

3011

FACULTAD DE INGENIERIA U. N. A. M.

DESCARTE

PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO  
PARA CRUZAR EL RIO SAN FRANCISCO  
EN EL KM. 68+770 DEL CAMINO  
ACAPULCO - PUERTO ANGEL, TRAMO  
PINOTEPA - RIO GRANDE, CON ORIGEN  
EN PINOTEPA, OAX.

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

MARIO MARTINEZ SILVA

MEXICO, D. F.

1964





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

*A mis padres y hermanos  
a quienes debo todo.*

*A mis familiares, maestros  
y amigos.*



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

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

Al Pasante señor Mario MARTINEZ SILVA,  
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 Ma-  
riano Pontón, para que lo desarrolle como tesis en su examen pro-  
fesional de Ingeniero CIVIL.

"PROYECTO DE UN PUENTE DEFINITIVO PARA CRUZAR EL RIO --  
SAN FRANCISCO EN EL KM. 68+770 DEL CAMINO ACAPULCO- --  
PUERTO ANGEL, TRAMO PINOTEPA-RIO GRANDE, CON ORIGEN EN  
PINOTEPA, OAX."

El río San Francisco presenta en el lugar del cruce una anchu-  
ra aproximada de 80 m, con un tirante de aguas máximas extraordina-  
rias de 1.70 m, una velocidad media en el cauce principal de --  
1.64 m/seg y un gasto total de 303 m<sup>3</sup>/seg. Las riberas están forma-  
das por mantos de arcilla y arena, y a subsuelo del cauce por mantos  
de arcilla arenosa, arena compacta, arena arcillosa, terminando con  
un manto de espesor indefinido que principia a presentarse a los --  
18 m. de profundidad, de arena arcillosa muy compacta.

Se deberá tener en cuenta para el desarrollo de esta tesis un  
ancho de calzada de 7.50 m. y cama de camino de 10.00 m. para dos -  
líneas de tránsito, para camiones tipo H15-S12 y parapeetos de 150 -  
Kg/m cada uno, con guarniciones de 0.65m, utilizando especificacio-  
nes A.A.S.H.O.

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

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

Atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México, D.F., a 5 de sepbre. de 1963.  
EL DIRECTOR

ADJ/MMO/mvb.

Ing. Antonio Dovalí Jaime.

## PUENTE DE "SAN FRANCISCO".

### CAPITULO I.

#### GENERALIDADES.

El puente de "San Francisco" estará localizado en el KM 68+770 del camino Acapulco-Puerto Angel, tramo Pinotepa-Rio Grande, con Origen en Pinotepa Nacional, Oax. y sobre el río - San Francisco.

El río San Francisco nace en la Sierra Madre del Sur a 25 Km. aguas arriba del cruce localizado; su cauce, en dirección S 17° W aproximado, es zigzagueante yendo a desembocar a la laguna de Chacagua a 5 Km. aguas abajo, así es que su desarrollo total es alrededor de 30 Km. desde su nacimiento hasta su desembocadura que forma parte del Océano Pacífico.

El cruce se encuentra en una zona plana del río, la cual se inunda cuando al ocurrir las crecientes máximas extraordinarias se desparrama en forma de abanico desde 500 m aguas arriba, quedando los accesos en la zona inundable con tirante-decreciente, pero la velocidad del agua es baja debido a la vegetación que cubre el terreno, por lo cual se deben localizar obras de alivio en ambos accesos para evitar que los terraplenes trabajen como presas y así poder reducir los costos de conservación.

Existe a 800 m aguas arriba una mejor localización del cruce, ya que se evita la zona de inundación y la longitud del puente es la misma, pero se perjudica el trazo del camino, ya que se tiene que desviar desde 2 Km antes del cruce y volver a ligar con el alineamiento a 5 Km después del mismo, precisamente antes de llegar al río Chacalapa, esto resultaría antieconómico para los trabajos ya realizados, por lo cual se recomendaron las obras de alivio.

El arroyo "El Gachupín", que está a 840 m antes de llegar al río San Francisco, está en una parte más baja que éste, pero no le llega agua de la zona de inundación debido a que apenas se empieza a abrir el abanico.

### CARACTERISTICAS DE LA REGION.

Al quedar ligados los puertos de Acapulco, Puerto-Angel y Salina Cruz, que forman parte del camino llamado "Eje del Pacífico" que va desde Baja California hasta Chiapas, se recibirá en ellos un mayor volumen de productos, pues habrán de aprovecharse extensas áreas de cultivo, y los métodos de explotación mejorarán necesariamente. La producción cafetalera de Oaxaca, que es la tercera entidad productora de este grano en la República, contará con la facilidad de llegar a los puertos de embarque mencionados o a otros centros de distribución del país. A la vez, esta carretera le permitirá a la región proveerse de bienes de producción y de consumo, procedentes de México, D.F., y de los estados limítrofes como Puebla y Veracruz.

La economía de la región depende en alto grado de la agricultura, cuyos sistemas de explotación son rudimentarios. La erosión y la propagación de plagas y enfermedades por la degeneración de especies vegetales y el ganado, agotan rápidamente los suelos, merman la producción y determinan el bajo nivel de vida que los habitantes padecen.

Clima.- Caliente húmedo.

Hidrología.- Los ríos son pocos, de corrientes ricas, no son navegables y de difícil aprovechamiento para irrigación de tierras.

Población.- La densidad demográfica es aproximadamente de 13 habitantes por Km<sup>2</sup>.

Agricultura.- Las tierras son de temporal; a esta actividad se dedica la mayor parte de la población, y es por eso que el impulso que reciba mediante la construcción de caminos será determinante en su desarrollo. Entre los productos que destacan por su producción están: café, ajonjolí, maíz, caña de azúcar y frijol. Entre los frutales sobresalen la palma de coco, y el plátano.

Recursos forestales.- Tropicales: en poca escala - la caoba, el cedro, la primavera, el palo de rosa, etc.

Subtropicales: entre los 800 a 1500 m de altitud:-

pino, roble, nogal, fresno, olivo, laurel, sicomoro, etc.

Ganadería.- No es de importancia el desarrollo ganadero de la región, hay pequeños ganaderos que desconocen la técnica agropecuaria adecuada; predomina el ganado criollo, deficientemente alimentado, raquíptico, de bajo rendimiento para el abasto.

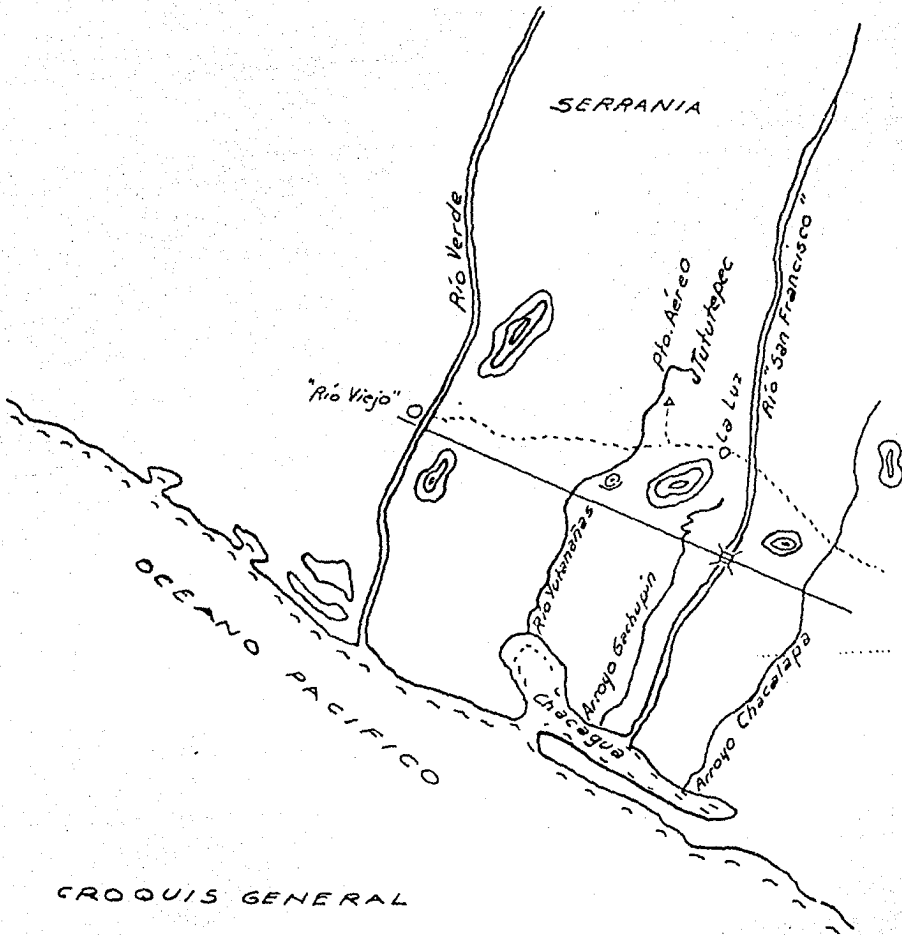
Pesca.- Tiene importancia solo en el puerto de Salina Cruz, donde existen empresas congeladoras. Entre las especies marítimas que se explotan tenemos: el camarón, el atún el jurel y la macarela.

Industrias de transformación.- Las industrias de la región se clasifican como de primera mano. Son pequeñas y de poca inversión, tratándose generalmente de talleres domésticos que atienden la demanda local. Los más importantes son: alambiques de mezcal, trapiches, los beneficios de café, hornos de ladrillos y envasadoras de aguas gaseosas (en Salina Cruz y Pinotepa Nacional).

Energía eléctrica.- Principalmente son las unidades de propiedad particular de pequeña capacidad, las generadoras de la escasa electricidad con que cuenta la región. -- Hay un solo sistema de la C.F.E. que abastece a Salina Cruz y Tehuantepec.

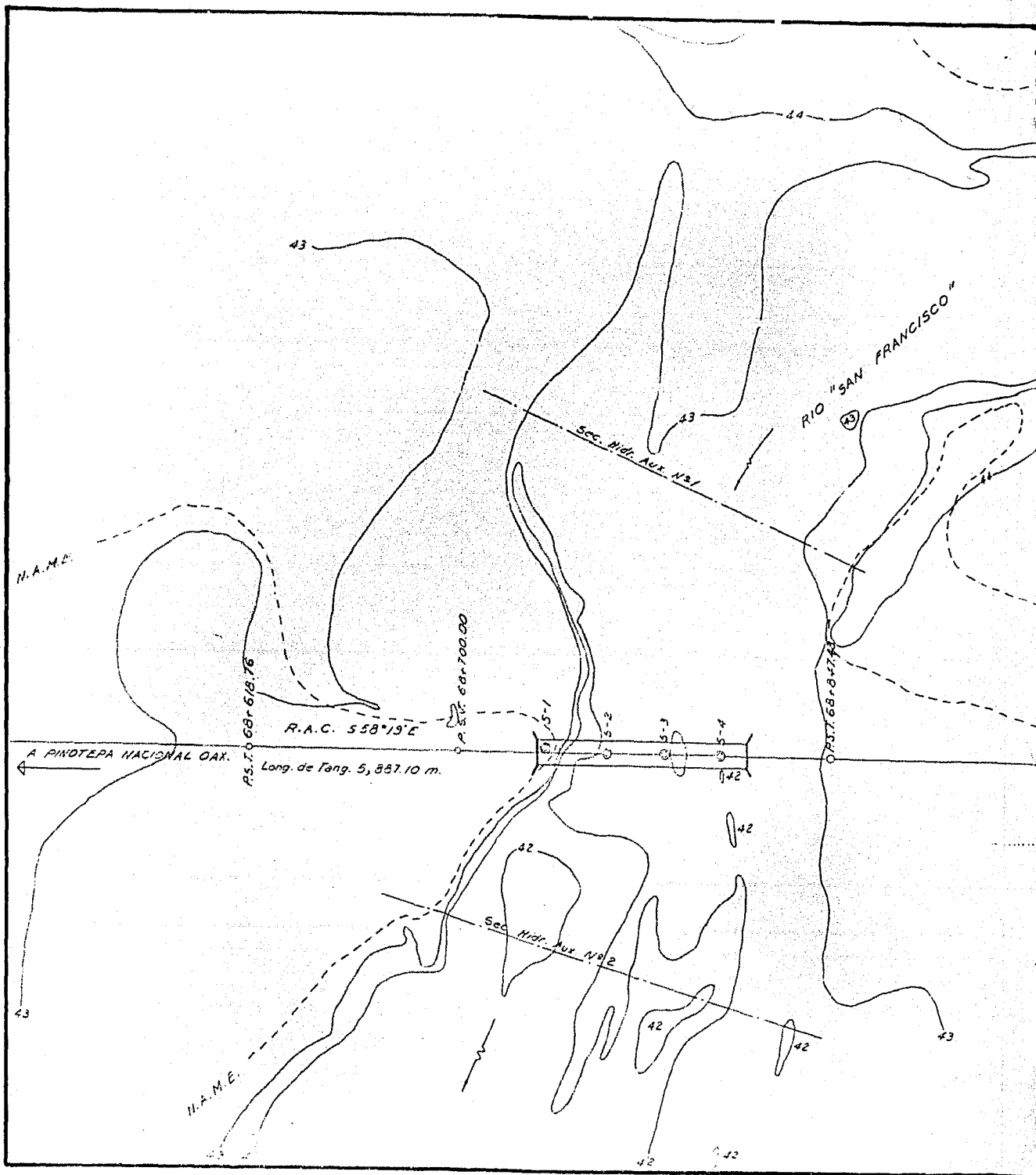
Comercio.- Las transacciones son de carácter local en ella subsiste una economía autóctona. Con la construcción de carreteras, la estructura comercial variará totalmente.

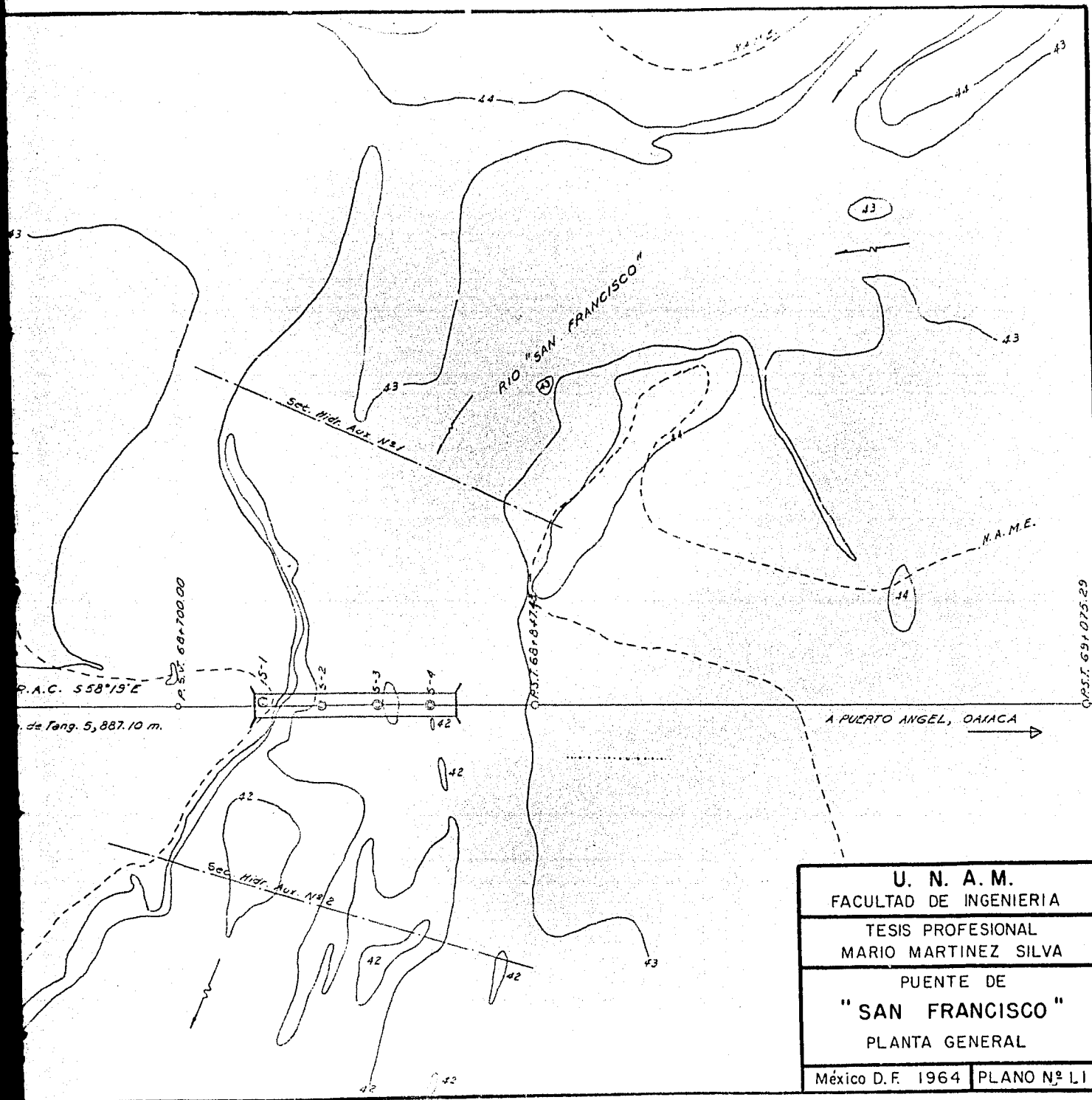
Comunicaciones y Transportes.- Los caminos actuales son de tipo vecinal, con tránsito en tiempo de secas solamente. Los servicios de Correos, Telégrafos y Teléfonos, son en algunos casos, los únicos medios de comunicación que cuentan extensas zonas rurales.



CROQUIS GENERAL







U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 TESIS PROFESIONAL  
 MARIO MARTINEZ SILVA  
 PUENTE DE  
 " SAN FRANCISCO "  
 PLANTA GENERAL

México D.F. 1964 | PLANO N.º LI

### ESTUDIOS DE CAMPO

Siendo los estudios de campo y los de suelos básicos en el proyecto de un puente, se procederá a enunciarlos en un orden lógico.

#### I DATOS DE LOCALIZACION.

- 1 .- Cruce del río: San Francisco.
- 2 .- Camino: Acapulco-Puerto Angel.
- 3 .- Tramo: Pinotepa-Río Grande.
- 4 .- Ubicación: Km 68+770 con origen en Pinotepa Nacional, -- Oax.
- 5 .- Puente: normal.
- 6 .- Elevación y descripción del banco de nivel:  
Banco de nivel No. 1 sobre grapa en raíz de "Guahilote"- a 19.40 m a la derecha de la estación 68+005, con elevación = 40.81 m. (Se adjunta plano general de cruce).

#### II DATOS HIDRAULICOS.

- 1 .- Zona del río en que se encuentra el cruce: conducción.
- 2 .- En el cauce del río se encuentran isletas.
- 3 .- No hay peligro que cambie de curso el río pues tiene poca pendiente. El cauce es estable.
- 4 .- El río es de carácter torrencial.
- 5 .- Epoca de estiaje: Enero-Junio.
- 6 .- Epoca de avenidas: Julio-Diciembre.
- 7 .- Tirante medio en estiaje= 0.10 m, anchura de lámina = -- 30.00 m.
- 8 .- Tirante medio en aguas máximas ordinarias = 0.70 m, anchura de lámina = 40.00 m.
- 9 .- Tirante medio en aguas máximas extraordinarias = 1.70 m, anchura de lámina = 80.00 m.
- 10.- Velocidad superficial cuando se hizo el reconocimiento = 0.50 m/seg.
- 11.- Velocidad superficial en crecientes máximas extraordinarias = 2.50 m/seg.
- 12.- Elevaciones:  
Nivel de aguas mínimas: cauce seco ( N A Mfn.)  
Nivel de aguas máximas ordinarias: 42.75 m ( N A M O ).

Nivel de aguas máximas extraordinarias: 43.75 m (N A M E )

- 13.- Pendiente media del río:  $S = 0.0025$
- 14.- Coeficientes de rugosidad:  
En el cauce = 0.030  
En las márgenes = de 0.050 a 0.100
- 15.- Frecuencia de las crecientes máximas extraordinarias: de 8 a 10 años. Duración: de 6 a 8 horas.
- 16.- Tendencia general de la corriente en el lugar del cruce:-- socavar, con una profundidad de socavación estimada de -- 0.50 m.
- 17.- Claro mínimo recomendable para permitir el paso de los -- cuerpos flotantes = 15.00 m.
- 18.- Distancia libre vertical que se debe dejar entre el NAME-- y la parte inferior de la superestructura para permitir -- el paso de los cuerpos flotantes = 2.00 m.

### III DATOS DE CIMENTACION.

- 1 .- El fondo y ambas márgenes están constituidas por arena li mosa y arena arcillosa.
- 2 .- Se hicieron 5 sondeos con penetrómetro estándar que se de tallan en el croquis del perfil de suelos, así como la es tratigrafía.
- 3 .- De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos, se pre-- sentan dos alternativas de cimentación:
  - a).- Por superficie.- En los sondeos 1, 4 y 5, se tiene -- una capacidad de carga de  $2 \text{ kg/cm}^2$  a una profundidad de 4.00 m. En los sondeos 2 y 3, se obtiene dicha ca pacidad a los 3.90 m y 3.95 m respectivamente.
  - b).- Por pilotes.- De acuerdo con la siguiente tabla:

Sondeo.	Prof. hincado (m).	Capacidad de carga.(ton).		
		b=0.40 m.	b=0.45 m.	b=0.50 m.
1	11.50	40	50	60
2	16.50	50	60	70
3	17.00	50	60	70
4	14.00	50	60	70
5	18.50	55	65	75

Los pilotes deben ser de concreto precolado con punta de 1.00 m de acero para hincado. Debe cuidarse que por lo menos la punta de acero llegue a las profundidades de hincado de la tabla anterior.

#### IV DATOS DE CONSTRUCCION.

- 1 .- Cemento: en Oaxaca, Oax., a 370 Km por camino malo, transitable en secas solamente.
- 2 .- Materiales para revestimiento: No se obtuvo localización de bancos.
- 3 .- Agregados: fino o piedra quebrada, en el lugar.
- 4 .- Piedra para mampostería: en el lugar.
- 5 .- Agua potable y para concreto: pozos en el lugar.
- 6 .- Madera de la., 2a. y rolliza, en Oaxaca, Oax.
- 7 .- Fierro estructural: en México, D. F.
- 8 .- Fierro de refuerzo: en Oaxaca, Oax.
- 9 .- Jornales acostumbrados en la región: \$15.00 por día.
- 10.- Clima dominante: cálido húmedo.
- 11.- Flete de Oaxaca al cruce: \$0.20 por Kg.

#### V DATOS DE TRANSITO.

- 1 .- Ancho del camino: 9.50 m.
- 2 .- Ancho de la calzada del puente: 7.50 m.
- 3 .- Carga viva para la que se proyectará el puente: H15-S12 para dos líneas de tránsito, utilizándose especificaciones AASHO.
- 4 .- Ancho de las guarniciones: 0.65 m.

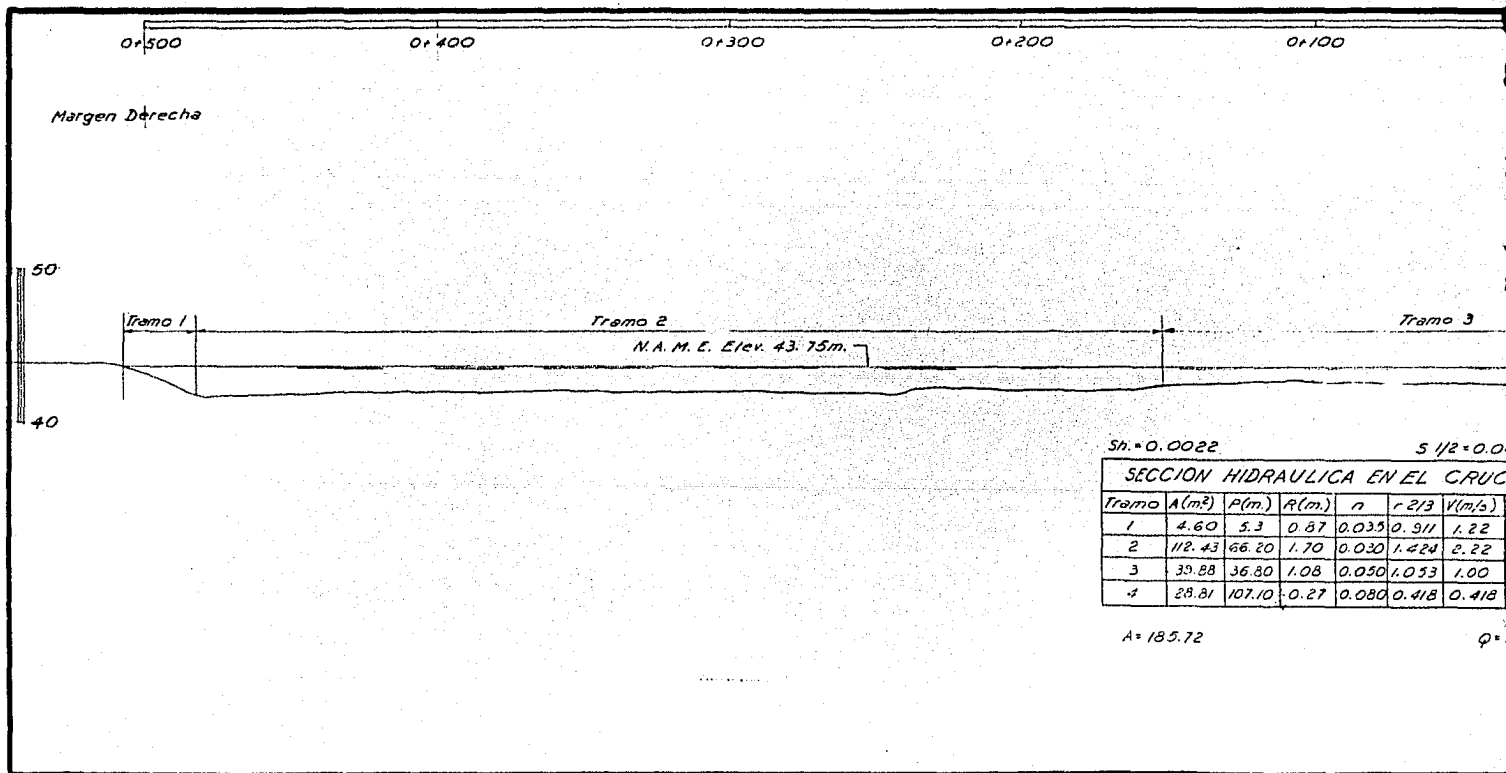
#### CALCULOS HIDRAULICOS

Tienen por objeto calcular la velocidad y el gasto total de la corriente en la sección de cruce para las condiciones más desfavorables, es decir, en crecientes máximas extraordinarias, para así poder fijar las dimensiones generales de la estructura.

Para ello se empleará la fórmula de Manning, la cual nos proporciona resultados bastante aceptables para el caso -- que estamos tratando.

Fórmula del gasto:  $Q = A \cdot v$

Fórmula de Manning:  $v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$



0+300

0+200

0+100

0+000

0+100

Margen Izquierda

Tramo 3

M. E. Elev. 43.75m.

Sh. = 0.0022

S 1/2 = 0.04690

## SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE

Tramo	A(m <sup>2</sup> )	R(m)	R'(m)	n	V2/3	V(m/s)	Q(m <sup>3</sup> /s)
1	4.60	5.3	0.67	0.035	0.911	1.22	6.0
2	112.43	66.20	1.70	0.030	1.424	2.22	250.0
3	34.88	36.80	1.08	0.030	1.053	1.00	40.0
4	29.81	107.10	0.27	0.080	0.418	0.418	7.0

A = 185.72

Q = 303.0

U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA

TESIS PROFESIONAL  
MARIO MARTINEZ SILVA

PUENTE DE  
"SAN FRANCISCO"  
SECCION HIDRAULICA EN EL CRUCE

México D.F. 1964 | PLANO N° 1.2

#### ELECCION DEL TIPO DE PUENTE.

En la elección del tipo de puente, intervienen muchos factores de diferente carácter tales como: económico, funcional, resistencia, durabilidad, etc., todos ellos los debe tener en cuenta el Ing. proyectista para dar la mejor solución.

