de 1 1/4" ϕ (número 10): As = 26 x 7.94 = 206.4 cm^2. - distribuódas como se muestra y cuyo centro de gravedad se encuentra a la - distancia $\bar{y}$ del paño inferior de la nervadura:



área	brazo	Momento
6v	5.0	30v
6v	10.5	63v
6v	16.0	96v
6v	21.5	129v
2v	27.0	54v
26v		372v

$$\bar{y} = \frac{372}{26} = 14\ cm.\ \text{o sea;}\ d = 200-14 = 186\ cm.$$

Con lo que procederemos a revisar los esfuerzos de trabajo de la sección propuesta, para lo cual obtengamos primero la profundidad del eje neutro:

$$20\frac{X^2}{2} + (236 - 20)\ 18\ (X - \frac{18}{2}) - 8 \times 206.4\ (186 - X) = 0$$

$$10\ X^2 + 3890\ X - 35000 + 1645\ X - 306000 = 0$$

$$X^2 + 553.5\ X - 34100 = 0$$

$$X = 276.7 \pm \sqrt{34100 + 76000} = 55.3 \text{ cm.}$$

Por lo tanto:

$$f'_c = \frac{X - t}{X} fc = \frac{55.3 - 18}{55.3} fc = 0.67\ fc$$

$$z = \frac{t}{3}\ \frac{(fc + 2f'_c)}{(fc + f'_c)} = \frac{18}{3}\ \frac{fc + 1.34\ fc}{fc + 0.67\ fc} = 8.4 \text{ cm.}$$

Cálculo de la compresión y del brazo par resistente:

FUERZA		BRAZO	MOMENTO
$C_1 = \frac{fc}{2} 18 \times 55.3 =$	497.7 fc	$\frac{X}{3} = 18.4$	9150 fc
$C_2 = \frac{1.67\ fc}{2} 216 \times 18 =$	3250.0 fc	$z = 8.4$	27300 fc
$C_t =$	3747.7 fc	$M =$	36450 fc

Por lo tanto:

$$\bar{z} = \frac{M}{C} = \frac{36450}{3747.7} = 9.73 \text{ cm.}$$

$$jd = d - \bar{z} = 186 - 9.73 = 176.27 \text{ cm.}$$

con lo que los esfuerzos de trabajo son:

$$fs = \frac{M}{As\ jd} = \frac{47000000}{206.4 \times 176.3} = 1300\ Kg/cm^2. < 1400\ Kg/cm^2.$$

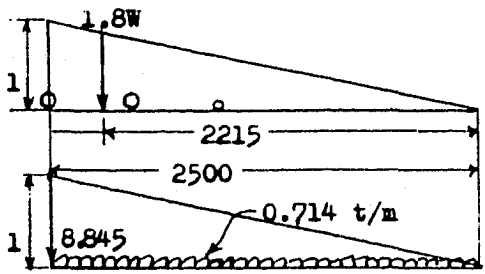
$$fc = \frac{M}{C_t jd} = \frac{47000000}{3747.7\ jd} = 71.2\ Kg/cm^2. < 100\ Kg/cm^2.$$

La sección elegida es aceptable,

DISEÑO DE LAS NERVADURAS POR FUERZA CORTANTE.

a).- Fuerza cortante por Carga Viva:

1.- En el apoyo:



Carga de camión

$$V = 1.8W \frac{22.15}{25} = 1.59 \times 13.6 = 21.6\ ton$$

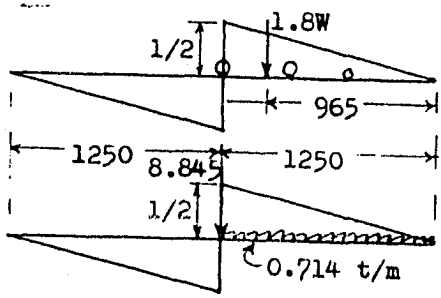
Carga equivalente

$$V = 8.845 + 0.714 \frac{25}{2} = 17.77\ ton.$$

rige la carga de camión

$$Vcvi = 21.6 \times 1.205 \times 1.241 = 32.2\ ton$$

2.- En el centro del claro:



Carga de camión

$$V = \frac{1.8\ W\ 9.65}{12.5} \times \frac{1}{2} = 0.695 \times 13.6 = 9.45 \text{ ton}$$

Carga equivalente

$$V = \frac{8.845}{2} + \frac{0.714}{2} \times \frac{12.5}{2} = 8.9 \text{ ton}$$

$$Vcvi = 9.45 \times 1.205 \times 1.241 = 14.1 \text{ ton.}$$

b).- Fuerza cortante por Carga Muerta:

1.- en el apoyo:

$$V = \frac{Wm\ L}{2} + \frac{3}{2} Pd = \frac{3.308 \times 25}{2} + \frac{3}{2} 2.04 = 44.36 \text{ ton}$$

2.- En el centro del claro: $V = 0$

con lo que $V_{apoyo} = 32.2 + 44.36 = 76.56$ ton.

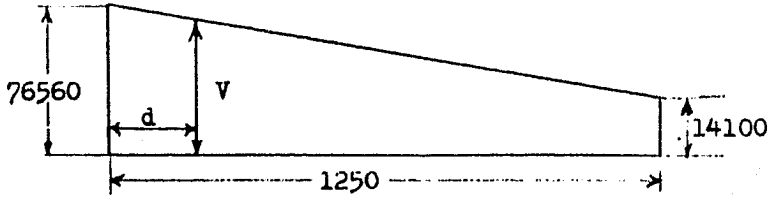
c).- Revisión por esfuerzos máximos.

Por especificación se correrán al apoyo por lo menos la tercera parte del acero de refuerzo, que son las varillas T y S.

La sección más desfavorable por tensión diagonal se encuentra a una --

distancia igual al peralte efectivo de la nervadura, medida a partir del eje de apoyo, teniendo en cuenta que las grietas por tensión diagonal son a 45° con respecto a la horizontal.

El peralte efectivo d para el apoyo donde solo se tienen 8 vrs. --- 1 1/4" ϕ es de 193.6 cm.



$$\frac{76560 - 14100}{12.50} = \frac{V - 14100}{12.50 - d}$$

$$V = \frac{61660}{12.50}(12.50 - d) + 14100 = 66100 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{V}{b'd} = \frac{66100}{20 \times 193.6} = 17.1 \text{ Kg/cm}^2. < 1.33\ f'_c = 21 \text{ Kg/cm}^2.$$

y por adherencia:

$$u = \frac{V}{ojd} = \frac{76560}{80 \times 176} = 5.41 \text{ Kg/cm}^2. < \frac{1.33\ f'_c}{D''} = 16.8 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como $u_{máx} < \frac{16.8}{2}$ Kg/cm². pueden recortarse varillas sin aumentar estribos adicionales.

d).- Tensión Diagonal que toma el concreto:

Para los cálculos subsecuentes tomaremos $d = \frac{193.6 + 186}{2} = 189.8$ cm.

$$Vc = vc\ b'd = 0.292\sqrt{f'_c}\ b'd = 4.6 \times 20 \times 190 = 17400\ Kg.$$

por lo que; $V'_{máx} = 66100 - 17400 = 48700$ Kg.

e).- Doblado de varillas:

Emplearemos la fórmula que para una envolvente perabólica de momento-flexionante nos da los puntos donde pueden suprimirse varillas de tensión- y que es la siguiente:

$$x = \frac{L}{2}\sqrt{\frac{N'}{Nt}} \quad \text{donde:}$$

Nt = Número de varillas en el centro del claro = 26 vrs.

N' = Número de varillas que pueden suprimirse.

x = Distancia medida desde el centro del claro donde pueden recortarse las varillas.

$$x = \frac{25}{2}\frac{\sqrt{N'}}{\sqrt{26}} = 2.45\sqrt{N'}$$

De acuerdo con las especificaciones AASHO. las varillas deberán prolongarse desde el punto en que no son necesarias para resistir los esfuerzos,- la mayor de las dimensiones siguiente:

$$15\ \phi = 0.48\ m.$$

$$\frac{L}{20} = 1.25\ m.\ (rige)$$

Con lo que:

Número de Vrs. no necesarias	$2.45\sqrt{N'}$	x + 1.25	Puntos definitivos	Nombre de las varillas
1	2.45	3.70	4.78	0
2	3.47	4.72	4.78	0
3	4.25	5.50	6.15	P_1
4	4.90	6.15	6.15	P_1
5	5.50	6.75	7.25	P_2
6	6.00	7.25	7.25	P_2
7	6.50	7.75	8.20	P_3
8	6.92	8.17	8.20	P_3
9	7.37	8.60	9.05	Q_1
10	7.78	9.03	9.05	Q_1
11	8.13	9.38	9.75	Q_2
12	8.50	9.75	9.75	Q_2
13	8.85	10.10	10.45	Q_3
14	9.20	10.45	10.45	Q_3
15	9.50	10.75	11.05	R_1
16	9.80	11.05	11.05	R_1
17	10.10	11.35	11.70	R_2
18	10.45	11.70	11.70	R_2

Según especificación; separación máxima = 0.75 d = 1.37 m.

Capacidad de las barras dobladas a 45°:

$$\text{Capacidad de dos barras} = \frac{2\ av\ fv\ jd}{S\ \text{sen}\ 45°} = V'_v$$

$$V'_v = \frac{2 \times 9.74 \times 1400 \times 176}{S \times 0.707} = \frac{5530000}{S}$$

Tabulando:

Varillas	Separación (cm)	V'_v(ton)
0	137 (máxima)	40.4
P_1	0.5(137 + 110) = 123	45.0
P_2	0.5(110 + 95) = 102	54.3
P_3	0.5(95 + 85) = 90	61.5
Q_1	0.5(85 + 70) = 77	71.2
Q_2	0.5(70 + 70) = 70	79.0
Q_3	0.5(70 + 60) = 65	85.1
R_1	0.5(60 + 65) = 62	88.5
R_2	0.5(65 + 00) = 32	117.3

Pero por especificación : $V'_v \text{ máx} = \frac{2}{3} V'_{máx} = \frac{2}{3} 48700 = 32500$ Kg

f).- Estribos.

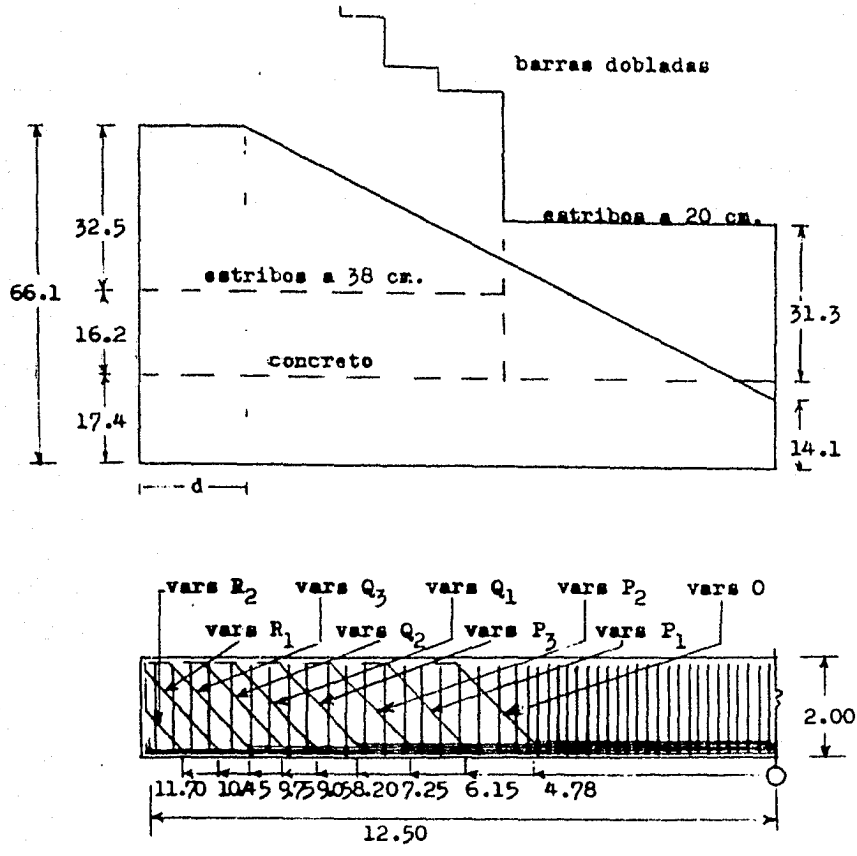
$$V'_e = \frac{1}{3} V'_{máx} = \frac{1}{3} 48700 = 16200 \text{ Kg.}$$

Usando estribos U de 1/2" ϕ:

$$Sep = \frac{2 \times 1.27 \times 1400 \times 176}{16200} = 38 \text{ cm.}$$

Capacidad de estribos a cada 20 cm.

$$V'_{20} = \frac{2 \times 1.27 \times 1400 \times 176}{20} = 31300 \text{ Kg.}$$



Longitudes en metros.

Cortantes en toneladas.

DIAGRAMA DE CORTANTES

Acero en las paredes de las nervaduras:

Debido al gran peralte y poco espesor de las nervaduras, se reforzarán longitudinalmente para evitar agrietamientos por cambio de temperatura:

$$As = 0.0015 \times 20 \times 184 = 5.8 \text{ cm}^2/\text{cara.}$$

$$As = 5 \text{ vars. de } 1/2'' \phi \text{ a cada } 26 \text{ cm.} = 6.4 \text{ cm}^2/\text{cara.}$$

VOLUMEN DE LA LOSA NERVURADA PARA EL CLARO DE 25 m.

Elementos del voladizo	$= 0.319 \times 25.50 \times 2$	$= 16.24 \text{ m}^3.$
Losa entre nervaduras	$= 5.71 \times 0.18 \times 25.50$	$= 26.20$ "
Cartelas	$= \frac{4}{2} \times 0.10 \times 0.10 \times 25.50$	$= 0.51$ "
Nervaduras	$= 0.442 \times 25.50 \times 2$	$= 22.50$ "
Diafragmas	$= 5 \times 0.20 \times 1.045 \times 1.60$	$= 8.50$ "
Ménsulas	$= \frac{4}{2} \times 0.20 \times 1.045 \times 1.60$	$= 0.67$ "
Elementos extremos	$= \frac{0.32 + 0.57}{2} 0.15 \times 7.40 \times 2$	$= 0.99$ "
	Volumen =	$75.51 \text{ m}^3.$

CAPITULO IV

CALCULO DE LOS APOYOS.

Para este proyecto se eligieron apoyos formados por placas de neoprene, por su economía, por no tener partes móviles, por su efectividad de funcionamiento ya que absorve las irregularidades del concreto sin producir concentración de esfuerzos y por no requerir de conservación.

DISEÑO

Carga Permanente sobre el apoyo:

$$\text{Superestructura} = \frac{75.5 \times 2.4}{4} = 45.3 \text{ ton.}$$

$$\text{Parapeto} = \frac{0.15 \times 25.5}{2} = 1.9 \text{ ton.}$$

$$\text{Asfalto} = 0.02 \times \frac{7.00}{2} \times \frac{25.5}{2} = 0.9 \text{ ton.}$$

$$48.1 \text{ ton.}$$

Carga Viva e Impacto sobre el apoyo

Rcvi = 32.2 ton. (calculado para el cortante de la nervadura)

Por lo que:

$$R_{tot} = 48.1 + 32.2 = 80.3 \text{ ton.}$$

I.- Apoyo Móvil. Este apoyo estará en la pila intermedia para los dos claros de que consta el puente.

Para la corona de la pila utilizaremos concreto de $f'_c = 200$ Kg/cm^2.

Por lo que:

$$fap = 0.37\ f'_c = 0.37 \times 200 = 74 \text{ Kg/cm}^2.$$

y el área del apoyo será:

$$A = \frac{80300}{74} = 1085 \text{ cm}^2.$$

usando placas de 25 x 44 = 1100 cm^2 > 1085 cm^2.

a).- Deformación por Temperatura:

$$Dt = 0.000011 \times L \times \&t$$

donde &t es la variación de temperatura = 15°

$$Dt = 0.000011 \times 2500 \times 15 = 0.41 \text{ cm.}$$

b).- Deformación por esfuerzo:

$$De = \frac{fs}{E} L = \frac{1400}{2100000} \times 2500 = 1.66 \text{ cm.}$$

Por lo tanto la Deformación total horizontal es:

$$Dtot = 0.41 + 1.66 = 2.07 \text{ cm.}$$

c).- Espesor del apoyo:

El espesor mínimo recomendable es el doble de la deformación horizontal de la superestructura, o sea:

$$\text{esp. min.} = 2 \times 2.07 = 4.14 \text{ cm.}$$

se colocarán tres placas de neopreno de 1.6 cm. de espesor separadas por -- dos placas de acero de 0.2 cm. de espesor.

$$\text{esp.} = 3 \times 1.6 = 4.8 \text{ cm.} > 4.14 \text{ cm.}$$

d).- Factor de Forma. Es la relación del área de la superficie cargada entre el área total libre para deformarse lateralmente, o sea:

$$\text{Factor de Forma} = \frac{\text{longitud x ancho (de la placa)}}{2\ (\text{longitud} + \text{anchos})\ \text{espesor}}$$

$$\text{F. F.} = \frac{44 \times 25}{2\ (44 + 25)\ 1.6} = 5$$

e).- Esfuerzo de Compresión:

$$c = \frac{80300}{25 \times 44} = 70.3 \text{ Kg/cm}^2. = 1040 \text{ lb/in}^2.$$

Con el factor de forma y el esfuerzo de compresión para neopreno de dureza Shore 60, obtenemos (en gráficas) una deformación vertical menor del-- 15% que es el máximo permitido.

f).- Deformación del apoyo sin deslizar:

$$\text{Def. límite} = \frac{\text{Rcm x espesor apoyo x k}}{5 \times \text{long. apoyo x ancho apoyo x } k_1}$$

Donde k = 1.9 coeficiente que depende de la temperatura mínima que en nuestro caso es mayor de 20° F.

$$K_1 = \frac{160\ lb/in^2.}{14.22} = 11.20\ Kg/cm^2.$$ para neopreno de dureza shore 60

$$\text{Def. límite} = \frac{48100 \times 4.8 \times 1.9}{5 \times 44 \times 25 \times 11.20} = 7.1\ cm > 2.07\ cm.$$

Por lo tanto el apoyo se desliza.

