

V. 11-1-40

UNIVERSIDAD NACIONAL DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

380

UNICO

TESIS.-QUE PARA OBTENER EL TITULO
DE INGENIERO CIVIL PRESENTA
FRANCISCO KASSIAN ARIAS.

Proyecto de Puente de concreto Armado en arco.

612

MEXICO
1940



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.

UNICU

A mis padres con todo el
cariño y gratitud que me merecen.

UNIVERSIDAD NACIONAL
DE MEXICO.

FACULTAD DE INGENIERIA Y
CIENCIAS QUIMICAS.
ESCUELA NAG. DE INGENIEROS.
Dirección
Núm. 731-1310
Exp. núm. 731/214.2/-445.

Señor Francisco KASSIAN,
P r e s e n t e .
- - - - -

De conformidad con su solicitud relativa me es grato dar a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor Profesor Ingeniero Alfonso Fernández Varela, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

"Utilizando los datos que aparecen en el croquis adjunto y suponiendo un terreno de arena gravoso con resistencia a la compresión directa de 2.5 kilos sobre cm^2 , proyéctese el puente carretero para doble tránsito, en arco, doblemente empotrado, de estructura rígida y de concreto armado.

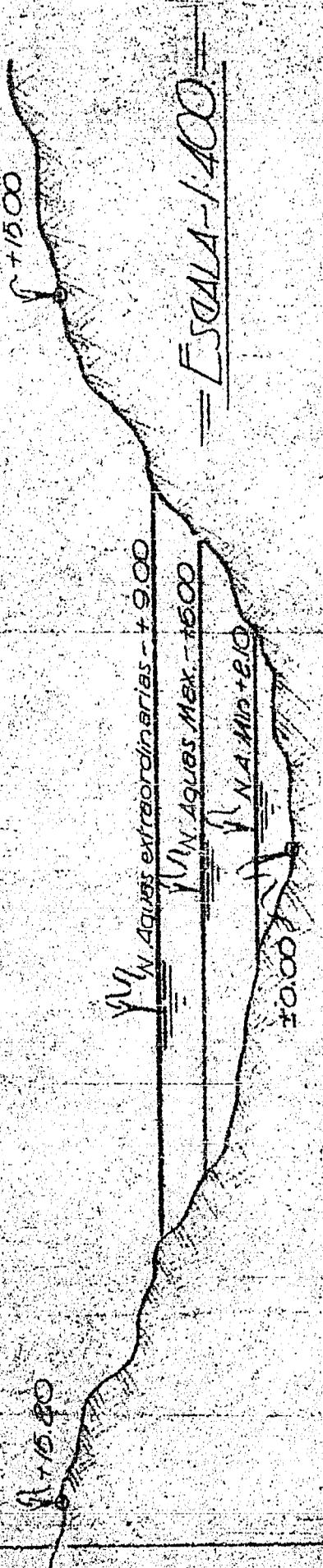
El tema comprenderá el estudio analítico y gráfico de toda la estructura del puente, así como el proyecto completo de la cimbra de madera necesaria y el procedimiento de construcción que deba seguirse, indicando cual equipo mínimo debe adquirirse para su ejecución."

Atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 4 de diciembre de 1939.
EL DIRECTOR.

(Rúbrica)

Ing. Mariano Moctezuma.



CAPITULO I.

CONSIDERACIONES GENERALES.

Cuando se va a proyectar una obra de la naturaleza del problema que se me ha asignado, antes de atacar el problema en su parte exclusivamente técnica, se debe tener en cuenta consideraciones de orden general, que redundan en la economía y eficiencia de la obra.

A.- La estructura debe de satisfacer las necesidades para las cuales se construirá.

B.- La localización de esta será tal que las obras de adaptabilidad sean mínimas.

C.- El proyecto técnicamente debe de satisfacer las condiciones de estabilidad, para las condiciones mas desfavorables de carga, con la máxima economía.

A.- La primera parte es inherente a cualquier obra de ingeniería, y es lógico y natural que al analizarse el proyecto, éste proporcione la función para el cual se ejecutará. En el problema que se me ha propuesto, la estructura debe de satisfacer la condición de unir los puntos de la rasante, que el anexo adjunto indica, con un puente en arco, doblemente empotrado y de concreto armado.

B.-En este caso el eje del puente está dado por el eje del camino, con el cual debe coincidir, sin embargo no siempre esto sucede y a veces hay necesidad de cambiar la posición del eje del puente, como sucede cuando el subsuelo es tan malo que requiere difíciles y costosas cimentaciones. Al cruzar ríos grandes es siempre mejor escoger para el establecimiento del puente

un tramo recto del río, estrecho, con subsuelo bueno y con los bordos resistentes más altos que el nivel de las crecientes máximas, pues estas destruyen el lecho del río y se producen socavaciones bajo los estribos y pilas, lo cual pone en peligro la estabilidad de la construcción. Cuando el puente debe cruzar un río en curva, debe procurarse escoger el lugar más angosto de la corriente, reforzando el bordo cóncavo y no dejando el estribo que va en este bordo avanzar dentro del río. Si la velocidad de la corriente es tal que pueda aumentarse sin poner en peligro el deslave del lecho del río, se calcula para obtener entonces un claro mínimo del puente el límite hasta el cual se puede estrechar el lecho de la corriente, avanzando con el estribo del bordo convexo del río hasta llegar al límite calculado, rectificándolo y reforzando convenientemente con cespéd, empedrado, tabla-estacados o faginas, las orillas de manera que formen una especie de embudo antes y después de los estribos. Por lo que respecta a la manera de cruzar la corriente es siempre aconsejable hacerlo en ángulo recto, para evitar tener el puente esviado, es decir, cruzar el río con un ángulo diferente al de 90° , cuando el arroyo es pequeño y de poca corriente para evitar la esviación, se recurre a corregir el curso de él. Si no hay manera de evitar que el puente sea esviado, debe procurarse que el ángulo de cruce del eje del puente con el eje de la vía que atraviesa no sea en ningún caso menor de 30° . En puentes esviados, tanto los estribos como las pilas se ponen paralelamente al eje del río para evitar remolinos y con esto socavaciones en los cimientos.

C.- Para poder proyectar el puente, se hace siempre necesari-

rio algunos trabajos preliminares, siendo estos: 1°.- Estudios Topográficos. 2°.- Estudios Geológicos. 3°.- Estudios Hidrológicos.

1°.- Estudios Topográficos.- Se hace un levantamiento topográfico hasta de 1 Km. aguas arriba y de 1 Km. aguas abajo del lugar elegido para el puente, con secciones transversales de 25 a 100 mts. una de otra, que abarquen por lo menos el terreno inundado por las crecientes máximas, formando después un plano topográfico con curvas de nivel espaciadas de 1 a 2 mts., marcando los límites del terreno inundado con una línea azul. Este plano nos pone en condiciones de poder proyectar diques de protección si tal cosa se requiere.

Para determinar la pendiente hidráulica del río se clavan estacas en su lecho escogiendo lugares cercanos a una orilla y distanciados de 100 a 200 mts. uno de otro, sobresaliendo las estacas arriba del nivel del agua, en un momento determinado, con un disparo o cohete, se hace la medida de la cabeza de la estaca a la superficie libre del agua, nivelando después las estacas se obtiene la pendiente hidráulica.

2°.- Estudios Geológicos.- Según la importancia del puente estos estudios son más o menos extensos, si se trata de pequeños arroyos o ríos basta hacer dos sondeos en cada orilla, distanciados de 10 a 15 mts. del eje de los estribos. Si se trata de construir pilas intermedias es necesario hacer, además de los sondeos para los estribos, dos sondeos más para cada pila, localizando estas sondas en el eje de las pilas y distanciadas del eje del puente de 20 a 25 mts. Nunca deben practicarse los sondeos en la superficie ocupada por la cimentación con objeto de evitar

dificultades si se encuentra casualmente alguna veta de agua. -- Las sondas deben llevarse hasta la profundidad suficiente para encontrar terreno firme, es decir, roca, grava, gravilla, arena gruesa o arcilla compacta, debiendo ser el espesor de dicho terreno no menor de 3 a 4 mts. Después de esto se procede a formar los cortes geológicos del terreno, los cuales sirven de base para escoger y calcular una cimentación adecuada.

3°.- Estudios Hidrológicos.- Determinación de las cantidades de agua que lleva una corriente por el largo y area de su cuenca

Este estudio requiere la determinación exacta de los niveles de las aguas extraordinarias (N.A.E.) de las aguas media (N.A.M.) y de las aguas mínimas (N.A.M.) lo que se determina con facilidad si se tiene establecida cerca una regla en la cual se han hecho observaciones durante algunos años. Si no existen, se recurre entonces a observaciones de los bordos de los ríos buscando huellas de deslaves originados por crecientes máximas, consultando al mismo tiempo a los vecinos del lugar sobre este particular, para obtener así indirectamente algunos datos que puedan servir, como punto de partida para los cálculos de la cantidad máxima de agua que lleva una corriente. En ríos que se congelan deben además determinarse los niveles más altos y más bajos en tiempo de deshielo, con objeto de poder proyectar los rompehielos de protección de las pilas. Datos más precisos se obtienen haciendo observaciones directas con los aparatos correspondientes, durante una serie de años como se sabe por Hidráulica.

Si no hay modo de obtener los datos del modo descrito, se recurre como último recurso a la determinación de las cantidades

de agua que lleva la corriente por el area y el largo de la cuenca utilizando las fórmulas y tablas de los Ingenieros Weyrauch, Hubert y Kresnik y teniendo a la disposición cartas y mapas de los cuales se pueda determinar gráficamente la superficie de la cuenca de los ríos y la longitud de los arroyos y pequeñas corrientes. R. Weyrauch da para cuencas mayores de 1 Km² la siguiente fórmula:

$$Q_{\text{máx}} = m \cdot \frac{F}{\sqrt[3]{1+F}} \left(1 - 0.4 \frac{F_1}{F}\right) \text{ mt}^3/\text{seg.}$$

Siendo.

F = area total de la cuenca en Km².

F₁ = area en Km² cubierta por bosques.

m = coeficiente empirico que depende de la pendiente n₁ cráulica del río.

$$m = \begin{cases} 4.50 & \text{Si la pendiente media del curso} \\ 3.75 & \text{del río en las cuencas de} \\ 3.00 & \text{captación y de recepción es} \end{cases} \begin{cases} \text{mayor de } 2\% \\ \text{de } 2\% \text{ a } 0.5\% \\ \text{menor de } 0.5\% \end{cases}$$

El mismo Ingeniero da, para arroyos y riachuelos con largo total de "talweg" menor de 10 kilómetros la fórmula.

$$Q_{\text{máx}} = 4.2 \times n_1 \times n_2 \times n_3 \times n_4 \text{ (mt}^3/\text{seg/km}^2\text{)}$$

En la que las diferentes n tienen los valores dados en la siguiente tabla.

LONG.EN KM.	n ₁	VEGETACION	n ₂	PENDIENTE	n ₃	PERMEABILIDAD.	n ₄
0-2	1.00	Sin bosque	1.0	Muy montañoso fuertes declives.			
3	0.90				1.00		
4	0.83	1/4 con "	0.9		0.99	Imperm.	1.00
5	0.75	1/2 con "	0.8	Med. montañoso.	0.90	Poco perm.	0.9
6	0.68						
7	0.63	3/4 " "	0.7	Poco quebr. parte plano	0.85	medio "	0.8

8	0.58						
9	0.53	cub.de bosque	0.6	Casi plano	0.80	Muy perm.	0.7
10	0.50						

Para cuencas grandes da buen resultado la siguiente fórmula de Kresnik.

$$Q_{m\acute{a}x} = \alpha \cdot \frac{32}{0.5 + \sqrt{F}} \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

Siendo:

F = area de la cuenca en Km².

- α
 - 1 Para cuencas hasta de 500 Km².
 - 1 a 0.6 para cuencas de 500 a 50000 Km².
 - 0.6 para cuencas mayores de 50000 Km².

Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores procedí a proyectar el puente conforme las indicaciones de la Tesis, apéandome a los datos proporcionados por el croquis adjunto y sujetando los cálculos a las prescripciones y especificaciones más adecuadas; aprovechando a veces las especificaciones de la Comisión Nacional de Caminos y en otras diferentes especificaciones europeas, principalmente Alemanas que en lo que se refiere a puentes de concreto Armado en arco son de lo más completo y experimentadas.

El proyecto lo dividí en el cálculo de tres partes esenciales: 1°.- Descripción y cálculo de la Superestructura. 2°.- Descripción y Cálculo de infraestructura y 3°.- Cálculo de los estribos.

CAPITULO II.

DESCRIPCION Y CALCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.

La superestructura es la parte del puente que esta destinada a peatones carreteras ó vías ferreas la cual descansa en la infra-estructura.

Descripción.- La superestructura del puente está constituida por una superficie de rodamiento de 5.75 mt. de ancho, dimensión que se encuentra, dentro de las especificaciones de la C.N.C. que prescribe: como espacio libre para puentes en caminos de doble tránsito, un ancho mínimo de 5.50 mts.

La superficie de rodamiento descansará sobre una losa continua apoyada en 4 trabes longitudinales, espaciadas en claros iguales de 2.00 mts. c/a/c. A su vez apoyadas sobre columnas que distan 3.50 mts. c/a/c. y que transmiten las cargas a la bóveda. Además de las trabes longitudinales de apoyo, se colocará a una distancia de 3.50 c/a/c. una serie de vigas transversales que tienen por objeto, darle mayor rigidez a la estructura y al mismo tiempo lograr una mejor distribución de las cargas.

Banquetas. A cada lado de la calzada para vehículos se colocarán banquetas que tendrán un ancho libre de 1.25 mt. y con una elevación de 0.20 sobre el nivel del tablero de la carretera, para conservarlas limpias y proporcionar mayor seguridad a los peatones. Para facilitar el escurrimiento de las aguas de lluvia se dan a las banquetas una pendiente de 1.5% a 2% hacia el eje longitudinal del puente, limitándolas con un rodapie a lo largo del cual corre una cuneta con pendiente de 0.5% para desaguar las propias banquetas y el tablero del puente.

En nuestro caso el rodapie de la banquetta esta formado por la propia losa por lo que para protegerla se colocará en la arista una escuadra de fierro de 4" x 4" x 3/8" sujeta a la banquetta con anclas con un diámetro de 1/2".

El drenaje transversal del camino se asegura por medio de una corona adecuada en la superficie del camino dada por un bebo como está indicado en el plano N° 5, el drenaje longitudinal estará constituido por desagües como se indicó con anterioridad siendo su tamaño y número suficientes para drenar el tablero del puente, los drenes serán de tubería de fierro dulce, o fierro fundido de un diámetro de 4" y estarán provistos de sus respectivos aditamentos de limpia, estos drenes están colocados en el tablero de manera que la descarga del agua de drenaje, no choque con ninguna parte de la estructura.

La losa que constituye la banquetta, estará apoyada cada 3.50 mts. c/a/c. en ménsulas cantilíbers.

Las banquetas llevarán parapetos de 1.10 mt. de alto con objeto de proteger a los peatones y vehículos que pasan por el puente y deben por tanto ser fuertes para que puedan resistir el choque de los vehículos que transiten pero al mismo tiempo deben de contribuir a aumentar la agradable impresión arquitectónica que cause el puente, por lo que en nuestro caso, y para no dar la impresión de ser demasiado pesado así como de presentar una gran superficie a la presión del viento, no será un parapeto corrido, sino que estará constituido por pilastras y vigas de concreto armado o por tubos de fierro como está indicado en el detalle del parapeto en el plano N° 5.

C A L C U L O .

La Superestructura se calculará para las siguientes cargas

y fuerzas.

- a) Carga muerta
- b) Carga viva
- c) Impacto o efecto dinámico de las cargas
- d) Fuerzas laterales
- e) Cualquiera otras fuerzas existentes tales como: fuerzas longitudinales, centrífugas y térmicas.

Todas las piezas de la superestructura se calcularán para la combinación de las cargas y fuerzas que produzcan el máximo esfuerzo total.

Carga Muerta.- La carga muerta deberá consistir del peso de la estructura completa, incluyendo la calzada, las banquetas, las vías de tuberías, conductos, cables y otras instalaciones de servicios públicos.

La carga de la nieve y del hielo se considerará compensada por la disminución tanto de la carga viva como del impacto, por lo que en nuestro caso no la consideraremos.

Como el piso del puente está constituido por una losa de concreto, en la carga muerta del proyecto se tendrá en cuenta el peso de la superficie de desgaste a razón de 150 k/m^2 .

El peso muerto del concreto armado se tomará de 2.400 k/m^3 .

Carga Viva.- La carga viva consistirá del peso de la carga rodante producida por vehículos y peatones.

Impacto.- En México la Comisión Nacional de Caminos prescribe que las cargas vivas deben de incrementarse en un 30% como coeficiente de previsión contra efectos dinámicos o de impacto.

Fuerzas Laterales.- La principal fuerza lateral que inter-

viene en el cálculo de la estructura del puente es la presión del viento y se considerará con una intensidad de 150 k/mt^2 obrando sobre una faja horizontal de 3.00 mts. de altura a lo largo de todo el claro del puente, siendo esta faja tal que comprenderá la proyección lateral de las trabes longitudinales puentes y vehículos que ocupen el puente, además se considerará la misma presión del viento actuando en una y media veces el área de la estructura que se vea en la proyección vertical.

Fuerzas Centrifugas.- Esta fuerza únicamente se presenta cuando el puente, es en curva, y la estructura deberá proyectarse para resistir una fuerza lateral igual al 10% de la carga móvil, esta fuerza lateral deberá considerarse actuando a 1.22 mts. sobre la parte superior de la superficie de rodamiento o del riel, ya sea un puente carretero o un puente de vía férrea, en nuestro caso, siendo el eje longitudinal del puente en línea recta, dicha fuerza no intervendrá en nuestros cálculos.

Fuerzas Térmicas.- Estas se tendrán en cuenta cuando los cambios de temperatura sean bruscos y de consideración y por lo tanto produzcan esfuerzos dignos de tenerse en cuenta, pero generalmente y para las variaciones comunes de temperatura es suficiente con darle a las fatigas de trabajo cierto margen de seguridad en el que se consideran las fatigas producidas por los cambios de temperatura, generalmente en climas moderados se toma una variación de 0° hasta 48.9 grados C. y en climas fríos desde -34.4 grados c. hasta 48.9 grados C.

Cálculo de la losa.- La losa se armará arriba y abajo y se considerará como continua, su espesor lo determinará la carga de una rueda trasera de un camión tipo de 13600 K. colocada en la

posición más desfavorable, es decir en el centro del claro de la losa.

El claro entre las trabes es de 2.00 mts. c/a/c. y el apoyo perimetral dado por las vigas transversales no se tendrá en cuenta ya que la relación de largo al ancho de la losa es mayor de 1.5.

En la Fig. (1) se puede ver la separación entre ruedas, la distribución de los pesos y las consideraciones sobre el ancho de la llanta trasera.

Conforme a esas consideraciones obtenemos para el camión de 13600 K. los siguientes datos que nos servirán para calcular el ancho efectivo en que actúa la carga concentrada.

W = Peso total del camión cargado	= 13.600 K
.8W = Carga del eje trasero del cam.	= 10.880 "
.2W = Carga del eje delantero " "	= 2.720 "
0.4W = Carga de una Rueda trasera	= 5.440 "
0.1W = Carga de una Rueda delantera	= 1.360 "

El ancho de cada rueda trasera se tomará igual a 2.8 cm. por cada tonelada de 1.000 K. de peso total del camión cargado.

$$C = 13,6 \times 2,8 = 38.08 \text{ cm.}$$

Para el cálculo tomaremos $C = 0.40$ mts.

El ancho efectivo de losa en que actúa la carga concentrada está dado por la fórmula.

$$e = \frac{2}{3} (L + c)$$

e = ancho efectivo en mts.

L = claro entre enervaduras (2.00 mts. c/a/c.)

C = ancho de la llanta trasera en metros.