En nuestro caso se consideran a continuación los anteproyectos necesarios para definir el tipo de estructura que se construirá.

Anteriormente se ha propuesto el tipo de cimentación a base de caballetes sobre pilotes, ya que la estratificación del suelo presenta arcillas, limos y arenas de poca resistencia, así es que aunque haya opción a cimentación superficial, ésta será antieconómica, ya que las capacidades de carga requeridas se encuentran a bastante profundidad, presentando con ello muchos problemas de construcción, además de que se aumentan bastante las cargas por peso propio de las pilas.

Como se verá en los anteproyectos que se presentan, se llega a la conclusión que el tipo más adecuado es el que corresponde a tramos de 16.00 m. En estas condiciones está resuelto el problema en su aspecto económico y técnico, ya que los cuerpos flotantes que acarrea el río, pueden pasar sin dificultad a través de los caballetes. Se ha considerado además, superestructura de dos nervaduras, pues a partir de los 12.00 m de claro, resulta más económica esta superestructura que la de tres nervaduras.

Se podría suponer para este puente otro tipo de superestructura, como por ejemplo el de losas de concreto armado sobre traveses metálicas, pero en vista de que la altura de las pilas sobre el fondo del cauce es aproximadamente de 4.00 m, se desechó por resultar ya mas costoso que el propuesto. Este tipo de losas sobre traveses metálicas evita desde luego la construcción de la obra falsa y buena parte de la cimbra, pero solo es económico cuando se construyen puentes de 8.00 m o más de altura sobre el fondo del cauce.

Por lo expuesto anteriormente solo se justifican los dos anteproyectos que se exponen a continuación, en los que --



solo difiere la longitud de los tramos, y por consiguiente el número de ellos.

ANTEPROYECTOS

ANTEPROYECTO NO. 1.

SUPERESTRUCTURA.- Cinco tramos de losa de dos nervaduras de -  
16.00 m de claro, de concreto reforzado de -  
f'c = 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

SUBESTRUCTURA.- Seis caballetes apoyados sobre pilotes.

PRESUPUESTO SUBESTRUCTURA.

CONCEPTO.	CANT.	UNIDAD.	P. U.	IMPORTE.
Concreto de f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup> en cabezales, - diafragmas y columnas.	69.40	m <sup>3</sup>	571.00	39,627.40
Acero de refuerzo.	6,076.00	Kg	3.50	21,266.00
Pilotes precolados.	421.60	m	278.00	117,204.80
Hincado de pilotes.	402.40	m	201.00	80,882.40
				<u>258,980.60</u>
			Imprevistos = 10%.....	25,898.00
			Costo de la subestructura.....	<u>\$ 284,878.60</u>

PRESUPUESTO SUPERESTRUCTURA.

Concreto de f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup> en losa.	209.00	m <sup>3</sup>	670.00	140,030.00
Acero de refuerzo.	49,350.00	Kg	3.50	172,725.00
Apoyos.	1	Lote.	8,070.00	8,070.00
Drenes de tubo de asbesto-cemento.	50	Pzas.	8.30	415.00
Juntas de dilatación.	6	Pzas.	1,640.00	9,840.00
Parapeto de concreto.	165	m	153.00	25,245.00
				<u>356,325.00</u>
			Imprevistos = 5%.....	17,816.25
			Costo de la Superestructura.....	<u>\$ 374,141.25</u>

PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE:

SUPERESTRUCTURA .....	..\$	374,141.25
SUBESTRUCTURA .....	.."	<u>284,878.60</u>
T O T A L : -----	\$	<u>659,019.85</u>

Costo por metro lineal de puente:  
\$ 659,019.85 = \$ 8,021.15  
 82.16

ANTEPROYECTO No.2.-

SUPERESTRUCTURA.- Cuatro tramos de losa de dos nervaduras de 20.00 m de claro, de concreto reforzado de f'c = 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

SUBESTRUCTURA.- Cinco caballetes apoyados sobre pilotes.

PRESUPUESTO SUBESTRUCTURA

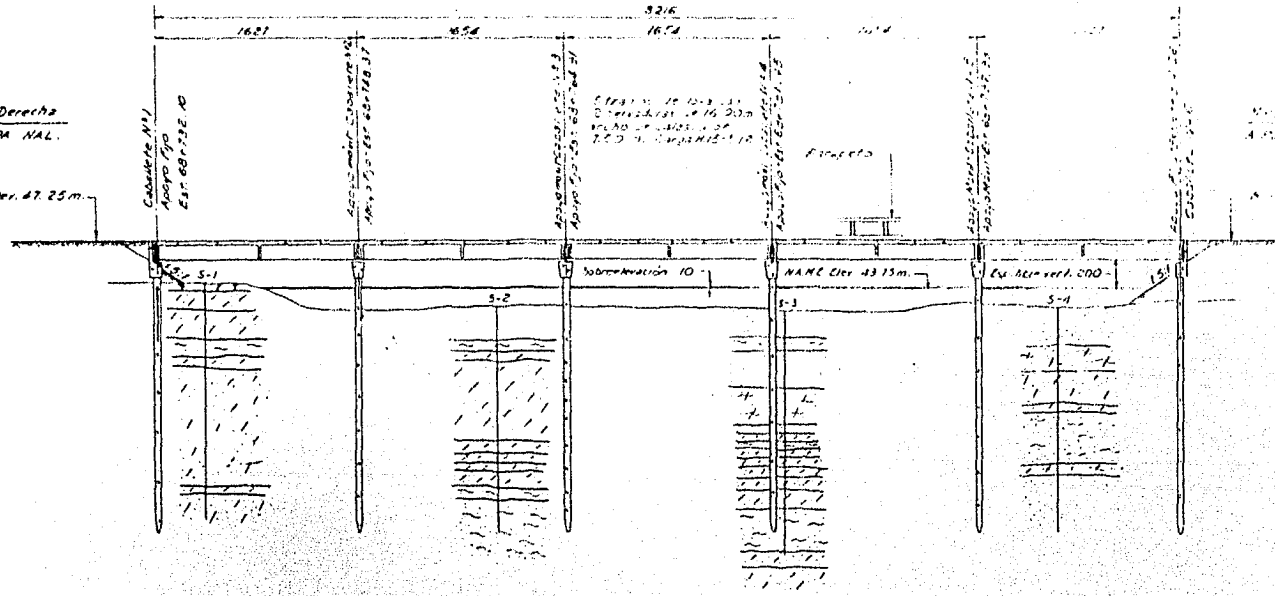
CONCEPTO	CANT.	UNIDAD	P. U.	IMPORTE.
Concreto de f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup> en cabezales diafragmas y columnas.	66.05	m <sup>3</sup>	571.00	37,714.55
Acero de refuerzo	7,470.00	Kg	3.50	26,145.00
Pilotes precolados	440.00	m	278.00	122,320.00
Hincado de pilotes	410.00	m	201.00	82,410.00
				<u>\$ 268,589.55</u>
			Imprevistos = 10%....."	<u>26,858.95</u>
.....Costo de la subestructura...				<u>\$ 295,448.50</u>

PRESUPUESTO SUPERESTRUCTURA

Concreto de f'c=200 Kg/cm <sup>2</sup> en losa.	226.80	m <sup>3</sup>	670.00	151,956.00
Acero de refuerzo	54,680.00	Kg	3.50	191,380.00
Apoyos	1	Lote	8500.00	8,500.00
Drenes de tubo de asbesto-cemento	56	Pzs.	8.30	464.80
Juntas de dilatación	5	"	1640.00	8,200.00
Parapeto de concreto	165	m	153.00	25,245.00
				<u>\$ 385,745.80</u>
			Imprevistos = 5%.....	<u>19,287.30</u>
Costo de la Superestructura				<u>\$ 405,033.10</u>

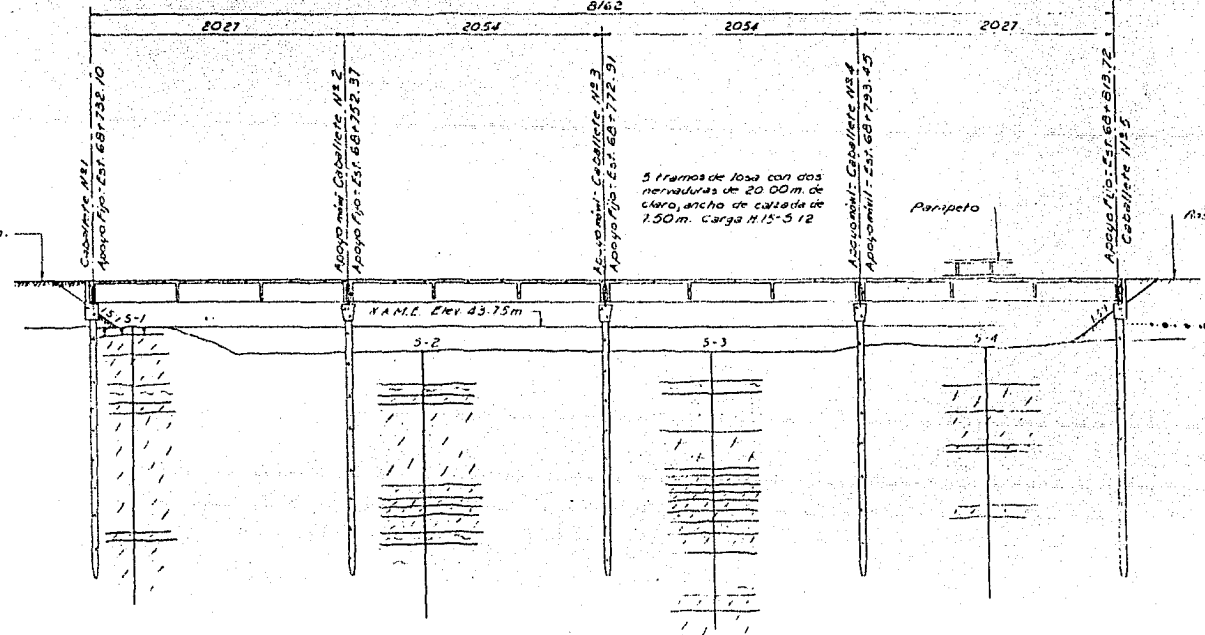
Margen Derecha  
A PIVOTERA NAL.

Resante Elev. 47.25 m.

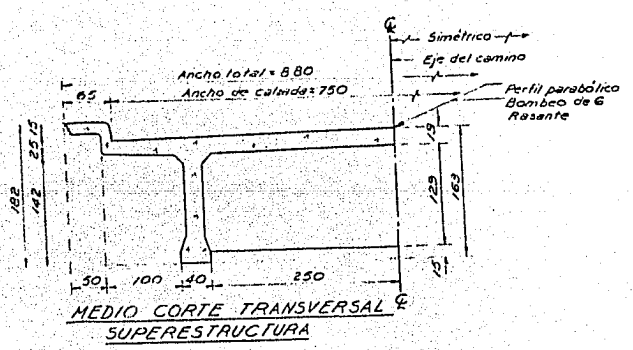
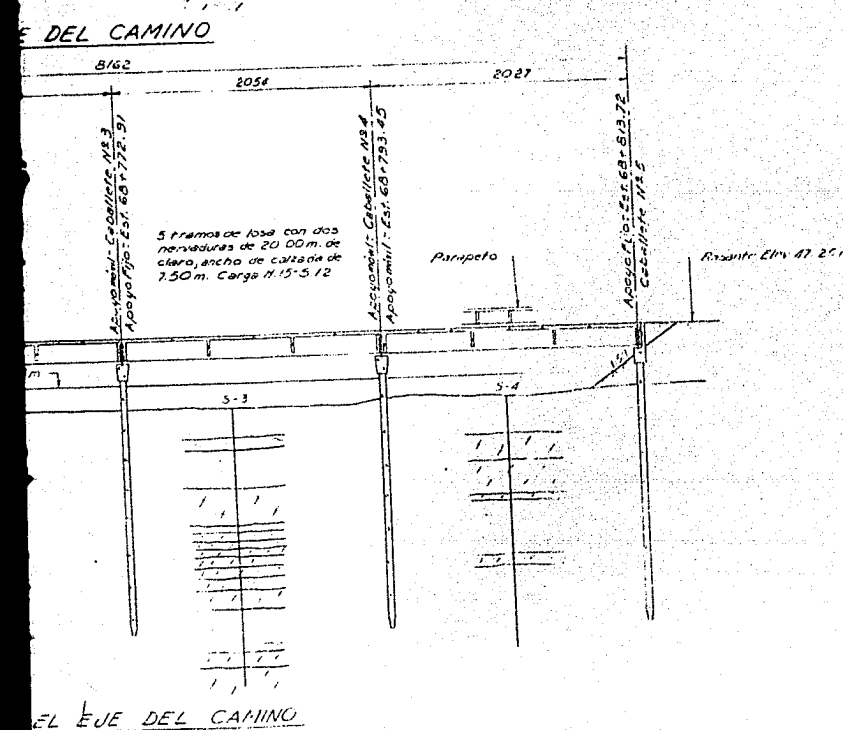
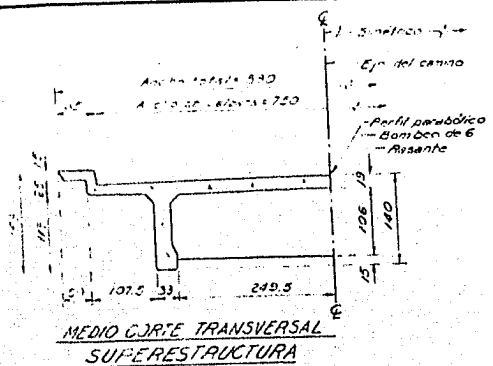
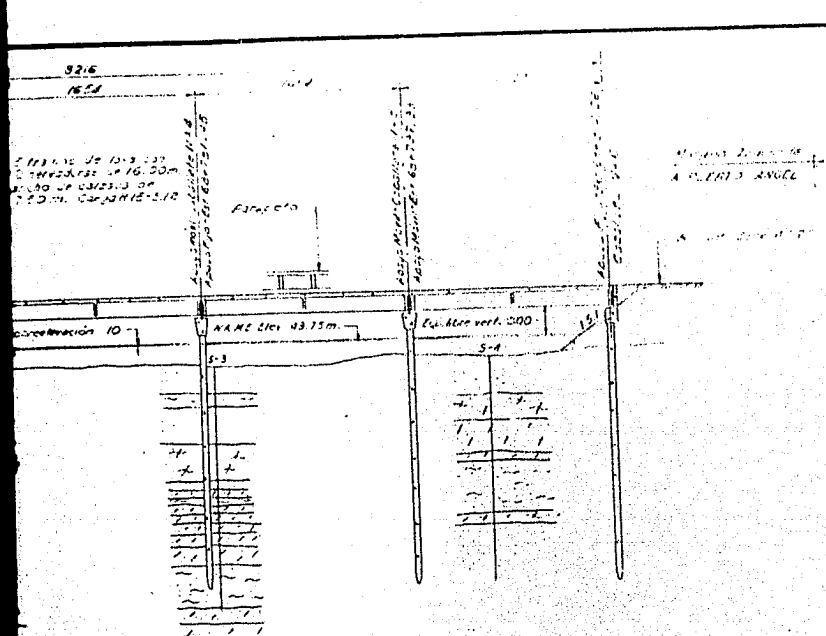


CORTE POR EL EJE DEL CAMINO

Resante Elev. 47.25 m.



CORTE POR EL EJE DEL CAMINO



U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
MARIO MARTINEZ SILVA	
PUENTE DE	
"SAN FRANCISCO"	
ANTEPROYECTOS Nos. 1 Y 2	
México D.F. 1964	PLANO N° 1.3

PRESUPUESTO TOTAL DEL PUENTE

SUPERESTRUCTURA.....	\$ 405,033.10
SUBESTRUCTURA.....	" 295,448.50
T O T A L : -----	\$ 700,481.60
	=====

Costo por metro lineal de puente:

$$\frac{\$ 700,481.60}{81.52} = \$ 8,592.75$$

CONCLUSIONES:

Comparando los costos de los anteproyectos anteriores, se tendrá que la solución mas económica es la que corresponde al número 1, la cual consta de:

SUPERESTRUCTURA.- Cinco tramos de losa de dos nervaduras de 16 m de claro de concreto reforzado.

SUBESTRUCTURA.- Seis caballetes apoyados sobre pilotes.

Además, este tipo de cinco tramos tiene la ventaja de contar con un claro central, por el que pasarían la mayor parte de los cuerpos flotantes, mejorando su operación.

LOCALIZACION DEL PUENTE.

Después de haber hecho un estudio de los informes de campo y de los de mecánica de suelo, se ha determinado, de acuerdo con las recomendaciones aportadas por los Ingenieros que intervinieron en los mencionados informes, que la mejor localización del puente es la que a continuación se menciona.

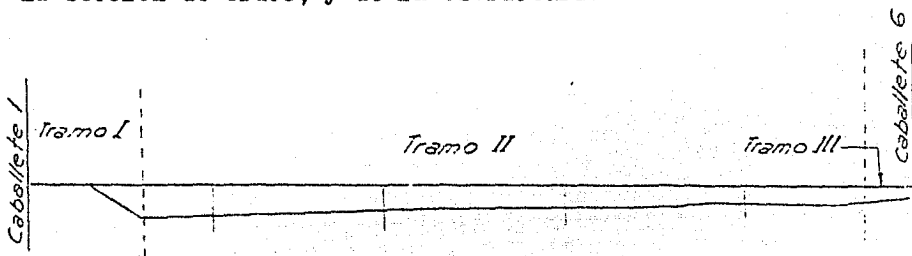
Caballote No. 1.....	Est. 68 + 732.10
Caballote No. 2.....	Est. 68 + 748.37
Caballote No. 3.....	Est. 68 + 764.91
Caballote No. 4.....	Est. 68 + 781.45
Caballote No. 5.....	Est. 68 + 797.99
Caballote No. 6.....	Est. 68 + 814.26

CALCULO DE LA SOBREELEVACION.

Debido a que tanto como parte de las terracerías

de acceso, como en los caballetes, provocan una disminución del área hidráulica, se tendrá un aumento de velocidad del agua bajo el puente ya que tiene que pasar el mismo gasto, - esto dará lugar a su vez a una sobreelevación del nivel.

A continuación se presenta un corte esquemático de la sección de cruce, y de la estructura:



**DATOS:**

- a).-  $Q$  total =  $303 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- b).- Velocidad de llegada:
  - en tramo I:  $1.22 \text{ m}/\text{seg.}$
  - en tramo II:  $2.22 \text{ m}/\text{seg.}$
  - en tramo III:  $1.00 \text{ m}/\text{seg.}$

**AREAS HIDRAULICAS:**

Tramo I:	$4.60 \text{ m}^2$
Tramo II:	$112.43 \text{ m}^2$
Tramo III:	$4.40 \text{ m}^2$
	<hr/>
	$121.43 \text{ m}^2$

$$\begin{aligned} \text{AREA OBSTRUIDA POR TERRAPLENES} &= 3.74 \text{ m}^2 \\ \text{AREA OBSTRUIDA POR CABALLETES} &= 3.09 \text{ m}^2 \\ \hline &6.83 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{AREA HIDRAULICA NETA} = 121.43 - 6.83 = 114.60 \text{ m}^2$$

Suponiendo 10 cm de sobreelevación:

$$0.10 = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

por lo que la velocidad bajo el puente será:

$$V_2^2 = 2g \cdot 0.10 + V_1^2$$

$$V_2 = \sqrt{1.96 + V_1^2}$$

de donde:

$$V_I = \sqrt{1.96 + (1.22)^2} = 1.86 \text{ m/seg.}$$

$$V_{II} = \sqrt{1.96 + (2.22)^2} = 2.62 \text{ m/seg.}$$

$$V_{III} = \sqrt{1.96 + (1.00)^2} = 1.72 \text{ m/seg.}$$

Con estas velocidades obtendremos los siguientes gastos bajo el puente:

$$Q = 4.60 \times 1.86 = 8.50 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 112.43 \times 2.62 = 295.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 4.40 \times 1.72 = 7.57 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q \text{ total} \dots\dots\dots 311.07 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Que es muy aproximado al gasto de 303 m<sup>3</sup>/seg que se tiene en la corriente. por lo cual se acepta la sobreelevación propuesta de 10 cm.

Los datos hidráulicos definitivos de proyecto serían:

Gasto de la corriente .....	303	m <sup>3</sup> /seg.
Capacidad del puente .....	303	m <sup>3</sup> /seg
Velocidad máxima de llegada .....	2.22	m/seg.
Velocidad máxima bajo el puente .....	2.62	m/seg
Area hidráulica bajo el puente .....	114.60	m <sup>2</sup>
Sobreelevación .....	0.10	m
Espacio libre vertical .....	2.00	m.

CALCULO DE LA RASANTE.

Elevaciones:

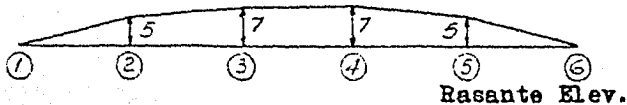
N.A.M.E. ....	43.75	m
Sobreelevación.....	0.10	m
Espacio libre vertical .....	2.00	m
Espesor superestructura .....	1.40	m
Rasante .....	47.25	m

Con el objeto de preveer asentamientos diferenciales en el cauce del río, se le dará a los caballetes interiores una sobreelevación parabólica a lo largo del claro toman-

do como base la del centro del claro y disminuyendo hacia - los extremos, que por especificación será:

$$\text{Sobreelevación} = \frac{L}{1200} = 7\text{cm}$$

Así tendremos:



Caballote No.1.....	47.25 m
Caballote No.2.....	47.30 m
Caballote No.3.....	47.32 m
Caballote No.4.....	47.32 m
Caballote No.5.....	47.30 m
Caballote No.6.....	47.25 m

## CAPITULO II

### CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

La superestructura constará como ya se fijó, de losa de dos nervaduras de concreto reforzado de  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Datos para proyecto:

Claro teórico.....	16.00 m
Longitud parcial .....	16.50 m
Ancho de calzada .....	7.50 m
Carga viva (según AASHO).....	H15-S12
Ancho de guarniciones.....	0.65 m
Peralte de guarniciones.....	0.25 m
Parapeto de concreto según proyecto	
de la D.3.P.L. de la S.O.P. ....	T-9.1.1

Esfuerzos límites:

En el concreto (AASHO):

Compresión en la fibra extrema

debida a flexión.....  $f_c = 0.04f'c$

Tensión en la fibra extrema... Nula.

Esfuerzo cortante.- No se le dá al concreto



ninguna resistencia a este tipo de esfuerzo, según especificaciones del Departamento de Estructuras de la D.G.P.L. de la S. O.P. en México, D.F.

Tensión diagonal  $V = 18 \text{ Kg/cm}^2$  (cuando se toma con estribos o barras dobladas).

En el acero de refuerzo:

Tensión por flexión .....  $f_s = 1,300 \text{ Kg/cm}^2$

Tensión diagonal .....  $f_v = 1,300 \text{ Kg/cm}^2$

Compresión .....  $f_s = 1,010 \text{ Kg/cm}^2$

Adherencia:

Varillas corrugadas en --  
vigas, losas, cimientos,-

en un sentido.....  $0.10 f'_c$

Máx.=  $25 \text{ Kg/cm}^2$

Cimientos en dos sentidos  $0.08 f'_c$

Máx.=  $20 \text{ Kg/cm}^2$

Varillas superiores (C.30

m de concreto debajo.....  $0.06 f'_c$

Máx.=  $15 \text{ Kg/cm}^2$

Constante de cálculo para concreto reforzado de ---

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

$f_c = 80 \text{ Kg/cm}^2$

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

$n = 12$

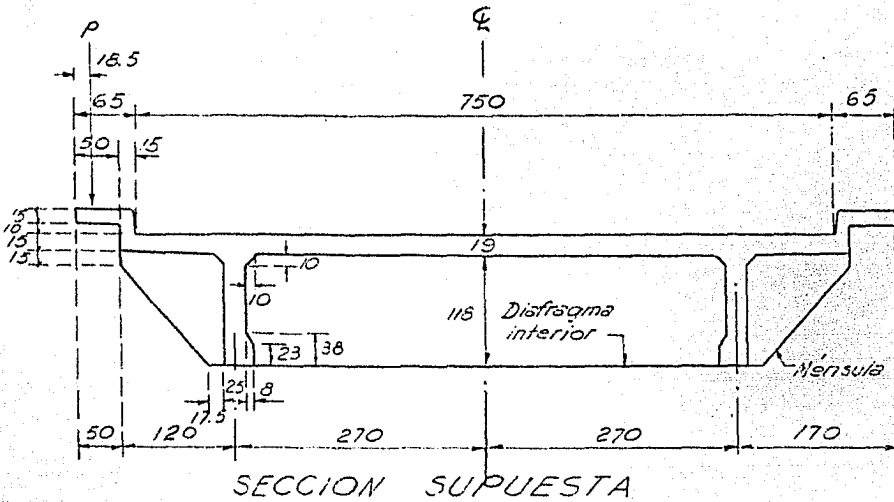
$k = 0.431$

$j = 0.856$

$K = 14.757 \text{ Kg/cm}^2$

$c = 0.260$

SECCION SUPUESTA



Momentos flexionantes en la losa:

1.- Sección de la losa del voladizo ( Se considera - una longitud de un metro normal a la figura)

a).- Carga permanente:

Concepto	Peso Kg/m	Brazo m	Momento Kg-m/m
Parapeto	150	1.39	209
Guarnición: 0.50x0.15x2400	180	1.33	240
(0.15+0.12)0.125x2400	81	1.00	81
Losa: 0.17x1.075x2400	439	0.59	259
Suma =	850		789

La carga de parapeto (T-9.1.1) se aplica en el centro de gravedad de su volumen tomando un metro de viga longitudinal.

b).- Carga móvil:

Ancho de distribución ( AASHO )  $E=0.8x + 1.14$

$E = 0.8 (0.925 - 0.30) + 1.14 = 1.64$  m.

Impacto = 30% del peso de la rueda.

$M = \frac{P \cdot x}{E} \quad I = \frac{5440 \times 0.625 \times 1.3}{1.64} = 2700$  Kg-m/m

c).- Momento total = 789 + 2700 = 3489 Kg-m/m

2.- Sección de la losa entre nervaduras.

a).- Carga permanente:

Tenemos:  $w = 0.19 \times 2400 = 456 \text{ Kg/m}^2$ .

$$M_p = \frac{wl^2}{10} = \frac{456 (5.15)^2}{10} = 1210 \text{ Kg-m/m}$$

b).- Carga móvil:

Ancho de distribución:  $E = 0.4S + 1.14$  (de AASHO) para claros mayores de 2.13 m de eje sencillo, -- donde  $S$  = luz de la losa (distancia entre caras - interiores de nervaduras).

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

Impacto = 30%.

$$\text{Momento: } M = \frac{P.L}{5 E} I = \frac{5440 \times 5.15 \times 1.3}{5 \times 3.20} = 2280 \text{ Kg-m/m}$$

c).- Momento total =  $1210 + 2280 = 3490 \text{ Kg-m/m}$ .

Se acepta la separación propuesta de nervaduras - en vista de que los dos momentos han resultado aproximadamente iguales.

DISEÑO DE LA LOSA.