El apoyo propuesto cumple con todos los requisitos por lo que se acepta esté formado por 3 placas de neopreno de 44 x 25 x 1.6 cm. de dureza Shore 60, con dos placas intermedias de acero de 44 x 25 x 0.2 cm.

2.- Apoyo Fijo. Este apoyo estará ubicado en los estribos.

Se propone una placa de neopreno de 44 x 25 x 1.6 cm. de dureza Shore-60, que como ya vimos es aceptable por su área y por deformación vertical - menor del 15%.

Fuerzas Horizontales en el apoyo:

a).- Frenaje = 0.05 (6.123 + 0.714 x 25) = 1.2 ton/apoyo.

b).- $$\text{Fricción} = \frac{k_1 \times \text{área apoyo} \times \text{deformación}}{\text{espesor de apoyo}}$$

$$\text{Fricción} = \frac{11.20 \times 1100 \times 2.07}{4.8} = 5310\ Kg/\text{apoyo}.$$

c).- Viento sobre superestructura. Considerando la componente longitudinal mas desfavorable del viento que es de 60° y cuyo valor es de 93 Kg/m^2.

Area de superestructura = 2.22 x 25 = 55.3 m^2

Area de parapeto = 13 x 0.35 x 0.40 = 1.8 "

+ 0.30 x 25 = 7.5

Area expuesta al viento = 64.6 m^2.

$$Ve = \frac{93 \times 64.6}{2} = 3000 \text{ Kg/apoyo.}$$

Por lo tanto la fuerza cortante total en el apoyo fijo valdrá:

$$Ftot = 1200 + 5310 + 3000 = 9510 \text{ Kg.}$$

Se recomienda que la fuerza cortante en apoyos de neopreno sea menor o igual a 1/5 de la carga muerta que gravita sobre el apoyo.

$$\frac{48100}{5} = 9620 \text{ Kg.} > 9510 \text{ Kg.}$$

Por lo que se acepta la solución propuesta.

C A P I T U L O **V**

PROYECTO DE LA SUPERESTRUCTURA.

CALCULO DE LOS ESTRIBOS.

1.- Descripción.

Será un estribo con aleros que soportará la superestructura por medio de apoyos fijos. La corona será de concreto reforzado de f'_c=200/cm^2., el cuerpo y los aleros de mampostería de tercera con mortero de cemento 1:5. Dicho cuerpo se desplantará en el manto formado por arenas limosas con grava a una profundidad adecuada.

a).- Datos Generales:

Estribo No. 1; km. 60 + 577.50

Estribo No. 3; km. 60 + 628.04

Elevación de Rasante 370.30 m.

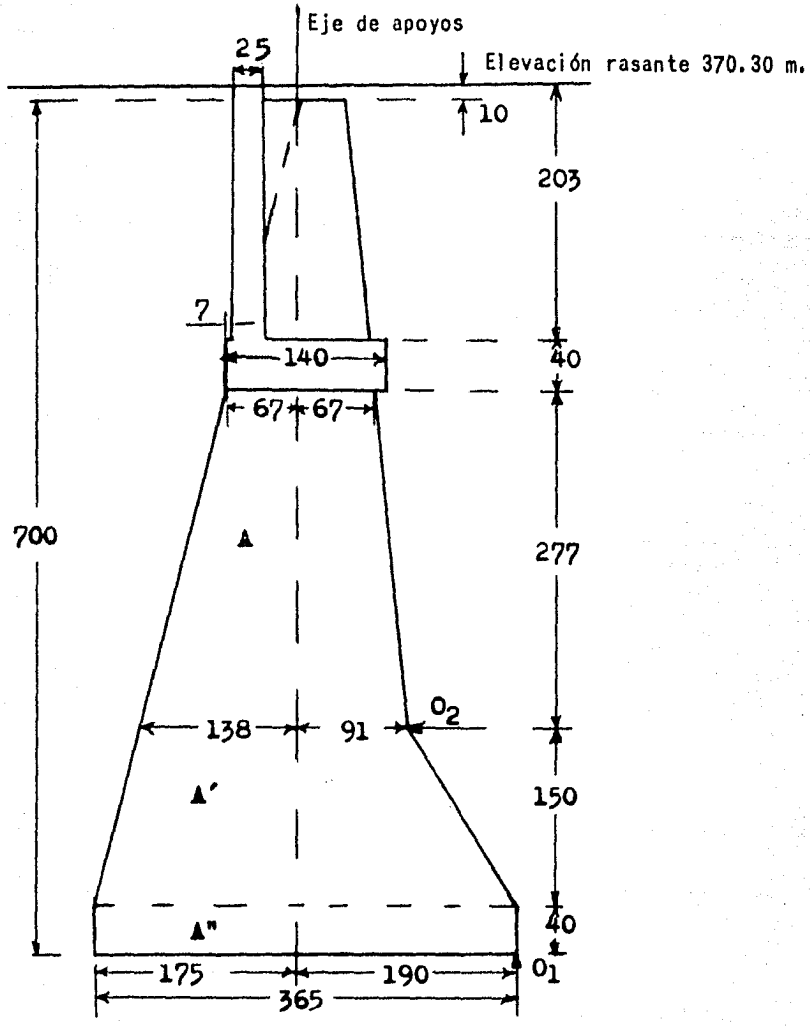
Altura del Estribo 7.10 m.

Elevación del Desplante 363.20 m.

b).- Esfuerzos Permisibles:

Mampostería de 3a. clase:

Compresión	9.00 Kg/cm^2.
Tensión	0.90 Kg/cm^2.



SECCION PROPUESTA DE ESTRIBO.

Cortante 2.00 Kg/cm².

Manto de arenas limosas con grava:

Compresión 2.00 Kg/cm².

Para el cálculo del estribo tomaremos las fuerzas verticales y horizontales que intervengan en su estabilidad, las que valuaremos para un espesor unitario (1 m.) de estribo. Se revisarán dos secciones críticas que denominaremos; SECCION DEL DESPLANTE y SECCION INTERMEDIA (correspondiente al cambio de talud del estribo), se refirirán las Cargas y los Momentos con respecto a la arista de volteamiento.

2.- Fuerzas Verticales:

a).- Carga Muerta.

Superestructura = 75.5 x 2.4 = 181.0 ton.

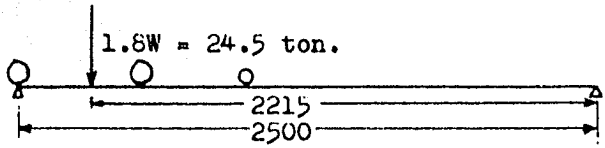
Parapeto = 2 x 0.15 x 35.5 = 7.6 "

Asfalto = 7.00 x 0.02 x 25.5 = 3.6 "

Peso total/claro = 192.2 ton.

por lo tanto; $C.M. = \frac{192.2}{2} = 96.1$ ton.

b).- Carga Viva. Colocando la carga de camión (que rige para este claro) para que produzca la máxima reacción sobre el estribo, cargando las dos bandas de circulación .



$$C.V. = 1.8W\frac{22.15}{25}2 = 43.2 \text{ ton.}$$

Siendo sus brazos de Momento respecto a la sección intermedia y a la - sección del desplante:

$$do_1 = 0.91 \text{ m. y } do_2 = 1.90 \text{ m.}$$

c).- Peso propio

1.- Diafragma; $D = 2.03 \times 0.25 \times 2.4 = 1.22$ ton/m.

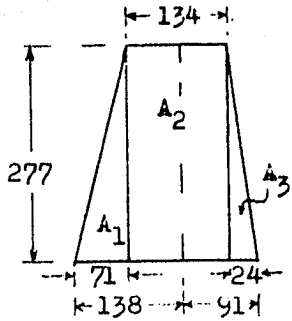
$do_1 = 0.91 + 0.60 - 0.125 = 1.385$ m.

$do_2 = 1.90 + 0.60 - 0.125 = 2.375$ m.

2.- Corona; $C = 0.40 \times 1.40 \times 2.4 = 1.34$ ton/m.

$do_1 = 0.91 - 0.03 = 0.88$ m. ; $do_2 = 1.90 - 0.03 = 1.87$ m.

3.- Peso del cuerpo A



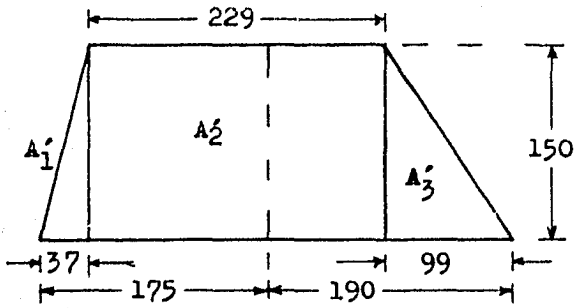
	Area	Brazo	Momento
A_1 $0.71 \times \frac{2.77}{2}$	$= 0.98$	1.82	1.78
A_2 1.34×2.77	$= 3.71$	0.91	3.37
A_3 $0.24 \times \frac{2.77}{2}$	$= 0.33$	0.16	0.5
Total	$= 4.02$		5.20

$$do_1 = \frac{5.20}{4.02} = 1.29 \text{ m.}$$

$$do_2 = 1.29 + 0.99 = 2.28 \text{ m.}$$

Su peso será; $A = 4.02 \times 2.2 = 8.84$ ton/m.

4.- Peso del cuerpo A'



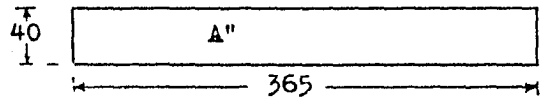
	Area	Brazo	Momento
A'_1 $0.37 \times \frac{1.50}{2}$	$= 0.28$	3.40	0.95
A'_2 2.29×1.50	$= 3.43$	2.13	7.30

A'_3	$0.99 \times \frac{1.50}{2} =$	0.74	0.66	0.49
total		4.45		8.74

$$do_2 = \frac{8.74}{4.45} = 1.96 \text{ m.}$$

Su peso será ; A' = 4.45 x 2.2 = 9.80 ton/m.

5.- Peso del cuerpo A"

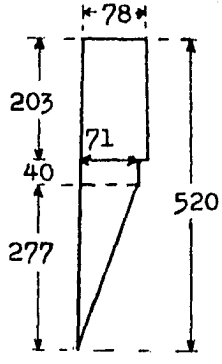


A" = 3.65 x 0.40 x 2.2 = 3.21 ton/m.

$$do_2 = \frac{3.65}{2} = 1.825 \text{ m.}$$

d).- Peso de Tierra.

1.- Sobre el cuerpo A.



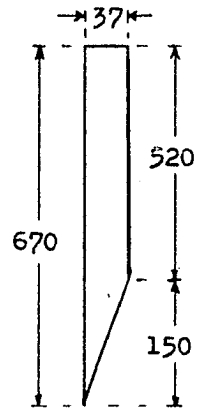
		Area	Brazo	Momento
0.78 x 2.03	=	1.58	1.90	3.00
0.71 x 0.40	=	0.28	1.94	0.54
$0.71 \times \frac{2.77}{2}$	=	0.99	2.05	2.03
total	=	2.85		5.57

$$do_1 = \frac{5.57}{2.85} = 1.95 \text{ m.}$$

$$do_2 = 1.95 + 0.99 = 2.94 \text{ m.}$$

Su peso será; $P.T._1 = 2.85 \times 1.6 = 4.56$ ton/m.

2.- Sobre el cuerpo A'.



	Area	Brazo	Momento
$5.20 \times 0.37 =$	1.92	3.47	6.67
$1.50 \times \frac{0.37}{2} =$	0.28	0.24	2.03
total =	2.10		7.63

$$do_2 = \frac{7.63}{2.10} = 3.64 \text{ m.}$$

Su peso será ; $P.T._2 = 2.10 \times 1.6 = 3.36$ ton/m.

e).- Subpresión.

$S = - BhCs$; en nuestro caso $Cs = 0.4$

$S = - 1.0 \times 3.65 \times 3.57 \times 0.4 = 5.22$ ton/m.

$$do_2 = \frac{3.65}{2} = 1.825 \text{ m.}$$

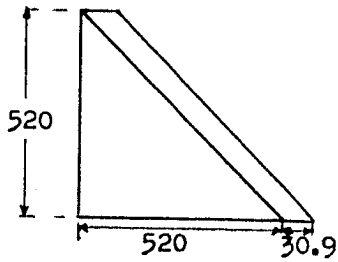
3.- Fuerzas Horizontales:

a).- Empuje de Tierra.

1.- Sección Intermedia:

como h = 5.20 m < 7 m., se presenta un empuje adicional debido a la carga viva y cuyo valor es;

$$s = 1.20 \frac{7 - h}{7} = 1.20 \frac{7 - 5.20}{7} = 0.309 \text{ m.}$$



El empuje valdrá:

$$E_t = 0.229 \ (h + 2s) \ h$$

$$E_t = 0.229 \ (5.20 + 2 \times 0.309) \ 5.20$$

$$= 6.9 \text{ ton/m.}$$

$$Y_1 = \frac{5.20}{3} \ \frac{2 \times 0.309 + 5.509}{0.309 + 5.509} = 1.83 \text{ m.}$$

2.- Sección del desplante:

como h = 7.10 m. > 7 m. s = 0

$$E_t = 0.229 \ h^2 = 0.229 \times 7.10^2 = 11.5 \text{ t.}$$

$$Y_2 = \frac{7.10}{3} = 2.37 \text{ m.}$$

b).- Fricción en los apoyos:

Deformación por temperatura ; $Dt = 0.000011 \times t^o \times L$

$$Dt = 0.000011 \times 15 \times 2500 = 0.41 \text{ cm.}$$

la fricción esta dada por ; $Fr = Rcm \frac{Dt}{h} \leq 25\% \ Rcm$, o sea:

$$Fr = 96.1 \frac{0.41}{5.1} = 7.72 \text{ ton} < 0.25 \times 96.1 = 24 \text{ ton}$$

$$do_1 = 3.17 \text{ m.} \ ; \ do_2 = 5.07 \text{ m.}$$

c).- Frenaje:

Se considera el 5% de la carga móvil en cada banda de circulación, tomando la carga uniforme equivalente y la concentración para momento:

$$F = 0.05 \ (0.714 \times 25 + 6.12) \ 2 = 2.4 \text{ ton.}$$

$$do_1 = 3.17 \text{ m.} \ ; \ do_2 = 5.07 \text{ m.}$$

d).- Viento:

1.- Viento tangencial sobre la superestructura:

El área expuesta es:

De superestructura $= 2.22 \times 25 = 55.3 \text{ m}^2$.

De parapeto $= 13 \times 0.35 \times 0.40 = 1.8$ "

$+ 0.30 \times 25 = 7.5$ "

Area total $= 64.6 \text{ m}^2$.

Tomando la intensidad máxima correspondiente a un esviajamiento de -- 60° que es de 93 Kg/m^2.

$$Ve = 0.093 \times 64.6 = 6.00 \text{ ton}$$

$$do_1 = 3.17 + \frac{2.22}{2} = 4.28 \text{ m.} \ ; \ do_2 = 5.07 + \frac{2.22}{2} = 6.18 \text{ m.}$$

2.- Viento tangencial sobre la carga viva:

Tomando el valor máximo especificado de 57 Kg/m.

$$Vscv = 0.057 \times 25 = 1.42 \text{ ton.}$$

$$do_1 = 5.20 + 1.83 = 7.03 \text{ m.} \; ; \; do_2 = 6.70 + 1.83 = 8.53 \text{ m.}$$

4.- Longitudes de Distribución. Es el ancho de estribo en el cual se- se reparten las cargas que transmiten los apoyos de la superestructura a - dicho estribo y está dado por:

La = Long. de la corona + 2 x vuelo x tan 15°

Ancho de la corona = ancho de calzada + guarniciones + 2 cm.

Ancho de la corona = 7.50 + 2 x 0.15 + 0.02 = 7.82 m.