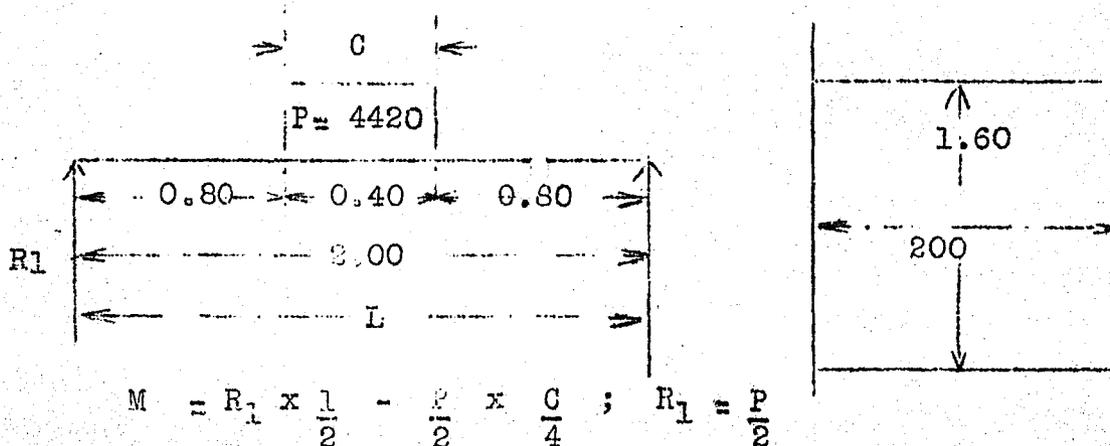
Substituyendo los valores correspondientes tenemos:

$$e = 2/3 (2.00 + .40) = 1.60 \text{ mts. } 1.80$$

La carga de la rueda por metro de ancho de losa más un 30% de impacto según las consideraciones que hicimos al analizar -- las cargas que intervienen en nuestro estudio será:

$$P = \frac{1.30 \times 5440}{1.60} = 4420 \text{ K/mt. ancho.}$$

Puesto que la losa será doblemente reforzada se considera como continua, y el momento flexionante se tomará como dos tercios del momento para vigas simples. El momento de carga viva por metro de ancho es:



$$M = R_1 \times \frac{1}{2} - \frac{P}{2} \times \frac{C}{4} ; R_1 = \frac{P}{2}$$

$$M_v = \frac{2}{3} \left(\frac{4420}{2} \times \frac{2.00}{2} - \frac{4420}{2} \times \frac{0.40}{4} \right) = 1326 \text{ Kmt.}$$

El momento de la carga muerta considerando una losa de -- 0.25 mts. de espesor una superficie de desgaste a razón de -- 150 K/mt² es:

$$M_m = 2/3 \left(\frac{w L^2}{8} \right) = \frac{1}{12} (2400 \times 0.25 + 150) \times 2.00^2 = 250 \text{ Kmt.}$$

$$w = 750 \text{ k/mt.}$$

El momento total debido a las cargas viva y muerta será:

$$M = M_v + M_m = 1326 + 250 = 1576 \text{ Kg.mt.}$$

Constantes de concreto:

$$f_s = 1125 \text{ k/cm}^2; \quad f'_0 = 150.00 \text{ kg/cm}^2; \quad f_c = 0.3 \quad f'_c = 45 \text{ k/cm}^2$$

$$v = 3.0 \text{ k/cm}^2 \text{ (esf. cortante);} \quad u = 7.5 \text{ k/cm}^2 \text{ (esf. adh.)}$$

$$K = 7.3828; \quad p = 0.0075; \quad j = 0.8750$$

El peralte de la losa esta dado por la fórmula:

M = Momento flexionante en Kg.cm.

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

K = Constante.

b = ancho de la losa en cm.

$$d = \frac{157600}{7.38 \times 100} = 14.6 \text{ cmt.}$$

El area de Acero será:

$$A_s = p b d$$

A_s = Area de acero en cm^2

p = constante (porcentaje)

b = ancho de la losa en cm.

$$A_s = 0.0075 \times 100 \times 14.6 = 10.95 \text{ cm}^2$$

Utilizando varilla de media de 1/2" \varnothing (Area = 1.267 cm^2)

el número de varillas por mt.

$$n = \frac{10.95}{1.267} = 8.64 \text{ varillas.}$$

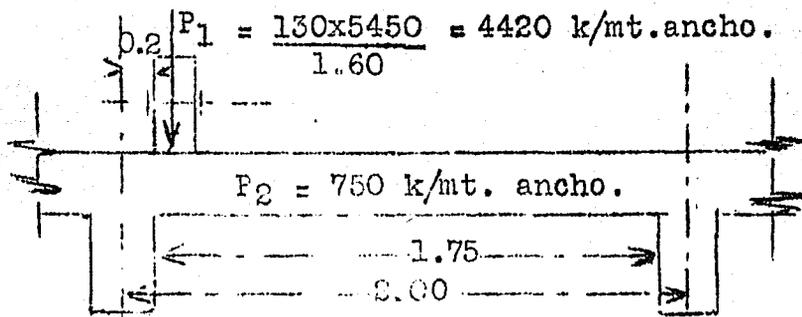
espaciamiento: $S = \frac{100}{9} = 11 \text{ cmt.}$

Por lo que respecta al momento flexionante estas serán las dimensiones y armadura de la losa, siempre y cuando los valores obtenidos para las fatigas al esfuerzo cortante y al esfuerzo de adherencia queden comprendidas en las admitidas con anterioridad..

Cálculo del esfuerzo cortante y la Adherencia.-

El esfuerzo cortante máximo se verifica, cuando la rueda

se encuentra en las condiciones indicadas en la figura B.



Aplicando el principio que dice: La reacción es igual a la carga por el segmento no contiguo, partido por el claro.

$$V = \frac{4420 \times 1.55}{1.75} + \frac{750 \times 1.75}{2} = 4571 \text{ K.}$$

Tensión diagonal.

El esfuerzo cortante unitario es:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{4571}{100 \times 0.875 \times 14.6} = 3.5 \text{ k/cm}^2 > 3.00 \text{ k/cm}^2$$

El esfuerzo de adherencia es:

$$u = \frac{V}{\sum M_o j d} = \frac{4571}{35.90 \times 0.875 \times 14.6} = 9.8 \text{ k/cm}^2 > 7.5 \text{ k/cm}^2$$

$$\sum M_o = \text{suma de perímetros } \phi 1/2'' = 9 \times 3.989 = 35.90 \text{ cm.}$$

Como tanto el esfuerzo de adherencia como el esfuerzo cortante, sobrepasan las fatigas admitidas (7.5 k/cm^2 y 3.00 k/cm^2) respectivamente, aumentaremos el peralte de la losa conservando la misma cantidad de fierro, logrando de esta manera, reducir el esfuerzo cortante y el esfuerzo de adherencia. Para reducir la adherencia lo indicado es tomar un diámetro de varilla inferior al de $1/2''$ que es con el que se hicieron los cálculos, pero en nuestro caso traería por consecuencia una reducción considerable en la separación de las varillas, que origina un aumento en mano de obra y la dificultad del colado durante la cons-

trucción, por lo que es preferible aumentar el peralte y conservar las varillas a la separación anteriormente obtenida. La losa en estas condiciones trabaja a la flexión con cierto margen de amplitud ya que al aumentar el peralte y conservar el área de acero calculada con anterioridad, el momento resistente de que es capaz la losa, es mayor que el momento producido por la condición de carga. Pero la sección de la losa, en nuestro caso no lo determina el momento flexionante máximo, sino que está regida por el esfuerzo cortante y el esfuerzo de adherencia.

Con un peralte efectivo de 0.20 mt. y con 9 varillas de media pulgada que tienen una Σ_0 de 35.90 cm. chequearemos nuestras fatigas unitarias al esfuerzo cortante y a la adherencia.

Esfuerzo cortante.

$$V = \frac{V}{b j d} = \frac{4571}{100 \times .875 \times 20} = 2.61 \text{ k/cm}^2 < 3.00 \text{ k/cm}^2$$

Esfuerzo de adherencia.

$$u = \frac{V}{\Sigma_0 j d} = \frac{4571}{35.90 \times .875 \times 20} = 7.2 \text{ k/cm}^2 < 7.5 \text{ k/cm}^2$$

Valores que están dentro de las fatigas admitidas para el esfuerzo cortante y de adherencia.

Además de las varillas de 1/2" que son el refuerzo principal, se colocarán varillas de repartición de 3/8" normalmente en la dirección del refuerzo de carga, con el objeto de darle a la armadura la suficiente rigidez durante el colado.

Cálculo de la losa de la banqueta.- La banqueta se calculará como losa continua, apoyada sobre vigas cantiliver. Las vigas cantiliver se calcularán para soportar las reacciones ocasionadas por la carga viva y muerta que obra sobre la losa, ad

más recibirán la carga de las pilastras de apoyo del parapeto barandal que recibe una presión horizontal de 100 k/m. en el -- borde superior.

Cargas.-

Carga muerta.- Se tomará como carga muerta el peso propio de la losa, considerándola de 0.15 mt. de espesor y a razón de 2400 k/m³.

Carga viva.- Se aplicará en la losa una carga viva uniformemente repartida de 400 k/m² de superficie de losa y una presión horizontal sobre el borde superior del parapeto de 100k/m.

El peso total en k/m² será:

$$\text{Peso muerto} = 1.00 \times 1.00 \times 0.15 \times 2400 \text{ k/m}^3 = 360 \text{ k/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = \quad \quad \quad = \frac{400 \text{ k/m}^2}{760 \text{ k/m}^2}$$

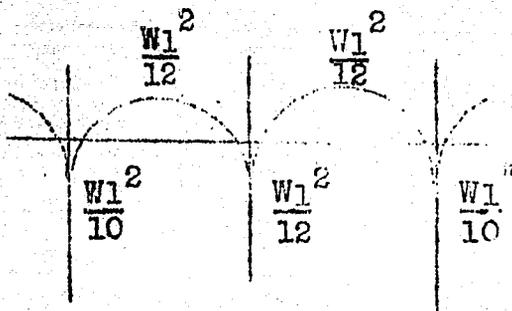
El diseño de la losa se hará considerando a esta como viga rectangular sencilla en la cual suponemos $b = 1.00$ mt. con lo cual la carga por mt² puede suponerse como carga por mt. lineal.

Como la losa se considerará como continua las especificaciones nos dicen: Para claros iguales en vigas y losas continuas en más de 2 claros el momento positivo cerca del centro y el momento negativo en el soporte de los claros interiores es:

$$M = \frac{Wl^2}{12}$$

Momento positivo cerca de los centros de los claros extremos y momento negativo en el primer soporte interior.

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



Cuando los claros son iguales generalmente los puntos de inflexión se localizan a $1/5$ de la luz de la losa o viga.

El momento que determina el peralte de la sección es el momento mayor.

$$M = \frac{760 \times 3.50^2}{10} = 931 \text{ Kg mt.}$$

El peralte efectivo:

$$d = \sqrt{\frac{M}{b k}} = \sqrt{\frac{93100}{7.38 \times 100}} = 11.2 \text{ cmt.}$$

Con 2 cmt. de recubrimiento en la parte superior e inferior de la losa.

$$h = 11 + 4 = 15 \text{ cmt.}$$

La armadura de losa valdrá:

$$A_s = p b d = 0.0075 \times 100 \times 11 = 8.25 \text{ cm}^2$$

El número de varillas de $1/2'' \phi$.

$$n = \frac{8.25 \text{ cm}^2}{1.27 \text{ cm}} = 6.7 = 7$$

Separación:

$$s = \frac{100}{7} = 14.2 \text{ cmt.}$$

La separación máxima admitida por las especificaciones es:

$$s_{\text{máx}} = 2.5 d = 27.5 \text{ cm.} \quad \therefore 14.2 \text{ cm} < 27.5 \text{ cm.}$$

En donde el momento máximo es menor debería disminuirse el área de acero, pero dado que es pequeña la diferencia de momentos, el área comercial de las varillas no lo permite.

El acero de temperatura y repartición es:

$$A_{st} = 0.003 b d = .003 \times 100 \times 11 = 3.3 \text{ cm}^2$$

tomando esta area con $\phi 3/8''$

$$\text{Número de varillas} = \frac{3.3}{.171} = 4.6 = 5$$

Check al esfuerzo cortante y a la adherencia.

$$V = 1.50 \times 760 = 1140 \text{ K.}$$

el esfuerzo cortante unitario será:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{1140}{100 \times .875 \times 11} = 1.18 \text{ k/cm}^2 < 3.00 \text{ k/cm}^2$$

la adherencia:

$$(\phi 1/2'') \sum_0 = 3.989 \times 7 = 27.9; \quad u = \frac{V}{\sum_0 j d} = \frac{1140}{27.9 \times .875 \times 11} = 4.2 \text{ k/cm}^2 <$$

$$7.5 \text{ k/cm}^2$$

Cálculo de las cantiliver.

Carga muerta.

Pilastras.

Estas pilastras, tendrán dos dimensiones según el tipo de barandal que se emplee, ya que si usamos vigas de concreto --- uniendo las pilastras, estas deben ser un poco mayores, que si se usan tubos de fierro, por lo que calcularé el peso muerto de las pilastras con las dimensiones que producen mayor carga --- muerta. $.30 \times .30 \times 1.20 \times 2400 \text{ k/m}^3 = 260 \text{ K.}$

Barandal.

Considerándolo de un espesor medio de 0.15 mt. y de concreto armado.

$$.15 \times 1.10 \times 3.50 \times 2400 \text{ k/m}^3 = 1386 \text{ K.}$$

Peso de la losa.

$$.15 \times 3.50 \times 1.50 \times 2400 \text{ k/m}^3 = 1890 \text{ K} = 1260 \text{ k/mt.}$$

Peso propio de la cantiliver. Suponiendo $b = 0.20$
 $d = 0.50$

$$\frac{.15 \times .50}{2} \times 1.50 \times .20 \times 2400 \text{ k/m}^3 = 230 \text{ k} = 153 \text{ k/mt.}$$

Carga viva.

$$400 \text{ k/m}^2 \times 3.50 \times 1.00 = 1400 \text{ k/m.}$$

El momento en el empotramiento por la carga concentrada y la uniformemente repartida valdrá.

$$M = -Pl - p \frac{l^2}{2} \dots \quad P = 1386 + 260 = 1646 \text{ k.}$$

$$p = 1260 + 153 + 1400 = 2813 \text{ k/mt.}$$

$$M = -1646 \times 1.35 - 2813 \times \frac{1.35^2}{2}$$

$$M = -2222.10 - 2561.6 = 4783.7 \text{ kg.mt.}$$

El momento en la sección del empotramiento debido al empuje horizontal de 100 k/m. es:

$$M = H \times h = 1.00 \times 3.50 \times 1.10 = 385 \text{ kg.mt.}$$

El momento total será:

$$M = 1783.7 \text{ kg.mt} + 385 \text{ kg.mt} = 5168.7 \text{ kg.mt.}$$

El peralte efectivo será.

$$d = \sqrt{\frac{M}{bk}} = \sqrt{\frac{516870}{7.38 \times 20}} = 59.2 \text{ cmt.}$$

$$h = 60 \text{ cmt.}$$

Check al esfuerzo cortante y adherencia.

Esfuerzo cortante máximo:

$$V = P + p l = 1646 \text{ k} + 2813 \text{ kg/mt} \times 1.50 \text{ mt.} = 5866 \text{ k.}$$

El esfuerzo cortante unitario.

$$V = \frac{V}{b j d} = \frac{5866}{20 \times 0.875 \times 59.2} = 5.66 \text{ kg/cm}^2 > 3 \text{ k/cm}^2$$

El area de Acero necesaria será:

$$A_s = p b d = .0075 \times 20 \times 59.2 = 8.88 \text{ cm}^2.$$

Tomándola con varillas de $3/4'' \phi$ (Area = 2.84 cm^2)

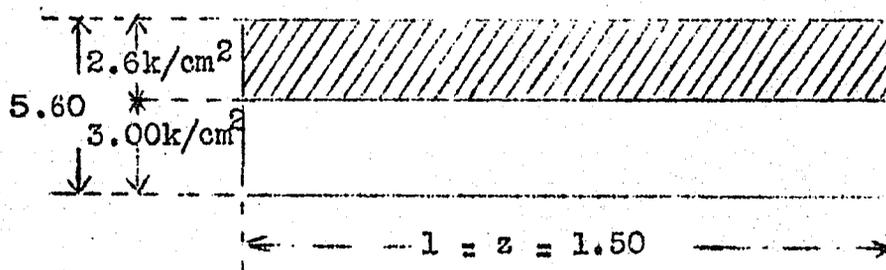
$$\text{Número de varillas: } n = \frac{8.88 \text{ cm}^2}{2.84 \text{ cm}^2} = 3.12 = 3 \text{ varillas.}$$

Check a la adherencia.

$$\sum_0 = 5.969 \times 3 = 17.90 ; \quad u = \frac{5866}{17.90 \times 8.75 \times 59.2} = 6.32 \text{ k/cm}^2 <$$

7.5 k/cm².

Cálculo de los estribos.



$$v^1 = 5.66 \text{ k/cm}^2 - 3 \text{ k/cm}^2 = 2.66 \text{ k/cm}^2.$$

$$\text{Tensión} = T = v^1 b = 2.66 \text{ k/cm}^2 \times 20 \times 150 = 7980 \text{ k.}$$

Recurriendo a estribos de $3/8'' \phi$

$$t = 2 \cdot A_s \times 0.75 f_s = 2 \times 0.71 \times 0.75 \times 1125 = 1197 \text{ k}$$

El número de estribos será:

$$n = \frac{7980}{1197} = 6.6 \text{ estribos} = 7 \text{ estribos.}$$

la longitud mínima de anclaje se determinó teniendo en cuenta que estamos usando varilla de $3/4'' \phi$ corrugada y a una fatiga de 1125 k/cm^2 obteniendo una longitud de anclaje mínima de 50ϕ .

La repartición de los estribos se hizo gráficamente y su disposición esta indicada en el detalle de la lámina N° 5.

Cálculo de las trabes longitudinales.-

Cargas.

Carga muerta.- La carga muerta consistirá en el peso de la superficie de desgaste a razón de 150 k/m^2 peso de la losa y peso propio de la trabe a razón de 2400 k/mt^3 .

Carga viva.- Las trabes se calcularán para una carga viva de 400 k/m^2 uniformemente repartida sobre todo el tablero del puente y se calcularán como vigas continuas rectangulares con claros iguales a 3.50 mt. entre apoyos (columnas).

Impacto.- Se admitirá un 30% de aumento en la carga viva por impacto.

- Carga muerta por Mt^2 de losa. -

Peso de la superficie de rodamiento	150 k/m^2
Peso de la losa ($1.00 \times 1.00 \times 2.5 \times 2.400 \text{ k/m}^3$)	600 k/m^2
Carga viva con el 30% de aumento por impacto $400 \text{ k/m}^2 \times 1.30$	520 k/m^2
Peso propio de la trabe considerándola de: $.25 \times .50 \times 1.00 \times 2.400$	300 k/m

Carga total por mt. lineal de trabe.

$$2\text{mt} (150\text{k/m}^2 + 600 \text{ k/m}^2 + 520 \text{ k/m}^2) + 300 \text{ k/mt.} = 2840 \text{ k/m.}$$

Momento flexionante máximo tanto en el centro como en los apoyos.

$$M_c = \frac{W l^2}{12}; \quad M_A = \frac{-W l^2}{12} \quad \therefore M = \frac{2840 \times 3.50^2}{12} = 2899 \text{ k/mt.}$$

El peralte efectivo suponiendo un ancho efectivo de trabe de 0.25 mt.

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \sqrt{\frac{289900}{7.58 \times 25}} = 39.65$$

El area de acero será:

$$A_s = p b d = .0075 \times 25 \times 39.65 = 7.43 \text{ cm}^2$$

Tomando esta area de acero con varillas de 1/2" ϕ cuya
 $A = 1.267 \text{ cm}^2$.

$$\text{Número de varillas: } n = \frac{7.43}{1.267} = 5.86 \approx 6 \text{ varillas.}$$

$$V = \frac{3.5}{2} \times 2 (150 + 600 + 520) + 300 = 4970 \text{ k.}$$

Tensión diagonal.-

Esfuerzo cortante unitario.