Revisión del peralte:

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} = 0.260 \sqrt{\frac{349000}{100}} = 15 \text{ cm}$$

$h = d + \text{recubrimiento} + \text{superficie de desgaste}$ .

$$h = 15 + 3 + 1 = 19 \text{ cm que fué la propuesta.}$$

Área de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s \cdot j \cdot d} = \frac{349000}{1300 \times 0.856 \times 15} = 21 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Suponiendo varillas de  $\phi 3/4$ " de diámetro cuya --- área =  $2.85 \text{ cm}^2$ , la separación será:

$$s = \frac{2.85 \times 100}{21} = 13.5 \text{ cm.}$$

Por especificación el espaciamiento mínimo entre varillas paralelas centro a centro será de 2.5 diámetro, y no menor de 1.5 veces el tamaño del agregado grueso.

$$s = 2.5 \times 1.91 = 4.8 \text{ cm ó}$$

$$s = 1.5 \times 2.54 = 3.9 \text{ cm}$$

Separación máxima = 2.5 peralte =  $2.5 \times 15 = 37.5$  centímetros.

El refuerzo principal quedará de la siguiente --

manera:

En el centro del claro de la losa:

Lecho inferior (refuerzo principal) varillas  $\phi 3/4"$  a cada 13.5 cm.

Lecho superior (refuerzo por temperatura) varillas  $\phi 3/4"$  a cada 27 cm.

Sobre las nervaduras:

Lecho inferior (para armar) varillas  $\phi 3/4"$  a cada 27 cm.

Lecho superior (refuerzo principal) varillas  $\phi 3/4"$  a cada 13.5 cm.

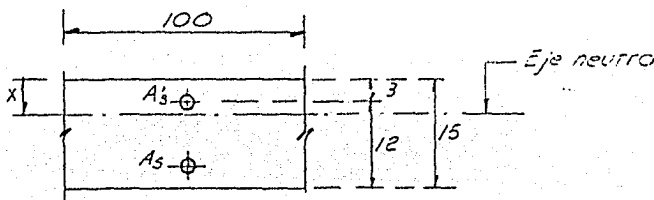
Para tomar momento negativo la mitad de las varillas del refuerzo principal, podrán doblarse a una distancia  $l = 0.354 S$ , a partir del centro del claro y medida en el semiperalte.

$$l = 0.354 \times 5.15 = 1.82 \text{ m}$$

Cuando las losas se han calculado por momento, siguiendo las especificaciones anteriores, no es necesario la revisión por esfuerzo cortante y adherencia ( AASHO )

Revisión de los esfuerzos en la sección calculada.

Se revisarán los esfuerzos considerando acero a tensión y compresión, ya que se correrán varillas en ambos lechos.



$$A_s = \text{varillas } \phi 3/4" @ 13.5 = 21.1 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A's = \text{varillas } \phi 3/4" @ 27 = 10.55 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Profundidad del eje neutro.

$$n A_s (d-x) = \frac{b x^2}{2} + (2n-1) A's (x-d')$$

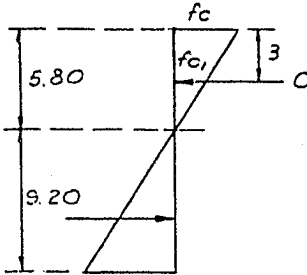
Dando valores:

$$12 \times 21.10 (15 - x) = \frac{100 x^2}{2} + (2 \times 12 - 1) 10.55 (x - 3)$$

$$x^2 + 9.92 x - 90.56 = 0^2$$

$$x = 5.80 \text{ cm.}$$

Brazo del par resistente:



$$f_{c1} = \frac{2.8}{5.8} f_c = 0.482 f_c$$

$$C = \frac{5.8 f_c \cdot 100 + 23 \times 1055 \times 0.482 f_c}{2}$$

$$C = 407 f_c$$

$$M = 290 \frac{5.8}{3} f_c + 117 f_c \times 3$$

$$M = 911.6 f_c$$

$$z = \frac{911.6 f_c}{407.0 f_c} = 2.23 \text{ cm.}$$

Por lo que:  $jd = 15 - 2.2 = 12.8 \text{ cm.}$

Fatigas:

$$f_s = \frac{349000}{21.1 \times 0.856 \times 15} = 1290 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{349000}{407 \times 12.8} = 67 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f's = 67 \times 24 \times 0.482 = 775 \text{ Kg/cm}^2 < 1010 \text{ Kg/cm}^2$$

Los esfuerzos son aceptables.

Acero de distribución (normal al principal)

De acuerdo con las especificaciones AASHO es:

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} \quad (S = \text{luz en metros})$$

$$\% = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 5.15}} = 24.3 \%$$

Acero de distribución =  $0.243 \times 21.2 = 5.15 \text{ cm}^2/\text{m.}$

Usando varillas de  $\phi 1/2"$  la separación es:

$$\text{sep.} = \frac{1.27 \times 100}{5.15} \doteq 25 \text{ cm.}$$

Usando varillas de  $\phi 5/8"$ ,  $\text{sep.} = \frac{1.98 \times 100}{5.15} \doteq 39 \text{ cm}$

Se colocarán varillas  $\phi 1/2"$  a cada 25 cm.

Acero de temperatura

$$A_{st} = 0.0015 bh = 0.0015 \times 100 \times 19 = 2.85 \text{ cm}^2/\text{mca. ra.}$$

Con varillas  $\phi 1/2"$   $\text{sep.} = \frac{1.27 \times 100}{2.85} \doteq 45 \text{ cm.}$

Separación máxima del refuerzo secundario: 4d

$$6 \text{ sea} = 4 \times 15 = 60 > 45$$

Acero adicional sobre diafragmas.

Este acero se toma para prevenir los momentos negativos que -  
ocurran sobre el diafragma al darle continuidad a la losa, y -  
es un porcentaje del acero principal:

$$A_{ad.} = 0.50 A_s = 0.50 \times 21.2 = 10.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Suponiendo varillas  $\phi 5/8"$ , la separación será:

$$\text{sep.} = \frac{1.98 \times 100}{10.6} \approx 19 \text{ cm.}$$

Este refuerzo se prolonga a partir del paramento --  
del diafragma, por especificación, una longitud de:

$$\text{Para varillas de } \phi 5/8": \frac{S}{4} + 50 = \frac{5.15}{4} + 50 = 1.80 \text{ m}$$

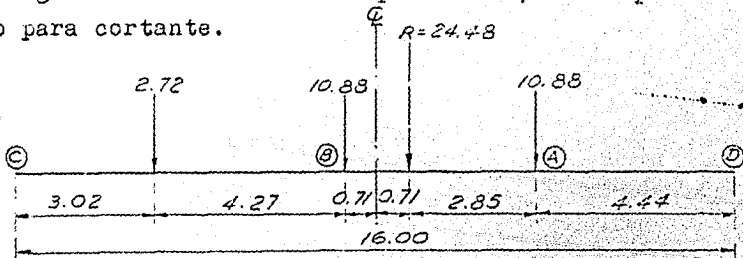
hacia cada lado.

DISEÑO DE NERVADURAS.

a).- Momento flexionante por carga móvil.

Decido a que la carga móvil que soporta una nervadu -  
ra puede aumentar en un momento dado, es decir, cuando los ca -  
miones se acerquen más a un lado que a otro de la calzada, --  
sin salirse de su faja convencional de circulación, se afecta -  
rá el momento por carga móvil, además del impacto, con un fac -  
tor de concentración que mas adelante se calculará.

La posición crítica de la carga a lo largo del cla -  
ro, será cuando la resultante y una de las ruedas más pesadas  
equidisten del centro del claro. Para cargas tipo H15-S12, ri -  
ge la carga de camión sobre la equivalente, tanto para momen -  
to como para cortante.



Posición de la resultante con respecto a la rueda -  
extrema derecha:

$$M_a = 2.72 \times 0.54 + 10.88 \times 4.27 = R \cdot X = 24.48 \cdot X$$

$$X = \frac{23.33 + 46.67}{24.48} = 2.05 \text{ m}$$

El momento flexionante máximo debe estar bajo una de las ruedas, que en este caso será la situada en el punto B por estar más cerca al centro del claro y ser de las más pesadas.

$$R_d = \frac{24.48 \times 8.71}{16} = 13.32 \text{ ton.}$$

$$M_B = 13.32 \times 8.71 - 10.88 \times 4.27 = 69.5 \text{ ton-m.}$$

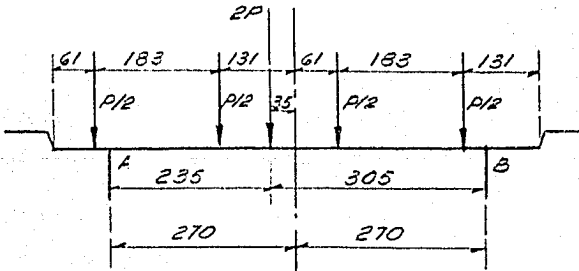
Impacto.- La cantidad que se incrementan los esfuerzos por impacto, se expresa como un porcentaje de la carga viva, y se determina con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 30.10}, \text{ Imáx.} = 30\% \text{ (AASHO).}$$

donde L = longitud en metros del claro.

$$I = \frac{15.24}{16 + 30.10} = 26.3\% < 30\%$$

Factor de concentración:



Siendo P = carga por línea,

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

El momento flexionante por carga viva más impacto y afectado del factor de concentración será:

$$M = 69.5 \times 1.263 \times 1.13 \doteq 101 \text{ ton-m.}$$

b).- Momento flexionante por carga permanente.

Carga uniforme: Se han supuesto nervaduras con peralte aparente de 118 cm, ancho de 25 cm y con bulbo de 33 cm.

Parapeto, guarnición y losa del voladizo =	850	kg/m
Losa entre nervaduras: 0.19x2.625x2400 =	1290	"
Cartelas: 0.10x0.10x2400 =	24	"
Nervadura: 1.18x0.25x2400 =	706	"
Bulbo: $(0.33+0.23)\frac{0.96}{2} \times 2400$ =	54	"

Carga uniforme total = 2926 kg/m.

Carga concentrada del diafragma central.- Suponiéndole un peralte de 1.03 m y 0.20 m de espesor:

$$D = 2.575 \times 0.20 \times 1.03 \times 2400 = 1270 \text{ kg.}$$

El momento por carga permanente será:

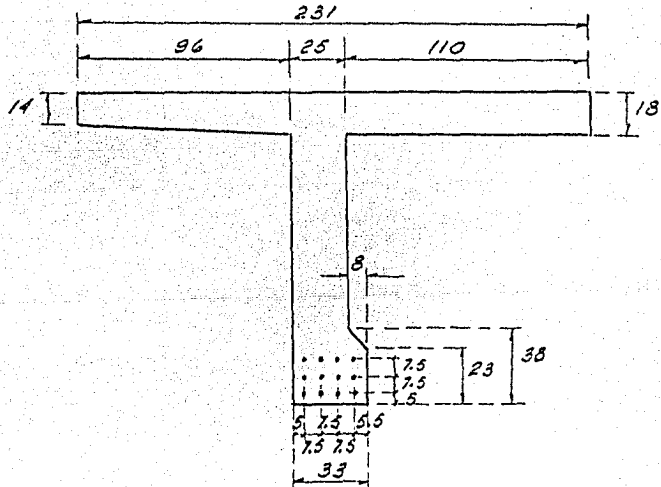
$$M_p = \frac{2.926 \times (16)^2}{6} + \frac{1.27 \times 16}{4} = 98.68 \text{ ton-m.}$$

Por lo que el momento total es:

$$M_{\text{tot.}} = 101 + 98.7 = 199.7 \text{ ton-m.}$$

c).- Diseño por momento flexionante.

La sección supuesta es la de la figura siguiente:



Debido a que la junta entre vigas y losa (AASHO), - deberá desarrollar efectivamente, en forma adecuada, adherencia y resistencia al esfuerzo cortante, la losa podrá entonces ser considerada como una parte integral de la viga, pero su ancho efectivo supuesto, como patín de la viga T, no excederá de los siguientes valores:

- 1.- Un cuarto de la longitud del claro de la viga.
- 2.- La distancia centro a centro de vigas.
- 3.- Doce veces el espesor mínimo de la losa más el ancho del alma de la viga.

Para las vigas que tengan patín por un solo lado, -



el ancho del patín en la parte volada, no será mayor de  $1/12$  de la longitud del claro de la viga, ni tampoco excederá seis veces el espesor de la losa, ni la mitad de la distancia libre a la siguiente viga.

En el patín hacia adentro:

1.-  $\frac{L}{4} = \frac{1600}{4} = 4.00 \text{ m}$

2.-  $b = 5.40 \text{ m.}$

3.-  $12 \times 18 + 25 = 2.41 \text{ m.}$

En el voladizo:

a).-  $\frac{1600}{12} = 1.33 \text{ m}$

b).-  $6 \times 16 = 0.96 \text{ m}$  (se toma el espesor promedio).

c).-  $\frac{540}{2} = 2.70 \text{ m}$

Como rige la especificación de  $6t$  para el volado, - para el lado entre nervaduras tomaremos  $6t$  también, teniendo en cuenta la especificación  $b = 12t + b'$

$6t' = 6 \times 18 = 108 \text{ cm.}$

$t$  equivalente de la viga T :

$t = \frac{96 \times 16 + (108 + 25) 18}{96 + 25 + 108} = 17.16 \text{ cm}$

Luego el ancho total, (verificando),  $= 12 \times 17.16 + 25 = 231 \text{ cm.}$  En definitiva el ancho del patín entre nervaduras será:

$a = 231 - 96 - 25 = 110 \text{ cm.}$

Se supondrá además para la revisión  $A_s = 12$  varillas de  $1 \frac{1}{2}$ " de diámetro  $= 136.80 \text{ cm}^2$ , distribuidas en tres lechos de cuatro varillas cada uno, basando las separaciones y los recubrimientos en las recomendaciones especificadas por las AASHO que dicen:

a).- Espaciamiento.- El espaciamiento mínimo de centro a centro de varillas paralelas, será de 2.5 veces el diámetro de varillas redondas o tres veces la dimensión del lado de varillas cuadradas, pero en ningún caso la distancia libre entre varillas, será menor que 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso.

b).- Recubrimiento.- El recubrimiento mínimo usado

desde la superficie del concreto hasta la cara de cualquier varilla de refuerzo, no será menor de 5 cm., excepto en losas donde el recubrimiento mínimo podrá ser de 2.5 cm.

Peralte efectivo  $d = 136 - 7.5 - 5 = 123.5$  cm.

Cálculo de la posición del Eje Neutro:

$$kd = \frac{2n A_s d + b t^2}{2n A_s + 2 b t}$$

$$b t^2 = 231 \times (17.2)^2 = 68340$$

$$2n A_s = 2 \times 12 \times 136.80 = 3280$$

$$2n A_s d = 3280 \times 123.5 = 405000$$

$$2bt = 2 \times 231 \times 17.2 = 7950$$

$$kd = \frac{405000 + 68340}{3280 + 7950} = 42 \text{ cm} > 18 \text{ cm. Viga T.}$$

$$z = \frac{t}{3} \frac{3kd - 2t}{2kd - t} = \frac{17.2}{3} \frac{3 \times 42 - 2 \times 17.2}{2 \times 42 - 17.2} = 7.9 \text{ cm}$$

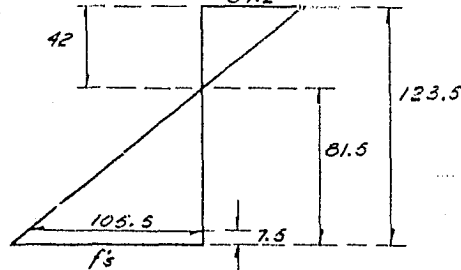
Brazo del par elástico:

$$jd = 123.5 - 7.9 = 115.6 \text{ cm.}$$

Fatigas:

$$f_s = \frac{M_i}{A_s jd} = \frac{19\,970\,000}{12 \times 136.8 \times 115.6} = 1265 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{f_s kd}{n(d - kd)} = \frac{1265 \times 42}{12 \times (123.5 - 42)} = 54.2 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2$$



Esfuerzos de tensión en la varilla más fatigada:

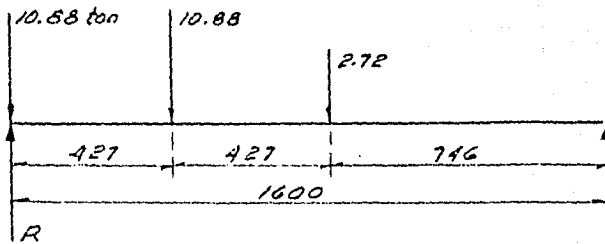
$$\frac{f'_s}{n} = \frac{105.5}{81.5}; f'_s = 1385 \text{ Kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

La sección está correcta por momento flexionante.

Fuerza cortante y esfuerzos en el apoyo.

Por carga permanente del análisis ya hecho anteriormente,  $V_p = 2.926 \times 8 + 0.64 = 24.05$  ton.  
infl. del diafragma.

Por carga móvil:



$$R = 10.88 + 10.88 \times \frac{11.73}{16} + 2.72 \times \frac{7.46}{16} = 20.12 \text{ ton.}$$

$$V_{cv} + I + F_c = 20.12 \times 1.283 \times 1.13 = 29.1 \text{ ton.}$$

$$\text{Fuerza cortante total: } V_t = 24.1 + 29.1 = 53.2 \text{ ton.}$$

Revisión de los esfuerzos, suponiendo que sobre el apoyo se corren 4 varillas, ya que las demás se doblarán para aprovecharlas como refuerzo a la tensión diagonal. Por especificación se debe correr cuando menos 1/3 del refuerzo positivo sobre el apoyo.

$$d = 136 - 5 = 131 \text{ cm.}$$

$$k_d = \frac{24 \times 131 \times 45.60 + 68340}{24 \times 45.60 + 7950} = 23.4 \text{ cm}$$

$$z = \frac{17.2 \times 23.4 - 2 \times 17.2}{3 \times 23.4 - 17.2} = 6.95 \text{ cm}$$

$$j_d = 131 - 6.95 = 124.05 \text{ cm.}$$

El esfuerzo que tendremos al cortante será;

$$v = \frac{V}{b j_d} = \frac{53200}{25 \times 124.05} = 17.2 \text{ kg/cm}^2 < 18 \text{ kg/cm}^2.$$

Revisión de la adherencia.

$$u = \frac{V}{\Sigma o j_d} = 6.9 \text{ kg/cm}^2 < 20 \text{ kg/cm}^2.$$

Fuerza cortante en el centro del claro.- Esta fuerza se debe a dos causas:

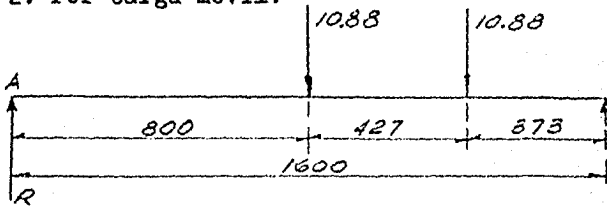
- 1.- Por carga permanente, que es la que actúa en el centro del claro, debida al peso propio del diafragma central.
- 2.- Por carga móvil, que en su posición más desfavorable se dibuja en el croquis adjunto.

Se obtendrá este cortante para reforzar debidamente la nervadura, ya sea con barras dobladas o estribos, en la sección que nos ocupa.

- 1.- Por carga permanente:

$$V_p = \frac{1.27}{2} = 0.64 \text{ ton.}$$

2.-Por carga móvil:



$$R_A = \frac{10.88}{2} + \frac{10.88 \times 3.73}{16} = 5.44 + 2.54 = 7.98 \text{ ton}$$

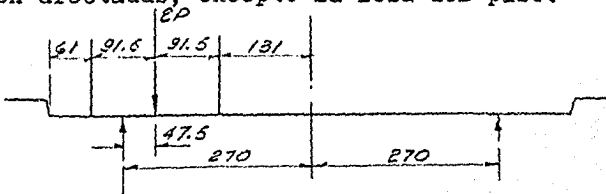
$$V_{CM} = 7.98 \times 1.283 \times 1.13 = 11.58 \text{ ton.}$$

$$\text{Fuerza cortante total} = 11.58 + 0.64 = 12.22 \text{ ton.}$$

Revisión de la sección por carga móvil extraordinaria (AASHO).

La previsión de sobrecarga se aplicará a todos los tipos de carga, excepto a las cargas H20 y H20-S16.

Se hará previsión para cargas pesadas poco frecuentes, aplicando sobre cualquier carril sencillo un camión tipo H ó H-S de los que se especifiquen, aumentado en 100% y sin que haya la presencia de carga en cualquiera de los otros carriles. Los esfuerzos combinados de carga muerta, viva e impacto que resulten de este tipo de carga, no serán mayores -- que el 150% de los esfuerzos permisibles ya prescritos. La sobrecarga se aplicará a todas las partes de la estructura que resulten afectadas, excepto la losa del piso.



Factor de concentración por carga móvil extraordinaria:

$$F_c = \frac{2P \times 492.5}{540} = 1.824 P$$

Por lo que ahora tendremos un momento por carga móvil de:

$$M_{CM} = 69.5 \times 1.283 \times 1.824 = 163 \text{ ton-m.}$$

y el momento total será:

$$M_{tot.} = 163 + 98.7 = 261.7 \text{ ton-m.}$$

Afectado del 150% :

$$M'_{tot.} = \frac{261.7}{1.5} = 174.5 \text{ ton-m.} < 199.7 \text{ ton-m.}$$

Está correctamente tomado el 199.7 para diseño.

Revisión de la fuerza cortante en el apoyo debido a sobrecarga.

Por carga móvil:

$$V_{CM} = 20.12 \times 1.283 \times 1.824 = 47.1 \text{ ton.}$$

Fuerza cortante total:

$$V_{tot.} = 47.1 + 24.1 = 71.2 \text{ ton.}$$

$$V' = \frac{71.2}{1.5} = 47.5 < 53.2 \text{ ton.}$$

Se tomarán en el apoyo 53.2 ton para reforzar la nervadura por cortante.

Fuerza cortante en el centro del claro:

$$\text{Por carga móvil: } V = 7.98 \times 1.283 \times 1.824 = 18.7 \text{ ton.}$$

Fuerza cortante total en el centro del claro:

$$V_{tot.} = 18.7 + 0.64 = 19.34 \text{ ton.}$$

$$V' = \frac{19.34}{1.5} = 12.9 \text{ ton} > 12.22 \text{ ton.}$$

En este caso rige la carga móvil extraordinaria, por lo cual se tomará para el diseño 12.9 ton.

DISEÑO DEL REFUERZO PARA CORTANTE.

Se emplearán para este diseño las Especificaciones del Departamento de Estructuras de la Dirección General de Proyectos y Laboratorios de la S.O.P., las cuales anotamos a continuación.

A.- Refuerzo para cortante.

1.- Todo el esfuerzo cortante debe absorberse con acero en el alma, ya sea por la combinación de varillas dobladas y estribos, o solo por estribos.

2.- Para aprovechar las varillas del refuerzo prin--

principal como refuerzo para esfuerzo cortante, se podrán doblar tan pronto como no se requieran para soportar flexión.

3.- El refuerzo para esfuerzo cortante se diseñará conforme a las siguientes indicaciones:

a).- Los estribos se proporcionarán para tomar como mínimo el 25% del esfuerzo cortante máximo.

b).- En los cuartos extremos del claro, la separación de las varillas dobladas no excederá el valor de "jd". En el medio central del claro la separación máxima de las varillas dobladas será de 1.5 jd.

c).- La primera varilla doblada a partir del eje de apoyo, deberá cortar al eje trazado por el semiperalte de la trabe a una distancia no mayor de  $\frac{3}{8}$  del peralte efectivo, medido a partir de la cara del apoyo.

d).- La zona de influencia de las varillas dobladas y de los estribos, se medirá en el semiperalte de la trabe.

e).- El acero de refuerzo del alma deberá quedar anclado adecuadamente en sus dos extremos, ya sea por continuidad con el refuerzo principal, o por anclaje en zona de compresión.

#### B.- Refuerzo adicional en las caras de las trabes.

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

1.- Si el peralte total de la trabe es menor o igual a 1.40 m.: en cada cara, refuerzo adicional distribuido uniformemente entre el lecho bajo de la losa y el acero principal, que represente  $2.7 \text{ cm}^2$  por metro de cara y cuyo espaciamiento no exceda de 60 cm.

2.- Si el peralte de la trabe es mayor de 1.40 m.: en cada cara, refuerzo adicional distribuido uniformemente entre el lecho bajo de la losa y el acero principal de tensión, que represente el 4% de este último, y cuyo espaciamiento no exceda de 50 cm. Se podrá considerar que el acero adicional colabora para resistir la flexión de acuerdo con su posición res

pecto al eje neutro de la trabe.

Doblado de varillas del refuerzo principal.

Puesto que puede considerarse que la variación de la gráfica de momentos flexionantes es la de una parábola de 2o. grado, las distancias a las cuales pueden doblarse las varillas a partir del centro, están dadas por la expresión:

$$x = C \sqrt{A} \text{ en m.}$$

$$\text{Siendo } C = \frac{L}{2 \sqrt{A_t}} \text{ en m/cm.}$$

$$L = \text{claro total} = 16 \text{ m.}$$

$$A_t = \text{Area del acero total en el centro del claro} \\ = 136.80 \text{ cm}^2.$$

$$C = \frac{16}{2 \sqrt{136.80}} = 0.683 \text{ m/cm.}$$

$$x = 0.683 \sqrt{A_d}$$

No. Vars.	Diám. (pulg.)	Ad (cm <sup>2</sup> )	$\sqrt{A_d}$ (cm)	x (m).
1	1½"	11.40	3.38	2.31
2	"	22.80	4.77	3.26
3	"	34.20	5.85	4.00
4	"	45.60	6.75	4.61
5	"	57.00	7.55	5.16
6	"	68.40	8.26	5.65
7	"	79.80	8.94	6.10
8	"	91.20	9.54	6.51
9	"	102.60	10.12	6.92

Separación máxima de estribos de ½" de diámetro, - de dos ramas: por especificación,

$$S = \frac{2 A_v f_v j d}{0.25 V} = \frac{2 \times 1.27 \times 1300 \times 115.6}{0.25 \times 53 \times 200} = 29 \text{ cm}$$

Se usarán entonces, además de las barras dobladas para absorber cortante, estribos de ½" de diámetro de dos ramas a cada 14 cm y a cada 28 cm, los cuales nos darán una capacidad de:

$$\text{A cada 28 cm } C = \frac{2.54 \times 1300 \times 115.6}{28} = 13600 \text{ Kg.}$$

$$\text{A cada 14 cm } C = \frac{2.54 \times 1300 \times 115.6}{14} = 27200 \text{ Kg.}$$

Distancia máxima de la primera barra doblada al paño interior del apoyo:

$$d = \frac{3}{8} \text{ del peralte efectivo} = \frac{3}{8} 123.5 = 46.4 \text{ cm.}$$

Separación máxima de las varillas dobladas en los cuartos extremos:

$$\text{sep.} = jd = 115.6 \text{ cm.}$$

En el medio central:

$$\text{sep.} = 1.5 jd = 1.5 \times 115.6 = 173.4 \text{ cm.}$$

Para calcular la separación de las barras dobladas se trazará primero el diagrama de fuerzas cortantes, hasta la mitad del claro (el armado de la otra mitad será simétrico). Luego se trazará el diagrama de capacidades del cortante que nos proporcionen las barras dobladas y los estribos, de manera que cubra el anterior, yendo separadas estas barras y estribos, de manera conveniente y obligando a que cumplan con las especificaciones.

Capacidades de las barras dobladas ( $1\frac{1}{2}$ " a  $45^\circ$  calculadas para diferentes distancias de separación.