Pero como el cruce presenta un esviajamiento de 10°

$$\text{Longitud de corona} = \frac{7.82}{\cos 10°} = 7.94 \text{ m.}$$

a).- Sección intermedia:

$$Lai = 7.94 + 2 \times (0.91 - 0.67) \times 0.269 = 8.07 \text{ m.}$$

b).- Sección del desplante:

$$Lad = 7.94 + 2 \times (1.90 - 0.67) \times 0.269 = 8.60 \text{ m.}$$

Procediendo a dividir las fuerzas actuantes en los apoyos entre los - anchos de distribución calculados:

CONCEPTO	SECCION INTERMEDIA	SECCION DE DESPLANTE
C.M.	$\frac{96.1}{8.07} = 12.7$	$\frac{96.1}{8.60} = 11.90$
C.V.	$\frac{43.2}{8.07} = 5.71$	$\frac{43.2}{8.60} = 5.33$
Fr.	$\frac{7.72}{8.07} = 0.96$	$\frac{7.72}{8.60} = 0.95$
F.	$\frac{2.40}{8.07} = 0.32$	$\frac{2.40}{8.60} = 0.30$
Ve.	$\frac{6.00}{8.07} = 0.79$	$\frac{6.00}{8.60} = 0.74$
Vscv.	$\frac{1.42}{8.07} = 0.19$	$\frac{1.42}{8.60} = 0.18$

5.- ANALISIS DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO.

Dicho análisis comprenderá los grupos de cargas I, II, y III, de las especificaciones A.A.S.H.O.

a).- Grupo I. Formado por carga muerta, carga viva, impacto, empuje de tierra, subpresión y presión de la corriente, con un porcentaje de esfuerzos de 100%.

1.- Sección del desplante:

CONCEPTO	FUERZA VERTICAL (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton-m)
C.M.	11.90	1.90	22.60
C.V.	5.33	1.90	10.10
D.	1.22	2.375	2.90
C.	1.34	1.87	2.50
A.	8.84	2.28	20.20
A'.	9.80	1.96	19.20
A".	3.21	1.825	5.86
$P.T._1$	4.56	2.94	13.40
$P.T._2$	3.36	3.64	12.20
S.	- 5.22	1.82	- 9.50
SUMAS	44.34		99.46
	FUERZA HORIZONTAL		
Et.	11.50	2.37	27.30

$$do_2 = \frac{Mv - Mh}{Fv} = \frac{99.46 - 27.30}{44.34} = 1.64 \text{ m.}$$

$$e = \frac{B}{2} - do = \frac{3.65}{2} - 1.64 = 0.185 \text{ m.}$$

Aplicando la fórmula de la escuadría:

$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{S} = \frac{Fv}{B} \pm \frac{6Fv\ e}{B^2} = \frac{Fv}{e}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right)$$

$$f = \frac{44.34}{3.65}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.185}{3.65}\right) = 12.15\ (1 \pm 0.303)$$

$F_{máx.} = 12.15 \times 1.305 = 15.8 \text{ ton/m}^2. = 1.58 \text{ Kg/cm}^2. < 2 \text{ Kg/cm}^2.$

$f_{min.} = 12.15 \times 0.695 = 8.4 \text{ ton/m}^2. = 0.84 \text{ Kg/cm}^2. < 2 \text{ Kg/cm}^2.$

Coeficiente de volteamiento:

$$\frac{Mv}{Mh} = \frac{99.45}{27.30} = 3.5 > 2 \text{ No voltea.}$$

Coeficiente de deslizamiento:

$$\frac{Fv}{Fh} \times \text{coef. de fricción} = \frac{44.34}{11.50} \times 0.60 = 2.32 > 2$$

Por lo tanto no desliza.

2.- Sección intermedia:

CONCEPTO	FUERZA VERTICAL (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton-m)
C.M.	12.70	0.91	12.55
C.V.	5.71	0.91	5.20
D.	1.22	1.385	1.69
C.	1.34	0.88	1.18
A.	8.84	1.29	11.40
P.T.	4.56	2.94	13.40
SUMAS	34.37		45.42
	FUERZA HORIZONTAL		
Et.	6.90	1.83	12.60

$$do_1 = \frac{Mv - Mh}{Fh} = \frac{45.42 - 12.60}{34.37} = 0.96 \text{ m.}$$

$$e = \frac{1.38 + 0.91}{2} - (0.96 = 0.18 \text{ m.}$$

$$f = \frac{34.37}{2.29}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.18}{2.29}\right) = 15.0\,(1 \pm 0.472)$$

$f_{máx} = 15 \times 1.472 = 22$ ton/m². $= 2.2$ Kg/cm². < 9 Kg/cm².

$f_{min.} = 15 \times 0.528 = 7.9$ ton/m². $= 0.8$ Kg/cm². < 9 Kg/cm².

b).- Grupo II.- Formado por carga muerta, empuje de tierra, subpresión, presión de la corriente y viento sobre estructura, con un porcentaje de esfuerzos de 125%.

I.- Sección del desplante:

CONCEPTO	FUERZA VERTICAL (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton-m)
Grupo I	44.34		99.46
- C.V.	- 5.33		- 10.10
SUMAS	39.01		89.36
	FZA. HORIZONTAL		
Et.	11.5	2.37	27.30
Ve.	0.74	6.18	4.56
SUMAS	12.24		31.86

$$do_2 = \frac{89.36 - 31.86}{39.01} = 1.475 \text{ m.}$$

$$e = \frac{3.65}{2} - 1.475 = 0.35 \text{ m.}$$

$$f = \frac{39.01}{3.65}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.35}{3.65}\right) = 10.70\ (1 \pm 0.575)$$

$f_{máx} = 10.70 \times 1.575 = 16.6$ ton/m². $= 1.66$ Kg/cm²: $< 1.25 \times 2$ Kg/cm².

$f_{min} = 10.70 \times 0.425 = 4.53$ ton/m². $= 0.45$ Kg/cm². $< 1.25 \times 2$ Kg/cm².

Coeficiente de volteamiento:

$$\frac{Mv}{Mh} = \frac{89.36}{31.86} = 2.81 > \frac{2}{1.25} \text{ no voltea.}$$

Coeficiente de deslizamiento:

$$\frac{39.01}{12.24} \times 0.60 = 1.90 > \frac{2}{1.25} \text{ no desliza.}$$

2.- Sección intermedia:

CONCEPTO	FUERZA VERTICAL (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton-m)
Grupo I	34.37		45.42
- C.V.	- 5.71		- 5.20
SUMAS	28.66		40.22
	FZA. HORIZONTAL		
Et.	6.90	1.83	12.60
Ve.	0.79	4.28	3.37
SUMAS	7.69		15.97

$$do_1 = \frac{40.22 - 15.97}{28.66} = 0.85 \text{ m.}$$

$$e = \frac{2.29}{2} - 0.85 = 0.29 \text{ m.}$$

$$f = \frac{28.66}{2.29} \left(1 \pm \frac{6 \times 0.29}{2.29}\right) = 12.55 \ (1 \pm 0.76)$$

$f_{máx} = 12.55 \times 1.76 = 22.1$ ton/m². $= 2.21$ Kg/cm². $< 1.25 \times 9$ Kg/cm².

$f_{min} = 12.55 \times 0.24 = 3.0$ ton/m². $= 0.30$ Kg/cm². $< 1.25 \times 9$ Kg/cm².

c).- Grupo III. Formado por el Grupo I más fuerza longitudinal por -- carga viva, fuerza longitudinal debida a la fricción, 30% del viento sobre estructura y viento sobre carga viva, con un porcentaje de esfuerzos de -- 125%.

1.- Sección del desplante:

CONCEPTO	FUERZA VERTICAL (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton-m)
Grupo I	44.34		99.46
	FZA. HORIZONTAL		
Et.	11.50	2.37	27.30
F.	0.30	5.07	1.52
Fr.	0.95	5.07	4.80
30% Ve.	0.22	6.18	1.36
VSCV.	0.18	8.53	1.54
SUMAS	13.15		36.52

$$do_2 = \frac{99.45 - 36.52}{44.34} = 1.42 \text{ m.}$$

$$e = \frac{3.65}{2} - 1.42 = 0.405 \text{ m.}$$

$$f = \frac{44.34}{3.65}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.405}{3.65}\right) = 12.15\ (1 \pm 0.685)$$

$f_{máx} = 12.15 \times 1.685 = 20.5$ ton/m². $= 2.05$ Kg/cm². $< 1.25 \times 2$ Kg/cm².

$f_{min} = 12.15 \times 0.315 = 3.83$ ton/m². $= 0.38$ Kg/cm². $< 1.25 \times 2$ Kg/cm².

Coeficiente de colteamiento:

$$\frac{99.46}{36.52} = 2.73 > \frac{2}{1.25} \text{ no voltea}$$

Coeficiente de deslizamiento:

$$\frac{44.34}{13.15} \times 0.60 = 2.03 > \frac{2}{1.25} \text{ no desliza.}$$

2.- Sección intermedia:

CONCEPTO	FUERZA VERTICAL (ton)	BRAZO (m)	MOMENTO (ton-m)
Grupo I	34.37		45.42
	FZA. HORIZONTAL		
Et.	6.90	1.83	12.60
F.	0.32	3.17	1.02
Fr.	0.96	3.17	3.05
30% Ve.	0.24	4.28	1.02
Vcsv.	0.19	7.03	1.34
SUMAS	8.67		19.21

$$do_1 = \frac{45.42 - 19.21}{34.37} = 0.765 \text{ m.}$$

$$e = \frac{2.29}{2} - 0.765 = 0.380 \text{ m.}$$

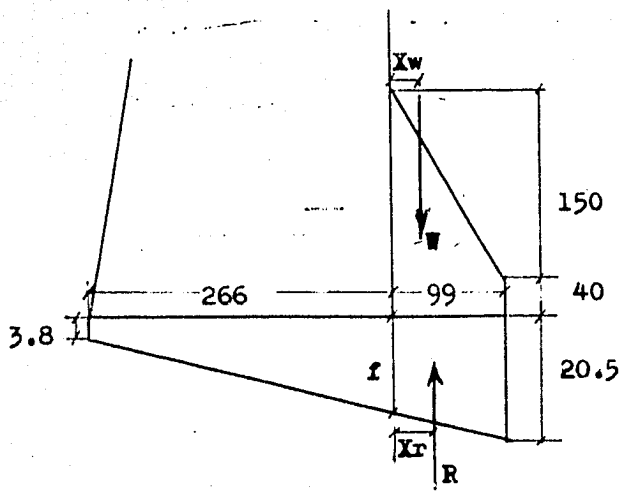
$$f = \frac{34.37}{2.29}\left(1 \pm \frac{6 \times 0.38}{2.29}\right) = 15\ (1 \pm 0.998)$$

$f_{máx} = 15 \times 1.998 = 29.9$ ton/m². $= 2.29$ Kg/cm². $< 1.25 \times 9$ Kg/cm².

$f_{min} = 15 \times 0.002 = 0.03$ ton/m². $= 0.003$ Kg/cm². < " " " " .

Dado que se cumplen las condiciones de seguridad para los tres Grupos de cargas, las dimensiones de las dos secciones analizadas se admiten como correctas.

d).- Revisión del escalón. Se revisará para el Grupo III de cargas -- que produce los mayores esfuerzos en la sección del desplante. El Escalón- trabajará como una viga empotrada en cantiliver.



$$f = \frac{2.66}{3.65}(20.5 - 3.8) + 3.8 = 16.0 \text{ ton/m}^2.$$

$$R = \frac{20.5 + 16.0}{2} \times 0.99 = 18.05 \text{ ton/m.}$$

$$Xr = \frac{0.99}{3} \; \frac{2 \times 20.5 + 16.0}{20.5 + 16.0} = 0.515 \text{ m.}$$

Por lo tanto el momento producido por la reacción del terreno vale:

$$Mr = 18.05 \times 0.515 = 9.30 \text{ ton-m.}$$

Cálculo del peso del escalón:

$$W = \frac{1.90 + 0.40}{2} \times 0.99 \times 2.2 = 2.50 \text{ ton/m.}$$

Su brazo es:

$$Xw = \frac{0.99}{3} \; \frac{2 \times 0.40 + 1.90}{0.40 + 1.90} = 0.387 \text{ m.}$$

Por lo que el momento producido por su propio peso es:

$$Mw = 2.50 \times 0.387 = 0.97 \text{ ton-m.}$$

o sea; $M_{tot} = 9.30 - 0.97 = 8.33$ ton-m.

y los esfuerzos de tensión y compresión serán:

$$f = \frac{6\,M}{h^2} = \frac{6 \times 8.33}{(1.90)^2} = 13.8 \text{ ton/m}^2. = 1.38 \text{ Kg/cm}^2.$$

Pero como el escalón es una viga corta ya que no cumple con la condición de $L/h \geqslant 5$, el esfuerzo obtenido se afecta por una corrección por "viga corta" que para la relación:

$$\frac{2\,L}{h} = \frac{2 \times 0.99}{1.90} = 1.04$$

vale $C = 0.78$ y por lo tanto los esfuerzos corregidos valdrán:

$$f = 0.78 \times 1.38 = 1.08 \text{ Kg/cm}^2. < 1.25 \times 0.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

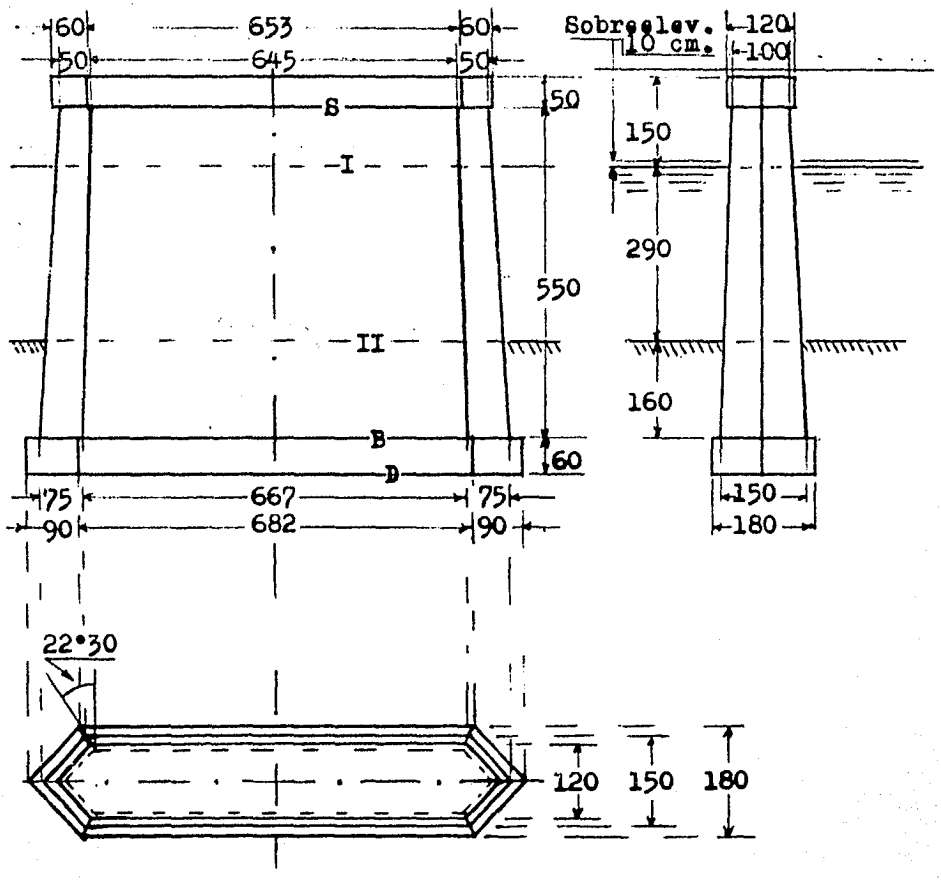
Las condiciones de estabilidad se cumplen, siendo satisfactoria la sección propuesta:

CALCULO DE LA PILA.

1.- Descripción.

Será una pila intermedia que soportará dos claros de la superestructura por medio de apoyos móviles. La corona será de concreto reforzado de $f'_c = 200$ Kg/cm². y el cuerpo de mampostería de tercera con mortero de cemento 1:5. Dicho cuerpo se desplantará en el manto de granito a 0.60 m. abajo de la superficie de dicho manto para cimentar sobra granito sano.

PILA PROPUESTA:



a).- Datos Generales:

Ubicación:	Km. 69 + 602.77
Elevación de Rasante:	370.33 m.
Peralte Superestructura:	2.03 m.
Peralte Apoyos:	0.10 m.
Elevación de Corona:	368.20 m.
Altura de la Pila:	6.60 m.
Elevación del desplante:	361.60 m.

b).- Esfuerzos Permisibles:

Mampostería de 3a. clase:	
Compresión	9.00 Kg/cm^2.
Tensión	0.90 Kg/cm^2.
Cortante	2.00 Kg/cm^2.
Manto de granito:	
Compresión	4.00 Kg/cm^2.

Se revisarán dos secciones de la pila propuesta, llamadas sección de la base del cuerpo y sección del desplante. Para simplificar los cálculos utilizaremos las secciones correspondiente a la subcorona, a el N. A. M. E., a la superficie del terreno, a la base del cuerpo y a la sección del desplante, y a las cuales llamaremos respectivamente S, I, II, B y D.