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{4970}{25 \times .875 \times 39.65} = 5.73 \text{ k/cm}^2 > 3 \text{ k/cm}^2$$

Valor que requiere refuerzo especial para tensión diagonal.

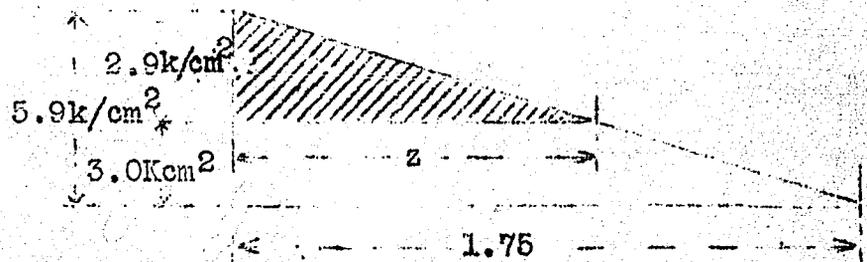
Adherencia.

$$(\phi 1/2") \sum_0 = 3.989 \times 6 = 23.93$$

$$v = \frac{V}{\sum_0 j d} = \frac{b \cdot V}{\sum_0} = \frac{4970}{23.93 \times .875 \times 39.65} = 5.9 \text{ k/cm}^2 < 7.5 \text{ k/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo para el esfuerzo cortante.

Para tomar el esfuerzo cortante sobrante se recurre a colocar estribos, y estos se calcularán, siguiendo el criterio americano.



$$z = \text{zona de refuerzo ; como } 5.9 \text{ k/cm}^2 > 3 \text{ k/cm}^2$$

$$\therefore v^1 = 5.9 \text{ k/cm}^2 - 3.00 \text{ k/cm}^2 = 2.9 \text{ k/cm}^2$$

Calculando por triángulos semejantes.

$$z = 1.75 \frac{2.9 \text{ k/cm}^2}{5.9 \text{ k/cm}^2} = 86 \text{ cmt.}$$

$$\text{La tensión valdrá: } T = \frac{v^1 b z}{2} = \frac{2.9 \times 25 \times 86}{2} = 3118 \text{ k}$$

Si usamos estribos de 1/4" ϕ cuya $A_s = 0.317 \text{ cm}^2$

La resistencia de cada estribo será:

$$t = 2. A_s \times 0.75 f_s = 2 \times 0.317 \times 0.75 \times 1125 = 535 \text{ k.}$$

El número de estribos necesario es:

$$n = \frac{3118}{535} = 6 \text{ estribos.}$$

La distribución de los estribos se hizo gráficamente y su disposición esta indicada en el detalle del plano N° 5.

Cálculo de las vigas transversales.

Estas vigas se calcularán para soportar un tramo de losa de 2.00 mt. de ancho sobre cada viga.

Suponiendo la viga de 0.20 x .25

$$\text{Peso propio de la viga} = .20 \times .25 \times 1.00 \times 2400 \text{ k/m}^3 = 120 \text{ k/mt.}$$

$$\text{Peso de la superficie de rodamiento} = 150 \text{ k/mt}^2$$

$$\text{Peso de la losa } (1.00 \times .25 \times 1.00 \times 2400 \text{ k/m}^3) = 600 \text{ k/mt}^2$$

$$\text{Carga viva con el 30\% de aumento por impacto} = 520 \text{ k/mt}^2$$

Carga por mt. lineal de viga.

$$W = 2 \text{ mt.} (150 \text{ k/mt}^2 + 600 \text{ k/mt}^2 + 520 \text{ k/mt}^2) + 120 = 2660 \text{ k/mt.}$$

El momento flexionante es:

$$M = \frac{1}{12} W l^2 = \frac{1}{12} \times 2660 \times 2^2 = 887 \text{ kg.mt.}$$

El peralte efectivo suponiendo un ancho de 0.20 mt.

$$d = \sqrt{\frac{M}{b k}} = \sqrt{\frac{88700}{20 \times 7.38}} = 24.5 \text{ cmt.}$$

$h = 25 \text{ cmt.}$ (ya que la viga trabaja solidariamente con la losa).

El area de Acero es:

$$A_s = p b d = .0075 \times 20 \times 24.5 = 3.67 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de $3/8'' \varnothing$ ($A = 0.71 \text{ cm}^2$)

El número de varillas.

$$n = \frac{3.67}{0.71} = 5 \text{ varillas.}$$

Este refuerzo se repartirá conforme esta indicado en el detalle correspondiente en el plano N° 5.

El esfuerzo cortante total vale:

$$V = \frac{2mt}{2} \cdot 2mt (150 \text{ k/mt}^2 + 600 \text{ k/mt}^2 + 520 \text{ k/mt}^2) + 120 \text{ k} =$$

$$V = 2660 \text{ k.}$$

El esfuerzo cortante unitario:

$$v = \frac{V}{b j d} = \frac{2660}{20 \times .875 \times 24.5} = 6.2 \text{ k/cm}^2 > 3 \text{ k/cm}^2$$

Valor que necesita refuerzo al esfuerzo cortante.

El esfuerzo de adherencia es:

$$u = \frac{V}{\sum o j d} = \frac{2660}{15 \times .875 \times 24.5} = 8.3 \text{ k/cm}^2 > 7.5 \text{ k/cm}^2$$

$$\varnothing \leq o = 5 \times 2.99 = 15.$$

La fatiga al esfuerzo de adherencia es un poco mayor que la permitida por lo que para disminuirle, pondremos en lugar de 5 varillas de $3/8'' \varnothing$, 5 varillas de $1/2''$.

Esto es aceptable en virtud de que: 1°.- Estas varillas se pueden proporcionar aprovechando los recortes de las varillas de la losa, por lo que económicamente no se perjudica el costo de la estructura. 2°.- Porque con estas varillas la fatiga de adherencia disminuye a un valor aceptable y 3°.- Porque se logra una uniformidad en la sección de las varillas, que -

facilita la vigilancia, durante la construcción Check a la fatiga de adherencia.

$$U = \frac{V}{\sum_{\geq 0} J d} = \frac{2660}{19.94 \times 875 \times 24.5} = 6.2 \text{ k/cm}^2 < 7.5 \text{ k/cm}^2$$

$$(\phi 1/2") \sum_{\geq 0} = 5 \times 3.989 = 19.94.$$

Para tomar el exceso de esfuerzo cortante, siguiendo la misma secuela de cálculos hechos con anterioridad, determinamos z .

$$z = \text{zona de refuerzo; como } 6.2 \text{ k/cm}^2 > 3 \text{ k/cm}^2$$

$$v' = 6.2 \text{ k/cm}^2 - 3.00 \text{ k/cm}^2 = 3.2 \text{ k/cm}^2$$

Calculamos z por triángulos semejantes.

$$z = 100 \frac{3.2}{6.2} = 51 \text{ cmt.}$$

$$\text{La tensión es: } T = \frac{v' b \times z}{2} = \frac{3.2 \times 20 \times 51}{2} = 1632 \text{ k.}$$

Si empleamos estribos de $1/4" \phi$ ($A = .317 \text{ cm}^2$)

$$t = 2 \times A_s \times 0.75 f_s = 2 \times .317 \times 0.75 \times 1125 = 534.92 \text{ k.}$$

El número de estribos necesarios será:

$$n = \frac{1632}{535} = 4 \text{ estribos.}$$

La distribución de estos estribos se hizo gráficamente y su colocación está indicada en el plano N° 5.

Cálculo de las columnas.

Las columnas las calcule como columnas largas empotradas en sus dos extremidades y las verifique al pandeo, considerándolas sujetas a la acción de las siguientes fuerzas exteriores.

Carga muerta.- Consistirá en el peso de la superficie de desgaste, peso de la losa y de las trabes en el tramo corres-

pendiente a cada columna, así como el peso propio de esta.

Carga viva.- Se supondrá todo el tablero cargado a razón de 400 k/m^2 más un 30% de impacto. Además se tomarán en cuenta los esfuerzos producidos por la presión del viento (150 k/mt^2) obrando sobre una faja de 3.00 mt. de altura que corresponde la proyección vertical longitudinal, de las trabes, parapetos y vehículos.

Se tomará también en cuenta la presión directamente ejercida por el viento sobre las columnas.

Cálculo de la presión del viento.- El cálculo se hará para las columnas más largas que son las que presentan las condiciones más desfavorables.

Las columnas transmiten a los arcos la presión del viento ejercida sobre una faja de 3.00 de altura por 3.50 mt. de largo, siendo respectivamente la proyección vertical de las trabes parapetos y vehículos que ocupan el puente y la distancia comprendida entre dos secciones transversales que distan 3.5 mt.

La presión total del viento ejercida en este tramo de faja valdrá.

$$H = 3.00 \times 3.50 \times 150 \text{ k/m}^2 = 1575 \text{ kg.}$$

Esta fuerza produce un momento con relación a las secciones inferiores de las columnas, que es igual a la intensidad de la fuerza por el brazo de palanca, como se puede ver en la Lámina N° 4 en el detalle que indica "Presión del viento".

El valor de este momento es:

$$M = H \times P = 1575 \times 9.20 = 14490 \text{ kg.mt.}$$

H = presión horizontal del viento en el tramo considera-

do.

$P = h - 2.00 =$ Brazo de palanca.

$h =$ altura de la columna más larga $= 7.20$ mt.

Para las fatigas producidas por este momento flexionante en las cuatro columnas contenidas en un mismo plano transversal, se considera que los esfuerzos que se transmiten a cada columna son proporcionales a las distancias entre estas columnas y el plano longitudinal de simetría del puente, cuya intersección en el plano de la sección transversal viene siendo el eje neutro de la estructura formada por las 4 columnas y sus contraventeos considerada como viga empotrada en su base. Estas distancias son respectivamente de 3.00 mt. y de 1.00 mt. para las columnas exteriores e interiores, así es que los momentos tomados por las dos columnas exteriores estarán en relación con los momentos tomados por las columnas interiores según las siguientes ecuaciones.

$$\frac{M_e}{M_i} = \frac{d_e^2}{d_i^2} = \frac{3.00^2}{1.00^2}$$

Ecuaciones
simultaneas.

$$M_e + M_i = M = 14490 \text{ kg.mt.}$$

$$\therefore M_e = 14490 \times \frac{3.00^2}{1.00^2} = \frac{14490 \times 9}{10} = 13041 \text{ kg.mt.}$$

$$1 + \frac{3.00^2}{1.00^2}$$

$$M_i = \frac{17200}{1 + \frac{3.00^2}{1.00^2}} = \frac{14490}{10} = 1449$$

$$M_e - M_i = 13041 - 1449 = 14490 \text{ kg.mt.}$$

En donde $M =$ momento total; $M_e =$ Momento que toman las

columnas exteriores; M_i = Momento que toman las columnas interiores; d_e = distancia de las columnas exteriores al plano de simetría; d_i = distancia de las columnas interiores al plano de simetría.

Los esfuerzos totales originados respectivamente en las secciones de las columnas exteriores e interiores son:

$$P_e = \frac{M_e}{2 \times 3.00} = \frac{13041}{6.00} = 2173 \text{ k} ; P_i = \frac{M_i}{2 \times 1.00} = \frac{1449}{2.00} = 729 \text{ k.}$$

El viento ejerce una presión sobre el cuerpo de la columna que vale por mt. lineal, si ésta la consideramos con una sección de 0.30 x 0.30.

$$P = 0.30 \text{ mt.} \times 1.00 \times 150 \text{ k/mt}^2 = 45 \text{ k/m.}$$

El momento flexionante en el centro de la columna debido a esta fuerza.

$$M = \frac{P l^2}{8} = \frac{45.00 \times 7.20^2}{8} = 292 \text{ kg/mt.}$$

Para nuestros cálculos tomaremos: 300 kg/mt.

Determinación de las Fatigas en las columnas como piezas largas doblemente empotradas.

Cargas que obran sobre la columna.

7.00 M ² de superficie de rodamiento a 150 k/mt ²	
7.00 M ² x 150 k/m ²	1050.00 k.
7.00 M ² de losa de concreto armado de 0.25 de espesor:	
7.00 M ² x 0.25 M x 2400 k/mt ³	4200.00 k.
7.00 M ² de carga viva a razón de 400 k/m ² + 30% el impacto:	
7.00 M ² x 520 k/m ²	3640.00 k.
Peso de 3.50 m/L de trabe:	

(.40Mx.25Mx1.00Mx2400 k/mt ³) x 3.50 M	882.00 k.
Peso propio de la columna considerándola de 0.30 x 0.30.	
0.30 mt x 0.30 mt x 7.20 mt. x 2400 k/mt ³	1155.20 k.
Sobre presión debida a la acción del viento en la superestructura	<u>2173.00 k.</u>
SUMA:	13500.20 k.

Cálculo de la columna como pieza larga.

l = altura de la columna = 7.20 mt.

h = longitud libre de ondulación (h depende exclusivamente de la forma de ajuste de sus extremidades; en las construcciones de concreto armado siempre que puede asegurarse una unión --- aceptable entre columnas y vigas puede suponerse $h = \frac{l}{1.6}$)

R = Radio mínimo de jiro, generalmente se expresa como una -- fracción del lado menor y vale aproximadamente .3 a siendo a el lado menor de la columna.

$\frac{h}{R}$ = Relación de esbeltez.

f_c = fatiga a la que puede trabajar el concreto considerando la columna como pieza corta.

f'_c = Fatiga del concreto que debe usarse en piezas largas.

1°.- Calculamos $\frac{h}{R}$ $a = 0.30$ mt. ∴ $R = 0.30 \times 30 = 9$

$$\frac{h}{R} = \frac{720}{1.6 \times 9} = 50 > 40$$

como $\frac{h}{R} > 40$, la pieza se debe calcular como larga.

$$f'_b = f_c \left(1.33 - \frac{h/R}{120} \right) \quad \therefore f'_c = 30 \left(1.33 - \frac{50}{120} \right) = 30 \times 0.914 = 27.42$$

k/cm².

Ahora aplicando las fórmulas de proyecto:

$$a \cdot b = \frac{P}{f'_c [1 - (n-1)p]} = \frac{13500}{27.4 [1 - (14) \cdot 0.01]} = 435 \text{ cm}^2$$

$$\therefore a = \sqrt{435} = 21 \text{ cm.}$$

$p =$ porcentaje de acero $= 0.01$

Como además de la carga concentrada de 13.5 T la columna debe soportar, un momento de 300 kg.mt. Daremos a la sección de la columna una escuadría de 0.30 mt. x 0.30 mt. con un porcentaje de .02 como armadura que se puede proporcionar con $4\phi 3/4''$, con $A_s = 11.40 \text{ cm}^2$.

Check de la fatiga del concreto.

$$f_c = \frac{P}{a \cdot b + (n-1)A_s} + \frac{MV}{I} =$$

$$I = \frac{a^4}{12} + (n-1) A_s \left(\frac{a}{2} - r \right)^2 = 67500 + 23000 = 90500 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

$$r = 3 \text{ cmt.}$$

$$f'_c = \frac{13500}{900 + 160} + \frac{300 \cdot 00 \cdot 15}{90 \cdot 500 \text{ cm}^2} = 12.8 \text{ k/cm}^2 + 5 \text{ k/cm}^2 = 17.8 \text{ k/cm}^2$$

$$17.8 \text{ k/cm}^2 < 27.4 \text{ k/cm}^2$$

Cálculo de las bases de cimentación de las columnas.

Considerando una fatiga media del terreno de 1.5 k/cm^2 calcule el area de cimentación.

$$\text{Carga} = 15.000 \text{ k.} \quad \therefore A = \frac{15000 \text{ k}}{1.5 \text{ k/cm}^2} = 10 \text{ 000 cm}^2$$

$$R = 1.5 \text{ k/cm}^2$$

$$\text{Lado del cimiento: } a = \sqrt{10000} = 100 \text{ cm.}$$

El peralte debe ser tal que sea lo suficiente resistente para soportar los esfuerzos de: Penetración, Momento flexionante y esfuerzo cortante. Obteniéndose así 3 peraltes dife-

rentes, de los cuales se escoge el mayor.

a) Penetración.- La carga de penetración la calcule restando de la carga total, la carga de compresión directa que el terreno ofrece sobre la proyección de la sección de la columna.

$$P_p = (10000 \text{ cm}^2 - 900 \text{ cm}^2) 1.5$$

$$\text{cm}^2 = 13650 \text{ k.}$$

La sección resistente a la penetración multiplicada por la fatiga del concreto a dicho esfuerzo debe ser igual a esta carga:

$$4 \times 30 \times d \times 13.5 = 13650 \text{ k.}$$

$$d = \underline{8.42 \text{ cm.}}$$

Fatigas Admitidas.

$$f_c = 25 \text{ k/cm}^2 \text{ (compresión)}$$

$$f_c = 45 \text{ k/cm}^2 \text{ (flexión)}$$

$$f_p = 13.5 \text{ k/cm}^2 \text{ (penetración)}$$

$$V = 2.25 \text{ k/cm}^2 \text{ (esf. cortante)}$$

$$u = 4.22 \text{ k/cm}^2 \text{ (esf. ad.)}$$

b) El peralte necesario por esfuerzo cortante esta dado por la fórmula.

$$d = - \frac{1.75 \frac{V}{W} + 2}{7 \frac{V}{W} + 4} \cdot a + \sqrt{\left[\frac{1.75 \frac{V}{W} - 2}{7 \frac{V}{W} + 4} a \right]^2 + \frac{A - a^2}{7 \frac{V}{W} + 4}}$$

Aplicando valores en nuestro caso:

$$v = 2.25 \text{ k/cm}^2$$

$$W = 1.5 \text{ k/cm}^2$$

$$A = 10000 \text{ cm}^2$$

$$a^2 = 900 \text{ cm}^2$$

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

$$d = - 9.56 + \sqrt{91.39 + 628} = 17.3 \text{ cmt.}$$

c) Por refuerzo metálico.- Fijándonos un refuerzo metálico de 11 varillas de 1/2" con una area $A_s = 11 \times 1.27 = 13.97 \text{ cm}^2$, La fatiga de tensión admisible y el acero de acuerdo con la longitud mínima de refuerzo metálico es:

$$f_s = \frac{f_u c}{\phi} = \frac{2 \times 4.22 \times 35}{1.27} = 232.59 \text{ k/cm}^2$$

$$k = \frac{f_c}{f_c + \frac{f_s}{n}} = \frac{45}{45 + \frac{232.5}{15}} = .743$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 1 - .247 = .753.$$

El momento flexionante vale:

$$M = \frac{W}{2} (a + 1.2 c) c^2 = \frac{1.5}{2} (30 + 1.2 \times 35) 35^2 = 66150 \text{ kg.cm.}$$

$$d = \frac{M}{A_s f_s j} = \frac{66150}{13.97 \times 232.5 \times .753} = 20.36 \text{ cm.}$$

d) Por momento flexión, el peralte requerido es:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}, \quad K = \frac{f_c}{2} k j = 22.5 \times .743 \times .753 = 12.58$$

$$d = \sqrt{\frac{66150}{12.58 \times 100}} = 7.3 \text{ cm.}$$

Los resultados obtenidos son:

- Por penetración 8.42 cm.
- Por esfuerzo cortante 17.3 cm.
- Por refuerzo metálico 20.4 cm.
- Por momento flexionante 7.3 cm.

Por lo que se tomará para el proyecto el peralte dado por la condición "c"; dando un talud a las caras superiores del cimiento, así como un recubrimiento de 5 cmt. obtenemos un peralte total de 0.30.

Los fierros de las columnas se introducirán hasta la parte inferior del cimiento doblándose los fierros en dirección de las diagonales de la sección del cimiento.

La resistencia del terreno se tomó únicamente de 1.5 k para el cálculo de los cimientos aislados de las columnas

que estos se desplantarán en distintos puntos del terreno, -- los cuales pueden o no tener la misma consistencia, compacidad, naturaleza, resistencia, etc., y por lo tanto las reacciones del terreno pueden ser muy diferentes y se podrían presentar si se tomara como fatiga de trabajo en los cálculos la máxima permitida de 2.5 k/cm^2 , asentamientos y esfuerzos parásitos perjudiciales para la estructura.