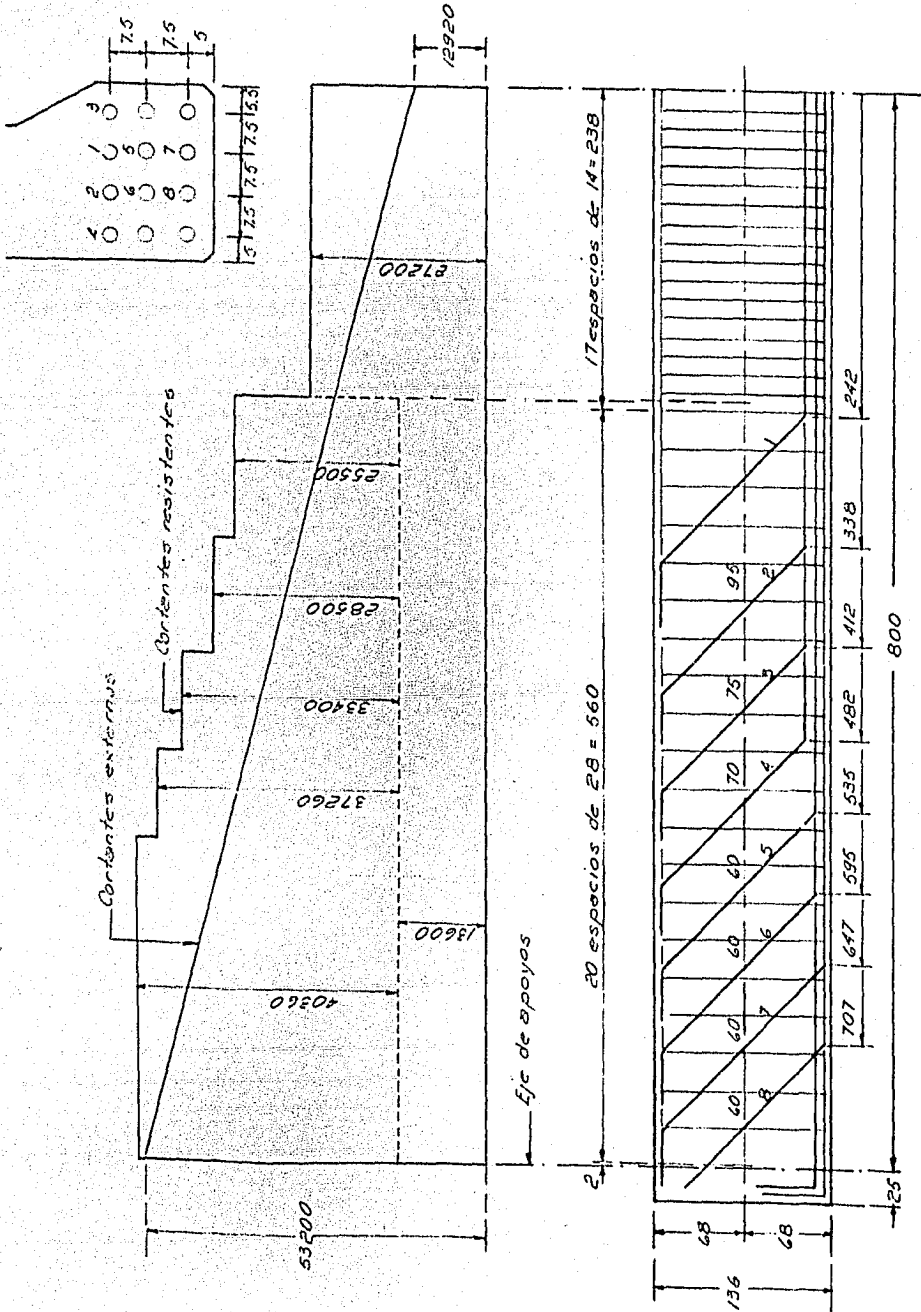
$$F = \frac{Av f_v j d \sqrt{2}}{\text{separación}}, \text{ donde } Av = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$F = \frac{11.40 \times 1300 \times 115.6 \times 1.414}{\text{separación}} = \frac{2\,422\,000}{\text{separación.}}$$

Separación (cm)	F (Kg).
60	40 360
65	37 260
70	34 600
75	32 300
80	30 280
85	28 500
90	26 900
95	25 500

A continuación presentamos un croquis de la colocación del refuerzo y de los diagramas antes enunciados.





### DISEÑO DE DIAFRAGMAS.

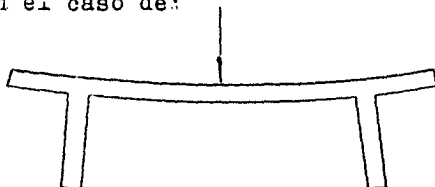
La disposición de diafragmas en losas nervuradas, -- tiene por objeto absorber principalmente los efectos de torsión que se presentan en las nervaduras por acción de las cargas verticales, ya que generalmente éstas son de secciones peraltadas. En la parte volada de la losa también se dispondrá un diafragma, ya que en esta sección, se reduce además el "ancho de distribución".

En una sección:



La nervadura es bastante ancha y de poco peralte, - es rígida a la torsión, pero flexible a las cargas verticales, si no hay diafragma transversal, la losa se deforma y no hay distribución de carga en las nervaduras, por lo que se presenta una condición desfavorable para ellas.

En el caso de:



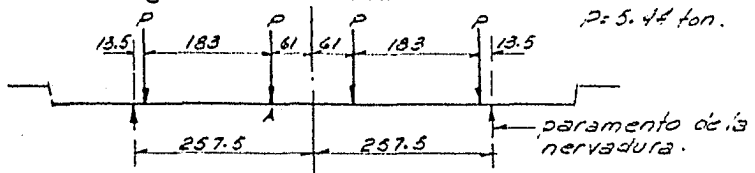
Las nervaduras son rígidas a la flexión por su peralte elevado, pero no a la torsión; una carga aplicada a la losa del piso, deforma al conjunto como se muestra en la figura. Esta condición es desfavorable para la losa, ya que queda sujeta a un momento positivo mayor que si las nervaduras le presentaran más empotramiento, lo cual se logra con diafragmas transversales.

Según las Especificaciones AASHO, en los claros de vigas T que tengan longitud mayor de 12 p., se pondrán diafragmas, que se colocarán entre las vigas en los puntos medios o del tercio del claro.

DIAFRAGMAS ENTRE NERVADURAS.

Cálculo del momento flexionante y de la fuerza cortante por carga móvil.- Se calcularán con las concentraciones del camión, suponiendo que el diafragma está libremente apoyado en los paños interiores de las nervaduras.

Por carga móvil ordinaria:



$$M_A = 10.88 \times 1.965 - 5.44 \times 1.83 = 11.40 \text{ ton-m.}$$

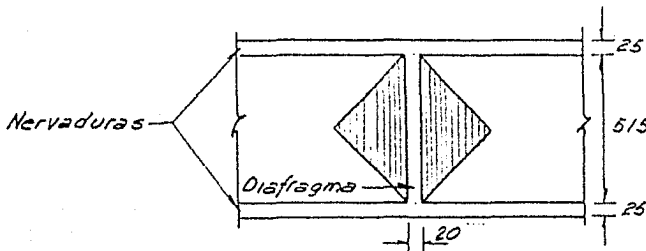
$$M_{CMI} = 11.40 \times 1.3 = 14.8 \text{ ton-m.}$$

$$V_{CMI} = 10.88 \times 1.3 = 14.14 \text{ ton.}$$

Por carga permanente:

Peso propio del diafragma =  $1270 \times 2 = 2540 \text{ Kg.}$

Peso de la losa.- Consideraremos que influye el peso como si estuviera perimetralmente apoyada (figura).



$$\begin{aligned} \text{Peso de la losa} &= \frac{5.15 \times 5.15}{2} \times 0.19 \times 2400 = \\ &= 6050 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Momento por carga permanente:

$$M_p = \frac{w l^2}{8} + \frac{w_1 l^2}{6} = \frac{2.54 \times 5.15^2}{8} + \frac{6.05 \times 5.15^2}{6}$$

Diaf.    Losa

$$M_p = 6.83 \text{ ton-m.}$$

$$V_p = 1.27 + \frac{6.05}{2} = 4.30 \text{ ton.}$$

Momento total.

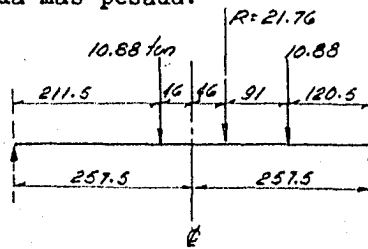
$$\text{Por carga ordinaria: } M_t = 14.8 + 6.83 = 21.63 \text{ t-m.}$$

Cortante total por carga ordinaria:

$$V_t = 14.14 + 4.30 = 18.44 \text{ ton.}$$

Por carga móvil extraordinaria:

Momento.- Para el máximo, equidistará la resultante de la rueda más pesada:



$$M = \frac{21.76 \times 2.115}{5.15} \times 2.115 = 18.9 \text{ ton-m.}$$

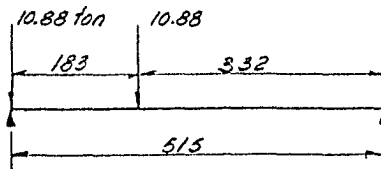
$$M_I = 18.9 \times 1.3 = 24.6 \text{ ton-m.}$$

$$M_{\text{tot.}} = 24.6 + 6.83 = 31.43 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{31.43}{1.5} = 20.95 \text{ ton-m} < 21.63 \text{ ton-m.}$$

El diseño por momento se hará con el momento por carga móvil ordinaria.

Cortante:



$$V = 10.88 + \frac{10.88 \times 3.32}{5.15} = 17.88 \text{ ton.}$$

$$V_I = 17.88 \times 1.3 = 23.2 \text{ ton.}$$

$$V_{\text{tot.}} = 23.2 + 4.30 = 27.50 \text{ ton.}$$

$$\frac{27.50}{1.5} = 18.4 \text{ ton, es aproximadamente el mismo que}$$

se obtuvo por carga móvil ordinaria, y por tanto, el de diseño.

DISEÑO.

La sección supuesta es:

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

$$\text{recubrimiento} = 10 \text{ cm.}$$

$$\text{peralte total} = 122 \text{ cm.}$$

$$\text{desgaste} = 1 \text{ cm.}$$

$$d = 122 - 1 - 10 = 111 \text{ cm. (peralte efectivo).}$$

$$A_s = 2 \text{ Vars. } \phi 1\frac{1}{2}'' = 22.80 \text{ cm}^2.$$

Revisión como viga rectangular:

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

$$np = 12 \frac{A_s}{bd} = \frac{12 \times 22.80}{20 \times 111} = 0.123$$

$$2np = 2 \times 0.123 = 0.246$$

$$(np)^2 = (0.123)^2 = 0.015$$

$$k = \sqrt{0.246 + 0.015} - 0.123 = 0.387$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1.00 - \frac{0.387}{3} = 0.871$$

$$f_s = \frac{M}{A_s j d} = \frac{2\,163\,000}{22.80 \times 0.871 \times 111} = 981 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = \frac{f_s}{n} \frac{k}{1-k} = \frac{981}{12} \frac{0.387}{0.613} = 51.6 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{18\,440}{20 \times 0.871 \times 111} = 9.5 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma_0 j d} = \frac{18\,440}{24 \times 0.871 \times 111} = 7.95 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Usando estribos de dos ramas, el espaciamiento máximo debe ser:

$$\text{con } \phi 1\frac{1}{2}'' \text{ sep.} = \frac{2 A_v f_v j d}{V} = \frac{2 \times 1.27 \times 1300 \times 0.871 \times 111}{18\,440} =$$

$$\text{sep.} = 17.3 \text{ cm c. a. c.}$$

$$\text{con } \phi 5/8'' \text{ sep.} = \frac{2 \times 1.98 \times 1300 \times 0.871 \times 111}{18\,440} = 27 \text{ cm c.a.c.}$$

Refuerzo por temperatura:

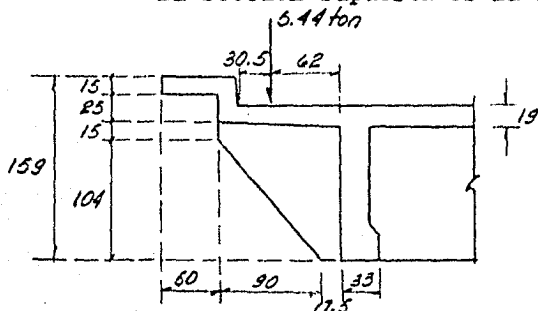
$$A_{st} = 0.0015 b h = 0.0015 \times 20 \times 121 = 3.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. de Vars. de } \phi 1\frac{1}{2}'' = \frac{3.63}{1.27} = 3 \text{ Vars. en cada cara.}$$

Diseño de diafragmas en voladizo.

Estos diafragmas se prolongan hacia afuera de las nervaduras para resistir el momento y la fuerza cortante, -- producida en el voladizo por la carga móvil y el peso propio. Solo se emplearán en los extremos de la losa.

La sección supuesta es la siguiente:



Momento por peso propio:

$$M_p = 1.19 \times 1.075 \times 0.20 \times 2400 \times 0.55 = 343 \text{ kg-m.}$$

Por carga móvil ordinaria:

$$M_{CMI} = 5440 \times 1.3 \times 0.62 = 4385 \text{ kg-m.}$$

$$M_{tot} = 4385 + 343 = 4728 \text{ kg-m.}$$

Por carga móvil extraordinaria:

$$M_{CMI} = 10880 \times 1.3 \times 0.62 = 8770 \text{ kg-m.}$$

$$M_{tot} = \frac{8770 + 343}{1.5} = 6075 \text{ kg-m.}$$

Rige la carga móvil extraordinaria.

Fuerza cortante.

$$\text{Por peso propio: } V_p = 1.19 \times 1.075 \times 0.20 \times 2400 = 624 \text{ Kg}$$

$$\text{Por carga móvil ordinaria: } V_{CMI} = 5440 \times 1.3 = 7072 \text{ Kg}$$

$$V_{tot} = 7072 + 624 = 7696 \text{ Kg.}$$

Por carga móvil extraordinaria:

$$V_{CMI} = 10880 \times 1.3 = 14\ 144 \text{ Kg.}$$

$$V_{tot} = \frac{14\ 144 + 624}{1.5} = 9845 \text{ Kg.}$$

Rige la carga móvil extraordinaria.

DISEÑO.- De la sección supuesta tenemos:

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

$$d = 111 \text{ cm.}$$

$$A_s = 2 \text{ Vars. } \phi \ 3/4" = 5.70 \text{ cm}^2.$$

Revisión de la sección.

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

$$np = 12 \frac{5.70}{20 \times 111} = 0.0308$$

$$(np)^2 = (0.0308)^2 = 0.0009$$

$$2np = 2 \times 0.03 = 0.06$$

$$k = \sqrt{0.06 - 0.0009} - 0.03 = 0.21$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - 0.07 = 0.93$$

$$f_s = \frac{607\ 500}{5.70 \times 0.93 \times 111} = 1033 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_c = \frac{1033}{12} \frac{0.21}{0.79} = 22.9 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión del esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{o \text{ jd}} = \frac{9845}{20 \times 0.93 \times 111} = 4.8 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión de la adherencia:

$$u = \frac{V}{\sum o \text{ jd}} = \frac{9845}{12 \times 0.93 \times 111} = 8 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Usando estribos de dos ramas el espaciamiento máxi-

mo debe ser:

$$\text{Vars. } \phi \frac{1}{2} \text{ sep.} = \frac{2.54 \times 1300 \times 0.93 \times 111}{9845} \doteq 35 \text{ cm.}$$

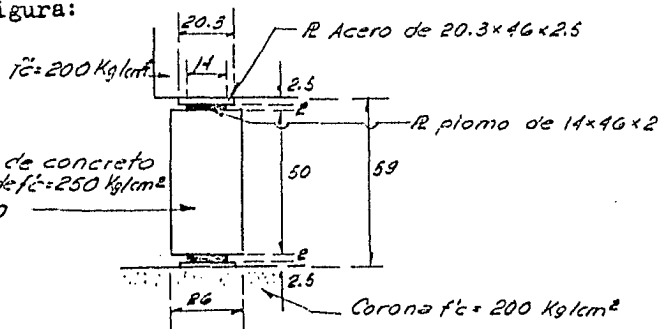
$$\text{Vars. } \phi \frac{5}{8} \text{ sep.} = \frac{3.96 \times 1300 \times 0.93 \times 111}{9845} \doteq 54 \text{ cm.}$$

Refuerzo por temperatura:

3 Vars.  $\phi \frac{1}{2}$  en cada cara.

APOYOS MOVILES.

Se proyectarán de mecedora de concreto como se indica en la figura:



Reacción total = 53 200 kg.  
Peso propio diaf. int. = 1 270  
Peso propio voladizo = 620  
Reacción máxima = 55 090 Kg.

Revisión de las placas de plomo.

a).- El esfuerzo de fluencia se determinará con la fórmula:

$$f'p = \frac{12b}{t} + 90 \text{ Kg/cm}^2, \text{ que se usa en el Departamento de Estructuras de la D.G.P.L. de la S.O.F., donde :}$$

b = ancho de la placa.  
t = espesor de la placa.

Este esfuerzo deberá ser menor o igual a la máxima-compresión admisible en el concreto.

$$f'p = \frac{12 \times 14}{2} + 90 = 174 \text{ Kg/cm}^2.$$

b).- El esfuerzo medio inicial  $f_0$  (para carga centrada), deberá ser aproximadamente igual a 0.50  $f'p$  y su valor no excederá de  $100 \text{ Kg/cm}^2$ .

$$f_0 = \frac{55\ 090}{1.4 \times 46} = 86 \text{ Kg/cm}^2 < 100 \text{ Kg/cm}^2.$$

c).- La excentricidad máxima que puede admitir la placa queda definida por la fórmula:

$$e \text{ máx.} = \frac{b}{2} \left( 1 - \frac{f_0}{f_p} \right), \text{ donde } \frac{f_0}{f_p} = \frac{86}{174} = 0.49$$

$$e \text{ máx.} = \frac{14}{2} (1 - 0.49) = 3.57 \text{ cm.}$$

d).- La deformación de la superestructura por contracciones de fraguado inicial y por disminución de temperatura, es aproximadamente de :

$$\Delta L_1 = 0.000011 \times L \times \Delta t = 0.000011 \times 1600 \times 30 = 0.53 \text{ cm.}$$

La deformación total por esfuerzo y por dilataciones es aproximadamente:

$$\Delta L_2 = \frac{f_s L}{E} + 0.000011 \times L \times \Delta t =$$

$$= \frac{1200 \times 1600}{2 \times 100\ 000} + \frac{0.000011 \times 1600 \times 15}{2} = 1.17 \text{ cm}$$



Como en cualquiera de estos dos casos extremos la deformación será menor que la excentricidad que pueda admitir la placa de plomo, se aceptan las dimensiones supuestas.

Compresión permisible en la superestructura (nervadura).

La compresión unitaria permisible se calculará con la fórmula siguiente:

$$C = C_1 \sqrt[3]{\frac{A_0}{A_1}} \leq 0.6 f'c$$

Donde:  $A_0$  = Area de la zona de apoyo.

$A_1$  = Area de la placa.

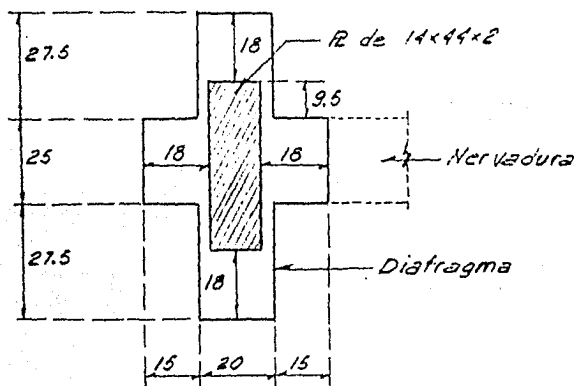
$C_1$  = Compresión unitaria característica en  $\text{Kg/cm}^2$ , se tomarán los siguientes valores:

a).- Concreto simple o reforzado por temperatura: -  $0.25 f'c$ .

b).- Concreto reforzado con varillas verticales y estribos:  $0.33 f'c$ .

c).- Concreto reforzado con varillas verticales y refuerzo helicoidal:  $0.40 f'c$ .

Zona de apoyo en las nervaduras:



$$\text{Area de apoyo} = 25 \times 50 + 27.5 \times 2 \times 20 = 2350 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Area de la placa} = 14 \times 44 = 616 \text{ cm}^2.$$

$$C = 0.33 \times 200 \sqrt[3]{\frac{2350}{616}} = 103 \text{ Kg/cm}^2 < 0.6 f'c = 120 \text{ Kg/cm}^2.$$

Este esfuerzo admisible es mucho menor que el  $f'_p$  del plomo y no cumple con la especificación. Para absorber dicho  $f'_p$ , se recurre a colocar placas de acero entre la placa de plomo y el concreto.

Placa de acero

Se supondrá una placa de acero de 20.3x46x2.5 cm.-  
Teníamos que el  $f'_p$  del plomo = 174 kg/cm<sup>2</sup>.

El ancho de contacto en el mismo será:

$$b_p = \frac{55\ 090}{174 \times 46} = 6.9 \text{ cm.}$$

Como la placa de acero es de 2.5 cm de espesor y -  
suponiendo que la compresión se transmita a 45°, el ancho efectivo de la placa de acero será:

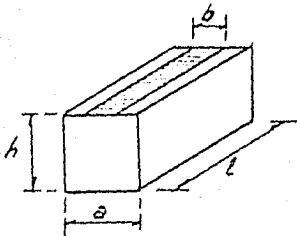
$$b_a = 6.9 + 2 \times 2.5 = 11.9 \text{ cm}$$

y la presión en el concreto para una longitud de -  
placa de 46 cm resulta de:

$$f_c = \frac{55\ 090}{11.9 \times 46} = 100 \text{ kg/cm}^2 < 103 \text{ kg/cm}^2.$$

Se acepta la placa supuesta.

MECEDORA.



Donde:

a = ancho del dado normal a la carga.

b = ancho de la faja cargada.

f = esfuerzo máximo de tensión, que no excederá -  
0.03  $f'_c$ .

l = longitud del dado según la carga.

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

F = carga por unidad lineal según "l".

p = porcentaje de acero a la profundidad crítica  $\frac{h}{2}$ .

Area de la mecedora supuesta = 26x50 = 1300 cm<sup>2</sup>.

Compresión permisible teniendo en consideración --  
que cuenta con refuerzo especial:

$$C_m = 250 \times 0.4 \sqrt[3]{\frac{1300}{14 \times 46}} = 126 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como  $C_m > f_o = 86 \text{ Kg/cm}^2$ , se acepta la sección supues-  
ta.

En la condición de cargas permanentes y eventua-  
les, la tensión máxima en la mecedora considerándola reforza-  
da es de:

$$f = \frac{0.375 P(a-b)}{(1.17a - 0.44b)^2} (1.00 - pn) \quad (\text{De la "Teoría y Prácti-"} \\ \text{ca del Hormigón Ar-} \\ \text{mado" de E. Mörsh}).$$

Si se supone que el refuerzo lo forman 3 hélices -  
de  $\phi 1/4$ " con paso de 5 cm, el área efectiva resulta de:

$$A = \frac{6 \times 0.36}{5} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$pn = \frac{0.43}{50 \times 1} \times 12 = 0.10$$

$$\therefore f = \frac{0.375 \times 55090(26 - 6.9)}{(1.17 \times 26 - 0.44 \times 6.9)^2} (1.00 - 0.10) = 9.54 \text{ Kg/cm}^2$$

De especificaciones D.I.N., para concreto de  $f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ , se admite una tensión de  $12 \text{ Kg/cm}^2$  si se absorbe-  
íntegramente con acero de refuerzo. Por lo tanto, está correc-  
to lo supuesto.

#### APOYOS FIJOS.

Se formarán con dos placas de acero de  $20.3 \times 46 \times 2.5$   
cm, y una placa de plomo de  $14 \times 2 \times 46$  cm, cuyos esfuerzos se --  
han calculado antes, siendo aceptables.

### CAPITULO III.

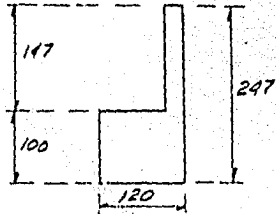
#### SUBESTRUCTURA.

##### Cálculo de los caballetes extremos.

Los caballetes extremos constarán de: cabezal, ---  
diafragma, y aleros cimentados directamente sobre pilotes.

La sección que se revisará está regida por el pe-  
ralte total de las nervaduras, en el caso del peralte del dia-  
fragma; por la separación de las mismas, la sección del apoyo  
y por las cargas vivas y permanentes, para las dimensiones --  
del cabezal; por los taludes de la terracería (1:1.5), ancho-  
del camino y empuje de tierra, para las dimensiones de los --





CORTE POR EL Q

Cálculo de los aleros.

Para el cálculo del refuerzo en los aleros, consideraremos como sección de empotramiento, la definida por el eje @ - @. Se escogieron además para el análisis, los ejes-x-x de torsión, y-y de flexión vertical y z-z de flexión horizontal.

Cargas y momentos que obran sobre el alero.

Guarnición.

$$\begin{aligned} \text{Peso guarnición: } 0.25 \times 0.55 \times 1.06 \times 2400 &= 350 \text{ Kg.} \\ \frac{0.38 \times 0.55}{2} \times 0.25 \times 2400 &= 62 \\ &= 412 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Distancia de la guarnición al eje "y" = 84 cm.

" " " " al eje "x" = 19 cm.

$$M_x = -412 \times 0.19 = -78.3 \text{ kg-m.}$$

$$M_y = 412 \times 0.84 = 346 \text{ kg-m.}$$

Parapeto.

$$\begin{aligned} \text{Peso del parapeto} &= (0.21 \times 0.60 \times 1.06 + 0.04 \times 0.25 \times 1.06) \times \\ &\quad \times 2400 = 346 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Distancia del parapeto al eje "y" = 105 cm.

al eje "x" = 5 cm.

$$M_x = -346 \times 0.05 = -17.3 \text{ Kg-m.}$$

$$M_y = 346 \times 1.05 = 363 \text{ kg-m.}$$

Prisma B

$$\text{Peso propio} = 0.66 \times 0.25 \times 1.91 \times 2400 = 779 \text{ Kg.}$$

$$M_y = 779 \times 0.33 = 257 \text{ kg-m.}$$

Prisma C.

$$\text{Peso propio} = 0.85 \times 0.25 \times 1.91 \times 2400 = 974 \text{ Kg.}$$

$$M_y = 974 \times 1.03 = 1000 \text{ kg-m.}$$

$$M_x = -974 \times 0.22 = -214 \text{ kg-m.}$$

Prisma D.

Peso propio =  $\frac{1.78 + 1.14}{2} \cdot 1.11 \times 0.25 \times 2400 = 972 \text{ Kg.}$

$M_y = 972 \times 1.90 = 1847 \text{ Kg-m.}$

$M_x = -972 \times 0.70 = -680 \text{ Kg-m.}$

Empuje de tierra.

De la teoría de Rankine para el empuje de suelos ternemos:

Empuje activo:  $E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N \phi}$

Empuje pasivo:  $E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1}{N \phi}$

Estando el punto de aplicación :  $d = \frac{1}{3} H$ , Rankine

considera que la repartición de presiones sigue una ley hidrostática.

Donde  $\gamma = 1600 \text{ Kg/m}^3$  (peso volumétrico de la tierra).

$\phi = \text{ang. tan } \frac{1}{1.5} = 33^\circ 42'$  (ángulo de reposo del terraplén).

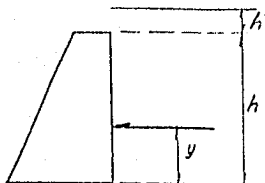
$N = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} = \frac{1 + 0.5548}{1 - 0.5548} = 3.4928$

$E_A = \frac{1.6 H^2}{2 \times 3.4928} = 0.229 H^2. \text{ (ton/m)}$

Como tendremos en parte del diafragma y alero-influencia de la carga viva en el empuje de tierras, calcularemos dichos empujes con "sobrecarga por carga viva", con la fórmula directa que se emplea en el Departamento de Estructuras de la D.G.P.L. de la S.O.P.