2.- Cargas de la Superestructura transmitidas a la Pila.

a).- Carga Muerta (del cálculo del estribo):

$$C.M. = 96.1 \times 2 = 192.2 \text{ ton.}$$

b).- Carga Viva: para producir los mayores efectos sobre la pila se carga solo un claro, ya que los esfuerzos producidos por este desequilibrio en la carga supera el incremento de esfuerzos correspondientes a cargar los dos claros:

$$C.V. = 43.2 \text{ ton.} \quad \text{cuyo brazo es } d = 0.27 \text{ m.}$$

c).- Fricción en los apoyos. Se supone que sólo obra la carga muerta, ya que la carga viva produce vibraciones que liberan de este efecto a los apoyos, además se supone que el apoyo móvil de un claro cede antes que el que el apoyo móvil del otro claro para que la pila reciba la acción de una de las fuerzas de fricción que son opuestas.

$$Fr = 5\ \%\ Rcm = 0.05 \times 96.1 = 4.8 \text{ ton.}$$

d).- Viento sobre superestructura:

$$Vns = 0.244 \times 64.6 = 15.8 \text{ ton.}$$

Brazo al desplante $d = 6.60 + 1.02 = 7.62$ m.

e).- Viento sobre carga viva:

$$Vncv = 0.149 \times 25 = 3.73 \text{ ton.}$$

Brazo al desplante $d = 6.60 + 2.03 + 1.83 = 10.46$ m.

3.- Peso Propio de la Pila.

a).- Dimensiones de las secciones auxiliares:

a = ancho de la sección.

L = largo de la sección sin tajamares.

H = distancia a la sección base (subcorona).

t = talud.

Sección	$A = As + 2\ H\ t$	$L = Ls + (A - As)\tan 22°30'$
I	$1.00 + 2 \times 1\frac{0.25}{5.50} = 1.091$	$6.45 + 0.091 \times 0.414 = 6.488$
II	$1.00 + 2 \times 3.90\frac{0.25}{5.50} = 1.355$	$6.45 + 0.355 \times 0.414 = 6.597$
B	$1.00 + 2 \times 5.50\frac{0.25}{5.50} = 1.50$	$6.45 + 0.50 \times 0.414 = 6.656$

b).- Volumen del cuerpo:

$$\text{Volumen} = \frac{h}{6} (\text{Area sup.} + \text{Area inf.} + 4 \text{ Area media})$$

$$As = (6.45 + 0.50) 1.00 = 6.95 \ m^2.$$

$$4 \ Am = 4 \ (6.469 + 0.523) \ 1.045 = 29.20 \ m^2.$$

$$A_1 = (6.488 + 0.545) \ 1.091 = 7.69 \ "$$

$$\text{Vol. de S a I} = 43.84 \frac{1.00}{6} = 7.30 \ m^3.$$

$$4 \ Am = 4 \ (6.542 + 0.611) \ 1.223 = 35.00 \ "$$

$$A_{II} = (6.597 + 0.678) \ 1.355 = 9.85 \ "$$

$$\text{Vol. de I a II} = 52.54 \frac{2.90}{6} = 25.40 \ m^3.$$

$$4 \ Am = 4 \ (6.633 + 0.714) \ 1.428 = 42.00 \ "$$

$$A_B = (6.67 + 0.75) \ 1.50 = 11.15 \ "$$

$$\text{Vol. de II a B} = 63.00 \frac{1.60}{6} = 16.80 \ m^3.$$

$$\text{Volumen del cuerpo} = 49.50 \ m^3.$$

c).- Peso Propio:

$$\text{Corona} = 1.20 \ (6.53 + 0.60) \ 0.50 \times 2.4 = 10.25 \text{ ton.}$$

$$\text{Cuerpo} = 49.5 \times 2.2 = 109.00 \text{ ton.}$$

por lo tanto;

$$\text{Peso Propio sobre la base del cuerpo} = 10.25 + 109.00 = 119.25 \text{ ton.}$$

$$\text{Base} = 1.80 \ (6.82 + 0.90) \ 0.60 \times 2.2 = 18.35 \text{ ton.}$$

y , $\text{Peso Propio sobre el desplante} = 119.25 + 18.35 = 137.60 \text{ ton.}$

4.- Peso del Agua.

a).- Sección de la base del cuerpo:

Vol. $= A_B\ h - V_{1-11} = 11.15 \times 2.90 - 25.4 = 6.9\ m^3$.

P.A. $= 6.9 \times 1.000 = 6.90$ ton.

b).- Sección del desplante:

Vol. $= A_D\ h - V_{1-11} = 13.9 \times 2.90 - 25.4 = 15.0\ m^3$:

P.A. $= 15.0 \times 1.000 = 15.00$ ton.

5.- Peso de la tierra.

a).- Sección de la base del cuerpo:

Vol. $= A_B\ h - V_{11-B} = 11.15 \times 1.60 - 16.8 = 1.0\ m^3$.

P.T. $= 1.0 \times 1.600 = 1.60$ ton.

b).- Sección del desplante:

Vol. $= A_D\ h - V_{11-B} = 13.90 \times 1.60 - 16.8 = 5.4\ m^3$.

P.T. $= 5.4 \times 1.600 = 8.63$ ton.

6.- Viento sobre la Pila.

Se considera un empuje de 195 Kg/m^2. con un esviajamiento de 45°, por lo que se tendrá una fuerza de 138 Kg por área expuesta tanto tangen-- cial como normal a la pila.

a).- Sobre la corona:

Vnc $= 0.50 \times 1.20 \times 0.138 = 0.083$ ton.

Vtc $= 0.50 \times 7.73 \times 0.138 = 0.532$ ton.

Brazo al desplante d $= 6.60 - 0.25 = 6.35$ m.

b).- Sobre el cuerpo en N.A.M.E.

$$Vncp = \frac{1 + 1.091}{2} 1 \times 0.138 = 0.144 \text{ ton.}$$

$$Vtcp = \frac{7.45 + 7.579}{2} 1 \times 0.138 = 1.04 \text{ ton.}$$

Brazo al desplante d = 6.10 - 0.50 = 5.60 m.

c).- Sobre el cuerpo en SECO (sin incluir el anterior) :

$$V'ncp = \frac{1.091 + 1.355}{2} 2.90 \times 0.138 = 0.49 \text{ ton.}$$

$$V'tcp = \frac{7.579 + 7.952}{2} 2.90 \times 0.138 = 3.10 \text{ ton.}$$

Brazo al desplante d = 5.10 - 1.45 = 3.65 m.

7.- Empuje dinámico del Agua:

$$Ed = K \frac{v^2}{2g} \times A$$

donde K = 0.75 para tajamares a 45°, por lo tanto:

$$Ed = 0.75 \frac{(5.96)^2}{19.62} \times \frac{1.091 + 1.355}{2} 2.90 = 4.78 \text{ ton.}$$

$$\text{Brazo al desplante } d = 2.20 + \frac{2}{3} 2.90 = 4.13 \text{ m.}$$

8.- Propiedades geométricas.

a).- Sección del desplante:

$$A = (6.82 + 0.90) 1.80 = 13.90 \text{ m}^2.$$

$$Ix = \frac{a^3}{24} (2 L + \frac{a}{2}) = \frac{1.80^3}{24} (2 \times 6.82 + \frac{1.80}{2}) = 3.54 \text{ m}^4.$$

$$I_y = \frac{A}{12}(L + A) = \frac{13.90}{12}(6.82^2 + 13.90) = 70.30\ m^4.$$

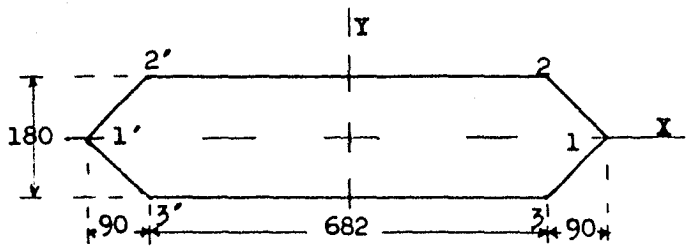
b).- Sección de la base del cuerpo:

$$A = (6.67 + 0.75)\ 1.50 = 11.15\ m^2.$$

$$Ix = \frac{1.50^3}{24}\left(2 \times 6.67 + \frac{1.50}{2}\right) = 1.98\ m^4.$$

$$I_y = \frac{11.15}{12}(6.67^2 + 11.15) = 51.30\ m^4.$$

9.- Revisión de la sección del desplante.



$$f = \frac{N}{A} \pm \frac{Mx}{Ix}y \pm \frac{My}{Iy}x$$

2 y 3' puntos de esfuerzos máximo y mínimo.

a).- Grupo I = C.V. + C.M. + P.P. + P.A. + P.T. + Ed , con un porcentaje de esfuerzos de 100%.

CARGA	VERTICAL (ton)	HORIZONTAL (ton)	BRAZO (m)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
C. V.	43. 2		0. 27	11. 65	
C. M.	192. 2				
P. P.	137. 60				
P. A.	15. 00				
P. T.	8. 63				
Ed		4. 78	4. 13		19. 7
SUMAS	396. 63	4. 78		11. 65	19. 7

Esfuerzos:

$$f = \frac{396.63}{13.90} \pm \frac{11.65}{3.54} 0.90 \pm \frac{19.70}{70.30} 3.41$$

$$= 28.5 \pm 3.30 \pm 0.95$$

$$f_{máx} = 32.75 \text{ ton/m}^2. = 3.28 \text{ Kg/cm}^2. < 4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{min} = 24.25 \text{ ton/m}^2. = 2.43 \text{ Kg/cm}^2. < 4 \text{ Kg/cm}^2.$$

Volteamiento alrededor del eje x:

$$\frac{396.63 \times 0.90}{11.65} = 33.5 > 2$$

Volteamiento arededor del eje y:

$$\frac{396.63 \times 4.31}{19.70} = 86.7 > 2$$

Deslizamiento:

$$\frac{396.63 \times 0.7}{4.78} = 58 > 2$$

b).- Grupo II = C.M. + P.P. + P.A. + P.T. + S + Ed + V_s, con un porcentaje de esfuerzos de 125%.

CARGA	VERTICAL (ton)	HOR.-X (ton)	HOR.-Y (ton)	BRAZO (m)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
Grupo I	396.63	4.78			11.65	19.70
- C.V.	42.20			4.13	-11.65	
Vns		15.80		7.62		120.20
V c		0.083	0.532	6.35	3.38	0.53
V cp		0.144	1.040	5.60	5.82	0.81
SUMAS	353.43	20.807	1.572		9.20	141.24
- Ed		- 4.78				-19.70
V'cp		0.49	3.10	3.65	11.30	1.78
SUMAS	353.43	16.517	4.672		20.50	123.32

Esfuerzos en N.A.M.E. :

$$f = \frac{353.43}{13.90} \pm \frac{9.20}{3.54} 0.90 \pm \frac{141.24}{70.30} 3.41$$

$$= 25.4 \pm 2.34 \pm 6.86$$

$$f_{máx} = 34.60 \text{ ton/m}^2. = 3.46 \text{ Kg/cm}^2. < 1.25 \times 4 = 5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{min} = 16.20 \text{ ton/m}^2. = 1.62 \text{ Kg/cm}^2. < 1.25 \times 4 = 5 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzos en SECO

$$f = \frac{353.43}{13.90} \pm \frac{20.50}{3.54} 0.90 \pm \frac{123.32}{70.30} 3.41$$

$$= 25.4 \pm 5.21 \pm 5.98$$

$$f_{máx} = 36.59 \text{ ton/m}^2. = 3.67 \text{ Kg/cm}^2. < 1.25 \times 4 = 5 \text{ Kg/cm}^2$$

f_{min} = 14.21 ton/m². = 1.42 Kg/cm². < 1.25 x 4 = 5 Kg/cm².

Volteamiento alrededor del eje x:

$$\frac{353.43 \times 0.90}{20.50} = 15.5 > 2$$

Volteamiento alrededor del eje y:

$$\frac{353.43 \times 4.31}{141.24} = 10.8 > 2$$

Deslizamiento:

$$\frac{353.43 \times 0.7}{20.807} = 11.9 > 2$$

c).- Grupo III = Grupo I + 30% Vs + Vcv + Fr , con un porcentaje de esfuerzos de 125%.

CARGA	VERTICAL (ton)	HOR.-X (ton)	HOR.-Y (ton)	BRAZO (m)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
Grupo I	396.63	4.78			11.65	19.70
30% Vns		4.75		7.62		36.20
30% V c		- 0.025	0.16	6.35	1.02	0.16
30% V cp		0.031	0.312	5.60	1.74	0.17
Vcv		3.73		10.46		38.90
Fr			4.80	6.60	31.60	
SUMAS	396.63	13.316	5.272		46.01	95.13
- Ed		- 4.78				- 19.70
39% V'cp		0.147	0.93	3.65	3.40	0.54
SUMAS	396.63	8.683	6.202		49.41	75.97

Esfuerzos en N.A.M.E.:

$$f = \frac{396.63}{13.90} \pm \frac{46.01}{3.54} 0.90 \pm \frac{95.13}{70.30} 3.41$$

$$= 28.5 \pm 11.7 \pm 4.62$$

$f_{máx} = 44.82$ ton/m². $= 4.48$ Kg/cm². < 5 Kg/cm².

$f_{min} = 12.18$ ton/m². $= 1.22$ Kg/cm². < 5 Kg/cm².

Esfuerzos en SECO:

$$f = \frac{396.63}{13.90} \pm \frac{49.41}{3.54} 0.90 \pm \frac{75.97}{70.30} 3.41$$

$$= 28.5 \pm 12.57 \pm 3.67$$

$f_{máx} = 44.74$ ton/m². $= 4.47$ Kg/cm². < 5 Kg/cm².

$f_{min} = 12.26$ ton/m². $= 1.23$ Kg/cm². < 5 Kg/cm².

Volteamiento alrededor del eje x:

$$\frac{396.63 \times 0.90}{49.41} = 7.2 > 2$$

Volteamiento alrededor del eje y:

$$\frac{396.63 \times 4.31}{95.13} = 18 > 2$$

Deslizamiento:

$$\frac{396.63 \times 0.7}{13.316} = 20.8 > 2$$

10.- Revisión de la sección de la base del cuerpo.

a).- Grupo I = C.V. + C.M. + P.P. + P.A. + P.T. + Ed , con un 100%.

CARGA	VERTICAL (ton)	HORIZONTAL (ton)	BRAZO (m)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
C.V.	43.20		0.27	11.65	
C.M.	192.20				
P.P.	119.25				
P.A.	6.90				
P.T.	1.60				
Ed.		4.78	3.53		16.83
SUMAS	373.15	4.78		11.65	16.83

Esfuerzos:

$$f = \frac{373.15}{11.15} \pm \frac{11.65}{1.98}\,0.75 \pm \frac{16.83}{51.30}\,3.335$$

$$= 33.5 \pm 4.42 \pm 1.01$$

$$f_{máx} = 38.93 \text{ ton/m}^2. = 3.89 \text{ Kg/cm}^2. < 9.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{min} = 28.07 \text{ ton/m}^2. = 2.81 \text{ Kg/cm}^2. = < 9.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

b).- Grupo II = C.M. + P.P. + P.A. + P.T. + Ed. + Vs, con un 125%.

CARGA	VERTICAL (ton)	HOR.-X (ton)	HOR.-Y (ton)	BRAZO (m)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
Grupo I	373.15	4.78			11.65	16.83
- C.V.	- 43.20			0.27	-11.65	
Vns		15.80		7.02		111.00
V c		0.083	0.532	5.75	3.06	0.48
V cp		0.144	1.040	5.00	5.20	0.72
SUMAS	329.95	20.807	1.582		8.36	129.03
- Ed		- 4.78				-16.83
V'cp		0.49	3.10	3.05	9.45	1.50
SUMAS	329.95	16.517	4.682		17.81	113.70

Esfuerzos en SECO:

$$f = \frac{329.95}{11.15} \pm \frac{17.81}{1.98} 0.75 \pm \frac{113.70}{51.30} 3.335$$

$$= 29.60 \pm 6.75 \pm 6.71$$

$$f_{máx} = 43.06 \text{ ton/m}^2. = 4.31 \text{ Kg/cm}^2. < 9.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{min} = 16.14 \text{ ton/m}^2. = 1.61 \text{ Kg/cm}^2. < 9.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

Esfuerzos en N.A.M.E. ;

$$f = \frac{329.95}{11.15} \pm \frac{8.36}{1.98} 0.75 \pm \frac{129.03}{51.30} 3.335$$

$$= 29.60 \pm 3.16 \pm 8.38$$

$$f_{máx} = 41.14 \text{ ton/m}^2. = 4.11 \text{ Kg/cm}^2. < 9.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{min} = 18.06 \text{ ton/m}^2. = 1.81 \text{ Kg/cm}^2. < 9.00 \text{ Kg/cm}^2.$$

c).- Grupo III = Grupo I + 30% Vs + Vcv + Fr , con 125%.