Por lo que es recomendable y a juicio del Ingeniero Residente de la obra, ya en el terreno, hacer observaciones de uniformidad y resistencia del terreno para que en el caso más desfavorable en que la naturaleza del terreno sea muy variada así como su resistencia, unir si es preciso los cimientos aislados con una misma plantilla, haciendo descansar las columnas sobre una dala corrida, obteniéndose así una mejor -- distribución de las cargas.

Por último y para terminar lo relativo a la superestructura trataré lo relativo a la escuadría de las pilastras de apoyo del barandal las cuales por su tamaño y cargas que soportan, el cálculo nos proporcionaría dimensiones que prácticamente no son constructibles, por lo que para su diseño me base en las especificaciones de concreto armado del Joint -- Committee, en su capítulo relativo a "piezas cortas" y en puentes ya ejecutados tanto en los E.U.N. como en México.

Descripción y cálculo de la infraestructura.

Descripción. -- Las cargas del tablero se transmiten por medio de una serie de 4 columnas distanciadas en el sentido transversal 2.00 mt. cae y en el sentido longitudinal cada 3.50 m. c/a/e a la bóveda parabólica de concreto armado, reforzada, --

tanto en el intrados como en el extrados, el ancho total de la bóveda será de 6.30 mt. con una luz de 40.00 mt. siendo su espesor variable según la sección que se considere, pero en general se puede decir que este espesor varía uniformemente de los arranques donde es mayor a la clave donde es menor.

Proyecto.- La directriz más favorable de un arco cuyas cargas y sustentaciones se conocen de antemano es aquella para la cual resultan cargas unitarias de trabajo mínimo, esto sucede cuando en todas las secciones la excentricidad es igual a cero, es decir cuando el eje del arco y la línea de presiones, coinciden totalmente actuando las cargas continuas (peso propio de la superestructura y de la infra-estructura) esto equivale a decir que la directriz del arco debe ser el antifunicular de las cargas permanentes. Cuando son conocidas las magnitudes y posición de las cargas aplicadas, es sencillo conocer el antifunicular, pero si como ocurre en el caso que estudio, el peso propio de la bóveda es importante con relación a las sobre cargas se dificulta el problema y es preciso recurrir al planteo de la ecuación diferencial de la directriz. El arco proyectado con esta directriz presentará la propiedad, de estar sujeto, por la carga muerta, únicamente a esfuerzos de compresión, presentándose únicamente momentos, bajo la presencia de cargas móviles, que producirían un desplazamiento de la línea de presiones de la bóveda con respecto a la directriz del arco.

Sin embargo el procedimiento empleado más comúnmente en obras tanto americanas como europeas, no es el indicado con anterioridad dado lo laborioso que resulta el procedimiento y

muchas veces este trabajo resulta inútil, ya que la ecuación obtenida para la directriz resulta ser una curva que geométricamente no se puede proporcionar por lo que las cimbras resultan sumamente complicadas sucediendo que la economía que se pretendía muchas veces no se logra, por lo que únicamente se recomienda el procedimiento anteriormente descrito, cuando el puente sea muy grande y el material que se emplee admita únicamente esfuerzo de compresión, pero si como en nuestro caso, el material empleado (concreto armado) permite el poder tomar momentos de consideración es preferible seguir el siguiente procedimiento de aplicación casi general. Este consiste en escoger un arco geoméricamente definido que se adapte mejor por sus propiedades a las condiciones de carga a que está sujeto, y utilizando fórmulas empíricas, obtenidas de la experiencia y de obras ya ejecutadas, se conocen aproximadamente los espesores de la bóveda en la clave y en los arranques recorriéndose después a los procedimientos gráficos para conocer los momentos flexionantes esfuerzos cortantes, empujes y fatigas con lo que tendremos una idea muy aproximada de las condiciones en que trabaja el arco, con el anteproyecto de la directriz de la bóveda que hemos considerado, utilizando, después si este tanteo es satisfactorio, el análisis matemático para conocer con toda exactitud los esfuerzos que se presentan en las diferentes secciones del arco, si por el contrario el análisis gráfico nos da resultados completamente antieconómicos es necesario rectificar la directriz y los espesores de la bóveda; pero esto generalmente no sucede si se tienen en cuenta las propiedades de las diferentes clases de perfiles -

que se emplean en puentes en arco.

Perfiles que se pueden emplear para proyectar puentes en arco.

ARCOS DE MEDIO PUNTO.- Esta clase de arcos son los más antiguos y esbeltos. Son fáciles de construir y ejercen poca presión lateral y horizontal por lo cual los espesores de las pilas y machones son mínimos. Como desventaja debe mencionarse que los muros frontales que descansan sobre las pilas y bóvedas requieren mucha mampostería. Los arcos de medio punto se usan cuando se trata de cruzar valles anchos y profundos con gran número de claros iguales y no muy grandes. Según obras ejecutadas en viaductos de vías ferreas entre la altura de las pilas y el claro del arco de medio punto si ambos se ejecutan de mampostería de braza para que el costo de la obra resulte mínimo existe según el Ingeniero Melan la siguiente relación:

$$l_m = 6 + 0.4 h_m$$

h = altura de la pilastra en mts.

l = claro en mts.

En ríos y cruzamientos de caminos se emplean raras veces los arcos de medio punto.

Arcos rebajados.- Estos tienen en el desarrollo de su arco un largo mínimo, por lo que la cantidad de material que necesitan es también mínimo. Desde el punto de vista de la estabilidad su forma es ventajosa variando muy poco la presión en todo el arco, por lo que se les puede dar espesores mínimos aprovechándose por tanto muy bien la resistencia de los materiales empleados. Además con una altura mínima del arco disponible se obtiene un claro máximo. Como desventaja de los arcos rebajados debe mencionarse que las presiones laterales

son muy grandes motivo por el cual se requieren fuertes machos. Se usan en grandes claros y cuando la altura disponible es pequeña se recomienda:

para claros hasta de 10 mts.	tomar una flecha de $f \approx 1/12$
para claros de 10 a 20 mts.	" " " " $f \approx 1/10$
para claros de 20 a 30 mts.	" " " " $f \approx 1/8$

Arcos de bóveda peraltada.- Se usan estos arcos muy raras veces por requerir una gran altura. Se sustituyen ventajosamente con arcos de varios centros o con arcos parabólicos desde el punto de vista de la estabilidad tienen el inconveniente de que la forma del arco más ventajosa para la carga muerta no coincide con la forma más apropiada para la carga viva.

Arcos en forma de media Elipse.- Cuando la flecha es de $f \approx 1/5$ se tiene un puente de forma muy esbelta por lo que se usan en puentes monumentales para grandes claros, últimamente los han sustituido también por arcos de varios centros, por ser estos más fáciles de ejecutar y más baratos por la sencillez de sus cimbras.

Bóveda que sigue la curva de presiones.- Se proyecta según la línea de presiones obtenida con las cargas muerta y viva debiendo quedar dichas líneas de presiones en el núcleo central del arco. Estas bóvedas se construyen bajo de altos terraplenes pudiendo sustituirse ventajosamente con arcos de varios puntos, por tener estos cimbras más sencillas y por tanto resultan más baratos.

Arcos de forma de parábola.- Tienen la ventaja de que la línea de presiones coincide con su eje por cuya razón puede --

aprovecharse el trabajo máximo permisible del material empleado, ejecutando por tanto la obra con el volumen mínimo de la mampostería. La presión horizontal en la clave es relativamente pequeña por lo que los machones resultan muy ligeros. Estos arcos requieren gran altura y cimbras muy complicadas motivo por el cual las anteriormente mencionadas ventajas, que traen consigo ciertas economías quedan anuladas por los crecidos gastos de las cimbras.

Los arcos parabólicos se emplean en la construcción de puentes de pequeños claros y para alcantarillas que cruzan terraplenes altos.

Arcos de tres, cinco y siete centros.- Se forman agregando entre sí un número impar de segmentos con diferentes radios. Para su construcción se determina la línea de presiones con la carga normal que pasa por tres puntos dados que son los centros de la clave y de los riñones, y tomando esta curva como la línea del centro del futuro arco se construye este. Los espesores en la clave y en los riñones se encuentran por medio de las fórmulas empíricas. Después a modo de prueba se busca un arco compuesto de un número impar de centros que se ajuste lo mejor posible al arco teórico. Para una flecha $f = 1/5$ este arco es esbelto y puede emplearse tanto en pequeños como en grandes claros, pudiéndose con esta clase de arcos sustituir con ventaja los arcos en forma de media elipse, con bóveda de peraltada y los de forma de parábola. Este tipo de arcos de varios centros es el más usado en la actualidad.

Por lo anteriormente expuesto se escogió para perfil de la bóveda un arco parabólico rebajado con el cual se obtiene un máximo de ventajas en el trabajo general de la estructura.

Para escoger la flecha lo mejor es, teniendo en cuenta el claro libre mínimo que debe dejarse, recurrir a especificaciones que se han obtenido en experiencias y en obras ya ejecutadas.

Las especificaciones Alemanas a este respecto dicen "Con sideraciones prácticas aconsejan tomar para claros hasta de 10 mts. una flecha mínima igual a $1/12$ del claro y para claros de 30 mts. a 40 mts. una flecha mínima de $1/8$ de claro". Aplicando este criterio a nuestro caso tomaremos como flecha $1/5$ del claro es decir la flecha será de $\frac{40}{5} = 8$ mts.

Ahora bien para determinar los espesores de la bóveda -- tanto en los arranques como en la clave utilizaremos la fórmula de Hooselle y las prescripciones del gobierno Aleman.

La fórmula de Hooselle da para espesor en el arranque

$$d = 0.2 + 0.022 r \quad \therefore d = 0.2 + .022 \times 29.00 = .84\text{mt.}$$

siendo $r =$ al radio de la directriz.

Y las prescripciones del Gobierno Alemán dicen "En puentes de concreto armado el espesor de la clave e es usualmente de $1/60$ a $1/100$ del claro l y se ha llegado a $1/28$ de l empleando concreto de alta calidad (cemento de escorias, de altos hornos, y ciment. fondu)".

Aplicando valores: $\frac{1}{60} = \frac{40}{60} = .66$

Por lo que redondeando valores y para el cálculo gráfico

daremos a la bóveda en la clave un espesor de 0.60 mt. y en los arranques de 0.80 mt.

Con estos valores se diseñará el perfil del arco calculándose el peso de las dovelas en que se dividirá la bóveda para un ancho de 2.00 mt. aplicando dichos pesos en la línea de acción de las columnas localizadas en las condiciones ya indicadas.

Pesos muertos totales.

Nº de la Dovel	Esperos medio.	Peso muerto de los trozos de la bóveda con un ancho de 2.00 mt.	Peso muerto que transmiten las col.
1	0.60	$P_1 = 1.75 \times .30 \times 2.00 \times 2400 \text{ k/m}^3$	$+ 6652 = 11692 \text{ k.}$
2	0.60	$P_2 = 3.50 \times .60 \times 2.00 \times 2400 \text{ k/m}^3$	$+ 11476 = 21556 \text{ k.}$
3	0.60	$P_3 = 3.60 \times .60 \times 2.00 \times 2400 \text{ k/m}^3$	$+ 8434 = 18802 \text{ k.}$
4	0.65	$P_4 = 3.80 \times .65 \times 2.00 \times 2400 \text{ k/m}^3$	$+ 8672 = 20528 \text{ k.}$
5	0.70	$P_5 = 3.95 \times .70 \times 2.00 \times 2400 \text{ k/m}^3$	$+ 10892 = 24164 \text{ k.}$
6	0.80	$P_6 = 5.40 \times .80 \times 2.00 \times 2400 \text{ k/m}^3$	$+ 10767 = 31503 \text{ k.}$
			<u>128245 k.</u>

Con los pesos calculados para las dovelas 1, 2, 3, 4, 5 y 6 aplicadas, en la bóveda, conforme a las distancias indicadas en el plano N° 4 se determinaron las reacciones en los apoyos, el empuje y los momentos flexionantes en los tres casos que se designaron: A, B, y C.

Siendo respectivamente: A el análisis gráfico del arco únicamente para la carga muerta; B el mismo análisis para la carga normal, es decir el efecto de la carga muerta, más la mitad de la carga viva ocupando la mitad del claro del puente y en el tercer caso C se analizó también gráficamente el arco, cuando existe tanto la carga muerta, como la carga viva ocupando la totalidad del claro del puente.

En la lámina número 4, está con todo detalle descrito el procedimiento gráfico anotándose para cada caso los resultados obtenidos de los cuales haciendo un resumen y una crítica se puede llegar a las siguientes conclusiones: la excentricidad máxima, se obtiene en el caso B y dado el espesor de la bóveda en el arranque, es de considerarse pequeña. La línea de presiones para la carga muerta coincide satisfactoriamente con la directriz del arco; Los momentos que se producen en las secciones del arco son pequeñas, por lo que es de esperarse que las fatigas de trabajo estén dentro de los valores --- aceptables que nos hemos fijado.

Por lo que con el análisis gráfico anteriormente descrito, procedí al cálculo analítico de la bóveda, con lo cual se obtiene la precisión requerida en estos cálculos y además la comprobación simultánea de los dos procedimientos, ya que los resultados obtenidos deben forzosamente coincidir dentro de la tolerancia y precisión de los mismos.

Cálculo analítico de la Bóveda.

Como la condición establecida por el problema, indica -- que el proyecto de la bóveda debe de hacerse considerando a -- ésta doblemente empotrada, en sus extremidades, la presencia de una carga P cualquiera dará lugar a dos reacciones K_1 y K_2 oblicuas, de las que se desconocen su magnitud, dirección y -- punto de aplicación, estas reacciones pueden estar representa -- das por sus componentes horizontal y vertical y por su momen -- to. Para determinar las seis incógnitas que existen en los -- arranques solo se dispone de tres ecuaciones de equilibrio --

$\sum V=0$; $\sum H=0$; $\sum M=0$ y por lo tanto el sistema será 6 - 3=3 veces indeterminado por lo que se tendrá que recurrir a las fórmulas elásticas clásicamente establecidas; estas son:

$$\int_0^s \frac{My ds}{EI} = 0 \quad \text{Esto significa que los puntos extremos, no pueden deslizar horizontalmente.}$$

$$\int_0^s \frac{M(1-x)dx}{EI} = 0 \quad \text{Esto significa que los puntos extremos, no se pueden desalojar verticalmente.}$$

$$\int_0^s \frac{M ds}{EI} = 0 \quad \text{Esto significa la invariabilidad de dirección de las caídas.}$$

Suponiendo que el producto EI es constante en el arco -- que se estudia tenemos.

$$\int_0^s M y ds = 0 \quad (1)$$

$$\int_0^s M(1-x)ds = 0 \quad (2)$$

$$\int_0^s M.ds = 0 \quad (3)$$

En la ecuación (2) tenemos

$$\int_0^s M ds - \int_0^s Mx ds = 0 \quad \therefore \int_0^s Mx ds$$

finalmente quedan estas tres ecuaciones

$$\int_0^s M.ds = 0 \quad (1)$$

$$\int_0^s Mx ds = 0 \quad (2)$$

$$\int_0^s M y ds = 0 \quad (3)$$

Al obrar una carga P en el arco a una distancia u del arranque de la izquierda se tiene.

$$M_d = A \cdot x - H y - M_a \quad (4)$$

$$M_i = A \cdot x - H y - M_a - P (x-u) \quad (5)$$

Según que se encuentre la fuerza P a la derecha o a la izquierda de la sección.

En cualquiera de las integrales (1), (2), o (3), se puede hacer.

$$\int_0^s = \int_0^v + \int_v^s$$

Sustituyendo las ecuaciones (4) y (5) en (1), (2) y (3) se obtienen 3 ecuaciones con 3 incógnitas.

M_a , A y H que son respectivamente, el momento flexionante en el arranque; La componente vertical de la presión y el empuje horizontal; Haciendo la aplicación de estas ecuaciones a nuestro caso y teniendo en cuenta que la ecuación de la directriz de la parábola rebajada es:

$$Y = \frac{4f}{l^2} x (l - x)$$

La ecuación (1) se puede escribir.

$$\int_0^s M \cdot ds = \int_0^u (M_a - Ax - Hy) ds - \int_u^s (M_a + Ax - Hy - P(x-u)) ds$$

Haciendo operaciones.

$$\int_0^s M ds = M_a \int_0^s ds + A \int_0^s x \cdot ds - H \int_0^s y ds - P \int_u^s (x-u) ds = 0 \quad (a)$$

La ecuación (2)

$$\int_0^s Mx \, ds = M_a \int_0^s x \, ds + A \int_0^s x^2 \, ds - H \int_0^s yx \, ds - P \int_u^s (x-u)x \, ds = 0 \quad (b)$$

La ecuación (3)

$$\int_0^s My \, ds = M_a \int_0^s y \, ds + A \int_0^s yx \, ds - H \int_0^s y^2 \, ds - P \int_u^s (x-u)y \, ds = 0 \quad (c)$$

De las ecuaciones (a), (b) y (c) se obtienen los valores de M_a , A , y H .

$$M_a = -P \frac{u(1-u)^2}{1^3} \left(1 - \frac{5u}{2(1+i)}\right)$$

$$H = \frac{15}{4} P \frac{(1-u)^2 \cdot u^2}{1^3 f(1+i)}$$

$$A = P \frac{(1-u)^2 (1+2u)}{1^3}$$

El valor i se refiere al acortamiento de la línea central a consecuencia de la presión H y vale:

Siendo d_m = espesor medio del arco en cm.

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times d_m^3}{12} \quad \text{en cm}^4$$

$$F = 100 \times d_m \text{ en cm}^2 \quad \therefore \quad i = \frac{45}{4} \frac{I}{f \cdot f^2} = \frac{15}{16} \frac{d_m^2}{f^2}$$

Empleo de las líneas de influencia. - La línea de influencia es una línea que reproduce la ley según la cual varía el momento flexionante en una sección determinada de la viga cuando una carga de intensidad unidad recorre la viga.

Aprovechando esta definición se determinó la línea de influencia para cada una de las secciones en que se dividió el arco como se indica a continuación.

El primer paso que se dió fue el calcular las ordenadas

de la directriz con la fórmula $y = \frac{4 F}{12} x (1-x)$ con una flecha

de 8.00 mt. y una luz de 400 mt.

Sección.	x=u	(1-x)	$\frac{4 f}{12}$	y
arranque	0	40	.02	0
6	2.50	37.50	.02	1.875
5	6.00	34.00	.02	4.080
4	9.50	30.50	.02	5.795
3	13.00	27.00	.02	7.020
2	16.50	23.50	.02	7.755
1	20.00	20.00	.02	8.000
2	23.50	16.50	.02	7.755
3	27.00	13.00	.02	7.020
4	30.50	9.50	.02	5.795
5	34.00	6.00	.02	4.080
6	37.50	2.50	.02	1.875
Arranque	40.00	0	.02	0

Determinación de la presión en los apoyos A y B por el

peso muerto.

P ₁	=	1.75 x .60 x 2.00 x 2400 k/m ³	+	6.652 T	=	11.692 T
P ₂	=	3.50 x .60 x 2.00 x 2400 k/m ³	-	11.476 T	=	21.556 T
P ₃	=	3.60 x .60 x 2.00 x 2400 k/m ³	+	8.434 T	=	18.802 T
P ₄	=	3.80 x .65 x 2.00 x 2400 k/m ³	+	8.672 T	=	20.528 T
P ₅	=	3.95 x .70 x 2.00 x 2400 k/m ³	+	10.892 T	=	24.164 T
P ₆	=	5.40 x .80 x 2.00 x 2400 k/m ³	+	10.767 T	=	31.503 T

La presión en los apoyos A y B por el peso muerto es: 128.245 T

Determinación de las ordenadas de la línea de influencia

del empuje horizontal H.