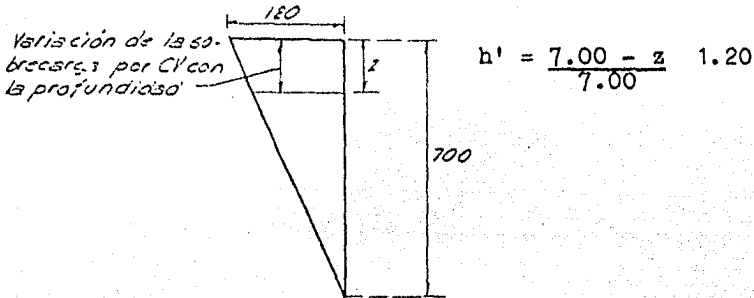
$P = 0.143 w h (h + 2h')$ , la cual estará actuando a una altura:

$y = \frac{h^2 + 3 h h'}{3 (h + 2h')}$



Para el cálculo de "h'", que es la altura en terraplén equivalente a la sobrecarga por carga viva, consideraremos que el efecto de la carga viva influye hasta 7.00 m abajo del nivel del terreno, de acuerdo con la si----

guiente ley de variaciones (especificación del Departamento de Estructuras de la S.O.P.):



Empuje sobre el prisma B

$$h' = \frac{7.00 - 1.91}{7.00} \cdot 1.20 = 0.87 \text{ m}$$

$$P = 0.143 \times 1.6 \times 1.91 (1.91 + 2 \times 0.87) = 1.59 \text{ ton/m.}$$

$$E_{tot.} = 1.59 \times 0.65 = 1.03 \text{ ton.}$$

$$y = \frac{(1.91)^2 + 3 \times 1.91 \times 0.87}{3(1.91 + 2 \times 0.87)} = 0.78 \text{ m}$$

Empuje sobre el prisma C.

$$E_{tot.} = 1.59 \times 0.82 = 1.30 \text{ ton.}$$

$$E_{cx} = 1.30 \text{ sen } 30^\circ = 0.65 \text{ ton.}$$

$$E_{cy} = 1.30 \text{ cos } 30^\circ = 1.12 \text{ ton.}$$

$$y = 0.78 \text{ m.}$$

Empuje sobre el prisma D

En este caso no consideraremos la sobrecarga y tomaremos una altura promedio para calcular el empuje total. -- Tendremos además, que la superficie del terraplén es inclinada con un ángulo =  $33^\circ 42'$ , hasta llegar al nivel de la corona del camino, donde se transforma en horizontal.

$$\text{Altura promedio } h = \frac{1.78 + 1.14}{2} = 1.46 \text{ m}$$

Sobrecarga hasta el nivel de la corona:

$$h' = 1.91 - 1.46 = 0.45 \text{ m.}$$

De las gráficas de la figura 136 del Terzaghi-Peck para suelo tipo 1 (granular: arena o grava), siendo:

$$\frac{H}{H'} = \frac{0.45}{1.46} = 0.308, \text{ y talud } 1.5:1$$

$$\text{tendremos: } K_h = 700 \text{ Kg/m}^2/\text{m}$$

$$K_v = 240 \text{ Kg/m}^2/\text{m}$$

Siendo la componente del empuje vertical:

$$E_v = \frac{1}{2} K_v H^2 = \frac{1}{2} \times 240 \times (1.46)^2 = 256 \text{ Kg/m, y}$$

$$E_h = \frac{1}{2} K_h H^2 = \frac{1}{2} \times 700 \times (1.46)^2 = 746 \text{ Kg/m.}$$

$$E_v \text{ tot.} = 0.256 \times 1.11 = 0.284 \text{ ton.}$$

$$E_h \text{ tot.} = 0.746 \times 1.11 = 0.828 \text{ ton.}$$

A su vez,  $E_h$  la tendremos proyectada en los ejes -

"x" y "y".

$$E_{Dx} = 0.828 \times \text{sen } 30^\circ = 0.414 \text{ ton.}$$

$$E_{Dy} = 0.828 \cos 30^\circ = 0.717 \text{ ton.}$$

$$y = \frac{1.46}{3} = 0.49 \text{ m.}$$

Momentos de los empujes.

En prisma B.

$$M_x = -1.03 \times 0.18 = -0.185 \text{ ton-m} = -185 \text{ Kg-m.}$$

$$M_z = 1.03 \times 0.32 = 0.329 \text{ ton-m} = 329 \text{ Kg-m.}$$

En prisma C.

$$M_x = -1.12 \times 0.18 = -0.201 \text{ ton-m} = -201 \text{ Kg-m.}$$

$$M_z = 1.12 \times 1.00 = 1.12 \text{ ton-m} = 1120 \text{ Kg-m.}$$

En prisma D.

$$M_x = -0.717 \times 0.47 = -0.337 \text{ ton-m} = -337 \text{ Kg-m.}$$

$$M_z = 0.717 \times 1.84 = 1.32 \text{ ton-m} = 1320 \text{ Kg-m.}$$

Revisión del esfuerzo cortante.

1.- Esfuerzo cortante por torsión:

$$M_T = M_x = -78 - 17 - 214 - 680 - 185 - 201 - 337$$

$$M_T = -1712 \text{ Kg-m.}$$

$$\text{tenemos: } b = 25 \text{ cm, y } h = 191 \text{ cm.}$$

Fórmulas para la revisión del esfuerzo cortante --  
por torsión en diferentes secciones (Concreto del Ing. M. --  
Paulín):

$$\text{En sección circular de radio } R = V_m = \frac{2 M_T}{\pi R^3}$$

$$\text{En sección cuadrada de lado "b" } V_m = \frac{4.8 M_T}{b^3}$$



Sección rectangular de largo "b" y ancho "h":

$$V_m = \frac{M_T}{b^2 h} \left( 3 + \frac{2.6}{0.45 + h/b} \right)$$

En nuestro caso:

$$V_m = \frac{171\ 200}{191 (25)^2} \left( 3 + \frac{2.6}{0.45 + \frac{191}{25}} \right)$$

$$V_m = 4.76 \text{ Kg/cm}^2$$

2.- Esfuerzo cortante por carga vertical.

$$v_v = \frac{V}{b j d} ; V = 412 + 346 + 779 + 974 + 972 = 3483 \text{ Kg.}$$

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

$$h = 191 \text{ cm.}$$

$$d = 191 - 7 = 184 \text{ cm.}$$

$$j = 0.856$$

$$v_v = \frac{3483}{25 \times 0.856 \times 184} = 0.88 \text{ Kg/cm}^2.$$

Valor total del esfuerzo cortante vertical para la combinación de flexión y torsión :

$v_{\text{tot.}} = 4.76 + 0.88 = 5.64 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2$  (de Especificaciones AASHO, cubriendo la tensión con acero de refuerzo).

Se proporcionarán estribos para absorber el esfuerzo cortante calculado totalmente, suponiendo un diagrama rectangular. Para estribos de  $\phi \frac{1}{2}$ " de dos ramas:

$$Nc. = \frac{v \cdot b \cdot z}{A_v f_v} = \frac{5.64 \times 25 \times 100}{2 \times 1.27 \times 1300} = 4.3 \doteq 5$$

Separación: a cada 20 cm.

3.- Esfuerzo cortante por carga horizontal.

$$V = 1030 + 1120 + 717 = 2867 \text{ Kg.}$$

$$v = \frac{2867}{191 \times 0.856 \times 20} = 0.88 \text{ Kg/cm}^2 < 9 \text{ Kg/cm}^2, \text{ sin}$$

cubrir la tensión con acero de refuerzo.

DISEÑO POR FLEXION.

1.- Flexión vertical.- Revisión del peralte:

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

$$M = 346 + 363 + 257 + 1000 + 1847 = 3813 \text{ Kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{381300}{14.75 \times 25}} = 32.1 \text{ cm} < 184 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{381300}{1300 \times 0.856 \times 184} = 1.86 \text{ cm}^2.$$

Con dos varillas de  $\phi \frac{1}{2}$ " ( $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$ ) será suficiente.

Refuerzo adicional en las caras del alero y diafragma, suponiendo en este caso tratados como trabes:

Se podrá tomar un refuerzo adicional de  $2.7 \text{ cm}^2/\text{m}$  de cara, no excediendo el espaciamiento de 60 cm. (D.G.P.L.)

$$A_s \text{ ad.} = 2.7 \times 1.91 = 5.16 \text{ cm}^2; \text{ con varillas de } \phi \frac{1}{2} \text{''}$$
$$\text{la sep.} = \frac{1.27 \times 191}{5.16} = 47 \text{ cm.}$$

Adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma o j d} = \frac{3483}{2 \times 4 \times 0.856 \times 184} = 2.76 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$u = 2.76 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Longitud de anclaje.

$$L = \frac{D f_s}{4 u} = \frac{1.27 \times 1300}{4 \times 20} = 20 \text{ cm.}$$

2.- Flexión horizontal.

$$M_z = 329 + 1120 + 1320 = 2769 \text{ Kg-m.}$$

Comprobación del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{276900}{14.75 \times 184}} = 10.1 \text{ cm.} < 20 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{276900}{1300 \times 0.856 \times 20} = 12.44 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Varillas de } \phi \frac{1}{2} \text{'' separación} = \frac{1.27 \times 191}{12.44} = 19.5 \text{ cm}$$

Adherencia:

$$u = \frac{2867}{10 \times 4 \times 0.856 \times 20} = 4.19 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

En los planos finales se ajustarán las separaciones y se les dará una longitud de anclaje práctica.

CALCULO DEL DIAFRAGMA.

Del empuje unitario en el prisma B, tendremos:

$$E = 1.59 \text{ ton.}; y = 0.78 \text{ m, por lo que el momento es:}$$

$$M = 1.59 \times 0.78 = 1.24 \text{ ton-m/m} = 1240 \text{ Kg-m/m.}$$

Verificación del espesor del diafragma:

$$d = \sqrt{\frac{124\ 000}{14.75 \times 100}} = \sqrt{84} = 9.1 \text{ cm} < 20 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{124\ 000}{1300 \times 0.856 \times 20} = 5.57 \text{ cm}^2.$$

Si se usan varillas de  $\phi \frac{1}{2}$ " sep. =  $\frac{127}{5.57} = 22 \text{ cm.}$

Refuerzo por temperatura por cara:

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3.75 \text{ cm}^2.$$

Vars. de  $\phi \frac{1}{2}$ " sep. =  $\frac{127}{3.75} = 33 \text{ cm.}$

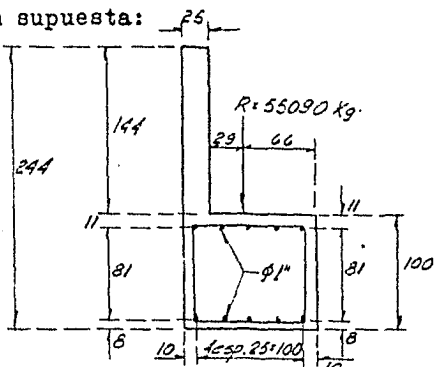
Revisión del cortante.

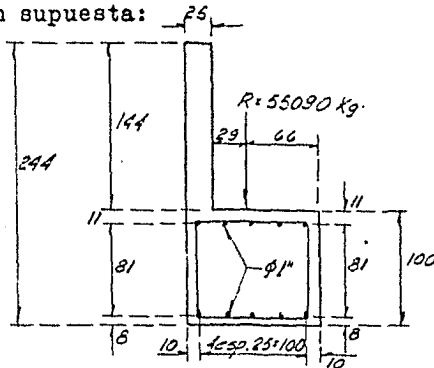
$$v = \frac{1590}{100 \times 0.856 \times 20} = 0.93 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2.$$

Adherencia:

$$u = \frac{1590}{5 \times 4 \times 0.856 \times 20} = 4.64 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

CALCULO DEL CABEZAL.

Sección supuesta: 



Revisión de cargas verticales.

Tanto en el caso de los caballetes extremos, como en el de los intermedios (como más adelante se verá), la escuadría propuesta hace que el cabezal sea una sección bastante rígida, y por lo tanto, bastante resistente a las condiciones de carga a las que va a estar sometido. Las dimensiones que se tomaron para dicha proposición, además de buscar la rigidez adecuada, están basadas en las longitudes requeridas para las placas de apoyos, y conforme a éstas, darle una proporcionalidad al resto de la sección.

Cargas que obran sobre el cabezal:

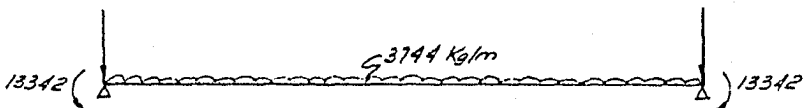
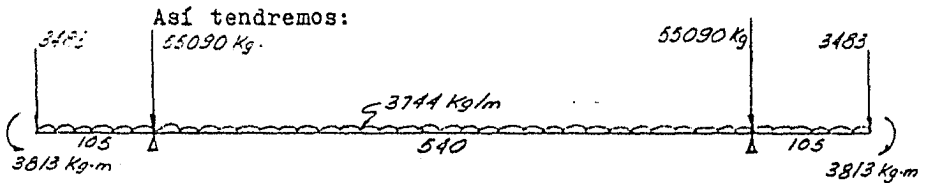
Peso propio:  $(1.00 \times 1.20 + 0.25 \times 1.44) 2400 = 3744 \text{ Kg/m}$

Reacción producida por cargas que obran en la superestructura ..... = 55090 Kg.

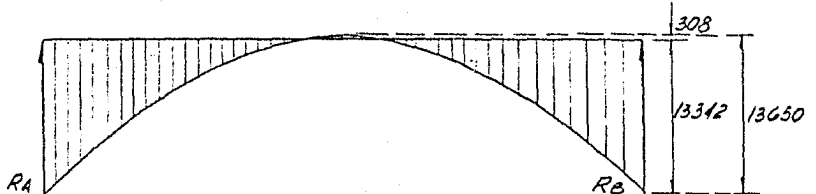
Momento producido por el alero en voladizo ..... = 3813 Kg-m

Carga vertical por peso propio de: alero, guarnición y parapeto..... = 3483 Kg.

Se revisará el cabezal como viga continua, debido precisamente a su gran rigidez en comparación con los demás elementos de apoyo. El eje de apoyo en este caso de caballetes extremos, coincide con el eje de los pilotes, por lo que la carga que la superestructura transmite va a dar directamente sobre ellos, es decir, no nos causarán momentos flexionantes en el cabezal.



$V_w$	3931	10109		10109	3931
$V_c$	3483				3483
$V_{tot}$	7414	10109		10109	7414



$$M_{is} = \frac{\omega l^2}{8} = \frac{3744 (5.40)^2}{8} = 13650 \text{ Kg-m}$$

$$R_A = R_B = 55090 + 7414 + 10109 = 72613 \text{ Kg.}$$

Verificación del peralte.

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{1\,334\,200}{14.75 \times 120}} = 28 \text{ cm} < 92 \text{ cm.}$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{1\,334\,200}{1300 \times 0.856 \times 92} = 13.05 \text{ cm}^2.$$

Revisión del cortante:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{10109}{120 \times 0.856 \times 92} = 1.07 \text{ Kg/cm}^2 < 1.8 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia:

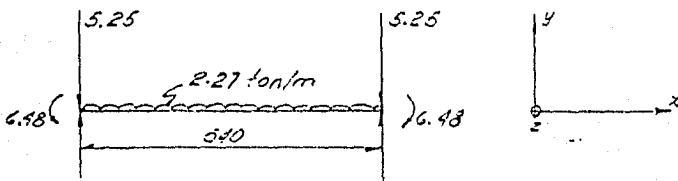
$$u = \frac{V}{\Sigma o j d} = \frac{10109}{5 \times 12 \times 0.856 \times 92} = 2.14 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Separación de estribos de dos ramas:

$$\text{Para } \phi \frac{1}{2}'' \text{ sep.} = \frac{2 \times 1.27 \times 1300 \times 0.856 \times 82}{10109} = 21 \text{ cm.}$$

$$\text{Para } \phi \frac{5}{8}'' \text{ sep.} = \frac{2 \times 1.98 \times 1300 \times 0.856 \times 82}{10109} = 35 \text{ cm.}$$

Análisis del cabezal por empuje de tierras:



Empuje de tierras:

$$h' = \frac{(7.00 - 2.47) \cdot 1.20}{7.00} = 0.776 \text{ m.}$$

$$\therefore P = 0.143 \times 1.6 \times 2.47 \times (2.47 + 2 \times 0.776) = 2.27 \text{ ton/m.}$$

Empuje en aleros:

$$E = 1.03 + 1.12 + 0.72 + 2.27 \times 1.05 = 5.25 \text{ ton.}$$

Momentos de los empujes:

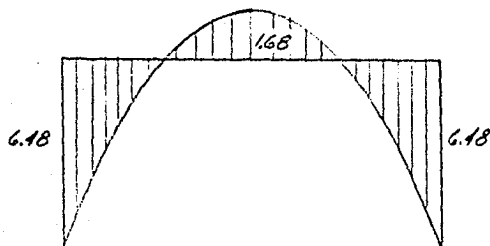
$$M = 1.03 \times 0.85 + 1.12 \times 2.05 + 0.717 \times 2.89 + \frac{2.07 \times 1.05^2}{2}$$

$$M = 6.48 \text{ ton-m.}$$

Momento isostático:

$$M = \frac{w l^2}{8} = \frac{2.27 \times (5.4)^2}{8} = 8.16 \text{ ton-m.}$$

Diagrama del momento flexionante:



Revisión del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{648\,000}{14.75 \times 100}} = 21 \text{ cm} < 112 \text{ cm.}$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{648\,000}{1300 \times 0.856 \times 112} = 5.4 \text{ cm}^2.$$

Será suficiente con las dos varillas de  $\phi 1"$  del refuerzo por cargas verticales.

Revisión del cortante:

$$v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d}; \quad V \text{ en el tramo interior} = \frac{2.27 \times 5.4}{2} =$$

$$V = 6.13 \text{ ton} > 5.25 \text{ ton.}$$

$$v = \frac{6130}{100 \times 0.856 \times 112} = 0.64 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2.$$

Adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma o \cdot j \cdot d} = \frac{6130}{2 \times 8 \times 0.856 \times 112} = 4 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2.$$

Como este cortante producido por el empuje de tierras es menor que el producido por cargas verticales, será suficiente el armado de estribos que tiene por cargas verticales.

CALCULO DEL NUMERO DE PILOTES NECESARIOS PARA LOS CABALLETES EXTREMOS.

Emplearemos para este fin las combinaciones de carga dadas por las Especificaciones AASHTO, y se proyectará el número de pilotes con la que nos resulte más desfavorable. Las combinaciones de carga mencionadas son las siguientes:

$$\text{Grupo I} = CM + CV + I + ET + S + PC \dots\dots\dots 100\%$$

$$\text{Grupo II} = CM + ET + S + PC + VE \dots\dots\dots 125\%$$

Grupo III	= Grupo I + FL + F + 30%VE + VCV..	125%
Grupo IV	= Grupo I + A + C + T .....	125%
Grupo V	= Grupo II + A + C + T .....	140%
Grupo VI	= Grupo III + A + C + T .....	140%
Grupo VII	= CM + ET + S + PC + TT .....	133%
Grupo VIII	= Grupo I + PH .....	140%
Grupo IX	= Grupo II + PH .....	150%

Siendo:

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva.

I = Impacto por carga viva.

ET = Empuje de tierras.

S = Subpresión.

VE = Viento sobre estructura.

VCV = Presión del viento sobre la carga viva.

FL = Fuerza longitudinal por carga viva.

F = Fuerza longitudinal debida a la fricción.

A = Acortamiento por compresión.

C = Contracción.

T = Temperatura.

TT = Sismo.

PC = Presión de la corriente.

PH = Presión del hielo.

Debido a que en algunas de las combinaciones de carga dadas, es muy difícil que se presenten todas a un mismo tiempo por el carácter eventual de ellas, se podrán incrementar los esfuerzos unitarios permisibles en el porcentaje que se indica. Este incremento de esfuerzos permisible, no será válido para los miembros o conexiones que transmitan únicamente esfuerzos debidos a las cargas por efecto del viento.

A continuación, daremos los valores de los conceptos que intervendrán en el cálculo de la mitad del número de pilotes para los caballetes extremos.

1.- Carga muerta.

$$CM = 25.99 + 3.48 + \frac{14.04}{\text{super. alero Cabezal}} = 43.51 \text{ ton.}$$

2.- Carga viva más impacto:

$$\text{CVI} = 20.139 \times 1.3 = 26.18 \text{ ton.}$$

3.- Empuje de tierras:

$$\text{ET} = 1.62 + 0.864 \times 3.75 = 4.86 \text{ ton.}$$

4.- Subpresión.- No la tomaremos en cuenta, ya que el peso propio del pilote logrará contrarrestarla.

5.- Viento sobre estructura.- Para los puentes de losa sobre traveses que tengan longitud máxima de claro de 38 m se usarán las siguientes cargas de viento (Especific. AASHO):

$$\text{VE} = 244 \text{ Kg/m}^2 \text{ transversalmente.}$$

$$\text{VE} = 59 \text{ Kg/m}^2 \text{ longitudinalmente.}$$

Aplicadas en el centro de gravedad del área expuesta.

En nuestro caso:

$$\text{VE} = \frac{59 \times 16 \times 1.59}{2} = 750 \text{ Kg} = 0.75 \text{ ton.}$$

6.- Presión del viento sobre la carga viva:

$$\text{VCV} = 49 \text{ Kg/m transversalmente.}$$

$$\text{VCV} = 60 \text{ Kg/m longitudinalmente.}$$

$\text{VCV} = 60 \times 16 = 960 \text{ Kg} = 0.96 \text{ ton.}$ , aplicada a 1.83 m. arriba del piso.

7.- Fuerza longitudinal por carga viva.- Se tendrá en cuenta el efecto de una fuerza longitudinal de 5% de la carga viva, sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. La carga usada será la carga por carril, con la carga concentrada para momento de especificaciones, sin impacto y con la reducción correspondiente para cuando haya varios carriles cargados. El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que está a 1.22 m arriba de la losa de piso, y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura (Especific. AASHO).

En nuestro caso, considerando una banda de circulación (se tienen dos bandas):

$$\text{FL} = 0.05 (6123 + 714 \times 16) = 877 \text{ Kg} = 0.877 \text{ ton.}$$

Se considerará aplicada en la superficie del cabezal y despreciando el par de transporte.



8.- Fuerza longitudinal debida a la fricción.- Se considerará un coeficiente de fricción de 0.20 de la carga muerta, entre las placas del apoyo móvil, ya que la carga viva produce vibraciones que liberan de esfuerzo de fricción a los apoyos (parcialmente). En la cara inferior de la mecedora obrará una fuerza horizontal que de acuerdo con el peralte de la misma es:

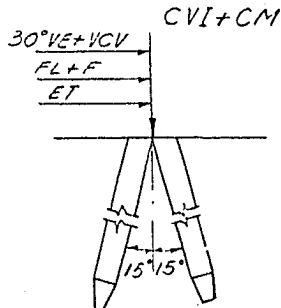
$$F = 0.20 \times 25.99 \times \frac{2}{50} = 0.208 \text{ ton.}$$

Debido a que las restantes cargas no tendrán una intervención importante, o ninguna intervención, en el análisis que nos ocupa, ya sea por uso de contraflechas, temperaturas no extremosas en la región de cruce, etc., no las calcularemos, por lo cual, también, solo compararemos los resultados de los grupos I y III que son los más desfavorables.

De acuerdo con la tabla de pilotes del estudio de mecánica de suelos, se tiene para la sección de 45x45 a una profundidad de hincado de 11.50 m (sondeo 1), una capacidad de 50 ton por pilote.

Por tratarse de caballetes extremos y ser en ellos en los que más desfavorablemente actúan las fuerzas longitudinales (empuje de tierras, frenaje, fricción, etc.), se recurre a hincar inclinados los pilotes a un ángulo de 15° con respecto a la vertical. Esto además de proporcionar mayor resistencia lateral al suelo que los rodea, da una rigidez mayor a la estructura.

Análisis esquemático de las cargas que actúan sobre el pilote inclinado:



Proyectaremos todas las cargas sobre el eje de pilotes, o sea a 15° de la vertical, para obtener la carga real que actúa sobre él, y compararla con la capacidad recomendada por el estudio de mecánica de suelos.

Análisis del grupo I:

$$CM + CVI = 43.51 + 26.18 = 69.69 \text{ ton.}$$

$$ET = 4.86 \text{ ton.}$$

Proyectándolas tendremos que la carga para cada pilote será:

$$C_p = \frac{69.69}{2 \cos 15^\circ} + \frac{4.86}{2 \sin 15^\circ} = 36.07 \pm 9.39$$

$$C_p = 45.46 \text{ ton} < 50 \text{ ton.}$$

Análisis del grupo III:

Las cargas del grupo I ya están calculadas, y solo añadiremos : FL + F + 30% VE + VCV, y aumentaremos el porcentaje de esfuerzos unitarios a 125%.

$$FL + F + 30\% VE + VCV = 0.877 + 0.208 + 0.3 \times 0.75 + 0.96 = 2.27 \text{ ton.}$$

$$\text{Carga sobre pilote} = 46.97 + \frac{2.27}{0.51764} = 51.35 \text{ ton.}$$

Por el aumento en el esfuerzo tendremos una carga en el pilote de:

$$C_p = \frac{51.35}{1.25} = 41.08 \text{ ton} < 50 \text{ ton.}$$

Las cargas que rigen son las del Grupo I.

Aceptaremos entonces, dos pilotes de 45x45 inclinados 15° con respecto a la vertical bajo cada nervadura, es decir, serán 4 pilotes en total para cada caballete extremo.

En el dibujo de los pilotes se le aumentará 1.00 m de longitud de la indicada como suficiente, con el objeto de demolerlo al final del hincado para ajustar el anclaje en el cabezal; también se hace esto, ya que la parte superior extrema recibirá los impactos del martinete o gato hidráulico y quedará bastante deteriorado.

Se indican así mismo en los planos, los puntos de suspensión para el izado, que se usarán en las maniobras para

el transporte e hincado de los mismos. Más adelante se hace un estudio al respecto.

CAPITULO IV.

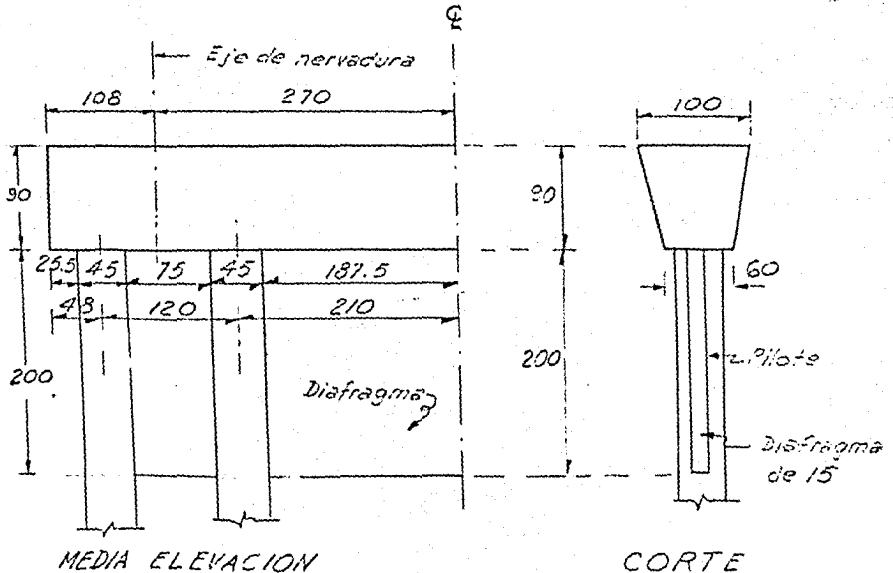
CALCULO DE LOS CABALLETES INTERMEDIOS.

Los caballetes intermedios estarán formados de un cabezal apoyado sobre columnas de concreto reforzado, mismas que son continuación de los pilotes de cimentación. Entre dichas columnas, se colará un diafragma que irá del lecho del río (aproximadamente) al cabezal, con objeto de que no se atoren entre ellas las ramas, troncos, o cualquier objeto que arrastre la corriente.

Como en el caso de los caballetes extremos, el cabezal tendrá una sección que le proporcionará la suficiente rigidez al conjunto, como para evitar que un asentamiento diferencial en las columnas, provoque una falla en el cabezal.

Así mismo, debido también a la diferencia de rigideces entre columnas y cabezal (mucho mayor en éste último), podremos calcularlo como una viga continua, la cual absorberá casi todo el momento flexionante.