CARGA	VERTICAL (ton)	HOR.-X) ton)	HOR.-Y (ton)	BRAZO (m)	Mxx (ton-m)	Myy (ton-m)
Grupo I	373.15	4.78			11.65	16.83
30% Vns		4.75		7.02		33.30
30% V c		0.025	0.16	5.75	0.92	0.14
30% V cp		0.031	0.312	5.00	1.56	0.22
Vcv		3.73		9.86		36.70
Fr			4.80	6.00	28.80	
SUMAS	373.15	13.316	5.272		42.93	89.19
- Ed		- 4.78				- 16.83
30% V'cp		0.147	0.93	3.05	2.82	0.45
SUMAS	373.15	8.683	6.202		45.75	70.81

Esfuerzos en N.A.M.E. :

$$f = \frac{373.15}{11.15} \pm \frac{42.93}{1.98} 0.75 \pm \frac{87.19}{51.30} 3.335$$

$$= 33.50 \pm 16.22 \pm 5.67$$

$f_{máx} = 55.39$ ton/m². $= 5.54$ Kg/cm². $< 1.25 \times 9 = 11.25$ Kg/cm².

$f_{min} = 11.61$ ton/m². $= 1.16$ Kg/cm². $< 1.25 \times 9 = 11.25$ Kg/cm².

Esfuerzos en SECO:

$$f = \frac{373.15}{11.15} \pm \frac{45.75}{1.98} 0.75 \pm \frac{70.81}{51.30} 3.335$$

$$= 33.50 \pm 19.10 \pm 4.59$$

$f_{máx} = 57.19$ ton/m². $= 5.72$ Kg/cm². < 11.25 Kg/cm².

$f_{min} = 9.81$ ton/m². $= 0.98$ Kg/cm². < 11.25 Kg/cm².

CONCLUSION:

Se han cumplido las condiciones de estabilidad y no se han sobrepasado los esfuerzos permisibles, por lo que se aceptan las dimensiones propuestas para la pila.

Volumen de la pila = 57.85 m^3.

C A P I T U L O VI

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

- Comprenderá este capítulo los lineamientos y recomendaciones a seguir y solo en caso de ser necesario y a juicio del Residente, se harán las modificaciones convenientes, teniendo cuidado de controlar todas y cada una de las fases de la construcción, tanto con respecto a los materiales, como a los procedimientos y así evitar toda posible equivocación que podría traer como consecuencia la elevación del costo de la obra y a veces dar lugar a un colapso de la estructura o de alguno de sus elementos.

Se principiará por trazar los ejes del camino, localizando la ubicación de los estribos y la pila, tomando referencias a testigos situados afuera de la obra, para evitaf la pérdida de estacas.

1.- ESTRIBOS Y PILAS DE MAMPOSTERIA.

La excavación se recomienda realizarla a máquina, situando el material producto de la excavación cerca para posteriormente usarlo como relleno, las excavaciones serán las mínimas posibles, dándoles un talud igual o menor al ángulo de reposo del material, si este resulta muy pequeño se recurrirá al uso de tablaestacados. En caso de que aún siendo época de estiaje se tuviera infiltraciones en la excavación, el agua se extraerá mediante -

drenes construidos en el fondo de la cimentación que la conduzca a un cárcamo previamente construido, de donde se bombeará al exterior. El fondo -- de la excavación será conformado adecuadamente, colocando una plantilla de concreto pobre.

La piedra para mampostería provendrá de los bancos disponibles; deberá ser homogenea, de grano relativamente fino, estar sano y no interperizada, con peso mínimo de 30 Kg., deberá estar limpia; en caso que no lo estuviere se limpiará con agua.

La piedra previamente humedecida, se colocará en hiladas, las primeras de las cuales llevarán las piedras de mayor tamaño, empleando las caras más planas en los paramentos, rostreando estos si es necesario.

La liga será mortero de cemento 1:5; consumiendo aproximadamente 90 - Kg. de cemento por metro cúbico de mampostería, los vacíos que inevitáblemente resulten se rellenarán con piedra chica.

Las juntas irán gusaneadas, de sección semicircular o rectangular, --- realizada en la cara un cm. El gusaneo se hará después de que el mortero de la mampostería haya endurecido, humedeciéndolas y rellenándolas con mortero fresco, trabajando el reborde con la herramienta adecuada. El paramento deberá conservarse húmedo y el gusaneo se protegerá del sol durante tres - días.

El coronamiento de los aleros se chapeará con un espesor mínimo de -- 1 cm. de mortero de cemento.

Entre el respaldo de los morteros y las terracerías de acceso del --- puente, se colocará un dren de piedra quebrada o grava, recargado sobre el estribo, con un espesor de 25 cm., que se colocará simultaneamente con las capas del terraplén.

Se colocarán drenes de tubo de 10 cm. de diámetro ahogados en la mampostería para desalojar el agua captada por el drén de piedra.

A continuación se procederá al armado del fierro de refuerzo de las -

coronas, siguiendo las indicaciones de los planos correspondientes. Para-- el cimbrado se usarán tableros de madera que resistan varios usos y que -- sean manuables, colocados los cuales se procederá al colado.

El concreto se fabricará con revolvedora, haciendo el proporcionamiento en peso y se acarreará en carretillas a el lugar de su colocación donde será vibrado. Se tendrá cuidado en el terminado de los zoclos de apoyo de- las trabes, así como en su nivelado para proporcionar un asiento adecuado.

El relleno del respaldo del estribo se hará por capas horizontales de 25 cm. de espesor medio, que deberán ser muy bien compactadas, dicho relleno será realizado hasta que la superestructura, se haya decimbrado y se apoye sobre el estribo.

2.- LOSAS NERVURADAS.

Se construirá la obra falsa previamente diseñada para resistir las -- cargas muertas a que se someterá durante el colado; se usará madera de 2a., la obra falsa deberá estar suficientemente controventeada, cimentada sobre rastras, zapatas de madera o mampostería según se requiera y se calzará -- con cuñas de manera que quede perfectamente apoyada, dándole la contraflecha indicada en los planos.

Apoyados en la obra falsa se colocarán los moldes, buscando sean de - secciones estandarizadas, tales como tableros de 1.50 x 1.00 m. para facilitar el montaje y desmontaje, así como su empleo repetido, dichos moldes- serán sellados y engrasados para a continuación proceder al armado del refuerzo dándole los recubrimientos necesarios y calzándolo mediante silletas metálicas hechas de varilla, preparadas para fijarlo y proporcionar el recubrimiento inferior.

El concreto se fabricará con 2 revolvedoras, el colado será monolítico en una sola operación, los agragados, el agua y el cemento serán previamente analizados para corroborar que cumplen con los requisitos especificados. Las dosificaciones se harán en peso y se tomarán muestras de las- revolturas a fin de verificar, posteriormente, la resistencia del concreto

a diferentes edades.

Se iniciará el colado en un diafragma extremo, colándose secciones de 2 o 3 m. de nervadura, dejando que la revoltura resbale dentro del molde, regresando al sitio de partida para avanzar ahora con el colado de la losa, hasta llegar a la sección donde se suspendió el colado de las nervaduras, repitiéndose el proceso sucesivamente hasta llegar al diafragma opuesto.

El concrego se vibrará adecuadamente con vibradores mecánicos que penetren en la revoltura, pero se evitará la segregación. En los sitios en que dicho vibrador no quepa, se procederá a vibrar la cimbra por fuera. Se dejarán ahogados en la losa los drenes y conforme vaya avanzando el colado se vendrá dandole el acabado con cercha y regla vibratoria.

Se procederá a continuación al colado de las banquetas, para lo que se contará con las varillas de la losa que se prolongarán a la banqueta. Los parapetos se colarán hasta que se haya descimbrado la superestructura.

El curado se realizará regando arena sobre la superficie colada y manteniéndola húmeda por espacio de 15 horas.

Se pondrán acelerantes al concreto que nos permitan descimbrar a los tres días y la colocación de la carpeta asfáltica a los 10 días.

C A P I T U L O VII

PROGRAMA DE TRABAJO.

En este capítulo se aplicará el método de la ruta crítica de una manera superficial, ya que debido a su complejidad requeriría de un amplio estudio por separado para ser tratado con todo detalle.

LISTA DE ACTIVIDADES.

A).- Instalación de campamento y bodegas.

B).- Trabajos topográficos.

C).- Excavación de estribo 1 y pila 2.

D).- Construcción de estribo 1 y pila 2.

E).- Excavación de estribo 3.

F).- Construcción de estribo 3.

G).- Construcción obra falsa y cimbra en tramo 1-2.

H).- Colocación de fierro de refuerzo en tramo 1-2.

I).- Colado del tramo 1-2.

J).- Curado y fraguado del tramo 1-2.

K).- Descimbrado y desmantelamiento de obra falsa del tramo 1-2.

L).- Relleno estribo 1.

M).- Colado de parapeto tramo 1-2.

N).- Construcción obra falsa y cimbra en tramo 2-3.

O).- Colocación de fierro de refuerzo en tramo 2-3.

P).- Colado del tramo 2-3.

Q).- Curado y fraguado del tramo 2-3.

R).- Descimbrado y desmantelamiento de obra falsa del tramo 2-3.

S).- Relleno estribo 3.

T).- Colado de parapeto tramo 2-3.

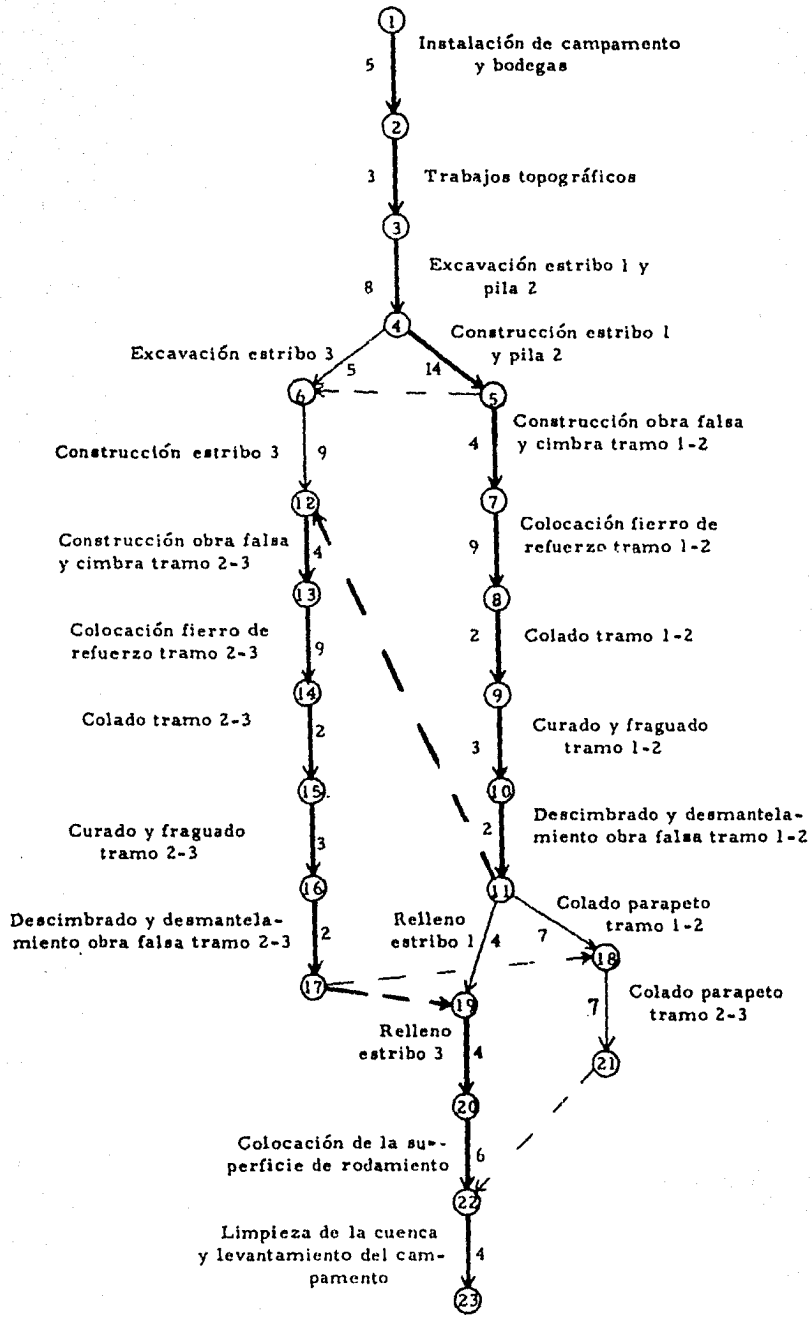
U).- Colocación de la superficie de rodamiento.

V).- Limpieza de la cuencia y levantamiento del campamento.

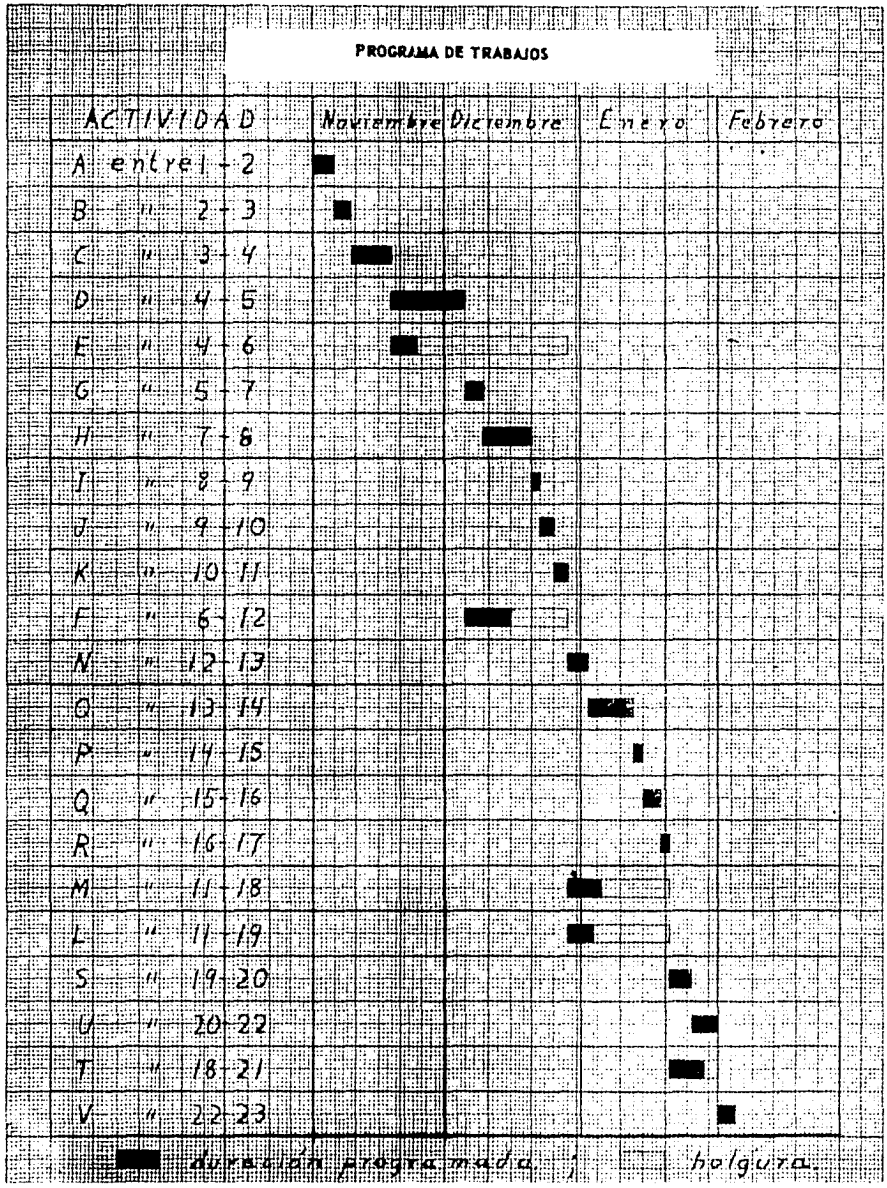
TABLA DE SECUENCIAS

Actividades inmediatas precedentes \ Actividades inmediatas siguientes	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U
A) Instalación de campamento y bodegas	X																			
B) Trabajos topográficos		X																		
C) Excavación de estribo 1 y pila 2			X	X																
D) Construcción de estribo 1 y pila 2					X	X														
E) Excavación de estribo 3					X															
F) Construcción de estribo 3													X							
G) Construcción de obra falsa y cimbra							X													
H) Colocación de fierro de refuerzo tramo 1-2								X												
I) Colado del tramo 1-2									X											
J) Curado y fraguado del tramo 1-2										X										
K) Descimbrado y desmantelamiento obra falsa tramo 1-2											X	X	X							
L) Relleno estribo 1.																	X			
M) Colado de parapeto tramo 1-2																		X		
N) Construcción de obra falsa y cimbra tramo 2-3														X						
O) Colocación de fierro de refuerzo tramo 2-3															X					
P) Colado del tramo 2-3																X				
Q) Curado y fraguado del tramo 2-3																	X			
R) Descimbrado y desmantelamiento obra falsa tramo 2-3																		X	X	
S) Relleno estribo 3																				X
T) Colado de parapeto tramo 2-3																				
U) Colocación de la superficie de rodamiento																				
V) Limpieza de la cuenca y levantamiento del campamento																				

DIAGRAMA DE FLECHAS



Ruta critica: ⟶


PROGRAMA DE TRABAJOS
ACTIVIDAD
Noviembre
Diciembre
Enero
Febrero
A entre 1 - 2
B " 2 - 3
C " 3 - 4
D " 4 - 5
E " 4 - 6
G " 5 - 7
H " 7 - 8
I " 8 - 9
J " 9 - 10
K " 10 - 11
F " 6 - 12
N " 12 - 13
Q " 13 - 14
P " 14 - 15
Q " 15 - 16
R " 16 - 17
M " 11 - 18
L " 11 - 19
S " 19 - 20
U " 20 - 22
T " 18 - 21
V " 22 - 23
duración programada
holgura

CAPITULO VIII

PRESUPUESTO GENERAL DE LA OBRA.