L I N E A (H)

$$i = \frac{15}{16} \frac{d_m^2}{f^2} = \frac{15}{16} \frac{(0.50 + 0.90)^2}{8^2} = .0071$$

Haciendo P = 1 ; obtenemos para H

$$H = \frac{15}{4} \frac{(1-u)^2 \times u^2}{40^3 \times 8(1+.0071)} = \frac{1}{136533} (1-u)^2 \times u^2$$

y dando valores a u tenemos:

(6)	u = 2.50	H = .0643
(5)	u = 6.00	H = .3048
(4)	u = 9.50	H = .6149
(3)	u = 13.00	H = .9023
(2)	u = 16.50	H = 1.1011
(1)	u = 20.00	H = 1.1718
(2')	u = 23.50	H = 1.1011
(3')	u = 27.00	H = .9023
(4')	u = 30.50	H = .6149
(5')	u = 34.00	H = .3048
(6')	u = 37.50	H = .0643

El empuje horizontal que se produce por la carga muerta se obtuvo multiplicando las ordenadas H por los pesos correspondientes de la bóveda, como ésta es simétrica se puede calcular el valor, únicamente para la mitad y se multiplica por 2.

(6)	.0643 x 31.503 T = 2.025 T
(5)	.3048 x 24.164 T = 7.365 T
(4)	.6149 x 20.528 T = 12.622 T
(3)	.9023 x 18.802 T = 16.965 T
(2)	1.1011 x 21.556 T = 23.735 T
(1)	1.1718 x 11.692 T = <u>13.692 T</u>
	76.404 T

$$\therefore H = 76.404 \times 2 = \underline{152.808 T.}$$

Y el valor obtenido gráficamente fué H = 153.00 T.

Determinación de las ordenadas de la línea de influencia de la componente vertical de la presión:

L I N E A A.

Haciendo $P = 1$; y dando valores a u

obtenemos para A

$$A = \frac{(1-u)^2 (1+2u)}{1^3} = \frac{(1-u)^2 (1+2u)}{64\ 000}$$

(6)	u =	2.50	A =	.988
(5)	u =	6.00	A =	.9392
(4)	u =	9.50	A =	.8575
(3)	u =	13.00	A =	.7517
(2)	u =	16.50	A =	.6299
(1')	u =	20.00	A =	.5000
(2')	u =	23.50	A =	.3700
(3')	u =	27.00	A =	.2482
(4')	u =	30.50	A =	.1424
(5')	u =	34.00	A =	.06075
(6')	u =	37.50	A =	.01123

Determinación de las ordenadas de la línea de influencia del momento en el arranque M_a .

Haciendo $P = 1$; y dando valores a u .

obtenemos para M_a
$$M_a = - 1 \frac{u(1-u)^2}{40^3} \times (40 - \frac{50}{2(1+.0071)})$$

6)	u =	2.50	M_a =	-	1.8538
5)	u =	6.00	M_a =	-	2.7092
4)	u =	9.50	M_a =	-	2.2438
3)	u =	13.00	M_a =	-	1.1105
2)	u =	16.50	M_a =	+	.17796
1)	u =	20.00	M_a =	+	1.2500
2')	u =	23.50	M_a =	+	1.8742
3')	u =	27.00	M_a =	+	1.9604
4')	u =	30.50	M_a =	+	1.5587
5')	u =	34.00	M_a =	+	.86040
6')	u =	37.50	M_a =	+	.19683

El momento en los arranques debido al peso muerto se --
calculó multiplicando las ordenadas anteriormente obtenidas --
por los pesos correspondientes de la bóveda.

(6)	-	1.8538	x	31.503	T =	-	58.400
(5)	-	2.7092	x	24.164	T =	-	65.465
(4)	-	2.2438	x	20.528	T =	-	46.060
(3)	-	1.1105	x	18.802	T =	-	20.879
						-	<u>190.804</u>
(2)	+	.17796	x	21.556	T =	+	3.836
(1)	+	1.2500	x	23.384	T =	+	29.230
(2')	+	1.8742	x	21.556	T =	+	40.400
(3')	+	1.9604	x	18.802	T =	+	36.859
(4')	+	1.5587	x	20.528	T =	+	31.996
(5')	+	.86040	x	24.164	T =	+	20.790
(6')	+	.19683	x	31.503	T =	+	6.200
						+	<u>169.311</u>

El momento en los arranques por el peso muerto vale:

$$M_a = - 190.804 + 169.311 = - \underline{21.493} \text{ T mt.}$$

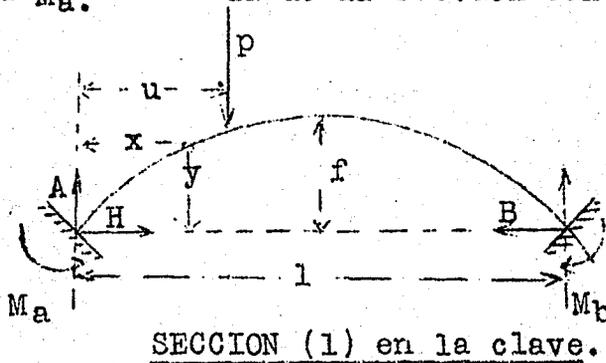
Y el valor obtenido gráficamente es: $M_a = 22.95 \text{ T.mt.}$

Determinación de las ordenadas de las líneas de influencia, en las demás secciones y cálculo de los momentos que se producen en esas mismas secciones por el peso muerto de la bóveda.

Para todas las secciones las ordenadas de la línea de influencia se calculan con las fórmulas:

$$M_d = Ax - Hy - M_a \quad (\text{Cuando la carga se encuentra a la derecha de la sección considerada}).$$

$$M_i = Ax - P(x-u) - Hy - M_a. \quad (\text{Cuando la carga se encuentra a la izquierda de la sección considerada}).$$



Cálculo de las ordenadas.

6)	.9880 x 20	-	.0643 x 8	-	1.8538	-	(20 - 2.50)	=	-	.1082
5)	.9392 x 20	-	.3048 x 8	-	2.7092	-	(20 - 6.00)	=	-	.3636
4)	.8575 x 20	-	.6149 x 8	-	2.2438	-	(20 - 9.50)	=	-	.5130
3)	.7517 x 20	-	.9023 x 8	-	1.1105	-	(20 - 13.00)	=	-	.2949
2)	.6299 x 20	-	1.1011 x 8	-	.17796	-	(20 - 16.50)	=	-	.4671
1)	.5000 x 20	-	1.1718 x 8	-	1.2500	-	(20 - 20)	=	-	1.8756

Si multiplicamos las ordenadas obtenidas por los pesos correspondientes de los trozos en que se ha dividido la bóveda, se obtiene el momento de flexión en la clave por el peso muerto como sigue:

(6)	-	.1082	x	31.503	=	-	3.408		
(5)	-	.3636	x	24.164	=	-	8.786		+ 32.003
(4)	-	.5130	x	20.528	=	-	10.530		- 28.268
(3)	-	.2949	x	18.802	=	-	5.544	- 28.268	<u>- 3.735</u>
(2)	+	.4671	x	21.568	=	+	10.079		
(1)	+	1.8756	x	11.692	=	+	21.929	+ 32.003	

El momento en la clave por el peso muerto vale:

$$M_1 = 2 \times \underline{- 3.735} = \underline{- 7.470}$$

SECCION (2)

Cálculo de las ordenadas.

(6)	.9880	x	16.50-	.0643x7.75-	1.8538-	(16.50-2.50)	=	-	.0501
(5)	.9392	x	16.50-	.3048x7.75-	2.7092-	(16.50-6.00)	=	-	.0746
(4)	.8575	x	16.50-	.6149x7.75-	2.2438-	(16.50-9.50)	=	+	.1395
(3)	.7517	x	16.50-	.9023x7.75-	1.1105-	(16.50-13.00)	=	+	.7997
(2)	.6299	x	16.50-	1.1011x7.75-	.17796-	(16.50-16.50)	=	+	2.0377
(1)	.5000	x	16.50-	1.1718x7.75-	1.2500		=	+	.4186
(2)	.3700	x	16.50-	1.1011x7.75-	1.8742		=	-	.5543
(3)	.2482	x	16.50-	.9023x7.75-	1.9604		=	-	.9371
(4)	.1424	x	16.50-	.6149x7.75-	1.5587		=	-	.8571
(5)	.06075	x	16.50-	.3048x7.75-	.86040		=	-	.4995
(6)	.01123	x	16.50-	.0643x7.75-	.19683		=	-	.1162

El momento en la Sección 2 por el peso muerto será.

(6)	-	.0501	x	31.503	=	-	1.5783		
(5)	-	.0746	x	24.164	=	-	1.8026		
(4)	+	.1395	x	20.528	=	+	2.8636		
(3)	+	.7997	x	18.802	=	+	15.0359		
(2)	+	2.0377	x	21.556	=	+	43.9246		+ 71.6126
(1)	+	.4186	x	23.384	=	+	9.7885		- 66.2733
(2)	-	.5543	x	21.556	=	-	11.9484		<u>+ 5.3392</u>
(3)	-	.9371	x	18.802	=	-	17.619		
(4)	-	.8571	x	20.528	=	-	17.594		
(5)	-	.4995	x	24.164	=	-	12.0699		
(6)	-	.1162	x	31.503	=	-	3.6606		

$$M_2 = \underline{+ 5.3393 \text{ T.mt.}}$$

SECCION (3).

Cálculo de las ordenadas.

(6)	.988 x 13.00-	.0643x7.02-	1.8538-(13-2.50)	= +	.3089
(5)	.9392x 13.00-	.3048x7.02-	2.7092-(13-6.00)	= +	.3608
(4)	.8575x 13.00-	.6149x7.02-	2.2438-(13-9.50)	= +	1.0872
(3)	.7517x 13.00-	.9023x7.02-	1.1105-(13-13)	= +	2.3275
(2)	.6299x 13.00-	1.1011x7.02-	.17796	= +	.6369
(1)	.5000x 13.00-	1.1718x7.02-	1.2500	= -	.4160
(2')	.3700x 13.00-	1.1011x7.02-	1.8742	= -	1.0455
(3')	.2482x 13.00-	.9023x7.02-	1.9604	= -	1.1471
(4')	.1424x 13.00-	.6149x7.02-	1.5581	= -	.9066
(5')	.06075x 13.00-	.3048x7.02-	.86040	= -	.4895
(6')	.01123x 13.00-	.0643x7.02-	.19683	= -	.1086

El momento en la Sección 3 por el peso muerto será.

(6)	..	.0389 x 31.503	+ =	1.2254	
(5)	-	.3608 x 24.164	+ =	8.7183	
(4)	-	1.0872 x 20.528	+ =	22.3180	
(3)	-	2.3275 x 18.802	+ =	43.7616	+ 89.7523
(2)	-	.6369 x 21.556	+ =	13.7290	- 89.0951
(1)	-	.4760 x 23.384	- =	11.1307	<u>+ .6572</u>
(2')	-	1.0455 x 21.556	- =	22.5367	
(3')	-	1.1471 x 18.802	- =	21.5677	
(4')	-	.9066 x 20.528	- =	18.6106	
(5')	-	.4895 x 24.164	- =	11.8282	
(6')	-	.1086 x 31.503	- =	3.4212	

$$M_3 = \tau .6572 \text{ T.mt.}$$

SECCION (4)

Cálculo de las ordenadas.

6)	.988 x 9.50 -	.0643 x 5.795 -	1.8538 - (9.50-2.50)	= -	.1596
5)	.9392 x 9.50 -	.3048 x 5.795 -	2.7092 - (9.50-6.00)	= +	.9469
4)	.8575 x 9.50 -	.6149 x 5.795 -	2.2438 - (9.50-9.50)	= +	2.3391
3)	.7517 x 9.50 -	.9023 x 5.795 -	1.1105	= +	.8018
2)	.6299 x 9.50 -	1.1011 x 5.795 -	.17796	= -	.2189
1)	.5000 x 9.50 -	1.1718 x 5.795 -	1.2500	= -	.7905
2')	.3700 x 9.50 -	1.1011 x 5.795 -	1.8742	= -	.9916
3')	.2482 x 9.50 -	.9023 x 5.795 -	1.9604	= -	.9105
4')	.1424 x 9.50 -	.6149 x 5.795 -	1.5587	= -	.6518
5')	.06075x 9.50 -	.3048 x 5.795 -	.86040	= -	.3288
6')	.01123x 9.50 -	.0643 x 5.795 -	.19683	= -	.0692

El momento en la Sección 4 por el peso muerto será:

(6)	+	.1596 x 31.503	= +	5.0278	
(5)	+	.9469 x 24.164	= +	22.8808	
(4)	+	2.3391 x 20.528	= +	48.0170	
(3)	+	.8018 x 18.802	= +	15.0754	+ 91.0010
(2)	-	.2189 x 21.556	= -	4.7186	- 85.2029
(1)	-	.7905 x 23.384	= -	18.4850	<u>+ 5.7981</u>

(2')	-	.9916	x	21.556	=	-	21.3749
(3')	-	.9105	x	18.802	=	-	17.1192
(4')	-	.6518	x	20.528	=	-	13.3801
(5')	-	.3288	x	24.164	=	-	7.9451
(6')	-	.0692	x	31.503	=	-	2.1800

$$M_4 = - 5.7981 \text{ T.mt.}$$

SECCION (5)

Cálculo de las ordenadas.

(6)	.988	x	6.00	-	.0643x4.080	-	1.8538-(6.00-2.50)	=	-.3119
(5)	.9392	x	6.00	-	.3048x4.080	-	2.7092-(6.00-6.00)	=	1.6825
(4)	.8575	x	6.00	-	.6149x4.080	-	2.2438	=	.3925
(3)	.7517	x	6.00	-	.9023x4.080	-	1.1105	=	.2816
(2)	.6299	x	6.00	-	1.1011x4.080	-	.17796	=	.5351
(1)	.5000	x	6.00	-	1.1718x4.080	-	1.2500	=	.5309
(2')	.3700	x	6.00	-	1.1011x4.080	-	1.8742	=	.3982
(3')	.2482	x	6.00	-	.9023x4.080	-	1.9604	=	.2317
(4')	.1424	x	6.00	-	.6149x4.080	-	1.5587	=	.0956
(5')	.06075	x	6.00	-	.3048x4.080	-	.86040	=	.0186
(6')	.01123	x	6.00	-	.0643x4.080	-	.19683	=	.00183

El momento en la Sección 5 por el peso muerto será.

(6)	-	.3119	x	31.503	=	-	9.8257	
(5)	-	1.6825	x	24.164	=	-	40.6559	
(4)	-	.3925	x	20.528	=	-	8.0572	- 58.5388
(3)	-	.2816	x	18.802	=	-	5.2946	- 44.5954
(2)	-	.5351	x	21.556	=	-	11.5346	- 13.9434
(1)	-	.5309	x	23.384	=	-	12.4145	
(2')	-	.3982	x	21.556	=	-	8.5835	
(3')	-	.2317	x	18.802	=	-	4.3564	
(4')	-	.0956	x	20.528	=	-	1.9624	
(5')	-	.0186	x	24.164	=	-	.4494	
(6')	-	.00183	x	31.503	=	-	.0576	

$$M_5 = + 13.9434 \text{ T.mt.}$$

SECCION (6)

Cálculo de las ordenadas.

(6)	.988	x	2.50	-	.0643x1.87	-	1.8538(2.50-2.50)	=	+ .4960
(5)	.9392	x	2.50	-	.3048x1.87	-	2.7092	=	-.9311
(4)	.8575	x	2.50	-	.6149x1.87	-	2.2438	=	- 1.2499
(3)	.7517	x	2.50	-	.9023x1.87	-	1.1105	=	-.9186
(2)	.6299	x	2.50	-	1.1011x1.87	-	.17796	=	-.3064
(1)	.5000	x	2.50	-	1.1718x1.87	-	1.2500	=	+ .30888
(2')	.3700	x	2.50	-	1.1011x1.87	-	1.8742	=	+ .7402
(3')	.2482	x	2.50	-	.9023x1.87	-	1.9604	=	+ .8936
(4')	.1424	x	2.50	-	.6149x 1.87	-	1.5587	=	+ .7649
(5')	.06075	x	2.50	-	.3048x1.87	-	.8604	=	+ .4423
(6)	.01123	x	2.50	-	.0643x1.87	-	.19683	=	+ .10463

El momento en la Sección 6 por el peso muerto será.

(6)	-	.4960	x	31.503	=	+	15.6254	
(5)	-	.9311	x	24.164	=	-	22.4991	
(4)	-	1.2499	x	20.528	=	-	25.6579	
(3)	-	.9186	x	18.802	=	-	17.2715	+ 85.2890
(2)	-	.3064	x	21.556	=	-	6.6047	- 72.0332
(1)	+	.3088	x	23.384	=	+	7.2209	+ 13.2558
(2')	-	.7402	x	21.556	=	+	15.9557	
(3')	+	.8936	x	18.802	=	+	16.8014	
(4')	+	.7649	x	20.528	=	+	15.7018	
(5')	+	.4423	x	24.164	=	+	10.6877	
(6')	+	.10463	x	31.503	=	+	3.2961	

$$\underline{M_6 = + 13.2558 \text{ T.mt.}}$$

Por lo que respecta a la carga muerta los valores anteriormente obtenidos son los momentos, en las diferentes secciones consideradas, a continuación analizaremos los momentos -- producidos por la combinación más desfavorable de la carga -- muerta y de la carga viva, en cada una de las secciones en -- que se dividió la bóveda.

Cargas.-- Para el cálculo de estos momentos se tendrá en cuenta el efecto producido por la carga muerta, constituida -- por el peso propio de los trozos de bóveda, y la carga viva, que según las especificaciones del Gobierno Alemán, exclusi-- vas para puentes en arco, debe consistir en una carga móvil, variable según la importancia del puente y una carga uniforme-- mente repartida por Mt^2 , en aquellos puntos que no esten ocu-- pados por la carga móvil, para la condición de carga más des-- favorable.

La carga móvil, dada la naturaleza del puente, estará -- constituida por un camión de 13600 k. y la carga uniformemen-- te repartida por M^2 , las especificaciones anteriormente men-- cionadas recomiendan, para claros de arcos entre 30 y 50 mt.

un valor de 500 k/m^2 .

$P_1 =$ La carga que transmiten las ruedas traseras $= 10880 \text{ k.}$

$P_2 =$ La carga que transmiten las ruedas delanteras $= \frac{2720}{13600} \text{ k.}$

Por mt. lineal de ancho de bóveda estas ruedas transmiten respectivamente.

$$P_1 = \frac{10880}{2.47 \text{ m.}} = 4.40 \text{ T/m} \quad 2.47 \text{ mt.} = \text{ancho en que se reparte la carga.}$$

$$P_2 = \frac{2.720}{2.47 \text{ m.}} = 1.10 \text{ T/m.}$$

Como el ancho del trozo de bóveda que hemos considerado es de 2.00 mt. las cargas que se transmiten a esta, debidas a las cargas móviles, por medio de las columnas son:

$$P_1 = 4.40 \text{ T/m} \times 2.00 \text{ mt.} = 8.8 \text{ T.}$$

$$P_2 = 1.10 \text{ T/m} \times 2.00 \text{ mt.} = 2.2 \text{ T.}$$

$$P_3 = .500 \text{ T} \times 2.00 \text{ mt.} = 1.0 \text{ T/mt.}$$

Determinación de los momentos máximos en las secciones de la bóveda debidos a la carga muerta y viva.

Sección 1 (en la clave)

Momento máximo positivo en toneladas mt.

Momento producido por el peso muerto	-	7.470 T.mt.
Momento producido por el camión. (Una carga en 1 y otro entre 1 y 2')		
8.8T x 1.8756	+	16.5052T.mt.
2.2T x .6600	+	1.4500T.mt.
Momento producido por la carga uniformemente repartida:		
3.80 T x .4671	+	1.7749T.mt.
3.80 T x .4671	+	1.7749T.mt.
3.50 T x 1.8756	+	6.5646T.mt.
	+	<u>35.534 T.mt.</u>

Sección 2.Momento máximo positivo en Toneladas mt.