Sección supuesta del cabezal:



Análisis del cabezal por cargas verticales.

1.- Peso propio del cabezal:

$$P_p = \frac{1.00 + 0.60}{2} \cdot 0.90 \times 2400 = 1728 \text{ Kg/m.}$$

2.- Peso de la superestructura:

Concreto = 42.1 x 2300 = .....	96 830 Kg.
Acero = .....	9 776 "
Apoyos = .....	500 "
Parapeto = .....	4 800 "
Suma total .....	<u>111 906 Kg.</u>

3.- Carga viva más impacto:

$$CVI = 20139 \times 2 \times 1.3 = 52\,362 \text{ Kg.}$$

La carga viva solo se considerará aplicada en un tramo de superestructura de los dos que llegan a un mismo caballete, ya que será poco probable que actúe en los dos al mismo tiempo.

Las cargas concentradas debido a la superestructura serán entonces la suma de 2 y 3.

$$P = \frac{111\,906}{2} + \frac{52\,362}{2} = 82\,134 \text{ Kg en cada eje de nervadura.}$$

Momentos de empotramiento:

$$\text{De carga concentrada: } M_p = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{82.14 \times 1.20}{8} =$$

$$M_p = 12.33 \text{ ton-m.}$$

De carga uniforme:

$$\text{En el claro central: } M_{w_1} = \frac{w \cdot l^2}{12} = \frac{1.73 \times 4.2^2}{12} = 2.54 \text{ ton-m.}$$

$$\text{Entre columnas: } M_{w_2} = \frac{1.73 \cdot (1.2)^2}{12} = 0.21 \text{ ton-m.}$$

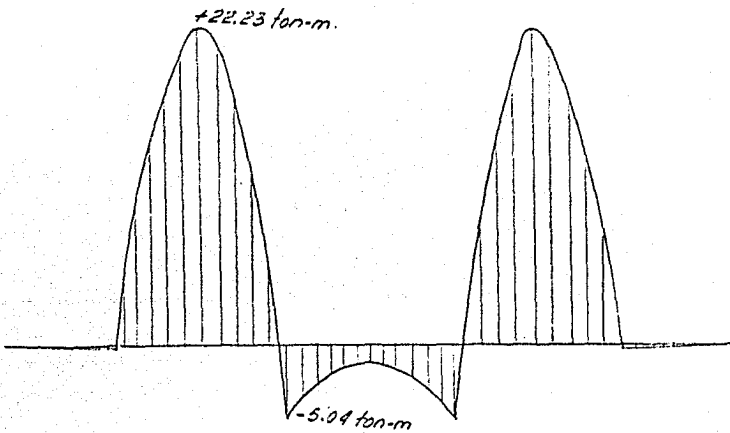
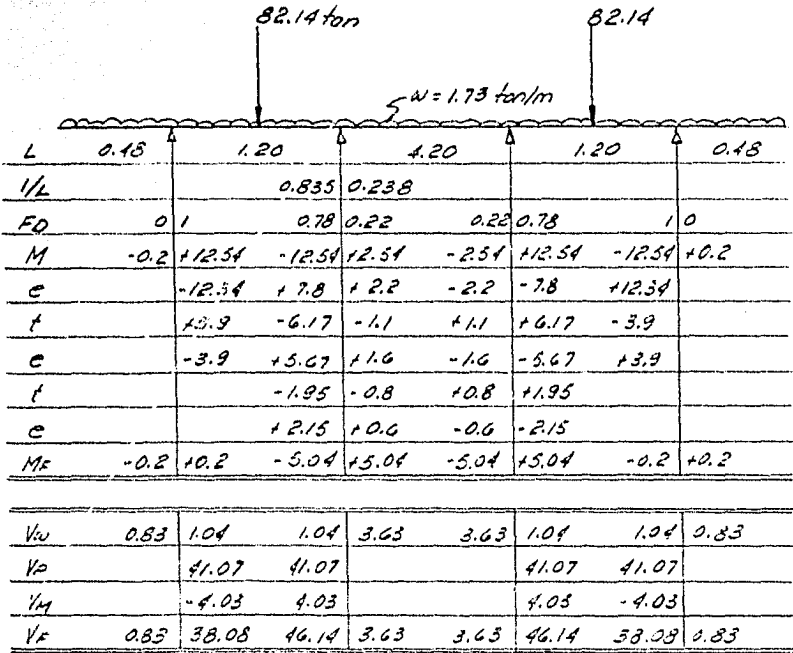
$$\text{En voladizos: } M_{w_3} = \frac{1.73 \cdot (0.48)^2}{2} = 0.20 \text{ ton-m}$$

Momentos isostáticos:

$$M_p = \frac{P \cdot l}{4} = \frac{82.14 \times 1.20}{4} = 24.64 \text{ ton-m.}$$

$$M_{w_1} = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{1.73 \cdot (4.2)^2}{8} = 3.81 \text{ ton-m.}$$

$$M_{w_2} = \frac{1.73 \cdot (1.2)^2}{8} = 0.31 \text{ ton-m.}$$



Verificación del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{2\,223\,000}{14.75 \times 60}} = 50 \text{ cm} < 82 \text{ cm}$$

Area de acero:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{2\,223\,000}{1300 \times 0.856 \times 82} = 24.36 \text{ cm}^2$$

Es suficiente con 5 varillas de  $\phi$  1",  $A_s = 25.35 \text{ cm}^2$

Revisión del esfuerzo cortante:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{46\,410}{60 \times 0.856 \times 82} = 11 \text{ Kg/cm}^2 < 18 \text{ Kg/cm}^2$$

Adherencia:

$$u = \frac{V}{\Sigma o j d} = \frac{46\,410}{5 \times 8 \times 70.19} = 16.5 \text{ Kg/cm}^2 < 20 \text{ Kg/cm}^2$$

Estribos.

Ya que el cortante en la sección que se encuentra entre los pilotes es bastante fuerte, debido a las cargas centradas provenientes de la superestructura, se pondrán en este tramo estribos de 4 ramas, y en los tramos restantes, se colocarán estribos de 2 ramas.

Suponiendo estribos  $\phi$  5/8" de 4 ramas entre pilotes, la separación será:

$$\text{Sep.} = \frac{A_v f_v j d}{V} = \frac{4 \times 1.98 \times 1300 \times 70.19}{46\,410} = 14 \text{ cm.}$$

En el tramo central de 4.20m para estribos de dos ramas y de 5/8", la separación será:

$$\text{Sep.} = \frac{2 \times 1.98 \times 1300 \times 70.19}{3630} = 90 \text{ cm.}$$

Se colocarán a la separación máxima  $= \frac{d}{2} = 46 \text{ cm.}$

CALCULO DEL NUMERO DE PILOTES NECESARIOS PARA LOS CABALLETES INTERMEDIOS.

Hemos supuesto para el análisis del cabezal, que está apoyado en cuatro columnas que son continuación de los pilotes, así es que se hará una revisión para el mencionado número de pilotes de los grupos I y III de las especificaciones AASHO, con los cuales ya se calculó anteriormente los balletes extremos.

1.- Carga muerta:

Peso propio del cabezal =  $1728 \times 7.56 = 13\ 064$  Kg.  
Peso de la superestructura = ..... 111 906 "  
Peso del diafragma =  $0.15 \times 2 \times 5.25 \times 2400 = 3\ 780$  "  
Suma total = ..... 128 750 Kg.

2.- Carga viva más impacto:

CVI =  $20.139 \times 1.3 \times 2 = 52\ 362$  Kg.

3.- Subpresión.- Se despreciará por las mismas razones expresadas en el cálculo del caballete extremo.

4.- Presión de la corriente:

PC =  $52.55 KV^2$  en la que: P = presión en Kg/m<sup>2</sup>

V = velocidad del agua en m/seg.

K = 1.33 para extremos rectangulares.

No se tomará en cuenta pues es bastante pequeña; - además esta presión obrará en sentido perpendicular a las - fuerzas longitudinales que enseguida consideraremos, y que - serán las más desfavorables para el cálculo de pilotes. En - el sentido de la corriente el caballete será mucho más rígi- do que en el longitudinal.

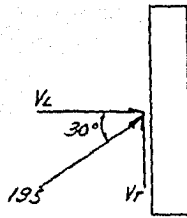
5.- Viento sobre la estructura.

Sobre la superestructura:  $59 \times 1.59 \times 16 = 1500$  Kg, a- plicado a:  $\frac{1.59 + 0.07}{2} = 0.83$  m del cabezal.

Sobre la subestructura.- Las fuerzas transversales y longitudinales que se deben aplicar directamente a la sub-estructura, se calcularán para una presión de viento supues- ta de  $195 \text{ Kg/m}^2$  (AASHO). Estas cargas se supondrá que actúan en líneas horizontales aplicadas en los centros de gravedad- de las áreas expuestas y se aplicarán simultáneamente con -- las cargas de viento de la superestructura. Las cargas men-- cionadas anteriormente son para la condición de carga del -- grupo II, y pueden ser reducidas en un 70% para la condición de carga del grupo III.

En nuestro caso consideraremos al viento aplicado- con un esviajamiento de  $60^\circ$  (respecto a la perpendicular al- eje longitudinal).

Las componentes serán:



$$V_L = 195 \cos 30^\circ = 169 \text{ Kg/m}^2.$$
$$V_T = 195 \sin 30^\circ = 97.5 \text{ Kg/m}^2.$$

Nos interesa el viento longitudinal:

$$V_L = 169 (7.56 \times 0.90 + 7.05 \times 2) = 3532 \text{ Kg.}$$

Aplicado a 1.80 m de la superficie del N.A.Mín.

6.- Viento sobre carga viva:

$$VCV = 60 \times 16 = 960 \text{ Kg.}$$

Aplicado a 1.83 m arriba del cabezal.

7.- Fuerza longitudinal por carga viva.- Considerando la carga equivalente en dos carriles (Especificaciones --- AASHO), se tendrá:

$$FL = 0.05 (6123 + 714 \times 16)2 = 1755 \text{ Kg.}$$

Se considerará aplicada en la superficie del cabezal, despreciando el par de transporte.

8.- Fricción .- Consideraremos 20% de la carga muerta.

$$F = 0.20 \frac{111\,906}{2} \frac{2}{50} = 448 \text{ Kg.}$$

De acuerdo con la tabla de la capacidad de los pilotes, a una profundidad promedio de 17.00 m, en pilotes de --- 0.45x0.45 es de 60 ton.

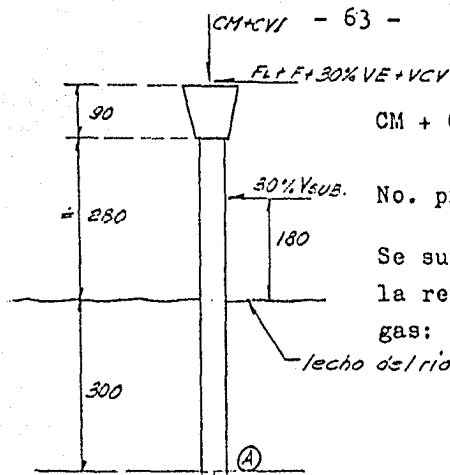
En este caso de caballetes intermedios se hincarán- verticales los pilotes que sean necesarios, ya que aquí no -- son tan desfavorables las cargas longitudinales.

#### Análisis de las cargas que actúan sobre el pilote.

Se considerará que las cargas verticales actúan sobre el eje del pilote, y que las cargas longitudinales que -- causa la superestructura actúan sobre la corona del cabezal, -- es decir, despreciaremos los pares de transporte, así como -- también el empuje de tierra sobre pilotes.

Cálculo del número de pilotes por cargas verticales.





$$\begin{aligned} \text{CM} + \text{CVI} &= 128750 + 52362 = \\ &= 181112 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\text{No. pilotes} = \frac{181.112}{60} \div 3$$

Se supondrán 4 pilotes para la revisión de todas las cargas: dos para cada nervadura.

En el Grupo I como ya se enunció, intervienen CM + CVI + ET + S + PC, de las cuales en nuestro caso, solo tendremos CM + CVI. Como ya se vió anteriormente, para esta condición son suficientes los 4 pilotes supuestos.

Análisis del Grupo III.- De acuerdo con las especificaciones del Bureau of Yards and Docks, United States Navy (tomado del Substructure Analysis and Design de Paul Andersen), el pilote de concreto hincado en material firme se puede considerar empotrado a 5 ft (1.50 m) bajo el suelo, y en material suave, a 10 ft (3.00 m) bajo el suelo.

Como tenemos material suave, se considera el empotramiento a 3.00 m. A continuación se revisará la columna con carga axial excéntrica.

Momentos con respecto al empotramiento en "A" (ver figura).

$$\begin{aligned} \text{FL} + \text{P} + 30\% \text{ V Superest.} + \text{VCV} &= 1755 + 448 + \text{----} \\ &+ 0.3 \times 1500 + 960 = 3613 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_A &= 3.61 \times 6.7 + 0.3 \times 3.53 \times 4.8 = 24.19 + 5.08 = \\ &= 29.27 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

Como se tienen 4 pilotes y considerando que las cargas se reparten en la misma proporción para cada pilotes, se tiene que la carga vertical para cada pilote es:

$$\frac{181.11}{4} = 45.28 \text{ ton}$$

El momento que le corresponde a cada pilote es:

$$\frac{29.27}{4} = 7.32 \text{ ton-m}$$

Excentricidad en la columna:

$$e = \frac{7.32}{45.28} = 0.16 \text{ m.}$$

Datos para analizar la columna:

N = 45.28 ton.

b = 45 cm.

t = 45 cm.

h = 6.70 m.

d' = rec = 5 cm.

n = 12

e = 16 cm.

f'c = 200 Kg/cm<sup>2</sup>.

fc = 80 Kg/cm<sup>2</sup>.

fs = 1300 Kg/cm<sup>2</sup>.

As = Acero de tensión = 5 Vars.  $\phi 1'' = 25.35 \text{ cm}^2$ .

A's = Acero de compresión = 3 Vars.  $\phi 1'' = 15.21 \text{ cm}^2$ .

Si se supone que la columna está empotrada y articulada, la relación de esbeltez será:

$$= \frac{h}{\sqrt{12} b} = \frac{6.70}{1.41 \times 0.45} = 11.5 > 10 \quad \text{es columna --- larga.}$$

Carga permisible para columna larga:

$P' = P (1.3 - 0.03 \frac{h}{b})$ , donde P' = capacidad de la columna larga.

P = capacidad de la misma columna pero "corta".

$$\frac{2}{3} t = \frac{2}{3} \times 45 = 30 \text{ cm, de donde } e < 30 \text{ cm.}$$

Siendo la excentricidad menor que 2/3 de t, no se consideran tensiones, cae en el grupo de compresión predominante, por lo que se emplea la fórmula de interacción:

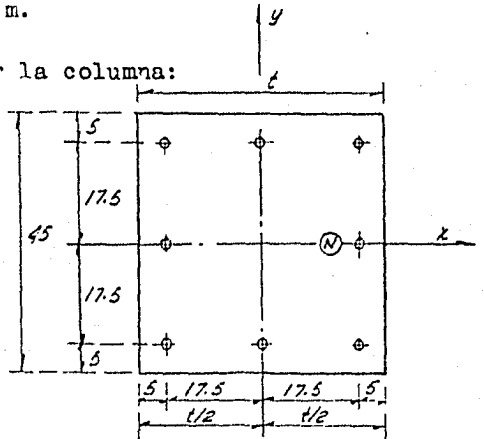
$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$$

Carga normal equivalente para la columna corta:

$$P = \frac{P'}{(1.3 - 0.03 \frac{h}{b})} = \frac{45.28}{(1.3 - 0.03 \times 14.9)} = 53 \text{ ton.}$$

Aplicando interacción:

$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{N}{0.18 f'c A_g + 0.8 A_s f_s} =$$



$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{53\ 000}{0.18 \times 200 \times 2025 + 0.8 \times 40.56 \times 1300} = 0.46$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{M/S}{0.4 f'c} = \frac{Ne/S}{0.4 f'c}, \text{ como :}$$

$$S = \frac{I_y}{t/2} = \frac{2 I_y}{t}$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{N e t}{0.8 f'c I_y}$$

$$I_c = \frac{(45)^4}{12} = 341\ 718 \text{ cm}^4 \text{ (secc. de concreto).}$$

$$I_s = (n-1) 6 a_s (17.5)^2 \text{ (del acero) =}$$

$$= 11 \times 6 \times 5.07 (17.5)^2 = 102\ 204 \text{ cm}^4.$$

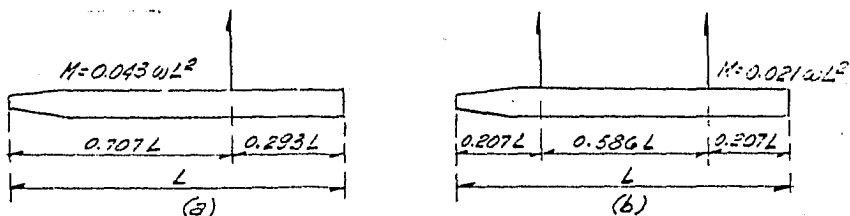
$$I_{tot.} = 443\ 922 \text{ cm}^4.$$

$$\frac{f_b}{F_b} = \frac{53000 \times 16 \times 45}{0.8 \times 200 \times 443922} = 0.537$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 0.46 + 0.537 = 0.997 \doteq 1$$

Revisión de los esfuerzos en el concreto y acero de los pilotes precolados, en los puntos de amarre para las maniobras de transporte y colocación.

Generalmente los pilotes son colados en posición horizontal, por lo cual es necesario moverlos o transportarlos hasta donde se van a hincar. Las siguientes figuras muestran los puntos de apoyo más comunes para moverlos. Los momentos flexionantes máximos, están dados en función de su longitud "L".

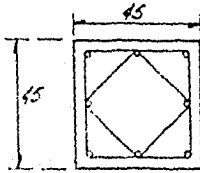


El más usado es el caso (b), ya que se producen momentos negativos y positivos iguales. El pilote puede ser izado de dos maneras diferentes: con dos de sus caras paralelas horizontales, o girado de tal manera que una diagonal de la sección cuadrada de concreto quede horizontal. En esta posición los esfuerzos en el concreto y acero, serán mayores que

en el primer caso, por lo que así revisaremos la sección.

Del Substructure Analysis and Design de Paul Andersen, se ha tomado la secuencia de análisis que nos ocupa.

Sección que se tiene:



$$A_s = 8 \text{ Vars. } \phi 1'' = 40.56 \text{ cm}^2$$

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

$$f_c = 0.4 f'_c = 80 \text{ Kg/cm}^2.$$

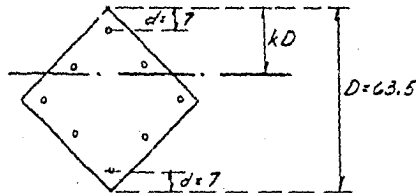
$$f_s = 1300 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$n = 12$$

$$L = 17.00 \text{ m. (long. pilote).}$$

$$\text{Porcentaje de acero} = \frac{A_s}{A_c} = \frac{40.56}{2025} = 0.02$$

Sección de análisis:



Cálculo del Eje Neutro:

$$k^3 + \frac{3}{9} p(4n-1)k - \frac{3}{4} pn = 0$$

Sustituyendo valores:

$$k^3 + \frac{3}{8} \times 0.02(4 \times 12 - 1)k - \frac{3}{4} \times 0.02 \times 12 = 0$$

$$k^3 + 0.3525k - 0.18 = 0 ; \therefore k \approx 0.37$$

El esfuerzo máximo en el concreto es de:

$$f_c = \frac{M}{D^3} \frac{6k}{k^3(1-k) + \frac{3}{2} pn \left( \frac{1}{2} - \frac{d}{D} \right)^2}$$

Donde: M = momento flexionante.

D = longitud de la diagonal.

d = distancia del refuerzo a la esquina.

Si consideramos el caso (b):

$$M = 0.021 w l^2 = 0.021 \times 0.45 \times 0.45 \times 2400 (17)^2 = 2950 \text{ Kg-m.}$$

$$f_c = \frac{295\ 000}{(63.5)^3} \frac{6 \times 0.37}{0.37^3(1-0.37) + \frac{3}{2} \times 0.02 \times 12 \left(\frac{1}{2} - \frac{7}{63.5}\right)^2}$$

$$f_c = 29.6 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = n f_c \left( \frac{1-k}{k} - \frac{d}{kD} \right)$$

$$f_s = 12 \times 29.6 \left( \frac{1-0.37}{0.37} - \frac{7}{0.37 \times 63.5} \right)$$

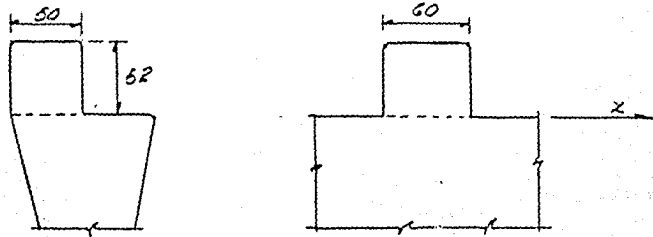
$$f_s = 497 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2.$$

Si se considera un aumento de 50% en los esfuerzos a causa del impacto, tendremos:

$$f_c = 29.6 \times 1.5 = 44.4 \text{ Kg/cm}^2 < 80 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_s = 12 \times 44.4 \times 1.4 = 746 \text{ Kg/cm}^2 < 1300 \text{ Kg/cm}^2.$$

Revisión de los bancos de apoyo.



De análisis anteriores, tenemos que las cargas horizontales suman:

$$F_H = 3613 \text{ Kg.}$$

El momento con respecto al eje "x" de dichas cargas es (son dos apoyos):

$$M_x = \frac{3613}{2} \times 0.52 = 940 \text{ Kg - m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{94\ 000}{1300 \times 0.856 \times 42} = 2 \text{ cm}^2.$$

Es suficiente con 2 Vars. de  $\phi \frac{1}{2}$ " = 2.54 cm<sup>2</sup>.

REVISION DE LA CAPACIDAD DE LOS PILOTES.

Función de los pilotes.- Una estructura se apoya -- sobre pilotes cuando el suelo situado inmediatamente por debajo de su base no tiene suficiente capacidad de carga, o -- cuando una estimación de costos indica que un pilotaje puede

resultar más económico que cualquier otro tipo de cimentación.

La resistencia de punta de pilotes de fricción embebidos en arcilla blanda, es despreciable comparada con la resistencia de fricción. La fricción lateral por unidad de área, es más o menos independiente de la profundidad de penetración y del método utilizado para hincar el pilote, pues depende casi exclusivamente de las propiedades de la arcilla.

A continuación se da una tabla de valores de la fricción lateral de falla de pilotes embebidos en suelos cohesivos. La única forma de obtener datos más exactos, consiste en ejecutar ensayos de carga y ensayos de arranque en el terreno, con pilotes de tamaño natural.

	Kg/cm <sup>2</sup> de superficie - de contacto.
Arcilla blanda y limo .....	0.1 - 0.3
Limo arenoso .....	0.2 - 0.5
Arcilla compacta .....	0.4 - 1.0

#### PILOTES DE PRUEBA.

Para obtener informes útiles y a propósito para el proyecto y construcción, se deben hincar y cargar pilotes de prueba en lugares cercanos donde quedarán los definitivos. Estos pilotes, así como el equipo de hincado, deben ser de preferencia idénticos a los destinados para la construcción final. Los datos de clavado deben registrarse cuidadosamente, éstos son útiles particularmente al estudiar las cargas de prueba y los informes obtenidos de la exploración de la cimentación.

#### Cargas de prueba.

Son de dos tipos generalmente:

- 1.- Carga dinámica, representada por el hincado del pilote.
- 2.- Carga estática, en la cual las cargas se aplican lentamente y se dejan en su lugar durante un intervalo de tiempo, después de que el pilote ha quedado en completo contacto con el suelo.

Carga dinámica.- Se observa el comportamiento de los pilotes bajo la acción de los golpes de una carga que cae. Se anotan las dimensiones y el material del pilote, el peso y la altura de caída del mazo, el colchón y la protección empleada para la cabeza del pilote. Se registra la penetración a cada golpe del martinete durante todo el hincado y con la penetración para los golpes finales, se calcula la capacidad de carga del pilote con alguna de las fórmulas que a continuación se enuncian.

Fórmula del Engineering News:  $R = \frac{2 W h}{S + 0.1 \frac{P}{W}}$

Donde:

W = peso del mazo.

h = altura de caída en pies.

S = penetración por golpe o "rechazo".

P = peso del pilote.

Fórmula de Terzaghi:

$$R = \frac{AE}{L} \left[ -S + \sqrt{S^2 + WH \left( \frac{W + Pe^2}{W + P} \right) \frac{2L}{AE}} \right]$$

A = área de la sección transversal del pilote.

E = módulo de elasticidad del concreto.

L = longitud del pilote.

e = coeficiente de restitución =  $\sqrt{\frac{h_2}{h_1}}$

donde  $h_1$  = altura de caída.

$h_2$  = altura de rebote.

Fórmula de Hiley:

$$R = \frac{k W H}{S + \frac{C}{2}}$$

k = eficiencia del golpe del mazo:

$$k = \frac{W + P e^2}{W + P} - \left( \frac{W - P e}{W + P} \right)^2$$

Cuando  $W > Pe$ , el mazo no rebotará.

$W < Pe$  el mazo rebota y reduce la energía -- transmitida al pilote.

C = compresión temporal del pilote, se puede determinar experimentalmente.

Carga estática.- Se aplica por incrementos sucesivos y se miden los asentamientos correspondientes, obteniéndose una gráfica "carga-asentamientos", semejante a una curva "esfuerzo-deformación" que tiene un límite elástico aparente, el cual puede considerarse como la capacidad de carga del pilote. Si no hay ningún quiebre en la curva, puede elegirse un valor límite arbitrario del asentamiento, por ejemplo 0.25 -- pulg. La carga de proyecto admisible entonces puede fijarse en proporción de esta capacidad de carga, por ejemplo en un 50%.

Si hemos supuesto los pilotes de 0.45x0.45x17 m, - el área lateral será:

$$A_l = 4 \times 0.45 \times 17 = 30.60 \text{ m}^2$$

Del estudio de mecánica de suelos se ha recomendado un valor de la cohesión = 0.2 Kg/cm<sup>2</sup>, por lo que tendremos una capacidad por pilote de:

$$\text{Cap. admisible} = 306\ 000 \times 0.2 = 61\ 200 \text{ Kg.}$$

La carga que podrá aceptar realmente, será, descontando el peso propio y considerándolo sumergido:

$$P = 61.2 - 0.45 \times 0.45 \times 17 \times 1.4 = 56.4 \text{ ton.}$$

En el análisis ya hecho, ninguna de las cargas reales llegan a 50 ton, por lo que están correctos.

#### RECOMENDACIONES DE LAS ESPECIFICACIONES AASHO PARA PILOTES DE FRICCIÓN.

Se considerará que un pilote es de fricción, cuando su punta no se apoya sobre un material que sea capaz de resistir la carga del pilote por apoyo directo de la punta.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción se determina por uno o más de los siguientes métodos:

- a).- Hincando y haciendo pruebas de carga directa sobre pilotes de prueba.
- b).- Por los datos de experiencia que se tengan de pilotes hincados en la proximidad del sitio.---  
En este caso se deben tomar en cuenta las variaciones que haya en los tipos de pilotes, - sus longitudes y variaciones de los estratos del subsuelo.



c).- Haciendo pruebas adecuadas de estratos del subsuelo a través del cual se va a hincar el pilote.

La capacidad del terreno para resistir la carga recibida de los pilotes, se determinará por los resultados de las investigaciones aplicables en el subsuelo. En pilotes de fricción, se harán perforaciones con sondeo que lleguen lo suficientemente abajo de las puntas de los pilotes, con objeto de determinar con certeza las características del material subyacente.

Una fila de pilotes no se considerará como un grupo, siempre que los pilotes no estén espaciados una distancia centro a centro menor que  $2\frac{1}{2}$  veces su diámetro nominal o dimensión.