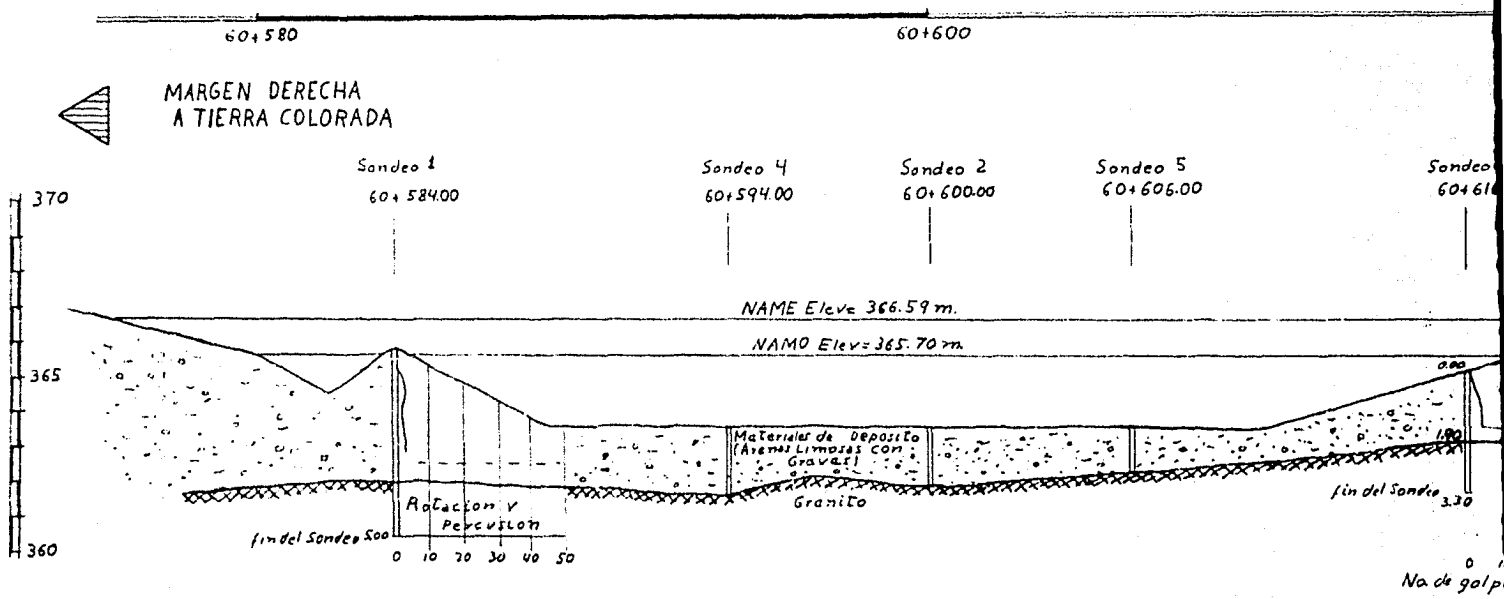
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	PRECIO	IMPORTE
Subestructura: Concreto f'_c = 200 Kg/cm². en coronas.	23.1	m³.	525.00	12,127.50
Mamposterfa de 3a. clase- con mortero de cemento 1:5.	467.9	m³.	173.00	80,946.70
Acero de refuerzo de límite elástico 2320 Kg/cm².	840	Kg.	3.97	3,334.80
Excavaciones aproximadas.	515	m³.	18.00	9,270.00
Rellenos aproximados.	890	m³.	14.80	13,172.00
SUMA:				118,851.00
Superestructura: Concreto f'_c = 250 Kg/cm². - en losas nervuradas.	151	m³.	678.00	102,378.00
Acero de refuerzo de límite elástico 4000 Kg/cm².	34026	Kg.	4.50	153.117.00
Apoyos de Neopreno.	28	dm³.	87.00	2,436.00
Placas de Acero;	12	Kg.	7.40	88.80
Parapeto de Concreto.	102	m.	159.00	16,218.00
Drenes de asb. cemento.	28	Pza.	29.40	823.20
SUMA:				275,061.00

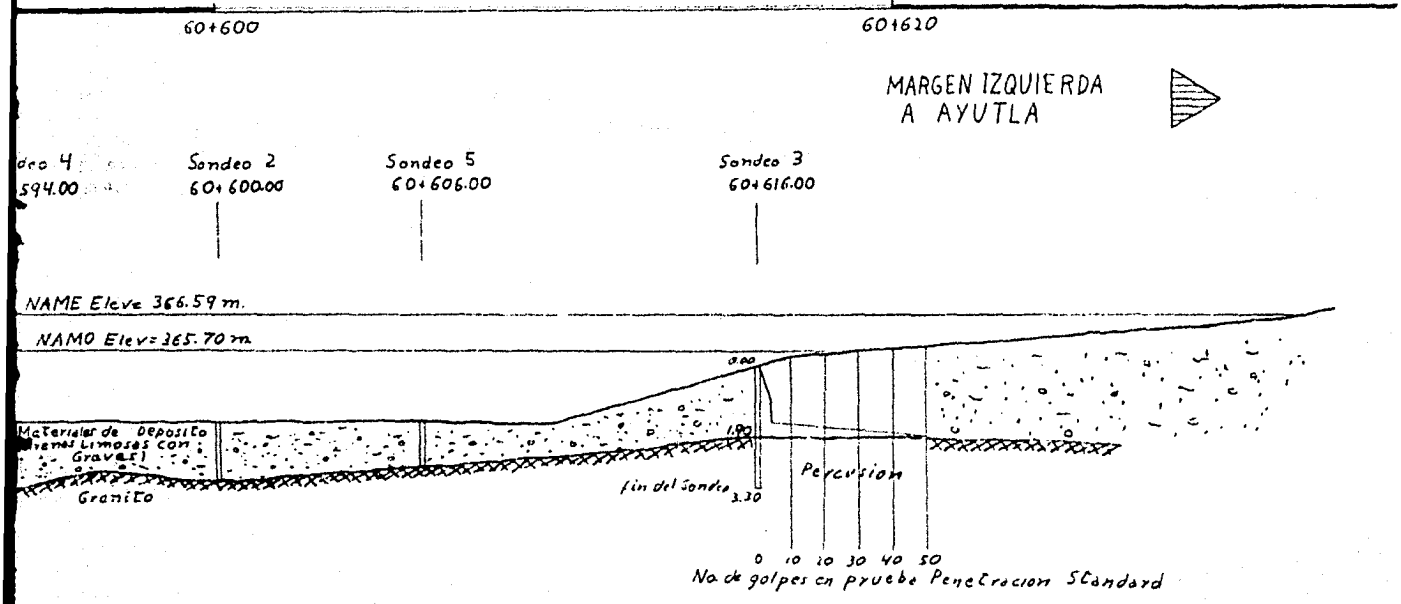
T O T A L $ 393.912.00

Ingeniería y administración 10% $ 39.391.20

PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE. $ 433.303.20

$$\text{Costo por metro lineal} = \frac{\$\ 433,303.20}{50} = \$\ 8,666.07\ /\ m.$$


60+580
60+600
MARGEN DERECHA
A TIERRA COLORADA
Sondeo 1
60+584.00
Sondeo 4
60+594.00
Sondeo 2
60+600.00
Sondeo 5
60+606.00
370
365
360
NAME Elev= 366.59 m.
NAMO Elev= 365.70 m.
Materiales de Deposito
(Arenas Limosas con
Gravas)
Granito
Rotacion y
Percusion
fin del Sondeo 5.00
0 10 20 30 40 50
fin del Sondeo
3.30
0.00
1.00
0



U N A M

FACULTAD DE INGENIERIA

PUENTE

RIO TECOANAPA

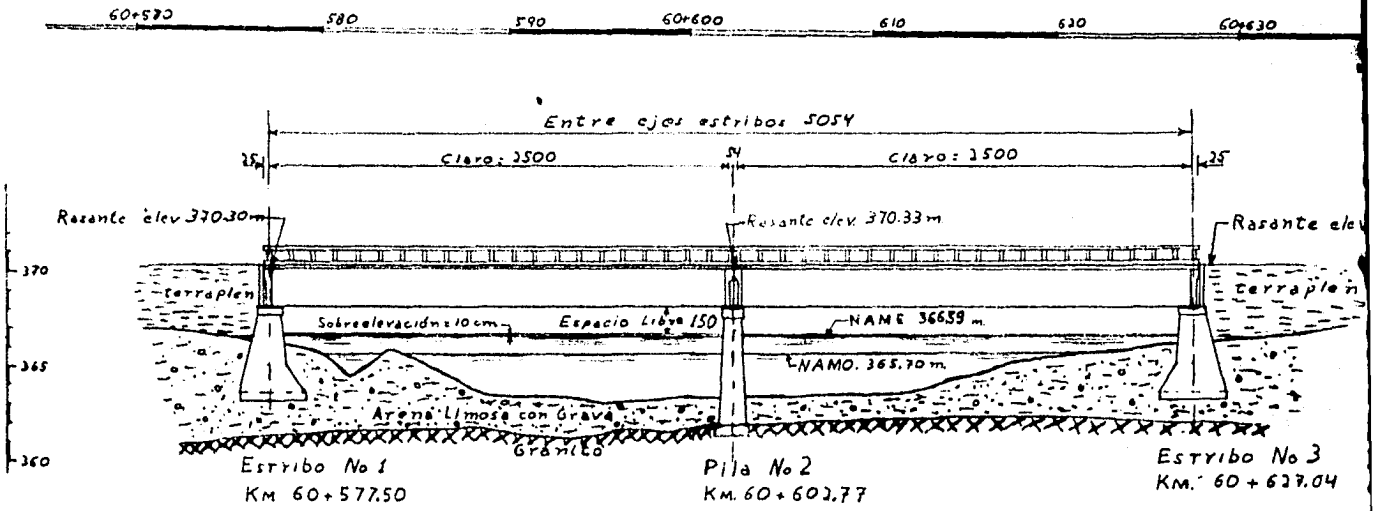
CORTE GEOLOGICO

LUIS AGUILAR Y DE ALBA

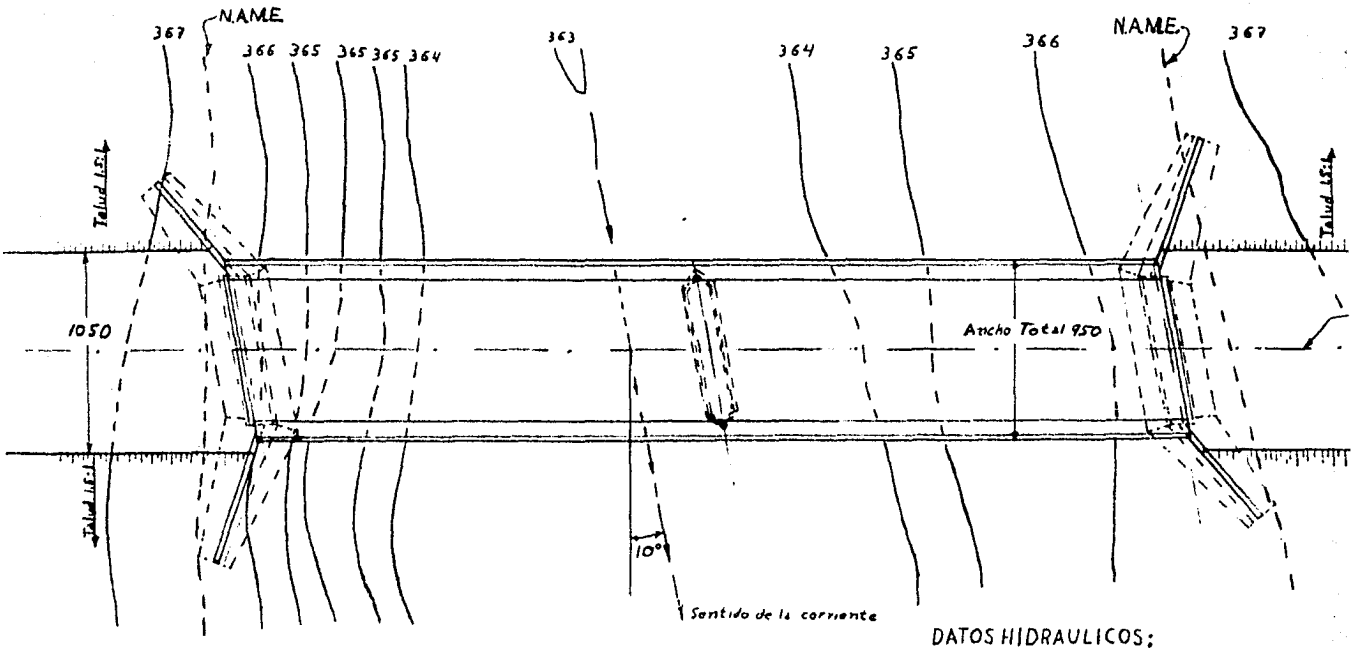
Tesis Profesional

PLANO Nº 1

Junio 1966



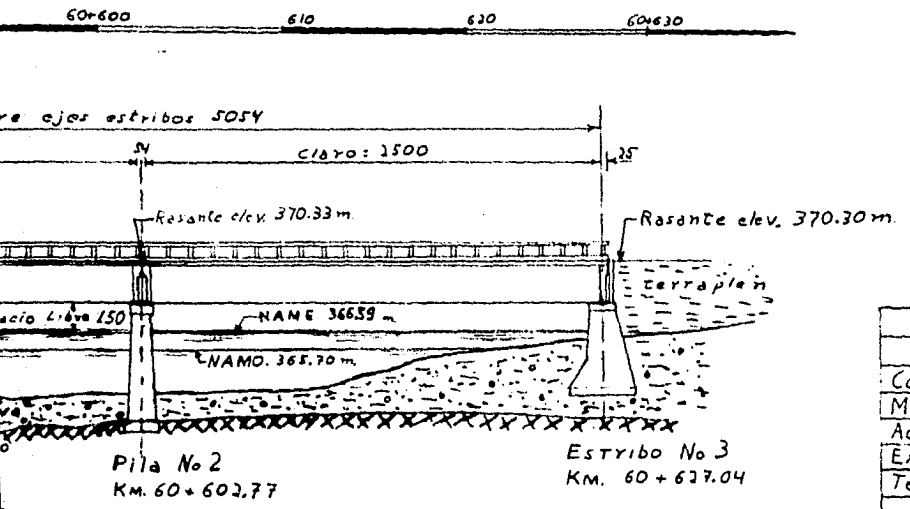
CORTE ELEVACION POR EL EJE



PLANTA

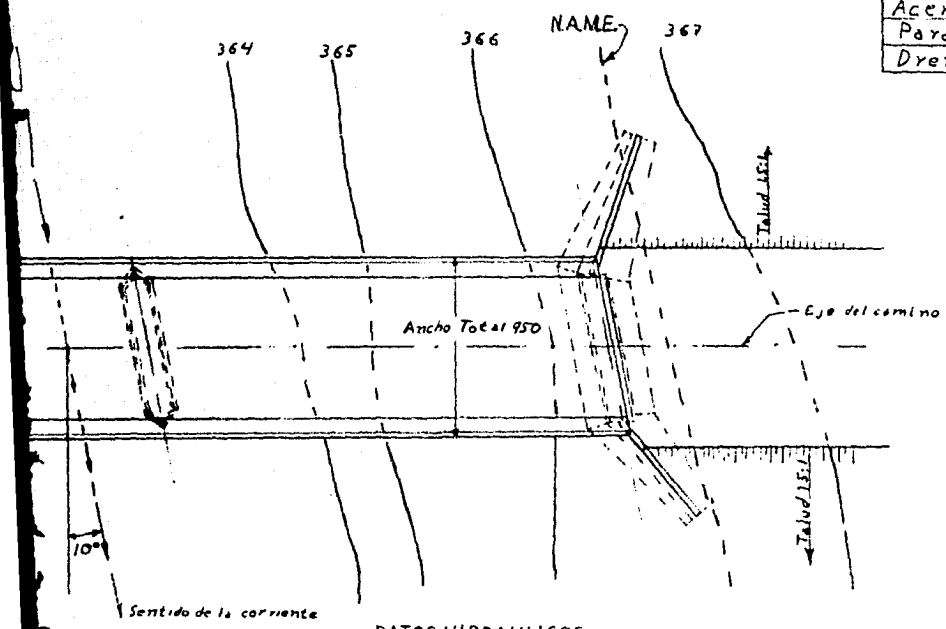
DATOS HIDRAULICOS:

Gasto de la corriente = 5
Area hidráulica sin puente = 1
" " con puente = 1
Sobreelevación =



ELEVACION POR EL EJE

LISTA DE MATERIALES	
SUBESTRUCTURA	
Concreto $f'c = 200$ Kg/cm²	231 m³
Mamposteria 3a. mortero 1:5	467.9 m³
Acero de refuerzo L.E. = 2320 Kg/cm²	840 Kg
Excavaciones aproximadas	515 m³
Terraplen de acceso aprox.	890 m³
SUPERESTRUCTURA	
Concreto $f'c = 250$ Kg/cm²	151 m³
Acero de refuerzo L.E. = 4000 Kg/cm²	34026 Kg.
Apoyos de neopreno	28 dm³
Acero en apoyos	12 Kg
Parapeto de concreto	102 m
Drenes	28 pzas



PLANTA

DATOS HIDRAULICOS:

Gasto de la corriente = 559.42 m³/seg.
Area hidráulica sin puente = 109.52 m²
" " con puente = 104.92 m²
Sobreelevación = 10 cm.