Momento producido por el peso muerto	+ 5.3393Tmt
Momento producido por el camión	
(Una carga en 2 y otra entre 2 y 3)	
8.8 T x 2.0377	+ 17.9317Tmt
2.2 T x 1.1600	+ 2.5520Tmt
Momento producido por la carga uniforme-	
mente repartida:	
3.80 T x .1395	+ .5301Tmt.
2.00 T x .7997	+ 1.5994Tmt
3.20 T x .4186	+ 1.3395Tmt
	<u>+ 29.2920Tmt</u>

Sección 3.Momento máximo positivo en Ton. mt.

Momento producido por el peso muerto	+ .6572Tmt.
Momento producido por el camión	
(Una carga en 3 y otra entre 3 y 4)	
8.8 T x 2.3275	+ 20.4820Tmt.
2.2 T x 1.2800	+ 2.8160Tmt.
Momento producido por la carga uniforme-	
mente repartida:	
4.00 T x .0389	+ .1556Tmt.
3.50 T x .3608	+ 1.2628Tmt.
2.00 T x 1.0872	+ 2.1744Tmt.
3.80 T x .6369	+ 2.4202Tmt.
	<u>+ 29.9682Tmt.</u>

Sección 4.Momento máximo positivo en Ton.mt.

Momento producido por el peso muerto	+ 5.7981Tmt.
Momento producido por el camión	
(Una carga en 4 y otra entre 4 y 5)	
8.8 T 2.3391	+ 20.5840Tmt.
2.2 T 1.3500	+ 2.9700Tmt.
Momento producido por la carga uniforme-	
mente repartida:	
4.20 x .1596	+ .6703Tmt.
4.50 x .8018	+ 3.6018Tmt.
	<u>+ 33.6242Tmt.</u>

Sección 5.Momento máximo positivo en Ton.met.

Momento producido por el peso muerto	+ 13.9439 Tmt.
Momento producido por el camión. (Una carga en 5 y otra entre 4 y 5)	
8.8 T x 1.6825	+ 14.8060 Tmt.
2.2 T x .3925	+ .8635 Tmt.
Momento producido por la carga uniforme- mente repartida:	
4.00 T x .3119	- 1.2476 Tmt.
	<u>+ 30.8610 Tmt.</u>

Sección 6.Momento máximo positivo en Ton.met.

Momento producido por el peso muerto	+ 13.2558 Tm.
Momento producido por el camión. (Una carga en 3' y otra entre 3' y 4')	
8.8 T x .8936	+ 7.8636 Tm.
2.2 T x .7800	+ 1.7160 Tm.
Momento producido por la carga uniforme- mente repartida:	
3.6 T x .3088	- 1.1116 Tm.
3.5 T x .7402	- 2.5907 Tm.
3.5 T x .4432	+ 1.5512 Tm.
4.3 T x .1046	+ .4497 Tm.
	<u>+ 28.5386 Tm.</u>

Arranque.Momento máximo negativo.

Momento producido por el peso muerto	- 21.493 Tm.
Momento producido por el camión (Una carga en 5 y otra entre 4 y 5)	
8.8 T x 2.7092	- 23.840 Tm.
2.2 T x 2.3000	- 5.060 Tm.
Momento producido por la carga uniforme- mente repartida:	
4. 2 T x 1.8538	- 7.785 Tm.
4. 8 T x 1.1105	- 5.330 Tm.
	<u>- 63.508 Tm.</u>

Determinación de las reacciones en cada
una de las secciones.

Sección 1.

Empuje horizontal.

El empuje horizontal por el peso muerto vale	152.808 T.
Empuje horizontal por el camión	
8.8 T x 1.16	10.208 T.
2.2 T x 1.12	2.464 T.
El empuje horizontal por la carga uniformemente repartida:	
3.5 x 1.1011	<u>3.853 T.</u>
	169.333 T.

$$R = \underline{\underline{169.333 T.}}$$

Sección 2.

Empuje horizontal.

El empuje horizontal por el peso muerto	152.808 T.
El empuje horizontal por el camión	
8.8 T x 1.10	9.680 T.
2.2 T x .93	2.046 T.
El empuje horizontal por la carga uniformemente repartida:	
3.40 T x .6149	2.644 T.
3.30 T x 1.1718	<u>3.866 T.</u>
	171.044 T.

Componente vertical.

Por el peso muerto	11.692 T.
Por el camión	
8.8 T x .62	5.456 T.
2.2 T x .75	1.650 T.
Por la carga uniformemente repartida.	
4.30 x .8575	3.687 T.
3.30 x .5000	<u>1.650 T.</u>
	24.135 T.

$$R = \sqrt{171.04^2 + 24.13^2} = 172.73$$

Sección 3.Empuje horizontal.

El empuje horizontal por el peso muerto.	152.808 T.
El empuje horizontal por el camión	
8.8 T x .90	7.920 T.
2.2 T x .66	1.452 T.
El empuje horizontal por la carga uniformemente repartida.	
4.30 T x .0643	2764 T.
3.50 T x .3046	1.0661 T.
3.0 T x 1.1011	3.8538 T.
	<hr/>
	167.375 T.

Componente vertical.

Por el peso muerto	33.248 T.
Por el camión	
8.8 T x .75	6.600 T.
2.2 T x .83	1.826 T.
Por la carga uniformemente repartida.	
.988 x 4.0 T	3.952 T.
.939 x 3.5 T	3.286 T.
.629 x 3.5 T	2.201 T.
	<hr/>
	51.113 T.

$$R = \sqrt{167.37 + 51.11^2} = 174.99$$

Sección 4.Empuje horizontal.

El empuje horizontal por el peso muerto	152.808
El empuje horizontal por el camión	
8.8 T x .660	5.808
2.2 T x .400	.880
El empuje horizontal por la carga uniformemente repartida.	
.0643 x 4.20	.270
.9023 x 4.70	4.240
	<hr/>
	164.006

Componente vertical.

Por el peso muerto	52.050
Por el camión	
8.8 T x .85	7.304
2.2 T x .90	1.980

Por la carga uniformemente repartida.

4.20 T x .988	4.149 T.
4.70 T x .751	3.529 T.
	<u>69.012 T.</u>

$$R = \sqrt{164.00^2 + 69.01^2} = 177.92$$

Sección 5.

Empuje horizontal.

El empuje horizontal por el peso muerto	152.808 T.
El empuje horizontal por el camión.	
8.8 T x .3048	2.640 T.
2.2 T x .580	1.276 T.
El empuje horizontal por la carga uniformemente repartida.	
4.00 x .0643	<u>.257 T.</u>
	156.981 T.

Componente vertical.

Por el peso muerto	72.578 T.
Por el camión.	
8.8 x .93	8.184 T.
2.2 x .85	1.870 T.
Por la carga uniformemente repartida.	
4.00 x .988	3.952 T.

$$R = \sqrt{156.98^2 + 86.58^2} = 179.27$$

Sección 6.

<u>Empuje horizontal.</u>	
Empuje horizontal por el peso muerto	152.808 T.
El empuje horizontal por el camión	
8.8 T x .9023	7.940 T.
2.2 T x .6400	1.400 T.
El empuje horizontal por la carga uniformemente repartida.	
3.8 T x .0643	.244 T.
3.5 T x 1.1718	4.101 T.
3.5 T x 1.1011	3.853 T.
3.5 T x .3048	1.066 T.
4.6 T x .0643	<u>.295 T.</u>
	171.707 T.

Componente vertical.

Por el peso muerto		96.742 T.
Por el camión.		
	8.8 T x .2482	2.112 T.
	2.2 T x .1600	.352 T.
Por la carga uniformemente repartida.		
	3.8 T x .988	3.754 T.
	3.5 T x .500	1.750 T.
	3.5 T x .370	1.295 T.
	3.5 T x .060	.210 T.
	4.6 T x .011	.050 T.
		<u>106.265 T.</u>

$$R = \sqrt{171.70^2 + 106.26^2} = 201.92$$

Sección en el Arranque.Empuje horizontal.

El empuje horizontal por el peso muerto		152.808 T.
El empuje horizontal por el camión		
	8.8 T x .3048	2.682 T.
	2.2 T x .5700	1.254 T.
El empuje horizontal por la carga uniformemente repartida.		
	4.4 T x .0643	.283 T.
	5.0 T x .9023	4.511 T.
		<u>161.538 T.</u>

Componente vertical.

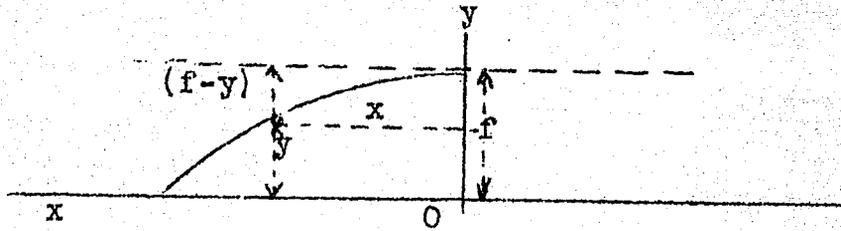
Por el peso muerto		128.245 T.
Por el camión.		
	8.8 T x .9392	8.264 T.
	2.2 T x .8700	1.914 T.
Por la carga uniformemente repartida.		
	4.4 T x .988	4.347 T.
	5.0 T x .751	3.755 T.
		<u>146.525 T.</u>

$$R = \sqrt{161.53^2 + 146.52^2} = 218.08 \text{ T.}$$

Determinación de los esfuerzos Normales y cortantes en -- en las diferentes secciones del arco.

La ecuación general de la parábola de eje vertical referida a un sistema rectangular de ejes, con el origen en el vértice es:

$$x^2 = 2 p y ; x^2 = 2 p (f-y) ;$$



$$\text{Si } x = \frac{l^2}{2}; y = 0 \quad \therefore \frac{1}{4} l^2 = 2pf; 2p = \frac{l^2}{4f}$$

$$x^2 = \frac{l^2}{4f} (f-y); x = \sqrt{\frac{l^2}{4f} (f-y)}; y = f - \frac{4f}{l^2} x^2$$

La pendiente de la tangente en un punto cualquiera de la curva, la obtenemos diferenciando.

$$\frac{dy}{dx} = - \frac{8fx}{l^2} \quad \therefore \alpha = \text{ang. tang. } \frac{dy}{dx}$$

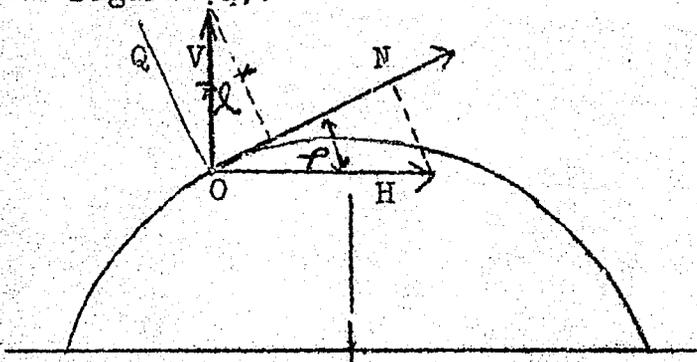
$$\text{Aplicando valores: } \frac{dy}{dx} = \frac{-8x8}{40^2} \quad \therefore x = .04x$$

Y dando valores a x.

x	$\frac{dy}{dx}$	$\alpha = \text{ang. tan. } \frac{dy}{dx}$
20	.80	38°40'
17.50	.70	35°00'
14.00	.56	29°15'
10.50	.42	22°47'
7.00	.28	15°39'
3.50	.14	7°58'
0	0	0°00'

Siendo α el ángulo que la tangente forma con la horizontal, en cada uno de los puntos que se considera; Las componentes horizontal

tal y vertical de las resultantes anteriormente obtenidas se proyectaron sobre la tangente y la normal a esta, como se ve en la figura (a).



En la figura es evidente que

$$Q = V \cos \alpha - H \sin \alpha$$

$$N = V \sin \alpha - H \cos \alpha$$

Dando los valores correspondientes de V, H, y α para --

cada sección, se calcularon los -
valores.

de Q y de N .

Sección (1) en la clave.

$$\alpha = 0$$

$$H = 169.33 \text{ T} \quad N = 0 + 169.33 \times 1 = 169.33 \text{ T.}$$

$$V = 0 \quad Q = 0 \quad e = \frac{M}{N} = + \frac{35.534 \text{ T.mt.}}{169.33 \text{ T.}} = .209 \text{ mt.}$$

Sección (2)

$$\alpha = 7^{\circ}58'$$

$$\text{sen } \alpha = .13860 \quad N = 24.13 \times .13860 + 171.04 \times .99035 = 172.73 \text{ T}$$

$$\text{cos } \alpha = .99035 \quad Q = 24.13 \times .39035 - 171.04 \times .13860 = -4.1910 \text{ T.}$$

$$H = 171.04$$

$$V = 24.13 \quad e = \frac{M}{N} = + \frac{29.292 \text{ T.mt.}}{172.73 \text{ T.}} = .169 \text{ mt.}$$

Sección (3)

$$\alpha = 15^{\circ}39'$$

$$\text{sen } \alpha = .26976 \quad N = 51.11 \times .26976 + 167.37 \times .96293 = 174.95 \text{ T}$$

$$\text{cos } \alpha = .96293 \quad Q = 51.11 \times .96293 - 167.37 \times .26976 = -4.06 \text{ T}$$

$$V = 51.11$$

$$e = \frac{M}{N} = + \frac{29.968 \text{ T.mt.}}{174.95 \text{ T.}} = .171 \text{ mt.}$$

$$H = 167.37$$

Sección (4)

$$\alpha = 22^{\circ}47'$$

$$\text{sen } \alpha = .38725 \quad N = 69.01 \times .38725 + 164.00 \times .92198 = 177.92 \text{ T}$$

$$\text{cos } \alpha = .92198 \quad Q = 69.01 \times .92198 - 164.00 \times .38725 = -4.1168 \text{ T}$$

$$V = 69.01$$

$$H = 164.00 \quad e = \frac{M}{N} = + \frac{33.624 \text{ T.mt.}}{177.92 \text{ T.}} = .188 \text{ mt.}$$

Sección (5)

$$\alpha = 29^{\circ}15'$$

$$\text{sen } \alpha = .48862 \quad N = 86.58 \times .48862 + 156.98 \times .87250 = 179.26$$

$$\text{cos } \alpha = .87250 \quad H = 86.58 \times .87250 - 156.98 \times .4862 = -.7826$$

$$V = 86.58$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{+ 30.861 \text{ T.mt.}}{179.26 \text{ T.}} = .172 \text{ mt.}$$

$$H = 156.98$$

$$N = 179.26 \text{ T.}$$

Sección (6)

$$\alpha = 35^{\circ}00'$$

$$\text{sen } \alpha = .57358 \quad N = 106.265 \times .57358 + 171.707 \times .81915 = 201.60$$

$$\text{cos } \alpha = .81915 \quad Q = 106.265 \times .81915 - 171.707 \times .57358 = -11.44$$

$$V = 106.265 \text{ T.}$$

$$H = 171.707 \text{ T.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{+28.538}{201.60} = .141 \text{ mt.}$$

Sección en el Arranque.

$$\alpha = 38^{\circ}40'$$

$$\text{sen } \alpha = .62479$$

$$\text{cos } \alpha = .78079 \quad N = 146.52 \times .62479 + 161.53 \times .78079 = 217.66 \text{ T.}$$

$$V = 146.525 \text{ T.} \quad Q = 146.52 \times .78079 - 161.53 \times .62479 = + 13.48 \text{ T.}$$

$$H = 161.538 \text{ T.}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{- 63.508 \text{ Tmt.}}{217.66 \text{ T.}} = .291 \text{ mt.}$$

Momentos producidos en las secciones debido a la acción directa del viento sobre el arco.

En la publicación de la Revista de Irrigación correspondiente a los meses de Julio y Agosto de 1939 el Ingeniero Nabor Carrillo analiza un arco doblemente empotrado, con carga normal a su plano, obteniendo las siguientes fórmulas, para resolver rápidamente cualquier caso práctico.

$$a) M_1 = M' \cos \varphi - Pr^2 \text{ sen } \varphi$$

$$b) M_2 = -M'_1 \operatorname{sen} \varphi + Pr^2 (\varphi - \operatorname{sen} \varphi)$$

$$c) u = Pr\varphi.$$

siendo:

P = carga normal al plano del arco, uniformemente distribuida en la línea media del mismo.

M_1 = Momento flexionante en una sección cualquiera.

M'_1 = Momento flexionante en la corona del arco.

M_2 = Momento torsionante.

u = esfuerzo cortante.

$$d) k = 1.974 \left(1 + \frac{h^2}{t^2}\right)$$

$$e) M'_1 = \frac{T_1 + K T_2}{S_1 + k S_2} Pr^2$$

En la fórmula (e) T_1 , T_2 , S_1 y S_2 son funciones trigonométricas tabuladas, para valores de φ_A desde 10° hasta 90° .

La aplicación de estas fórmulas en un arco parabólico rebajado de sección variable, es aceptado 1° Dado que la diferencia de ordenadas, entre el perfil circular y el arco de parábola rebajado considerado, es pequeña 2° Que la sección variable, ha sido sustituida en los cálculos, por una sección media constante.

La presión del viento por mt. lineal es:

$$\text{Altura media } t = 0.70 \text{ mt.}$$

$$\text{Espesor } h = 6.30 \text{ mt.}$$

$$\text{Area expuesta} = 44.51 \text{ mt.} \times 0.70 \text{ mt.} = 31.15 \text{ m}^2$$

$$1.5 \text{ Area expuesta} = 31.15 \text{ m}^2 \times 1.5 = 46.72 \text{ m}^2$$

$$\therefore P = 50 \text{ m}^2 \times 150 \text{ k/m}^2 = 7500 \text{ k}$$

$$P = \frac{7500 \text{ k}}{44.51 \text{ mt.}} = 168.50 \text{ k/m} = 170 \text{ k/mt.}$$

E = representa el peso muerto.
 L = representa la carga movil.
 M = la carga uniformemente repartida.

1 = Momento flexionante en T. mt.
 2 = Empuje horizontal en ton.
 3 = Presión en los estribos.

El el cuadro siguiente se han reunido todos los resultados de la comprobación de la bóveda.

S E C C I O E S .

	SEC. 1.	SEC. 2.	SEC. 3.	SEC. 4.	SEC. 5.	SEC. 6.	ARRANQUE.
1	E + 7.470	+ 5.339	+ .657	5.798	+ 13.943	+ 13.255	- 21.493
	L + 17.950	+ 20.483	+ 23.298	23.554	+ 15.669	+ 9.579	- 28.900
	M + 10.112	3.468	+ 6.011	4.271	+ 1.247	+ 5.701	- 13.115
	+ 35.532	+ 29.290	+ 29.966	33.623	+ 30.859	+ 28.535	- 63.508
2	E 152.808	152.808	152.808	152.808	152.808	152.808	152.808
	L 12.672	11.726	9.372	6.688	3.916	9.340	3.936
	M 3.853	6.510	5.195	4.510	.257	9.559	4.794
	169.333	171.044	167.375	164.006	156.981	171.707	161.538
3	E	11.692	33.248	52.050	72.578	96.742	128.245
	L	7.106	8.426	9.284	10.054	2.464	10.178
	M	5.337	9.439	7.678	3.952	7.059	8.102
		24.135	51.113	69.012	86.584	196.265	146.525
4	169.33	172.73	174.95	177.92	179.26	201.60	217.66
5	S 5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	8 ϕ 1 1/2"
6	I 10 ϕ 1 1/8"	9 ϕ 1 1/4"	9 ϕ 1 1/4"	5 ϕ 3/4"			
7	60	60	60	65	70	80	80
8	36.8	31.72	32.29	30.72	25.5	22.56	36.27
	193.71	78.64	85.89	86.57	27.77	18.19	213.34

Determinación de las fatigas del concreto y del Acero.

Aprovechando el "Cuadro Resumen" anteriormente obtenido se procedió a calcular las fatigas de los materiales (concreto y fierro) de que esta proyectada la bóveda.