En nuestro caso:  $2.5 \times 45 = 112.5$  cm., como los tenemos espaciados a 1.20 m, no se consideran en grupo.

Capacidad máxima para reacción negativa.- Se puede considerar que los pilotes de fricción, resisten una fuerza de levantamiento intermitente, no sostenida, equivalente al 40% de su capacidad de carga supuesta, siempre que se haya hecho un anclaje adecuado en la parte superior y se desarrolle la suficiente fricción en su superficie de contacto, en ningún caso la fuerza de extracción será mayor que el peso del material (considerando la flotación), que rodee la porción empotrada del pilote.

Penetración mínima por cualquier pilote = 3 m. en material duro y no menos de  $\frac{1}{3}$  de la longitud del pilote, ni menos de 6 m en material suave.

Espaciamiento mínimo centro a centro = 75 cm.

Distancia del lado de cualquier pilote a la cara más próxima = 23 cm. mínimo.

Penetración mínima de las cabezas de los pilotes, después de quitar el material diseñado por golpes de hincado u otra causa = 30 cm., en casos especiales se podrá dejar 15 cm.

Pilotes de concreto precolados.

Serán del tamaño y forma aprobados. Si es de sec--

ción cuadrada, las esquinas tendrán chaflanes con dimensión mínima de 2.5 cm. De preferencia se colarán con una punta -- formada, y cuando el hincado sea en terreno duro, se reforzará la punta con varillas en hélice. Los pilotes pueden ser de sección uniforme o de forma de tronco de pirámide, esta -- última no se deberá trabajar como columna. Los pilotes de -- concreto en general, tendrán un área de sección transversal no menor de  $900 \text{ cm}^2$ , y cuando vayan a ser usados en agua salada, será por lo menos de  $1420 \text{ cm}^2$ .

El acero de refuerzo vertical, consistirá por lo -- menos de 4 varillas espaciadas uniformemente alrededor del -- perímetro del pilote, y será por lo menos de 1.5% de la sección transversal total.

La hélice del refuerzo en los extremos del pilote, tendrá un paso de 7.5 cm, en el resto, el paso no será mayor de 15 cm. El recubrimiento mínimo será de 5 cm, en aguas saladas será de 7.5 cm.

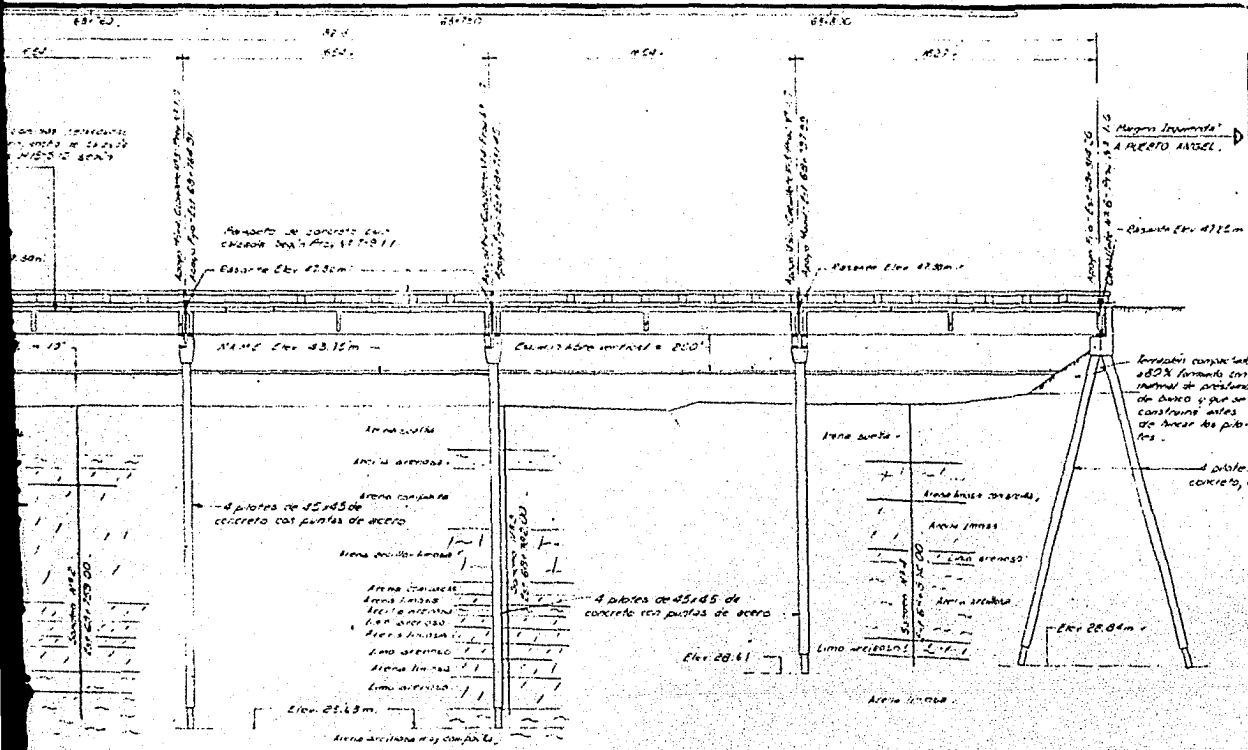
Para calcular los esfuerzos producidos por las maniobras, las cargas estáticas calculadas se incrementarán en un 50%, para tener en cuenta el impacto y el posible golpeo.

#### PROGRAMA DE TRABAJO.

El diagrama que a continuación se presenta, es una tentativa sencilla del Método del Camino Crítico, con el que se han obtenido magníficos resultados.

No se profundizó en el estudio de este Método, por considerarlo un tema para tratarlo especialmente.





MATERIALES	
<b>SEÑALIZACIÓN</b>	
11.4 m <sup>2</sup>	
1822 m <sup>2</sup>	
173 m <sup>2</sup>	
435.0 m <sup>2</sup>	
9.2 m <sup>2</sup>	
730 m <sup>2</sup>	
440 m <sup>2</sup>	
123 m <sup>2</sup>	
50 m <sup>2</sup>	
<b>SUBESTRUCTURA</b>	
33.3 m <sup>2</sup>	
53.3 m <sup>2</sup>	
2.8 m <sup>2</sup>	
162.5 m <sup>2</sup>	
2445 m <sup>2</sup>	
10.2 m <sup>2</sup>	
2.3 m <sup>2</sup>	
2.6 m <sup>2</sup>	
1636 m <sup>2</sup>	

**NOTAS**

**CONSTRUCCIONES**

1. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

2. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

3. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

4. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

5. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

6. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

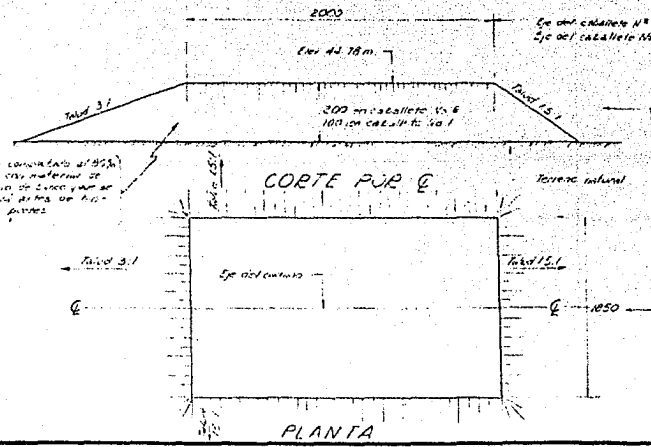
7. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

8. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

9. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

10. En el caso de los pilotes de 45x45 de concreto con puntas de acero, se debe utilizar el tipo de concreto especificado en el proyecto.

CORTE POR EL EJE DEL CAMINO



DATOS HIDRAULICOS	
Sección de concreto	36.4 m <sup>2</sup>
Sección de pilotes	10.9 m <sup>2</sup>
Sección de losa	2.3 m <sup>2</sup>
Sección de paredes	2.6 m <sup>2</sup>
Sección de losa de puente	122.7 m <sup>2</sup>
Sección de losa	0.9 m <sup>2</sup>

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
MARIO MARTINEZ SILVA	
PUENTE DE	
"SAN FRANCISCO"	
PLANO GENERAL	
México D.F. 1964	PLANO N° 1.4

PRESUPUESTO DEL PUENTE.

SUBESTRUCTURA.

	CANTIDAD.	P. U.	IMPORTE.
Concreto f'c= 200 Kg/cm <sup>2</sup>			
en cabezales y diafragmas..	57.2 m <sup>3</sup>	\$ 571.00	\$ 32,661.20
Acero de refuerzo .....	6076 Kg.	3.50	21,266.00
Pilotes precolados .....	392 m.	278.00	108,976.00
Hincado de pilotes . . . . .	389 m.	201.00	78,189.00
			<hr/>
			\$ 241,092.20
			24,109.20
			<hr/>
Imprevistos 10% .....			\$ 265,201.40
Costo de la Subestructura .....			<hr/>

SUPERESTRUCTURA.

Concreto f'c= 200 Kg/cm <sup>2</sup>			
en losa .....	209 m <sup>3</sup>	\$ 670.00	\$ 140,030.00
Acero de refuerzo .....	49,230 Kg.	3.50	172,305.00
Apoyos .....	1 lote.	8070.00	8,070.00
Drenes de tubo asbesto-ce-			
mento .....	50 pzas.	8.30	415.00
Juntas de dilatación .....	6 pzas.	1640.00	9,840.00
Parapeto de concreto .....	165 m.	153.00	25,245.00
			<hr/>
			\$ 355,905.00
			17,795.25
			<hr/>
Imprevistos 5% .....			\$ 373,700.25
Costo de la Superestructura .....			<hr/>

Costo total del puente:

Superestructura: \$ 373,700.25

Subestructura: 265,201.40

T O T A L ... \$ 638,901.65

Costo por metro lineal de puente:

638,901.65 = \$ 7776.30

82.16

### PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

A continuación se anotan las recomendaciones de construcción, para las diferentes partes de la estructura, - mismas que irán en los planos correspondientes.

#### SUPERESTRUCTURA.

Las dimensiones en el plano están en centímetros y son centro a centro de varillas, las cuales se colocarán en su lugar por medio de silletas. El diámetro de las varillas se anota según las Especificaciones Generales de Construcción de la S.C.O.P. 101-99. El concreto será vibrado y tendrá un revenimiento de 6 a 8 cm. El tamaño máximo del agregado grueso será de 2.5 cm. Las varillas de diámetro 12C serán de una sola pieza, sin soldaduras ni empalmes por traslape. La construcción de la obra falsa y de los moldes, la preparación y colocación del refuerzo y la fabricación y colado del concreto, se sujetarán a lo establecido en los capítulos XXIII y XXIV de las especificaciones de la S.C.O.P. El colado se hará en una sola operación hasta la junta de construcción "A". La superficie de la calzada se terminará con máquina de regla vibratoria. Para darle el perfil parabólico a la superficie de la losa, se preparará una cercha que apoyándose en las guarniciones, se moverá a mano con manerales. Conforme se va colando la superficie de la losa, se cubrirá con arena húmeda para evitar contracciones por efectos de calor y resolana. Se podrán dejar ventanas en la cara interior de los moldes de las nervaduras, para el vibrado del concreto. El colado de las guarniciones se podrá iniciar 24 horas después del colado de la losa.

El parapeto se colocará después de haber descimbrado la superestructura. Las contraflechas indicadas no incluyen los asentamientos ni acomodos de la obra falsa. La superestructura se podrá abrir al tránsito a los 28 días del último colado, si se usó cemento tipo I, y a los 14 días si se usó cemento tipo III.

Los materiales se sujetarán a las siguientes especificaciones:

Cemento ..... SCOP 100-2 tipo I ó III.  
Agregados ..... SCOP 100-6  
Agua ..... SCOP 100-9  
Acero de refuerzo ..... SCOP 101-9 tipo A ó C, de -  
grado estructural o interme  
dio.  
Acero estructural ..... SCOP 101-7  
Plomo ..... DGN B20-1946.

Además de lo anterior, se deberá tener en cuenta lo  
indicado en las notas generales de este Capítulo.

#### SUBESTRUCTURA.

Caballetes extremos.- En este plano, al igual que -  
en todos, las dimensiones indicadas serán en centímetros, ex-  
cepto en las que se indique otra unidad.

#### Especificaciones.

La última edición de las Especificaciones Generales  
de Construcción de la SCOP. Se hará referencia en particular-  
a los siguientes capítulos:

XXIII ..... Concreto hidráulico.  
XXIV ..... Acero de refuerzo.  
XXV ..... Pilotes precolados y su hincado.  
XXV ..... Estructuras de acero.  
XXVI ..... Soldadura.

#### Materiales.

Todos los materiales que forman parte integrante de  
la obra, deberán ser aceptados por la Dirección General de --  
Proyectos y Laboratorios de la SCOP y cumplirán las siguien-  
tes especificaciones:

Cemento ..... SCOP 100-2 tipo I ó III  
Agregados ..... SCOP 100-6  
Agua para concreto ..... SCOP 100-9  
Acero de refuerzo ..... SCOP 101-9 tipo A ó C co--  
rrugado de grado estructu-  
ral, excepto en los estri-  
bos de los pilotes que se-  
rá de acero liso estirado-  
en frío. Especific. 101-12.

Acero estructural ..... SCOP 101-7  
Electrodos para soldadura .. SCOP 101-29  
Pintura ..... SCOP 104-26

Concreto.

En el cabezal, concreto de  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ , con un revenimiento de 6 a 5 cm. Tamaño máximo del agregado grueso = 3.5 cm. En los pilotes se empleará concreto de  $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ , con un revenimiento de 4 a 5 cm., y tamaño máximo del agregado grueso de 2.5 cm.

Recomendaciones de construcción.

Antes de empezar el hincado de los pilotes se construirá el terraplén indicado en el plano general. Se hincarán primero los pilotes posteriores y se demolerá 1.00 m en su extremo superior, para hincar después los pilotes anteriores. Los pilotes deberán hincarse hasta alcanzar la profundidad mínima de apoyo indicada. Deberá preverse el hincado con chiflón, excepto en los últimos 3 ó 4 metros.

Una vez hincados los pilotes, se demolerán en una longitud de 1.00 m cada uno, hasta la junta de construcción (1). Se colocarán los moldes y el refuerzo del cabezal y diafragma, y se colará éste en una sola operación. A los 28 días si se usó cemento tipo I, ó a los 14 si se usó tipo III, podrá iniciarse la construcción de la superestructura.

Capacidad de carga de los pilotes.

La capacidad de carga de los pilotes no será menor de 60 ton. para cada uno, y se obtendrá haciendo penetrar los pilotes hasta la profundidad indicada.

Caballetes intermedios.

Además de lo referente a las notas de dimensiones, especificaciones, materiales y concreto, tendremos:

Recomendaciones de construcción.

El hincado de los pilotes se sujetará a lo que corresponda del capítulo XXX de las especificaciones, y una vez terminado, se demolerá el concreto del extremo superior en una longitud de 1.20 m, para descubrir las varillas que -



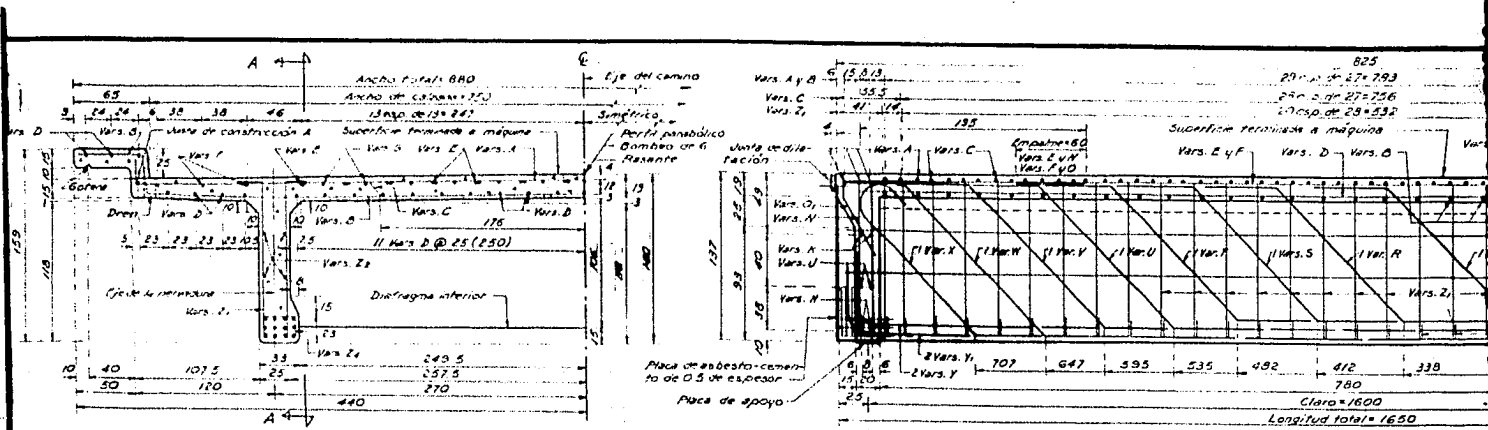
se anclarán en las columnas (junta de construcción 1).

Se colocarán los moldes y refuerzo del diafragma y columnas, y se colará hasta la junta de construcción(2) en una sola operación, procediendo después de 24 horas a colocar los moldes y el refuerzo del cabezal, colándose éste también en una sola operación.

Después de 28 días de haber colado el cabezal, podrá colarse la superestructura si se usó cemento tipo I, ó a los 14 si se usó cemento tipo III.

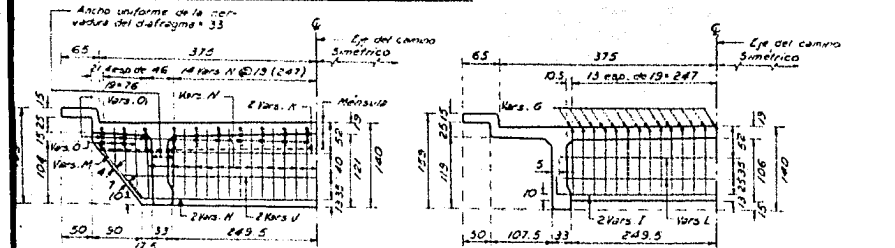
## B I B L I O G R A F I A .

- 1.- The American Association of State Highway Officials.-  
Standard Specifications of Highway Bridges.
- 2.- A C I Building Code.
- 3.- Substructure Analysis and Design.- Paul Andersen.
- 4.- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.- Terzaghi-  
-Peck.
- 5.- Apuntes de la clase de Puentes.- Ing. Vicente Guerrero y  
Gama.
- 6.- Apuntes de Puentes.- Ing. José Mariano Pontón.
- 7.- Especificaciones de la D.G.P.L. de la S.O.P.



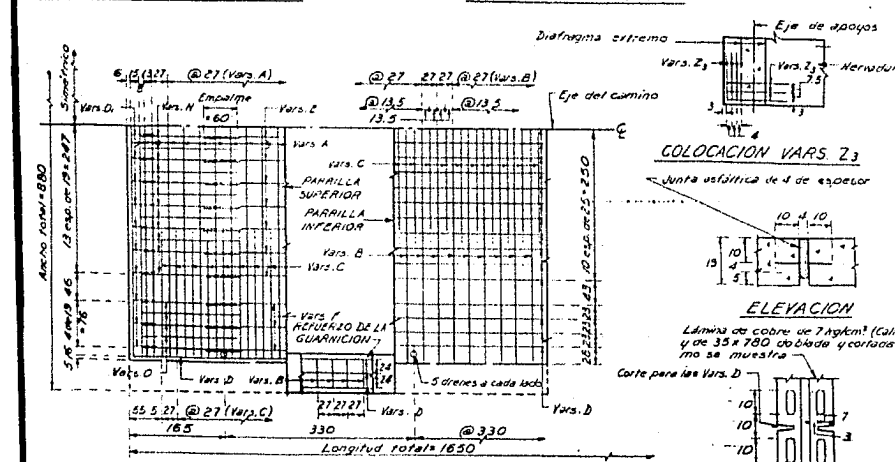
MEDIO CORTE TRANSVERSAL

MEDIO CORTE A-A



DIAFRAGMA SOBRE APOYO

DIAFRAGMA INTERIOR



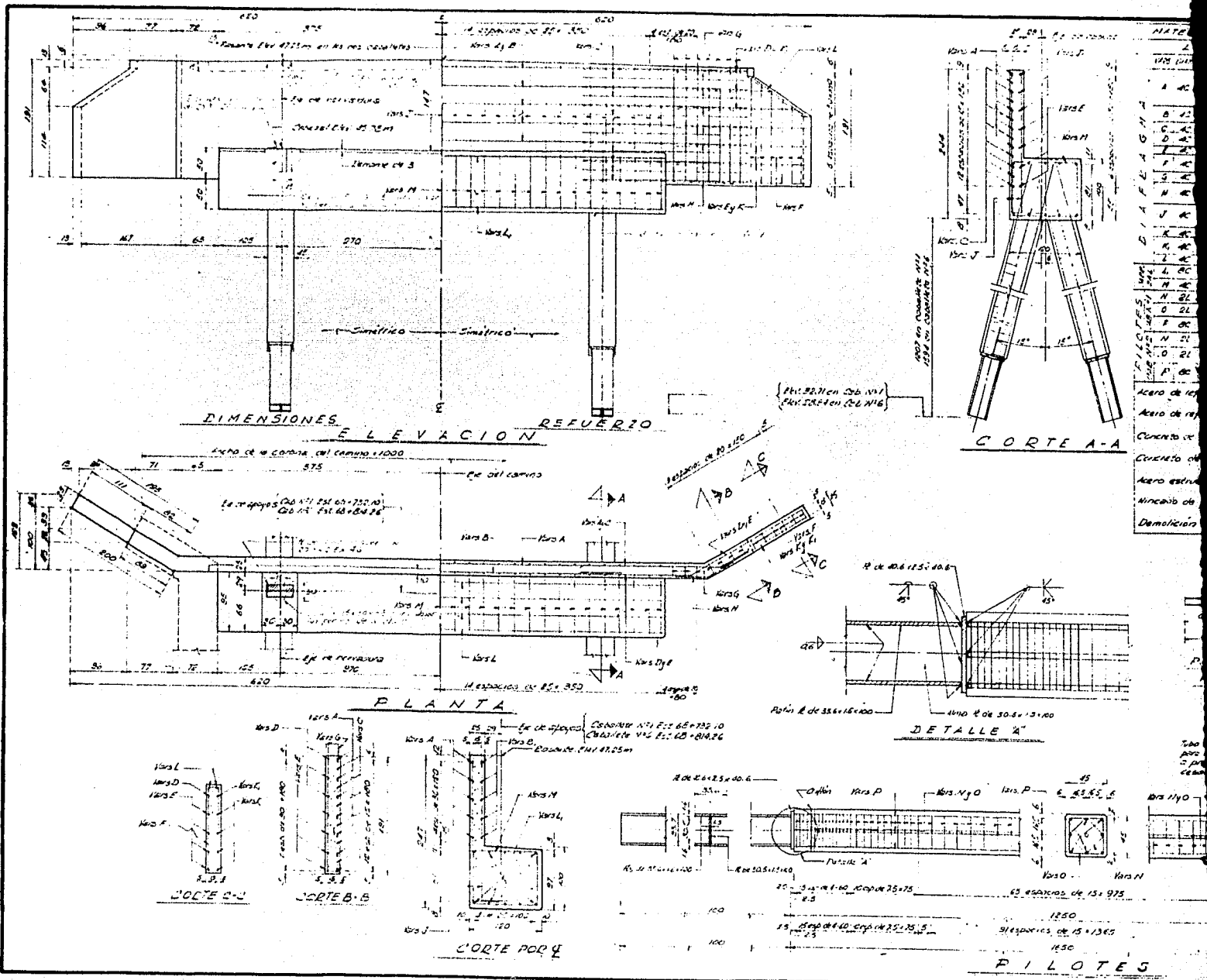
PLANTA PARCIAL

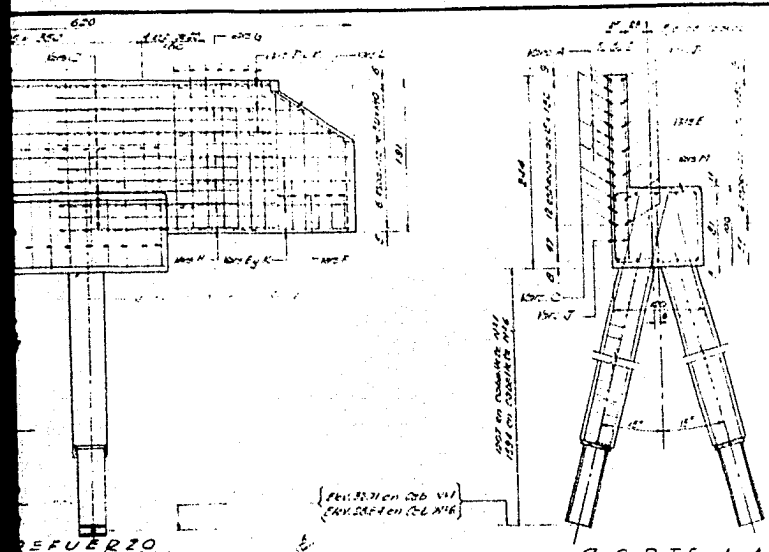
PLANTA JUNTA DE DILATACION

LISTA DE VARILLAS

VAR	HEM	JUN	LONG TOT	CODICIS	#	b	PEZO (kg)
A	65	60	806	20	114	20	1200
B	53	60	326	20	114	14	1228
C	53	60	336	20	114	12	1091
D	37	40	740	20	114	12	607
E	28	40	240	20	114	12	151
F	6	30	740	20	114	12	1340
G	27	30	320	20	114	12	167
H	4	20	747	20	114	12	269
I	2	20	657	20	114	12	118
J	4	40	660	20	114	12	26
K	4	40	730	20	114	12	29
L	4	40	555	20	114	12	22
M	4	40	130	20	114	12	10
N	53	50	467	20	114	12	223
O	40	40	110	20	114	12	93
P	27	30	282	20	114	12	119
Q	2	10	312	20	114	12	164
R	2	10	704	20	114	12	139
S	2	10	728	20	114	12	126
T	2	10	132	20	114	12	27
U	2	10	132	20	114	12	27
V	2	10	142	20	114	12	28
W	2	10	174	20	114	12	31
X	2	10	184	20	114	12	32
Y	2	10	278	20	114	12	623
Z	150	40	320	20	114	12	620
Z1	150	40	320	20	114	12	480
Z2	150	40	1640	20	114	12	131
Z3	28	20	104	20	114	12	7
Z4	150	40	116	20	114	12	174
Z5	6	20	732	20	114	12	12
Z6	16	20	46	20	114	12	12