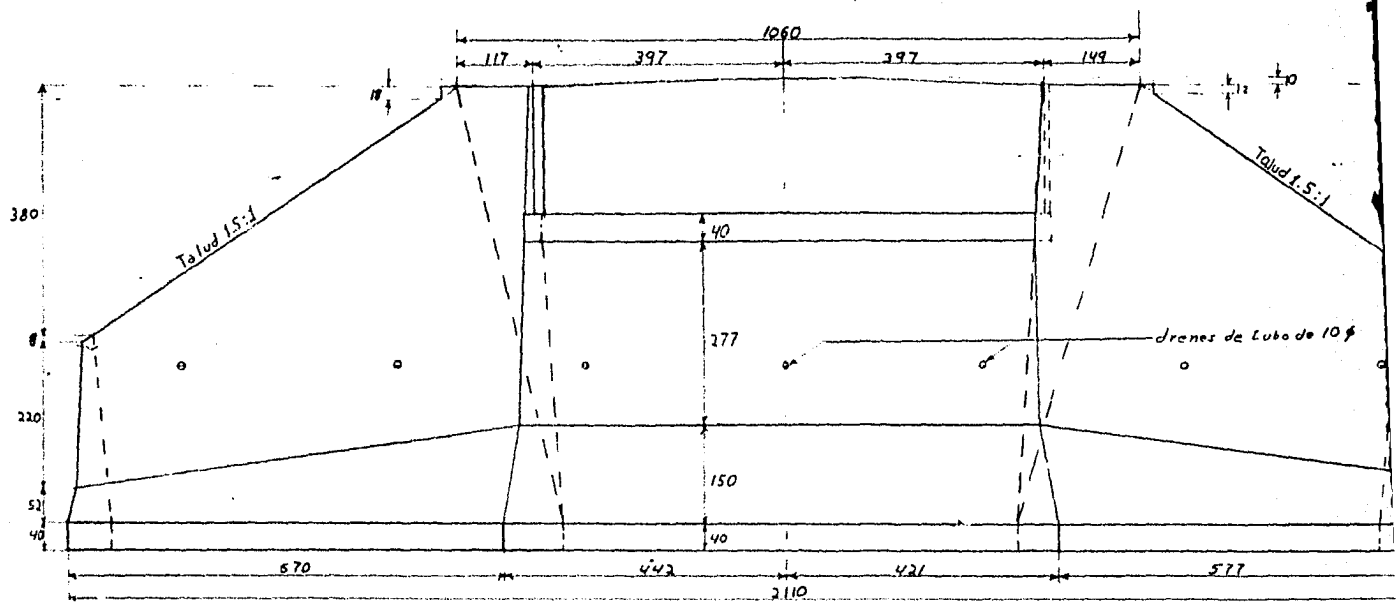
U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

PUENTE
RIO TECOANAPA
DISTRIBUCION GENERAL

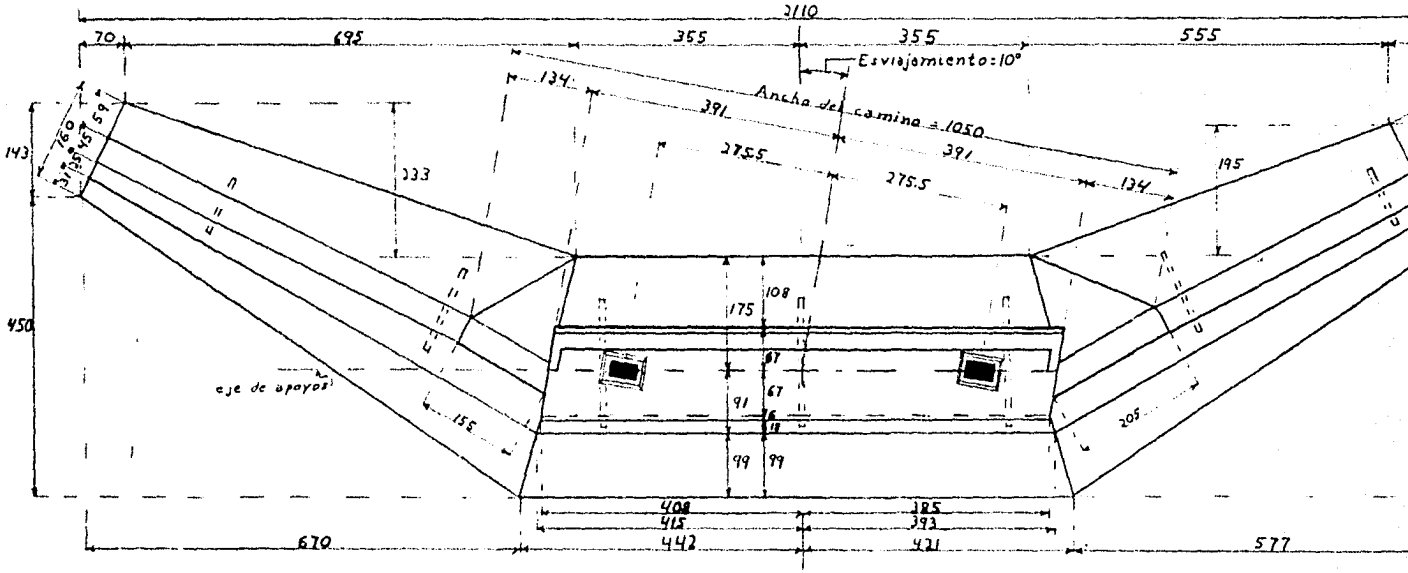
LUIS AGUILAR Y DE ALBA

Tesis Profesional

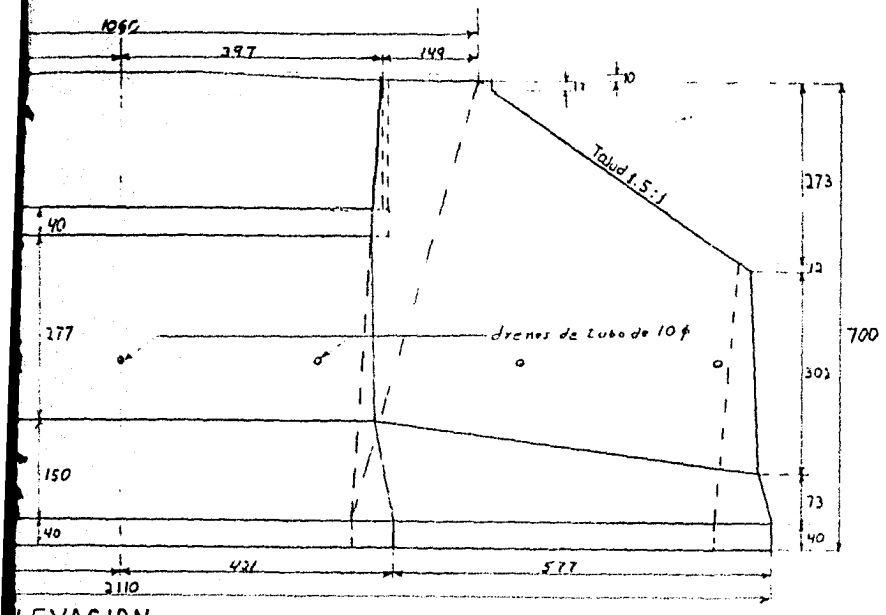
PLANO Nº 2
Junio 1966



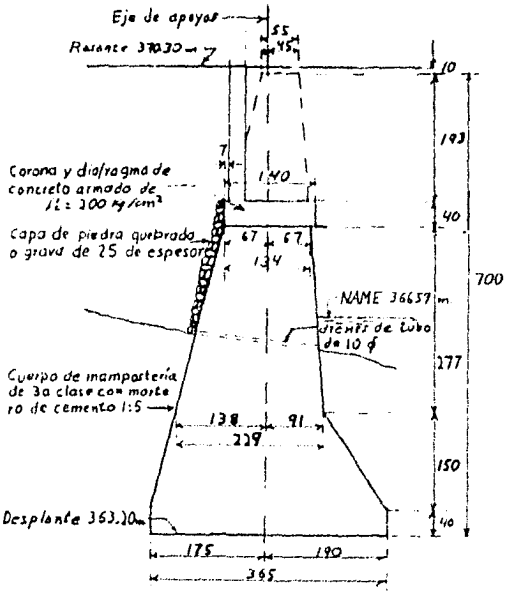
ELEVACION



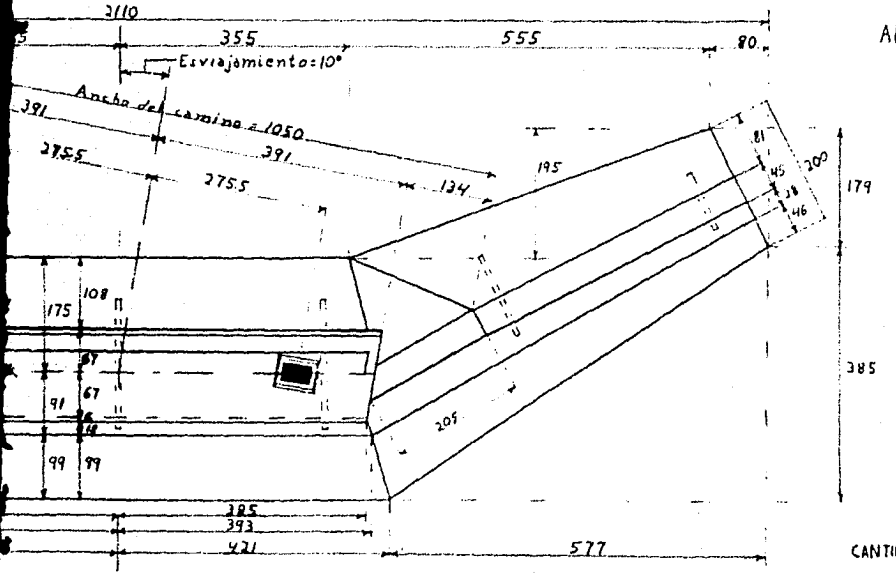
PLANTA



LEVACION

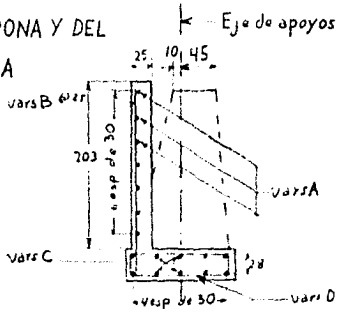


CORTE POR EL EJE DEL CAMINO



PLANTA

ARMADO DE LA CORONA Y DEL DIAFRAGMA



LISTA DE VARILLAS

VAR	DIAM	NUM	L.TOTAL	CROQUIS	a	PESO
A	4c	7	860	40 F 790	40	60 Kg
B	4c	32	225		225	72 "
C	5c	10	790		790	123 "
D	4c	32	312	28 312	28	99 "

CANTIDAD DE MATERIALES

Acero de refuerzo ..... 354 Kg

Concreto f'c = 200 Kg/cm² ..... 9.40 m³

Mampostería de 3a. ..... 205 m³

U N A M

FACULTAD DE INGENIERIA

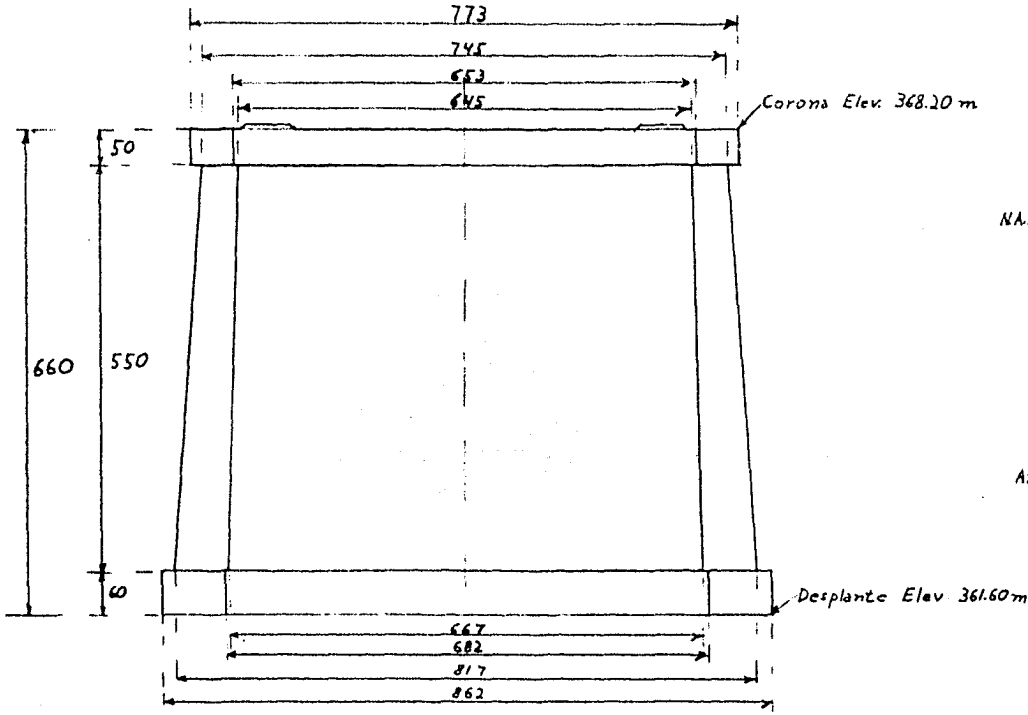
PUENTE

RIO TECOANAPA

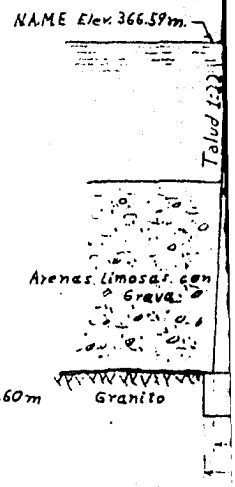
ESTRIBOS

LUIS AGUILAR Y DE ALBA

Tesis Profesional | Junio 66 | PLANO 3



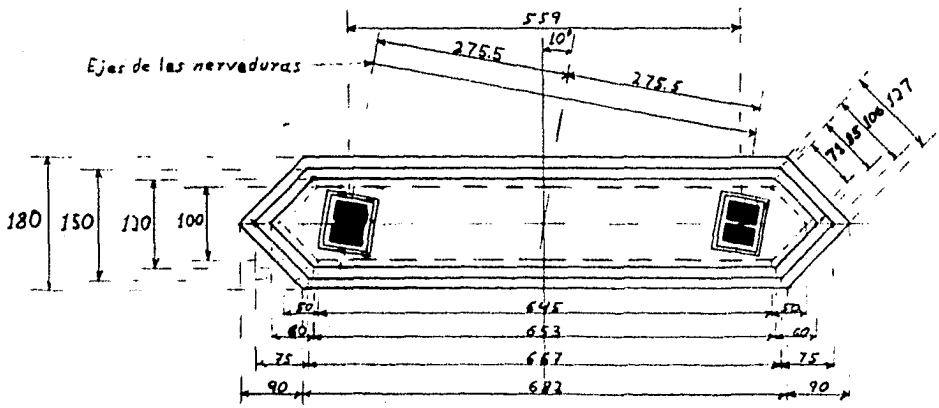
ELEVACION



CORTE PO

Concreto f'_c = 2

vars A



PLANTA

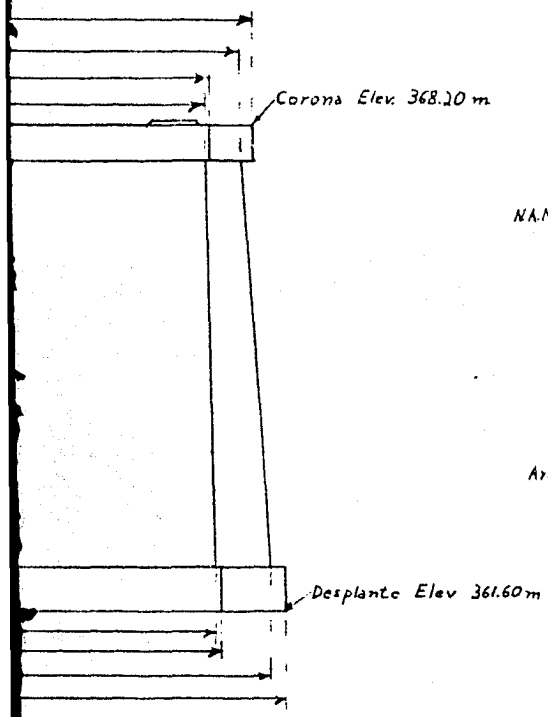
MATERIALES PARA L

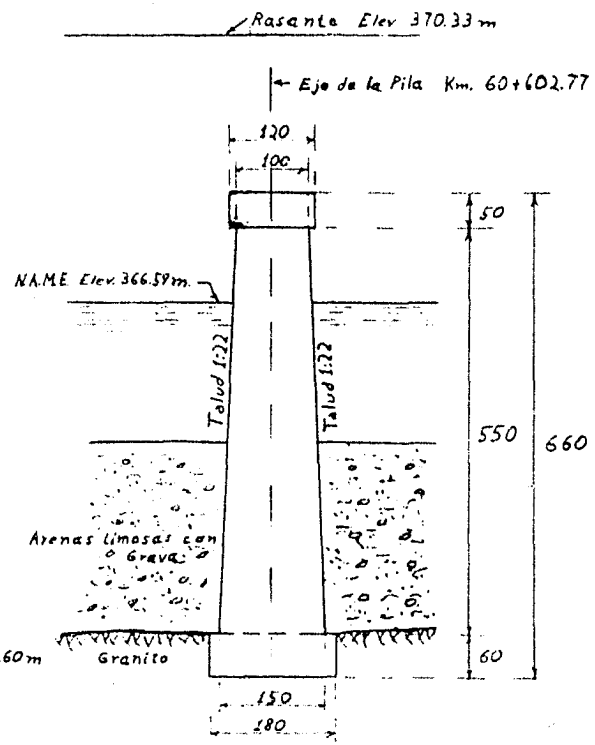
LISTA DE VARILLA				
DIAM	VAR	No	Long Tot	CROQ
4c	A	10	630	63
4c	B	22	316	40 106