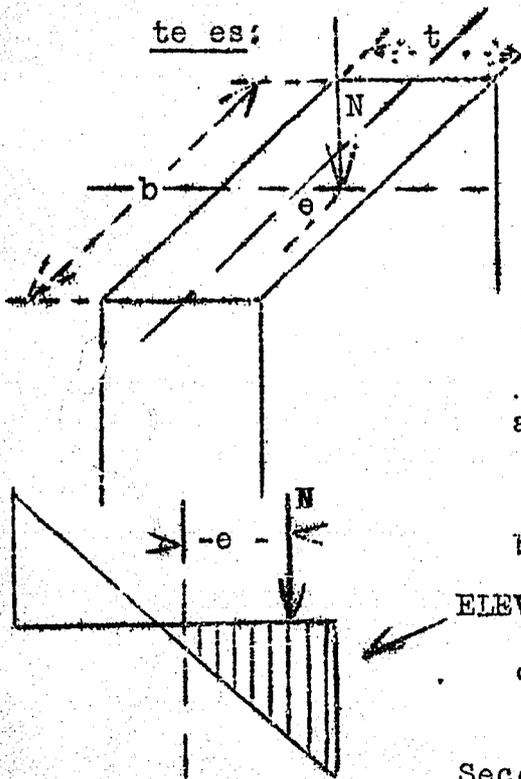
Para esta determinación se puede seguir el procedimiento directo, es decir, conociendo las dimensiones de la pieza su armadura y esfuerzos, determinar las fatigas de los materiales o bien conocidas las dimensiones de la sección determinar el area de Ace

ro y la Fatiga a la compresión del concreto.

El cálculo se desarrolló en la siguiente forma: Teniendo en cuenta el area de cada una de las secciones, se supuso un porcentaje de Acero y utilizando las fórmulas clásicamente establecidas en concreto armado para piezas sujetas a compresión y flexión simultáneas, se checaron las fatigas del Concreto y del Acero.

Las fórmulas que se utilizaron y la notación correspondien

te es:



$$n = \frac{2110}{150} = 14$$

$$f'_c = 150 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c = .25 \times 150 = 37.50 \text{ k/cm}^2$$

PERSPECTIVA.

$$a) k^3 + 3\left(\frac{e}{t} - \frac{1}{2}\right)k^2 + 6np\frac{e}{t}k = 3np\left[2\left(\frac{a}{t}\right)^2 + \frac{e}{t}\right]$$

$$b) f_c = \frac{12 \text{ KM}}{bt^2\left[k^2(3-2k) + 12np\left(\frac{1}{t}\right)^2\right]}$$

$$c) f_s = \frac{d - kt}{kt} n f_c =$$

Sección 1) en la clave.

$$M = + 3553400 \text{ kg.cmt.} \quad n = 14 ; f_c = 37.5 \text{ k/cm}^2$$

$$N = 169330 \text{ k.} \quad \frac{e}{t} = \frac{20.9}{60} = .348 ; \frac{a}{t} = \frac{27}{60} = .45$$

$$e = 20.9 \text{ cmt.}$$

$$t = 60 \text{ cmt.} \quad \frac{a^2}{t^2} = .2025 ; 2\left(\frac{a}{t}\right)^2 = .4050$$

$$r = 3 \text{ cmt.}$$

$$a = 27 \text{ cmt.} \quad bt = 200 \times 60 = 12000 \text{ cm}^2$$

$$b = 200 \text{ cmt.} \quad bt^2 = 720 \ 000 \text{ cm}^3$$

$$p = .01 \text{ (porcentaje de Acero)}$$

Sustituyendo en la fórmula (a)

$$k^3 - .456 k^2 + .292 k = .316$$

Resolviendo la ecuación por tanteos obtenemos: $k = .69$

Para determinar la fatiga del concreto aplicamos la fórmula b).

$$f_c = \frac{12 \times .69 \times 3553400 \text{ kg.cmt.}}{720 \ 000 \times 1.11} = \frac{29422152}{799200} = 36.8 \text{ k/cm}^2$$

La fatiga del Acero la obtenemos aplicando la fórmula (c)

$$f_s = \frac{d-kt}{kt} n f_c = \frac{57 - .69 \times 60}{.69 \times 60} \times 14 \times 36.8 = 193.71 \text{ k/cm}^2$$

$$\text{La Area de Acero será: } A_s = .01 \times 12000 \text{ cm}^2 = 120 \text{ cm}^2$$

Esta Area se puede proporcionar con 20 varillas ϕ 1" 1/8"

Para determinar las fatigas en la misma sección por la presión del viento se utilizaron las fórmulas de las vigas de Concreto Doblemente Armadas).

$$x^2 + \frac{2 n x}{b} (A_s + A'_s) = \frac{2 n}{b} (A_s d + A'_s r) \quad (1)$$

$$x = - \frac{P}{2} \pm \sqrt{\frac{P^2}{4} - Q} \quad (2)$$

$$f_c = \frac{M}{\frac{bx}{2} \left(\frac{d-x}{3} \right) + n A'_s \frac{x-r}{x} (d-r)} = \quad (3)$$

$$f_s = n f_c \frac{d-x}{x} \quad (4)$$

Momento producido por la presión del viento $M_1 = +28636.890 \text{ kg.mt.}$

$d = 620$ Aplicando las fórmulas (1) y (2) determinamos -

$b = 60$ la posición de la fibra Neutra,

$$A_s = 8.69 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = 8.69 \text{ cm}^2 \quad x^2 + \frac{2 \times 14}{60} \times 17.38 (x) = \frac{2 \times 14}{60} (8.69 \times 620 + 8.69 \times 10)$$

$$A_s + A'_s = 17.38 \text{ cm}^2$$

$$r = 10 \text{ cm.} \quad x = -4.04 \pm \sqrt{16.36 + 2551.21} = 46.56$$

Aplicando la fórmula (3) se determinó la fatiga del concreto.

$$f_c = \frac{+2863689 \text{ kg.cmt.}}{\frac{60 \times 46.56}{2} (620 - \frac{46.56}{3}) + 14 \times 8.69 \frac{46.56 - 10}{46.56} (620 - 10)} =$$

$$f_c = \frac{+2863689}{902111.74} = 3.1 \text{ kg/cm}^2$$

La fatiga del Acero (aplicando la fórmula 4)

$$f_s = 14 \times 3.1 \frac{573.44}{46.56} = 533.82 \text{ kg/cm}^2$$

Las fatigas totales en la sección 1 valdrán.

$$f_c = 36.8 \text{ k/cm}^2 + 3.1 \text{ k/cm}^2 = 39.9 \text{ k/cm}^2$$

$$f_s = 193.71 \text{ k/cm}^2 + 533.82 \text{ k/cm}^2 = 727.53 \text{ k/cm}^2$$

En la sección (1) (en la clave) el momento producido por la presión del viento es mayor, que el que se produce en las demás secciones y la escuadría resistente es la más pequeña, no obstante esto, como se puede ver en los cálculos anteriormente desarrollados las fatigas que se producen son muy pequeñas.

Por lo que puede asegurarse que las fatigas producidas por la presión del viento, en las demás secciones, no pueden nunca alcanzar valores que perjudiquen la estabilidad del arco; por lo que a partir de la sección 2 se checarán únicamente las fatigas producidas por las cargas verticales.

Sección N° 2.

$$M = +2929200 \text{ Kgcmt.} \quad n = 14 ; f_c = 37.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 N &= 172730 \text{ k} & \frac{e}{t} &= \frac{16.9}{60} = .281 ; & \frac{a}{t} &= \frac{27}{60} = .45 \\
 e &= 16.9 \text{ cmt.} \\
 t &= 60 \text{ cmt.} & \frac{a^2}{t^2} &= .2025 ; & 2 \left(\frac{a}{t}\right)^2 &= .4050 \\
 r &= 3 \text{ cmt.} \\
 a &= 27 \text{ cmt.} & bt &= 200 \times 60 = 12000 \text{ cm}^2 \\
 b &= 200 \text{ cmt.} & bt^2 &= 720\,000 \text{ cm}^3 \\
 p &= .01 \text{ (porcentaje de Acero)}
 \end{aligned}$$

Sustituyendo en la fórmula (a)

$$k^3 - .657 k^2 + .236 k = .288$$

Resolviendo la ecuación por tanteos obtenemos: $K = .807$

Para determinar la fatiga del concreto aplicamos la fórmula (b).

$$f_c = \frac{12 \times .807 \times 2929200}{720000 \times 1.242} = 31.72 \text{ k/cm}^2$$

La fatiga del Acero la obtenemos aplicando la fórmula.

$$e) \quad f_s = \frac{d-kt}{kt} n f_c = \frac{57 - .807 \times 60}{.807 \times 60} \times 14 \times 31.72 = 78.64 \text{ k/cm}^2$$

El area de Acero será: $A_s = .01 \times 12000 \text{ cm}^2 = 120 \text{ cm}^2$

Esta area la podemos proporcionar con 20 varillas $\phi 1\frac{1}{8}$ "

Sección N° 3.

$$M = + 2996800 \text{ kgcm.} \quad n = 14 ; \quad f_c = 37.5 \text{ k/cm}^2$$

$$N = 174950 \text{ k.}$$

$$e = 17.1 \text{ cmt.} \quad \frac{e}{t} = \frac{17.1}{60} = .285 ; \quad \frac{a}{t} = \frac{27}{60} = .45$$

$$t = 60 \text{ cmt.}$$

$$r = 3 \text{ cmt.} \quad \frac{a^2}{t^2} = .2025 ; \quad 2 \left(\frac{a}{t}\right)^2 = .4050$$

$$a = 27 \text{ cmt.}$$

$$b = 2.00 \text{ mt.} \quad bt = 200 \times 60 = 12000 \text{ cm}^2$$

$$p = .01 \text{ (porcentaje de Acero)} \quad bt^2 = 720000 \text{ cm}^3$$

Sustituyendo en la fórmula (a)

$$K^3 - .645 K^2 + .239 K = .289$$

Resolviendo la ecuación por tanteos obtenemos: $K = .798$

Para determinar la fatiga del concreto aplicamos la fórmula (b).

$$f_c = \frac{12 \times .798 \times 2996800}{720000 \times 1.234} = 32.29 \text{ k/cm}^2$$

La fatiga del Acero la obtenemos aplicando la fórmula.

$$e) \quad f_s = \frac{d - kt}{k t} \quad n f_c = \frac{57 - .798 \times 60 \times 14 \times 32.29}{.798 \times 60} = 85.89 \text{ Kcm}^2$$

$$\text{El Area de Acero será: } A_s = .01 \times 12000 \text{ cm}^2 = 120 \text{ cm}^2$$

Esta area la podemos proporcionar con 20 varillas de $\phi 1\frac{1}{8}$ "

Sección N° 4.

$$M = 3362400 \text{ Kgnt.} \quad n = 14 ; \quad f_c = 37.5 \text{ k/cm}^2$$

$$N = 177920 \text{ k} \quad \frac{e}{t} = \frac{18.8}{65} = .289 ; \quad \frac{a}{t} = \frac{29.5}{65} = .453$$

$$e = 18.8 \text{ cmt.}$$

$$t = 65. \quad \frac{a^2}{t^2} = .2052 ; \quad 2 \left(\frac{a}{t}\right)^2 = .4104$$

$$r = 3.$$

$$a = 29.5 \text{ cm.} \quad bt = 200 \times 65 = 13000 \text{ cm}^2$$

$$b = 200 \text{ cm.} \quad bt^2 = 845000 \text{ cm}^3$$

$$p = .01 \text{ (Porcentaje de Acero)}$$

Sustituyendo en la fórmula (a)

$$K^3 - .633 K^2 + .242 K = .293$$

Resolviendo la ecuación por tanteos obtenemos: $K = .794$

Para determinar la fatiga del concreto aplicamos la fórmula (b).

$$f_c = \frac{12 \times .794 \times 3362400}{845000 \times 1.234} = 30.72 \text{ k/cm}^2$$

La fatiga del Acero la obtenemos aplicando la fórmula.

$$c) \quad f_s = \frac{d-kt}{kt} n \quad f_c = \frac{62 - .794 \times 65}{.794 \times 65} \times 14 \times 30.72 = 86.57 \text{ k/cm}^2$$

El area de Acero será: $A_s = 13000 \times 0.01 = 130 \text{ cm}^2$

Esta area la podemos proporcionar con 20 \emptyset de 1 1/8".

Sección N° 5.

$$M = 3086100 \text{ Kgcm.} \quad n = 14 ; \quad f_c = 37.5 \text{ k/cm}^2$$

$$N = 179260 \text{ kg.}$$

$$e = 17. \text{ cm.} \quad \frac{e}{t} = \frac{17.2}{70} = .245 ; \quad \frac{a}{t} = \frac{32}{70} = .457$$

$$t = 70$$

$$r = 3 \quad \frac{a^2}{t^2} = .2088 \quad 2 \left(\frac{a}{t}\right)^2 = .4176$$

$$a = 32 \text{ cm.}$$

$$b = 200 \text{ cm.} \quad bt = 200 \times 70 = 14000 \text{ cm}^2$$

$$p = .01^2 \quad bt^2 = 980000 \text{ cm}^3$$

Sustituyendo en la fórmula (a)

$$K^3 - .765 k^2 + .205 k = .278.$$

Resolviendo la ecuación por tanteos obtenemos: $k = .888$

Para determinar la fatiga del concreto aplicamos la fórmula (b).

$$f_c = \frac{12 \times .888 \times 3086100}{980000 \times 1.315} = 25.5 \text{ k/cm}^2$$

La fatiga del Acero la obtenemos aplicando la fórmula (c).

$$f_s = \frac{d-kt}{kt} n \quad f_c = \frac{67 - .888 \times 70}{.888 \times 70} \times 14 \times 25.5 = 27.777 \text{ cm}^2.$$

El Area de Acero será: $A_s = 14000 \text{ cm}^2 \times .01 = 140 \text{ cm}^2$

Esta Area la podemos proporcionar con 18 \emptyset de 1 1/4".

$$(1) f'_s = n \frac{x - r}{x} f_c ; (m) x = \frac{N}{A} \times \frac{I}{M} + \frac{t}{2}$$

Aplicando la fórmula (d) calculamos A.

$$A = 80 \text{ cm.} \times 200 \text{ cm.} + 169 \text{ cm}^2 = 18366 \text{ cm}^2.$$

Aplicando la fórmula (e) calculamos F_c .

$$F_c = \frac{201600}{18366} \frac{(1 + 6 \times 14.1)}{80} = 22.56 \text{ k/cm}^2$$

Aplicando la fórmula (m) calculamos \underline{x} :

$$I = \frac{bt^3}{12} + (n - 1) \cdot A_s \left(\frac{t}{2} - r\right)^2 = \frac{200 \times 80^3}{12} + 13 \times 169 \times 37 =$$

$$8614622 \text{ cm}^4.$$

$$\therefore x = 10.97 \times 3.018 + 40 = 73.107 \text{ cm.}$$

Aplicando la fórmula (f) calculamos la fatiga del concreto a la tensión.

$$f_c = 10.97 - 13.25 = 2.28 \text{ k/cm}^2 \text{ (tensión)}$$

$$2.28 \text{ k/cm}^2 < 7.5 \text{ k/cm}^2.$$

La fatiga del Acero a compresión y a tensión, respectivamente será.

$$f'_s = 14 \frac{73 - 3}{73} \times 22.56 \text{ k/cm}^2 = 300.04 \text{ k/cm}^2$$

$$f_s = 14 \frac{80 - 3 - 73}{80 \times 73} 2.28 \text{ k/cm}^2 = 18.19 \text{ k/cm}^2$$

Sección en el Arranque.

$$M = - 6350800 \text{ kgomt.}$$

$$r = 3$$

$$n = 14 ;$$

$$f_c = 37.5$$

$$N = 217660 \text{ kg.}$$

$$a = 37$$

$$\frac{e}{t} = \frac{29.1}{80} = .363$$

$$e = .291$$

$$b = 200$$

$$t = 80$$

$$p = .01$$

$$\frac{a}{t} = \frac{37}{80} = .462$$

$$\frac{a^2}{t^2} = .2134 ; \quad 2 \left(\frac{a}{t}\right)^2 = .4268 ; \quad \frac{bt}{bt^2} = \frac{200 \times 80}{1280000} = \frac{0.16000}{1280000} \text{ cm}^2$$

Sustituyendo en la fórmula (a).

$$K^3 = .411 K^2 + .305 K = .331.$$

Resolviendo la ecuación por tanteos obtenemos:

$$K = .680$$

Para determinar la fatiga del concreto aplicamos la fórmula (b).

$$f_c = \frac{12 \times .680 \times 6350800}{1280000 \times 1.116} = 36.27 \text{ k/cm}^2$$

La fatiga del Acero la obtenemos aplicando la fórmula (c).

$$f_s = \frac{d - kt}{kt} n f_c = \frac{77 - .680 \times 80}{.680 \times 80} \times 14 \times 36.72 = 213.34 \text{ k/cm}^2$$

$$\text{El area de Acero será: } A_s = 16000 \times 0.01 = 160 \text{ cm}^2$$

Esta area podemos proporcionarla con 16 ϕ 1 1/2".

Para terminar diremos que las fatigas obtenidas para los materiales, no se presentan nunca, porque la carga móvil se reparte hacia la parte inferior, tanto en la dirección longitudinal como en la transversal y por tanto, carga sobre un gran trozo de bóveda al mismo tiempo.

Descripción y Cálculo de los Estribos.

Los estribos transmiten al terreno la presión del arco que resulta de las cargas muertas y vivas que obran sobre él y sirve de unión entre el terreno y el Puente.

Para proyectar el estribo que sirve de unión al terraplen con la superestructura del puente se empleó el procedimiento gráfico descrito en la Lámina N° 3 procediéndose de la siguiente manera. Las fuerzas que se consideraron actuando en el cuerpo del estribo fueron: 1° P_1 = Sobre-carga en el terraplen a razón de 900 k/m^2 o una altura equivalente de tierra de 0.56 cmt. a razón de 1600 k/m^3 . 2° P_2 el peso del prisma B M N, --

que corresponde al prisma de mayor empuje limitado por el plano bisector del ángulo complementario del ángulo de Talud. 3° P₃ el peso propio del estribo, el cual para poder estimarse, se utilizó la fórmula aproximada que de el Kersten en "Puentes de concreto Armado"; $d = .3 H \text{ a } .4 H$, siendo d el espesor del muro y H la altura del estribo, dando valores se obtuvo. $d = .4 \times 3.00 = 1.20 \text{ mt.}$ 4° P₄ La reacción de la carga muerta de la superestructura para 1 mt. de ancho. 5° P₅ = la Reacción de la carga viva, cuando este ocupa la posición más desfavorable para la estabilidad del estribo.

Los valores de las fuerzas anteriormente enumeradas son respectivamente.

$$P_1 = 900 \text{ k/mt}^2 \times 1.72 = 1548 \text{ k.}$$

$$P_2 = 1.72 \times \frac{2.90}{2} \times 1.00 \times 1800 \text{ k/m}^3 = 4382 \text{ k.}$$

$$P_3 = 4828 \text{ k}^2$$

$$P_4 = 3066 \text{ k}$$

$$P_5 = 5440 \text{ k}$$

El ángulo de talud natural para terreno gravoso es de --
36°30'.

El desarrollo del procedimiento gráfico fué el siguiente:

Se determinó la resultante de las fuerzas P₁ y P₂ por medio de un dinámico, obteniéndose su posición y su valor que resultó ser de 6030 k. esta resultante se descompuso en 2, -- que forman respectivamente el ángulo de Talud, con el plano bisector y con la cara del estribo cuyos valores, según la lámina N° 3 son 4800 k. y 2750 k. Luego se encontró la resultante de las fuerzas verticales que obran en el cuerpo del estribo, por medio de un dinámico, encontrándose un valor de 13334k

y por medio del polígono de fuerzas se determinó la resultante de esta fuerza y la de 2750 k, encontrándose que la resultante quedaba justamente en el límite del tercio medio, esto se hizo también considerando únicamente la acción de las cargas estáticas, obteniéndose que en ninguno de los dos casos se presentaban tensiones en la mampostería, ya que las resultantes no salían del límite de tercio medio.