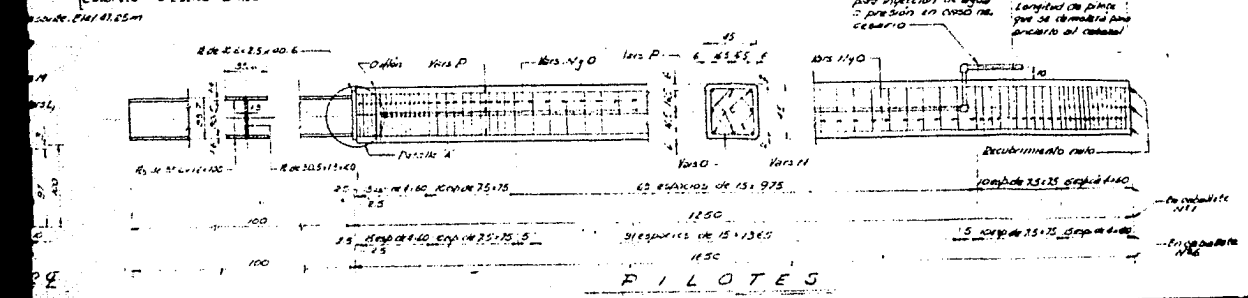
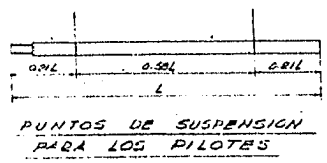
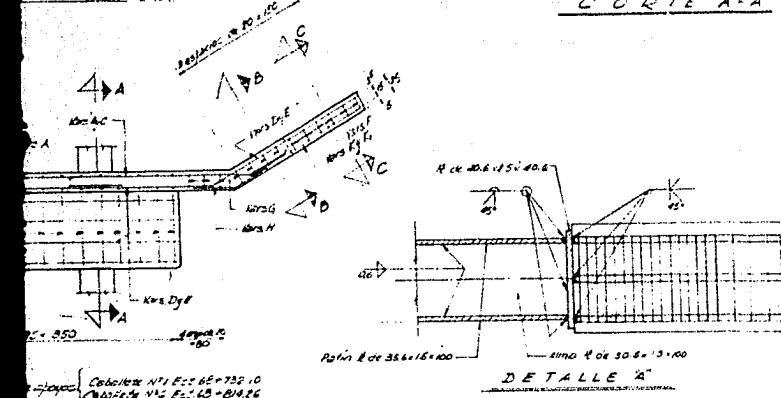




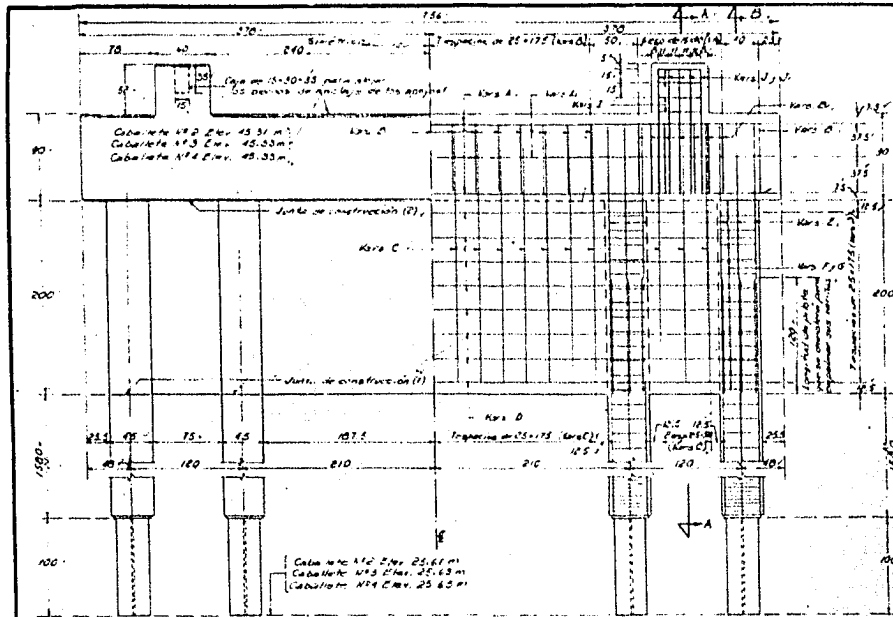
HERRAJES PARA UN CABALLETE

LISTA DE VARIILLAS

VARILLA	LONGITUD	DIAMETRO	NO. DE VARIILLAS	NO. DE VARIILLAS	NO. DE VARIILLAS	NO. DE VARIILLAS
A	1.5	10.00	343	50	50	
B	5	6.00	630		30	
C	6	2.00	230	10	45	
D	15	1.50	190		70	
E	18	1.50	780		24	
F	1.5	1.50	15		40	
G	18	1.50	78	206	26	
H	14	1.00	50		16	
I	62	8.75	173	50	171	
J	8	1.50	185		9	
K	1.5	1.50	185		6	
L	4	1.50	740		246	
M	10	7.00	85	106	185	
N	30	1.00	178	22	158	
O	40	1.75	50	35	198	
P	37	1.75	1248		1598	
Q	52	1.50	80		189	
R	52	1.75	30		246	
S	52	1.75			2110	
Acero de refuerzo en caballete y diafragma						
Caballete N°11						
Acero de refuerzo en pilotes						
Caballete N°6						
Cemento de f' 200 kg/m <sup>3</sup> en caballete y diafragma						
Caballete N°11						
Cemento de f' 250 kg/m <sup>3</sup> en pilotes						
Caballete N°6						
Acero estructural en pilotes						
Caballete N°11						
Anchura de pilotes (apuros)						
Caballete N°6						
Demolicion de concreto						
0.0 m <sup>3</sup>						



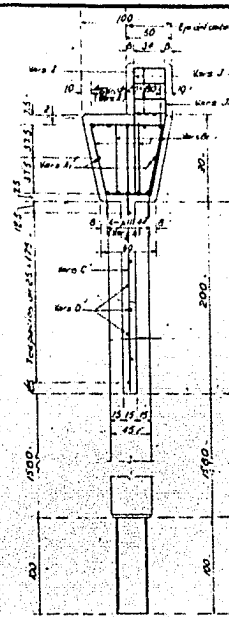
U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA  
TESIS PROFESIONAL  
MARIO MARTINEZ SILVA  
PUENTE DE  
"SAN FRANCISCO"  
CABALLETES Nos. I Y G  
México D.F. 1964 PLANO N° 1.6



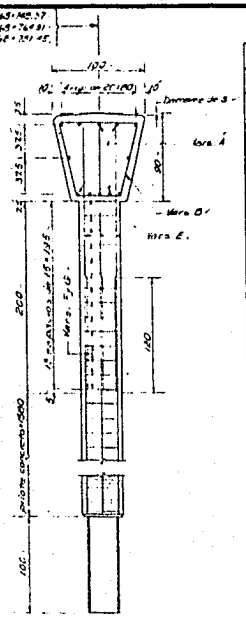
DIMENSIONES

REFUERZO

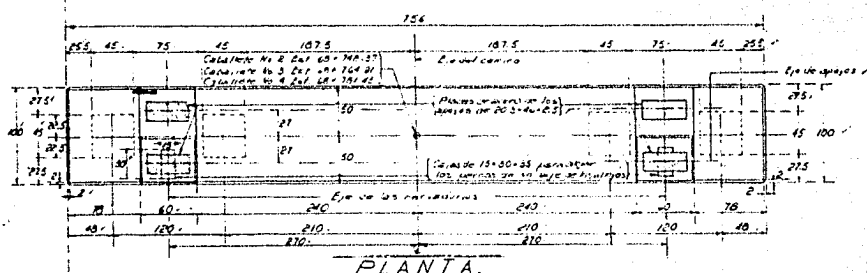
ELEVACION



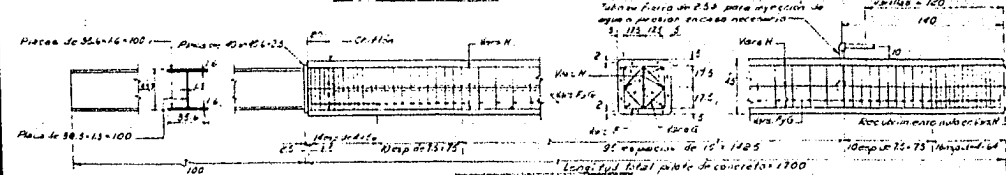
CORTE A-A



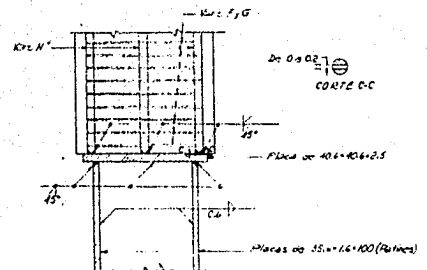
CORTE B-B



PLANTA

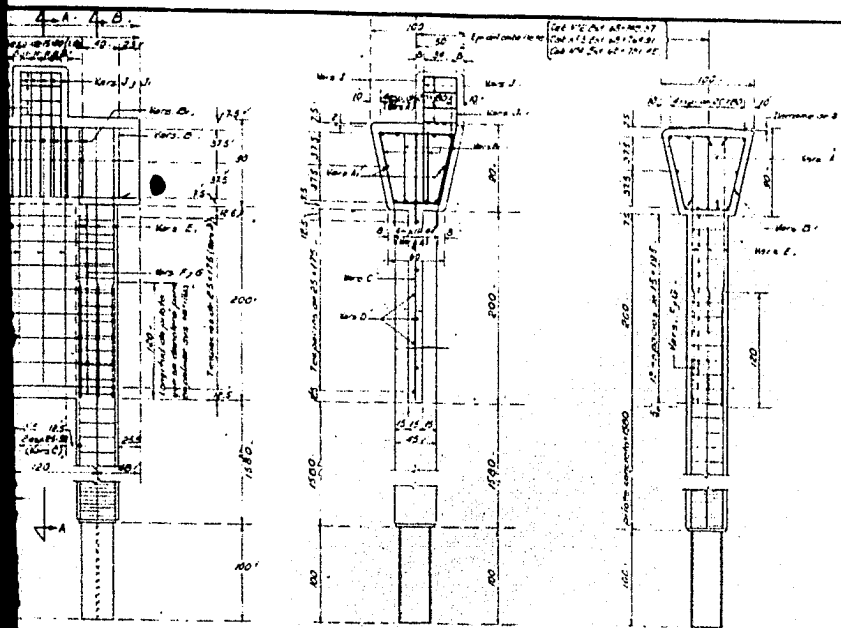


PILOTES



DETALLE DE LA UNION DE LA PUNTA DE ACERO DEL PILOTE

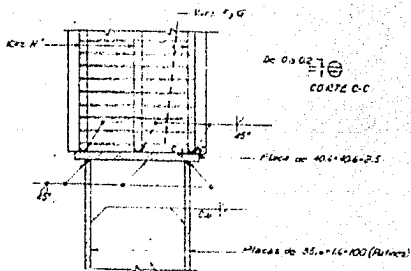
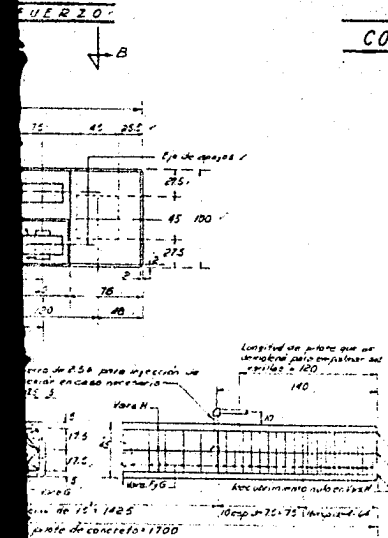
MATERIALES	
L. J.	
VARAS. DIAM.	A. Ø12
	A1. Ø10
	B. Ø10
	B1. Ø10
	B2. Ø10
	C. Ø10
	D. Ø10
	E. Ø10
	F. Ø10
	G. Ø10
	H. Ø10
	I. Ø10
	J. Ø10
	K. Ø10
	L. Ø10
	M. Ø10
	N. Ø10
	O. Ø10
	P. Ø10
	Q. Ø10
	R. Ø10
	S. Ø10
	T. Ø10
	U. Ø10
	V. Ø10
	W. Ø10
	X. Ø10
	Y. Ø10
	Z. Ø10
	AA. Ø10
	AB. Ø10
	AC. Ø10
	AD. Ø10
	AE. Ø10
	AF. Ø10
	AG. Ø10
	AH. Ø10
	AI. Ø10
	AJ. Ø10
	AK. Ø10
	AL. Ø10
	AM. Ø10
	AN. Ø10
	AO. Ø10
	AP. Ø10
	AQ. Ø10
	AR. Ø10
	AS. Ø10
	AT. Ø10
	AU. Ø10
	AV. Ø10
	AW. Ø10
	AX. Ø10
	AY. Ø10
	AZ. Ø10
	BA. Ø10
	BB. Ø10
	BC. Ø10
	BD. Ø10
	BE. Ø10
	BF. Ø10
	BG. Ø10
	BH. Ø10
	BI. Ø10
	BJ. Ø10
	BK. Ø10
	BL. Ø10
	BM. Ø10
	BN. Ø10
	BO. Ø10
	BP. Ø10
	BQ. Ø10
	BR. Ø10
	BS. Ø10
	BT. Ø10
	BU. Ø10
	BV. Ø10
	BW. Ø10
	BX. Ø10
	BY. Ø10
	BZ. Ø10
	CA. Ø10
	CB. Ø10
	CC. Ø10
	CD. Ø10
	CE. Ø10
	CF. Ø10
	CG. Ø10
	CH. Ø10
	CI. Ø10
	CJ. Ø10
	CK. Ø10
	CL. Ø10
	CM. Ø10
	CN. Ø10
	CO. Ø10
	CP. Ø10
	CQ. Ø10
	CR. Ø10
	CS. Ø10
	CT. Ø10
	CU. Ø10
	CV. Ø10
	CW. Ø10
	CX. Ø10
	CY. Ø10
	CZ. Ø10
	DA. Ø10
	DB. Ø10
	DC. Ø10
	DD. Ø10
	DE. Ø10
	DF. Ø10
	DG. Ø10
	DH. Ø10
	DI. Ø10
	DJ. Ø10
	DK. Ø10
	DL. Ø10
	DM. Ø10
	DN. Ø10
	DO. Ø10
	DP. Ø10
	DQ. Ø10
	DR. Ø10
	DS. Ø10
	DT. Ø10
	DU. Ø10
	DV. Ø10
	DW. Ø10
	DX. Ø10
	DY. Ø10
	DZ. Ø10
	EA. Ø10
	EB. Ø10
	EC. Ø10
	ED. Ø10
	EE. Ø10
	EF. Ø10
	EG. Ø10
	EH. Ø10
	EI. Ø10
	EJ. Ø10
	EK. Ø10
	EL. Ø10
	EM. Ø10
	EN. Ø10
	EO. Ø10
	EP. Ø10
	EQ. Ø10
	ER. Ø10
	ES. Ø10
	ET. Ø10
	EU. Ø10
	EV. Ø10
	EW. Ø10
	EX. Ø10
	EY. Ø10
	EZ. Ø10
	FA. Ø10
	FB. Ø10
	FC. Ø10
	FD. Ø10
	FE. Ø10
	FF. Ø10
	FG. Ø10
	FH. Ø10
	FI. Ø10
	FJ. Ø10
	FK. Ø10
	FL. Ø10
	FM. Ø10
	FN. Ø10
	FO. Ø10
	FP. Ø10
	FQ. Ø10
	FR. Ø10
	FS. Ø10
	FT. Ø10
	FU. Ø10
	FV. Ø10
	FW. Ø10
	FX. Ø10
	FY. Ø10
	FZ. Ø10
	GA. Ø10
	GB. Ø10
	GC. Ø10
	GD. Ø10
	GE. Ø10
	GF. Ø10
	GG. Ø10
	GH. Ø10
	GI. Ø10
	GJ. Ø10
	GK. Ø10
	GL. Ø10
	GM. Ø10
	GN. Ø10
	GO. Ø10
	GP. Ø10
	GQ. Ø10
	GR. Ø10
	GS. Ø10
	GT. Ø10
	GU. Ø10
	GV. Ø10
	GW. Ø10
	GX. Ø10
	GY. Ø10
	GZ. Ø10
	HA. Ø10
	HB. Ø10
	HC. Ø10
	HD. Ø10
	HE. Ø10
	HF. Ø10
	HG. Ø10
	HH. Ø10
	HI. Ø10
	HJ. Ø10
	HK. Ø10
	HL. Ø10
	HM. Ø10
	HN. Ø10
	HO. Ø10
	HP. Ø10
	HQ. Ø10
	HR. Ø10
	HS. Ø10
	HT. Ø10
	HU. Ø10
	HV. Ø10
	HW. Ø10
	HX. Ø10
	HY. Ø10
	HZ. Ø10
	IA. Ø10
	IB. Ø10
	IC. Ø10
	ID. Ø10
	IE. Ø10
	IF. Ø10
	IG. Ø10
	IH. Ø10
	II. Ø10
	IJ. Ø10
	IK. Ø10
	IL. Ø10
	IM. Ø10
	IN. Ø10
	IO. Ø10
	IP. Ø10
	IQ. Ø10
	IR. Ø10
	IS. Ø10
	IT. Ø10
	IU. Ø10
	IV. Ø10
	IW. Ø10
	IX. Ø10
	IY. Ø10
	IZ. Ø10
	JA. Ø10
	JB. Ø10
	JC. Ø10
	JD. Ø10
	JE. Ø10
	JF. Ø10
	JG. Ø10
	JH. Ø10
	JI. Ø10
	JK. Ø10
	JL. Ø10
	JM. Ø10
	JN. Ø10
	JO. Ø10
	JP. Ø10
	jq. Ø10
	JR. Ø10
	JS. Ø10
	JT. Ø10
	JU. Ø10
	JV. Ø10
	JW. Ø10
	JX. Ø10
	JY. Ø10
	JZ. Ø10
	KA. Ø10
	KB. Ø10
	KC. Ø10
	KD. Ø10
	KE. Ø10
	KF. Ø10
	KG. Ø10
	KH. Ø10
	KI. Ø10
	KJ. Ø10
	KL. Ø10
	KM. Ø10
	KN. Ø10
	KO. Ø10
	KP. Ø10
	KQ. Ø10
	KR. Ø10
	KS. Ø10
	KT. Ø10
	KU. Ø10
	KV. Ø10
	KW. Ø10
	KX. Ø10
	KY. Ø10
	KZ. Ø10
	LA. Ø10
	LB. Ø10
	LC. Ø10
	LD. Ø10
	LE. Ø10
	LF. Ø10
	LG. Ø10
	LH. Ø10
	LI. Ø10
	LJ. Ø10
	LK. Ø10
	LL. Ø10
	LM. Ø10
	LN. Ø10
	LO. Ø10
	LP. Ø10
	LQ. Ø10
	LR. Ø10
	LS. Ø10
	LT. Ø10
	LU. Ø10
	LV. Ø10
	LW. Ø10
	LX. Ø10
	LY. Ø10
	LZ. Ø10
	MA. Ø10
	MB. Ø10
	MC. Ø10
	MD. Ø10
	ME. Ø10
	MF. Ø10
	MG. Ø10
	MH. Ø10
	MI. Ø10
	MJ. Ø10
	MK. Ø10
	ML. Ø10
	MM. Ø10
	MN. Ø10
	MO. Ø10
	MP. Ø10
	MQ. Ø10
	MR. Ø10
	MS. Ø10
	MT. Ø10
	MU. Ø10
	MV. Ø10
	MW. Ø10
	MX. Ø10
	MY. Ø10
	MZ. Ø10
	NA. Ø10
	NB. Ø10
	NC. Ø10
	ND. Ø10
	NE. Ø10
	NF. Ø10
	NG. Ø10
	NH. Ø10
	NI. Ø10
	NJ. Ø10
	NK. Ø10
	NL. Ø10
	NM. Ø10
	NO. Ø10
	NP. Ø10
	NQ. Ø10
	NR. Ø10
	NS. Ø10
	NT. Ø10
	NU. Ø10
	NV. Ø10
	NW. Ø10
	NX. Ø10
	NY. Ø10
	NZ. Ø10
	OA. Ø10
	OB. Ø10
	OC. Ø10
	OD. Ø10
	OE. Ø10
	OF. Ø10
	OG. Ø10
	OH. Ø10
	OI. Ø10
	OJ. Ø10
	OK. Ø10
	OL. Ø10
	OM. Ø10
	ON. Ø10
	OO. Ø10
	OP. Ø10
	OQ. Ø10
	OR. Ø10
	OS. Ø10
	OT. Ø10
	OU. Ø10
	OV. Ø10
	OW. Ø10
	OX. Ø10
	OY. Ø10
	OZ. Ø10
	PA. Ø10
	PB. Ø10
	PC. Ø10
	PD. Ø10
	PE. Ø10
	PF. Ø10
	PG. Ø10
	PH. Ø10
	PI. Ø10
	PJ. Ø10
	PK. Ø10
	PL. Ø10
	PM. Ø10
	PN. Ø10
	PO. Ø10
	PP. Ø10
	PQ. Ø10
	PR. Ø10
	PS. Ø10
	PT. Ø10
	PU. Ø10
	PV. Ø10
	PW. Ø10
	PX. Ø10
	PY. Ø10
	PZ. Ø10
	QA. Ø10
	QB. Ø10
	QC. Ø10
	QD. Ø10
	QE. Ø10
	QF. Ø10
	QG. Ø10
	QH. Ø10
	QI. Ø10
	QJ. Ø10
	QK. Ø10
	QL. Ø10
	QM. Ø10
	QN. Ø10
	QO. Ø10
	QP. Ø10
	QQ. Ø10
	QR. Ø10
	QS. Ø10
	QT. Ø10
	QU. Ø10
	QV. Ø10
	QW. Ø10
	QX. Ø10
	QY. Ø10
	QZ. Ø10
	RA. Ø10
	RB. Ø10
	RC. Ø10
	RD.



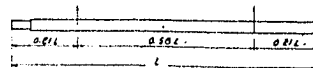
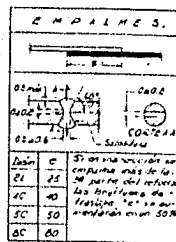
MATERIALES PARA UN CABALLETE						
LISTA DE VARILLAS						
Nº	DIAM.	LONG.	TOTAL	CRUCIOS	U	Peso
A	ØC 12	746	746		746	288
A	ØC 8	746	746		746	15
B	ØC 17	24	24			64
B	ØC 18	178	178			180
C	ØC 21	270	270		270	57
D	ØC 8	490	490		490	55
E	ØC 32	270	270		270	340
F	ØC 36	170	170		170	24
G	ØC 36	150	150		150	18
H	ØC 180	170	170		170	250
I	ØC 120	130	130		130	131
J	ØC 12	1700	1700		1700	2170
J	ØC 8	180	180		180	15
J	ØC 10	130	130		130	20
J	ØC 10	130	130		130	21

Acero de refuerzo (En caballete, coronas, zapatas y bancanetas) 1019 kg  
 En pilotes 2617 kg  
 Concreto de f.c. = 200 kg/m³ (En caballete, zapatas y bancanetas) 50 m³  
 (En coronas y pilotes) 3.8 m³  
 Concreto de f.c. = 200 kg/m³ en pilotes 13.8 m³  
 Armado de pilotes 67.2 m  
 Demoliciones de concreto 1.0 m³  
 Acero estructural en pilotes 408 kg

NOTA: El caballete N° 5 diferirá de los aquí presentados, en la anulación del banco de apoyo fijo, y en la longitud de pilotes que será de 14.00 m.



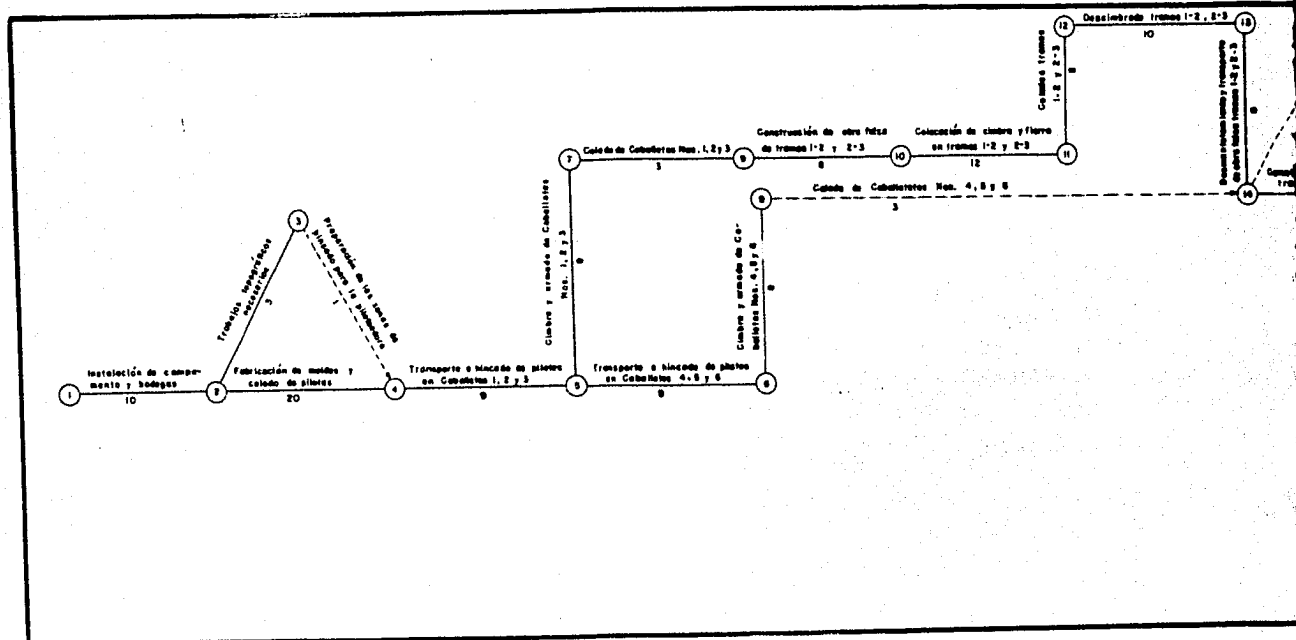
Detalle de la union de la punta de acero del pilote

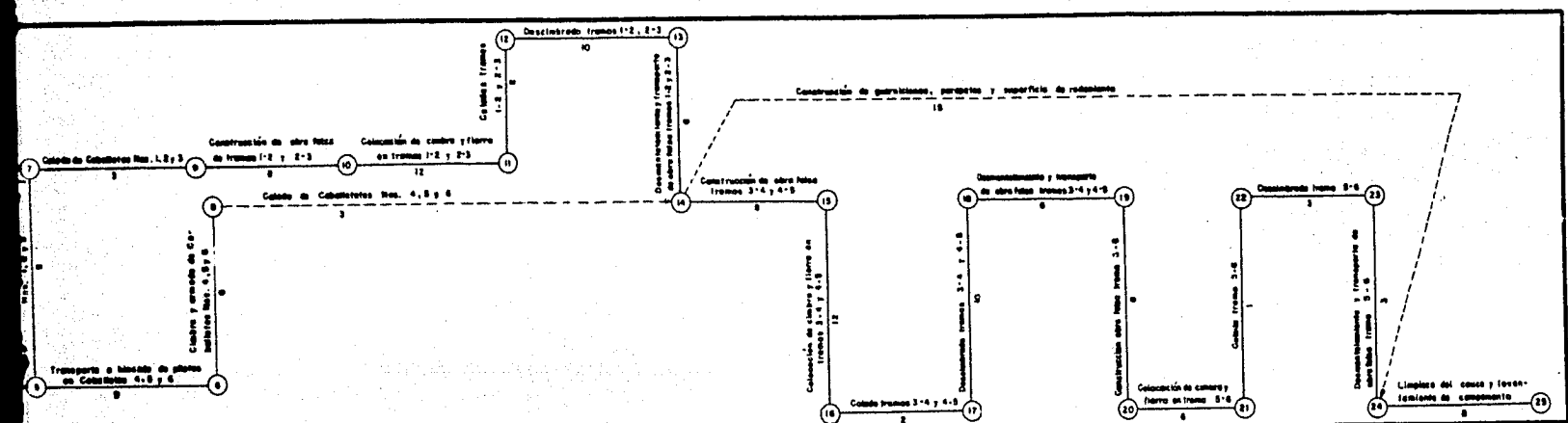


PUNTOS DE SUSPENSIÓN PARA LOS PILOTES.

U. N. A. M.  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 TESIS PROFESIONAL  
 MARIO MARTINEZ SILVA  
 PUENTE DE  
 "SAN FRANCISCO"  
 CABALLETES Nos. 2, 3 Y 4  
 México D. F. 1964 PLANO N° 1.7







Duración días efectivos = 150

Duración total de la obra (Aproximadamente) = 6 meses

U. N. A. M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
TESIS PROFESIONAL	
MARIO MARTINEZ SILVA	
PUENTE DE	
" SAN FRANCISCO "	
PROGRAMA DE ACTIVIDADES	
México D.F. 1964	PLANO N.º 1.8