Acero de refuerzo

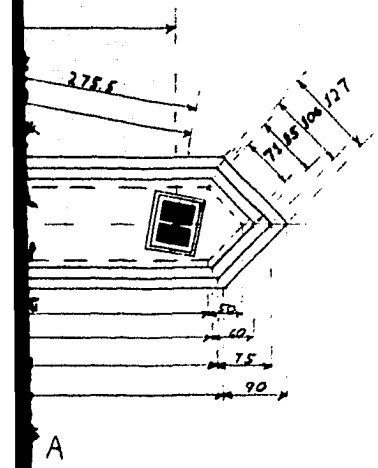
Concreto de f'_c = 200 Kg/cm

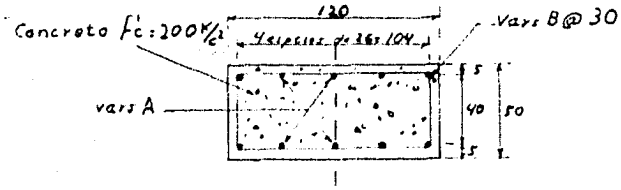
Mampostería de 3a clase





CORTE POR EL EJE DEL CAMINO





ARMADO DE LA CORONA

MATERIALES PARA LA PILA

LISTA DE VARILLAS					
DIAM	VAR	No	Long Tot	CROQUIS	PESO
4c	A	10	630	630	63 Kg
4c	B	22	316	φ 106	69 "

Acero de refuerzo ..... 132 Kg
Concreto de f'c = 200 Kg/cm² ..... 4.3 m³
Mampostería de 3a clase ..... 57.4 m³

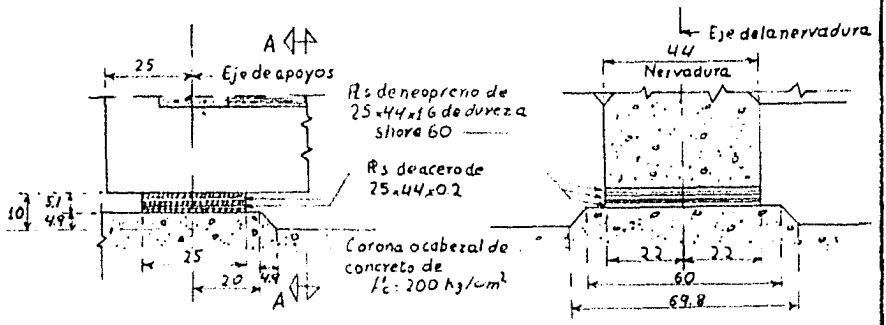
U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

PUENTE
RIO TECOANAPA
PILA

LUIS AGUILAR Y DE ALBA

Tesis Profesional

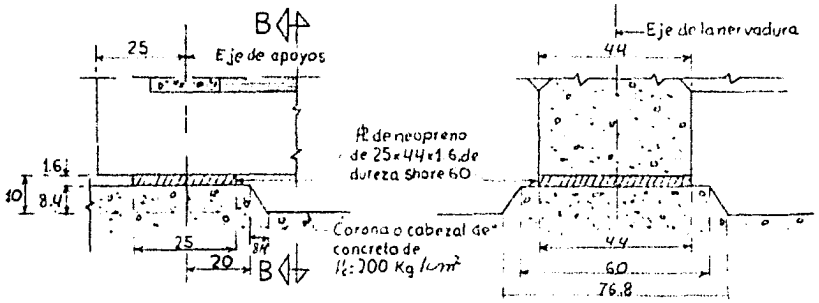
PLANO Nº 4
Junio 1966



ELEVACION

CORTE A-A

APOYO MOVIL



ELEVACION

CORTE B-B

APOYO FIJO

MATERIALES		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
Neopreno	14	dm^3
Acero estruc.	6	Kg

U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

PUENTE

RIO TECOANAPA

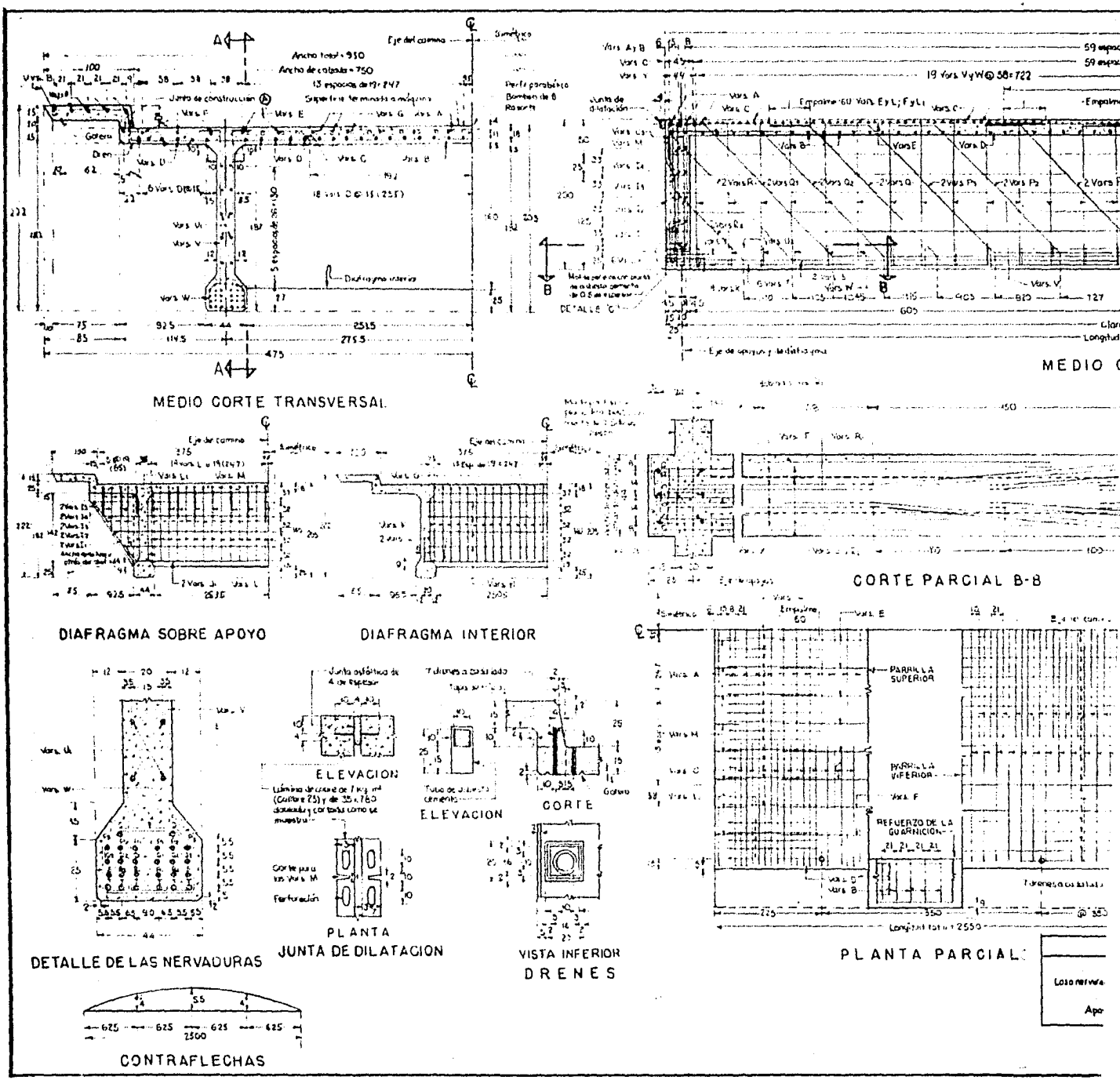
APOYOS DE NEOPRENO

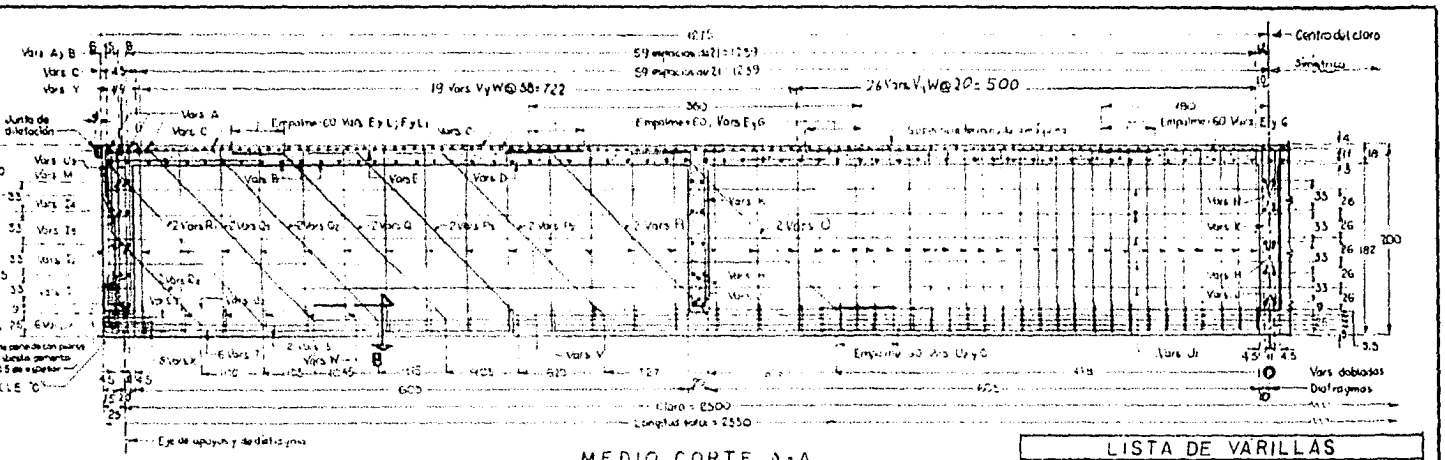
LUIS AGUILAR Y DE ALBA

Tesis Profesional

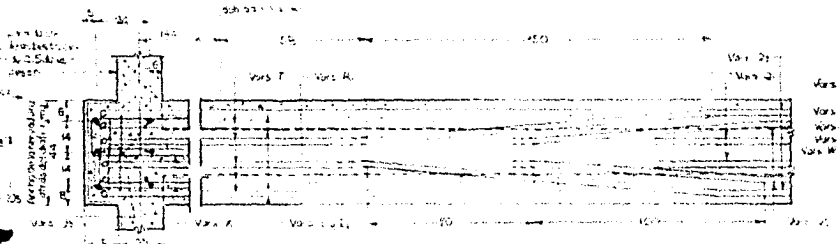
PLANO Nº 5

Junio 1966

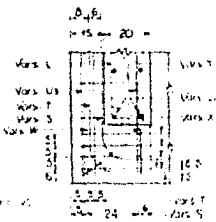

MEDIO CORTE TRANSVERSAL
MEDIO C
CORTE PARCIAL B-B
DIAFRAGMA SOBRE APOYO
DIAFRAGMA INTERIOR
ELEVACION
ELEVACION
CORTE
PLANTA
JUNTA DE DILATACION
VISTA INFERIOR
DRENES
DETALLE DE LAS NERVADURAS
PARRILLA SUPERIOR
PARRILLA INFERIOR
REFUERZO DE LA GUARNICION
PLANTA PARCIAL
CONTRAFLECHAS



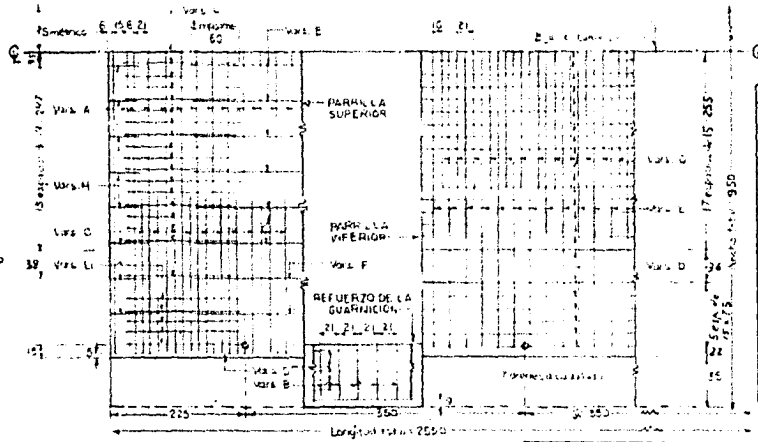
MEDIO CORTE A-A



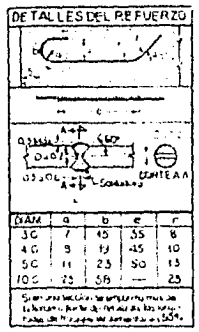
CORTE PARCIAL B-B



DETALLE "C"



PLANTA PARCIAL



BARR	a	b	c	r
3C	7	15	35	8
4C	9	19	45	10
5C	11	23	50	13
10C	23	58	—	25

Superposición de barras en una misma sección. Longitud de traslapo de las barras. Fuerza de tracción de barras de diámetro igual a 1.5 cm.

LISTA DE VARILLAS

	MARCA	NÚM.	CALIDAD	LONG. TOTAL	CROQUIS	a	b	PESO (kg)
LOSA Y GUARNICIONES	A	124	5C	836	261 774	—	—	1597
	B	122	5C	1040	154 754	—	—	1987
	C	119	5C	850	167 683	—	—	1550
	D	51	5C	2540		2540	—	837
		60	5C	385		385	—	126
		6	5C	2260		2260	—	74
		6	4C	560		560	—	371
DIAFRAGMAS	E	4	4C	562		562	—	154
		4	4C	636		636	—	25
		4	4C	677		677	—	27
		4	4C	721		721	—	28
		4	4C	764		764	—	30
		8	4C	170		170	—	13
	J	6	5C	682	50 120 150	—	—	207
	G	4	5C	744	158	—	—	199
	K	81	5C	379	151 120	—	—	170
	L	60	4C	542	50	162	—	335
	L1	4	4C	Hasta 180 Hasta 1.50		Hasta 162 Hasta 1.50	—	56
	M	42	5C	154	44 150	—	—	32
NERVADURAS	O	4	10C	873		984	236	380
	P1	4	10C	1812	50 50	1230	245	492
	P2	4	10C	2055	ELEVACIÓN	1450	245	508
	P3	4	10C	2224		1640	243	576
	Q1	4	10C	2402	PLANTA	1878	251	600
	Q2	4	10C	2547	150 m.m. 150 m.m.	1950	251	652
	Q3	4	10C	2694	150 m.m. A.C. 6.5 m.m.	2080	251	642
	R1	4	10C	2764	1Rs. PLANTA 1/2	2210	247	673
	R2	4	10C	2768	1/2	2340	130	690
	S	4	10C	2656	50	2322	—	686
	T	12	10C	2647		2554	—	1976
	U1	20	4C	2540		2540	—	506
	U2	8	3C	952		852	—	38
	U3	24	3C	190		190	—	25
	V	180	4C	441	151	—	—	790
	W	198	3C	145		—	—	199
	X	56	3C	116		50	16	36
	Y	20	5C	132		26	50	15

MATERIALES

Losa reforzada	Concreto de f'c = 250 kg/cm²	15.5 m³
	Acero de refuerzo (Lím. elástico = 4000 kg/cm²)	17013 kg
	Drenes	14 piezas
Apoyos	Neoprene	14 dm³
	Acero estructural	6 kg

U N A M
FACULTAD DE INGENIERIA

PUENTE
"RIO TECOANAPA"
Tramo de superestructura de concreto reforzado

Tesis Profesional | LUIS AGUILAR Y DE ALBA | PLANO 6