Para encontrar las fatigas en las aristas A y B la resultante $R_2 = 15250$ k se descompuso en sus dos componentes horizontal y vertical y con ayuda de la fórmula de la escuadría - $\psi_c = \frac{P}{ab} (1 \pm \frac{6e}{b})$ se obtuvo una fatiga en la arista A de 2.37 k/cm² y en la arista B de 0.00 k/cm².

Como la componente horizontal trata de hacer deslizar al estribo, se checo si el peso del estribo multiplicado por el coeficiente de fricción entre mampostería y la grava era mayor que la componente horizontal de la resultante.

El coeficiente de fricción según las Especificaciones de la Comisión Nacional de Caminos para los materiales anteriormente citados es de $M = .5$

Haciéndose los cálculos para los dos casos; es decir para cuando obran únicamente las cargas estáticas y para cuando obran las cargas estáticas y dinámicas se obtuvo.

$$1) \quad 9599 \text{ k} \times .5 = 4750 \text{ k} > 2100 \text{ k.}$$

$$2) \quad 15000 \text{ k} \times .5 = 7500 \text{ k} > 2100 \text{ k.}$$

Por último, es evidente que el estribo no gira bajo la acción de las cargas a que esta sujeto, ya que la resultante no solo no sale de la base sino que cae dentro de los límites del nucleo central.

77, 5

Los estribos que reciben las reacciones del arco, se obtuvieron por medio de varios anteproyectos, escogiéndose definitivamente como el más adecuado el descrito en la Lámina N° 3 el cual se verificó para los tres casos que se analizaron gráficamente, es decir, Por la presencia de la carga muerta 2° Por la carga normal. 3° Por la carga viva ocupando toda la totalidad del claro.

La verificación del estribo se hizo. Para comprobar que se tiene una presión unitaria sobre el area de cimentación, igual o ligeramente menor que la reacción máxima permitida al terreno.

2°.- Que el estribo no deslizará bajo la acción de los empujes del arco.

3°.- Que el estribo no se volteará bajo la acción de las fuerzas exteriores.

4°.- Que el estribo no fallará por compresión o tensión en el material de que está construido.

El cálculo se hará para un tramo de estribo de 2.00 mts. de ancho.

Las fuerzas que se consideraron en el análisis del estribo fueron las siguientes:

a) Reacciones A, B y C que corresponden respectivamente a los tres casos considerados.

b) Carga transmitida por las columnas que están cimentadas sobre el estribo, en el caso más desfavorable para la estabilidad de éste o sea cuando solo obra la carga muerta en los tramos de acceso.

c) Peso del prisma del terreno que actúa sobre el estribo

aplicando en el centro de gravedad del prisma.

d) Peso propio del cuerpo del estribo, aplicado en el centro de gravedad del mismo.

c) Empuje de tierras determinado gráficamente y aplicado a 1/3 de la altura, comprendida entre el terreno y el punto N.

Para los casos ya enumerados que se analizan en seguida, todas las fuerzas exteriores que obran en el estribo, se considerarán como constantes, con excepción de las reacciones de la bóveda, que varían con la colocación de la carga viva en el puente.

Los valores de las fuerzas anteriormente enumeradas son respectivamente.

Caso A.

Únicamente obrando la carga Muerta.

Reacción de la bóveda = 199000 k.

Peso transmitido por las columnas.

P_1 = 9860 k.

P_2 = 9860 k.

Peso del prisma del terreno = 26500 k.

Peso propio del estribo = 80108 k.

Empuje de tierras = 9000 k.

Angulo que forma la reacción A, con la horizontal; $\alpha = 39^\circ 55'$ con las fuerzas anteriormente enumeradas se construyó el dinámico A y por medio del funicular se determinó el valor y la posición de la resultante; siendo éste de 294000 k; ésta resultante se descompuso en dos componentes una normal al plano N M del estribo y otra paralela a dicho plano. Determinándose, con ayuda de la fórmula $\varphi_A = \frac{P}{axb} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$, las fatigas en las aristas M y N con un valor respectivamente de 2.39 k/cm² y de

1.70 k/cm².

Caso B.

Por la presencia de la carga normal.

Reacción de la bóveda 227500 k.

Peso transmitido por las columnas.

P₁ - 9860 k.

P₂ - 9860 k.

Peso del prisma de terreno 26500 k.

Peso propio del estribo 80108 k.

Empuje de tierras 9000 k.

Angulo que forma la reacción B con la horizontal: $\alpha = 40^{\circ}05'$

Por medio del dinámico B se determinó la resultante de todas las fuerzas, obteniéndose un valor de 320000 k, y descomponiéndola en dos componentes, una normal al plano M N con un valor de 315000 y una paralela a dicho plano con una intensidad de 60000 k, se calculó la fatiga en las aristas M y N con un valor respectivamente de 2.49 k/cm² y 2.00 k/cm².

Caso C.

Por la presencia de la carga viva en todo el claro del puente.

Reacción de la bóveda 240500 k.

Peso transmitido por las columnas.

P₁ 9860 k.

P₂ 9860 k.

Peso del prisma de terreno 26500 k.

Peso propio del estribo 80108 k.

Empuje de tierras 9000 k.

Angulo que forma la reacción C con la horizontal: $\alpha_2 = 39^{\circ}00'$

Procediéndose en igual forma a la indicada en los casos -

anteriores, se encontró un valor para la resultante de 330000k cuyas componentes, normal y paralela al plano M N valen respectivamente 320000 k y 70000 k, obteniendo para las fatigas en las aristas M y N 2.39 k/cm².y 2.16 k/cm² respectivamente.

Verificación al deslizamiento.

El valor máximo en la componente paralela al plano M N - que tiende hacer deslizar al estribo según dicho plano, se obtiene en el caso C con valor de 70000 k.

Considerando un coeficiente de fricción de 0.5 la máxima fuerza de fricción que se puede desarrollar entre el estribo y el terreno será de:

$$F = .5 \times 320000 = 160000 \text{ k.}$$

Que es superior al valor máximo de 70000 k y por consiguiente queda verificado que el estribo no deslizará.

Verificación al volteamiento.

Según las fatigas obtenidas para las aristas extremas de la base de sustentación, se ve que no solo no hay esfuerzos de tensión, sino que estas resultan casi iguales entre si para dos aristas opuestas, queda comprobado que la resultante de las fuerzas exteriores, que obran sobre el estribo, no solo cae en el nucleo central de la base, sino que pasa muy próxima a su centro de gravedad, con lo que la posibilidad de un volteamiento queda excluida.

Por último ; la determinación de los esfuerzos está indicada en el plano N° 3 mostrándose en él los diferentes dinámicos e indicando las fatigas máxima que se producen.

El cuerpo del estribo se construirá, de mampostería de piedra braza, de concreto ciclopeo y de concreto armado.

Para la ejecución de la mampostería de piedra braza, se utilizará piedra con un peralte no menor de 20 cmt. En la parte baja del estribo se colocarán, las piedras de mayores dimensiones.

El concreto ciclopedo se ejecutará con concreto de clase B o C en el cual irán ahogadas piedras grandes, su tamaño y peso puede ser tal que puedan ser cargadas a mano por un hombre, la piedra se colocará con cuidado sin dejarla caer o aventarla.

En el plano N° 5. Estan indicados los detalles constructivos del estribo.

C A P Í T U L O III.

PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION.

En la mayoría de las obras de Ingeniería Civil cuando éstas son de alguna importancia para poder ejecutarlas es indispensable la construcción de una obra falsa, la cual puede ser de muy variada naturaleza, escogiéndose la que resultando más económica, proporcione mejores condiciones de trabajo en la ejecución de la obra definitiva.

En los puentes de concreto armado, la obra falsa adquiere una importancia básica, estando esta constituida esencialmente por la cimbra.

Consideraciones sobre la Cimbra.

La cimbra tiene por objeto servir de molde al arco, soportar el peso de este durante la construcción y después de ella hasta que el concreto empleado frague bien, es decir, hasta que el arco mismo pueda sostenerse por si sólo. Como la cimbra debe soportar el peso muerto del arco sin sufrir grandes deformaciones, la construcción de la armadura que la constituye debe ser adecuada para impedir estas deformaciones, se tendrá también en cuenta al proyectarse la cimbra la facilidad de montarla y desmontarla proviéndola de aparatos que permiten suave asentamiento al decimbrar.

Considerando lo anterior la cimbra deberá constar de las siguientes partes:

1º.- La armadura de la cimbra con el forro de la cubierta sobre la cual se construirá el arco.

2º.- Los aparejos para descimbrar.

3°.- La obra falsa de apoyo.

Según la manera en que esté apoyada la armadura de la cimbra, éstas se dividen en dos grupos:

1°.- Cimbras con apoyos intermedios y cimbras de estructuras rígidas apoyadas en dos puntos de los extremos.

En la primera clase de estas cimbras las cargas se transmiten directamente al terreno por medio de puntales aislados - obteniéndose así armaduras sencillas y baratas que tienen la ventaja de sufrir menores asentamientos que las cimbras apoyadas sólo en dos puntos, por lo expresado anteriormente la cimbra del puente la proyectaré con apoyos intermedios, ya que la desventaja que los muchos pies derechos traén obstruccionando el claro del puente y no permitiendo ningún trabajo bajo él, - en nuestro caso no se presenta, ya que en la barranca que cruza el puente no hay navegación fluvial, otra razón por la que a veces se deshechan las cimbras sobre pies derechos es cuando los puentes son de claros considerables y flechas grandes por lo que resultan costosas y además sufren asentamientos de consideración, por lo que son recomendables únicamente para claros pequeños y medianos con flechas bajas, siendo aplicables - en nuestro caso ya que la flecha del puente proyectado (8 metros) puede considerarse como pequeña o mediana.

Para los pies derechos se usará madera rolliza hincada en el terreno o apoyada en el terreno con tablonés gruesos o vigas con uniones de caja y espiga, la misma unión se hará en los cabezales inferiores, en los que se apoyarán los pies derechos de la obra falsa, así como en los cabezales superiores en los que se apoyarán los pies derechos de la armadura de la cim

bra. Entre ambos cabezales se dispondrán los aparatos para --
descimbrar.

El forro se formará con tablas vigas que se asentarán so-
bre la corona de la cimbra, la cual se hará de tablones sencii-
llos o dobles unidos con tornillos o clavos, para evitar el --
desperdicio de madera que resulta de recortar los tablones de
la corona según el perfil del arco los proyectaré en dos par-
tes: Un madero inferior enterizo, y una pieza superpuesta, te-
niendo ésta última el perfil del arco y que puede ser mucho --
más delgada.

Con objeto de obtener una apariencia natural en el intra-
dos de la bóveda el forro de la cimbra se puede hacer de tablo
nes machimbrados, o ajustando bien entre sí las vigas comunes,
tapando los nudos y demás desperfectos con yeso, engrasando la
cara del forro que tendrá contacto con el concreto o cubriéndo
la con algunas capas de papel de empaque, para evitar un fra-
guado del concreto con la madera.

La distancia entre las armaduras de las cimbras se tomó -
de 2 M. con objeto de que el forro sin ningún refuerzo, pueda
soportar la carga de la bóveda sin sufrir deformaciones sensi-
bles, obteniéndose al mismo tiempo mayor rigidez del conjunto
de la cimbra.

Tanto en el sentido longitudinal como en el transversal -
del puente, los pies derechos y las tornapuntas de las armadu-
ras recibirán contraventeos en forma de Cruz de San Andrés, co
mo lo indica el plano correspondiente.

Durante la construcción del arco se notan asentamientos -
de la cimbra debido a la compresión que sufren sus miembros; -

después de descimbrar se notan otros asentamientos especialmente en la clave de la bóveda debido a la elasticidad de los materiales empleados, por esta razón la cimbra se peraltarán a -- fin de compensar estos asentamientos, para que la forma definitiva del arco corresponda a la proyectada.

Según el Ingeniero Bauernfeind el asentamiento de la cimbra, si está cuidadosamente ejecutada, valdrá para cimbras con apoyos intermedios.

$$S_m = \frac{l}{200} (l_m - f_m) \text{ (asentamiento durante la construcción)}$$

donde l es el claro y f la flecha de la bóveda en mts. aplicando la fórmula a nuestro caso en que:

$$l = 40 \text{ mts.}$$

$$f = 8 \text{ mt.}$$

$$S_m = \frac{l}{200} (40 - 8) = .16 \text{ mts.}$$

Según el Ingeniero Melan el asentamiento de la clave durante la construcción oscila entre:

$$0.002 l \text{ a } 0.004 l.$$

Siendo menor de la que dan estos datos cuando se trata de cimbras metálicas o de construcciones de madera muy bien ejecutados y apoyadas. El asentamiento después de descimbrar vale.

$$S = 0.0005r$$

donde l es el claro y r el radio del arco, teniendo en cuenta lo anterior el peralte necesario total que debe agregarse a la cimbra valdrá un promedio.

$$S_m = 0.003.l_m + 0.0005 r_m.$$

En nuestro caso.

$$l = 40 \text{ mt.}$$

$$r = 29 \text{ mt.} \quad S_m = 0.003 \times 40 + 0.0005 \times 29 = 13 \text{ cmt.}$$

Tomando un promedio de los valores anteriormente obtenidos, nuestra cimbra la peraltaríamos 14.5 cmt.

El asentamiento de la bóveda después de descimbrar depende de diferentes factores, entre ellos figurar: el perfil del arco, la calidad del material empleado, la bondad de la mano de obra y el tiempo que se deja fraguar la revoltura.

En la práctica se ha observado que con descimbrado prematuro trae consigo mayores asentamientos, por lo que se recomienda para claros pequeños y medianos (hasta 20 m.) no empezar a descimbrar antes de 4 semanas ; y para puentes de grandes claros, es aconsejable no empezar a descimbrar antes de las 6 semanas.

Aparatos de Descimbrar.- Una vez terminada de colar la bóveda y habiendo transcurrido un período de tiempo por lo menos de 6 semanas se principia a descimbrar valiéndose de diferentes accesorios según el tipo, tamaño y naturaleza de la cimbra sin embargo, todo en sí tienen por finalidad permitir un asentamiento suave y gradual de la bóveda sin que se formen grietas, empesando este trabajo en la clave y siguiéndolo poco a poco hacia los arranques.

Los principales aparatos usados para descimbrar son los siguientes: Los fuegos de cuñas, el método ideado por el Ingeniero Suffer, Las cajas de Arena y los Tornillos.

Haré una breve descripción de cada uno de ellos escogiendo el que se adapte mejor y resulte más económico en nuestro caso.

Los juegos de cuñas vienen a ser los aparatos más sencillos y más baratos para descimbrar, que se emplean para claros pequeños. Como desventaja debe mencionarse que el asentamiento con cuñas se verifica por sacudidas perjudiciales para el arco. Las cuñas se deben hacer de madera dura dándoles una inclinación de $1/4$ a $1/6$ y hasta $1/8$. Cada juego de cuñas se interpone entre dos maderos horizontales ya paralelos o ya perpendiculares entre sí, cargando las caras de las cuñas para no dificultar el descimbramiento con 8 a 10 k/cm^2 y llegando hasta 20 k/cm^2 si los apoyos lo permiten (concreto o ménsulas de fierro). Para evitar que las cuñas de madera dura se entieren en la madera suave de la armazón de la cimbra y de los apoyos, se colocan entre las cuñas y las cimbras pedazos de lámina galvanizada o tarugos de madera dura que admiten presiones hasta de 40 k/cm^2 .

El descimbramiento se hace martillando suavemente la parte delgada de la cuña, la cual por este motivo debe tener un espesor no menor de 5 cm. y no debe sobrepasar de la parte ancha de la cuña que generalmente es de 10 cm.

Para facilitar un suave deslizamiento de las cuñas se aconseja engrasar sus caras, uniendo ambas cuñas con grapas para evitar un prematuro deslizamiento, durante la construcción. Se ha llegado últimamente a cargar el juego de cuñas con 20 toneladas sin notar anomalías. Un dispositivo muy sencillo que ha dado muy buenos resultados en la construcción de puentes, es el usado por primera vez en la erección del puente para vía ferrea de Schwenden en Suiza. Este dispositivo consiste en una cuña vertical que entra entre dos cachetes unidos

entre si con cuatro tornillos, Aflojando los tornillos se consigue un asentamiento paulatino de la cimbra.

Método para descimbrar empleado por el Ingeniero Suffer.-

Este consiste en emplear taburetes de madera suave desprovista de nudos para transmitir los pesos de la cimbra a los pies derechos del entramado inferior. Los Taburetes deben tener las medidas necesarias para que la superficie de apoyo resulte cargada a razón de más o menos 30 k/cm^2 . Practicando en los taburetes por medio de una sierra, cortes como se muestra por los números I y II en la figura se logra que la reducida superficie de apoyo resulte con una carga doble y triple, provocando con esto un suave descenso de la cimbra. El cálculo de estos taburetes se hace de la manera siguiente.

En nuestro caso la carga que sobre el taburete existiría sería de:

$$4 \text{ mt} \times 2 \text{ mt} \times 0,70 \times 2400 \text{ k/mt}^3 = 13440 \text{ k} = 13,5 \text{ T.}$$

En el cálculo consideraremos una carga de 15 T ya que la carga obtenida debe aumentarse debido al impacto que produce el apisonado del concreto durante la construcción.

$$P = 15 \text{ ton.}$$

Siendo $B = 25 \text{ cm}$. correspondiendo su luz en la parte superior al ancho del cabezal y $b = 25 \text{ cm}$. la luz del taburete en la parte inferior es:

$$e = b + 10 = 25 + 10 = 35$$

La superficie de apoyo del taburete que se requiere valdrá, admitiendo una presión de 30 k/cm^2 .

$$2 a \times B = \frac{15000}{30} = 500 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{500}{2 \times 25} = 10 \text{ cmt.}$$

Generalmente se toma para esta dimensión un 50% más de modo que se tiene $a = 15 \text{ cmt.}$

El largo del taburete viene a ser,

$$2a + 35 = 2 \times 15 + 35 = 65 \text{ cmt.}$$

y su claro teórico,

$$L = 35 + 2 \frac{a}{2} = 50 \text{ cmt.}$$

El momento flexionante producido por la carga concentrada

P es:

$$M = \frac{Pl}{4} = \frac{15000 \times 50}{4} = 185000 \text{ kg.cm.}$$

de donde el módulo de Resistencia vale:

$$R = \frac{MV}{I} \quad \therefore \quad Z = \frac{M}{R} = \frac{185000}{75} = 2466 \text{ cm}^3.$$

y h la altura útil del taburete es

$$\frac{V}{I} = \frac{Bh^2}{6} = Z = \frac{25 h^2}{6} = 2466 \text{ cm}^3$$

$$h = \sqrt{\frac{2466 \times 10}{25}} = 31.4 \text{ cm.}$$

El esfuerzo t al desganamiento del asiento del taburete - paralelamente a las fibras de la madera se calcula.

$$t \times 20 \times 25 = \frac{15000}{2} \quad \therefore \quad t = \frac{7500}{20 \times 25} = 15 \text{ k/cm}^2$$

En realidad las condiciones del cálculo son demasiado desfavorables ya que la carga P no es concentrada sino repartida y el claro $L = 50 \text{ cmt.}$ se prolongará más allá de sus apoyos - teóricos, por lo que las fatigas reales de presión y desganamiento para la madera no llegarán a los valores de 75 kg/cm^2 -

que adoptamos para R y el encontrado de 15 k/cm^2 para el esfuerzo al desgarramiento.

El siguiente procedimiento para descimbrar es empleando cajas de arena, que será por las consideraciones que haremos a continuación el utilizado en nuestro caso. La experiencia ha demostrado que para el arco de 10 mts. en adelante, los procedimientos anteriormente descritos no son recomendables, por lo que se emplean otros accesorios, siendo frecuentemente empleadas las cajas de arena y en circunstancias especiales los tornillos, a continuación me referiré a las primeras, describiendo más adelante someramente el empleo de los tornillos.

Las cajas cilíndricas de arena generalmente tienen un diámetro que varía de 20 a 30 cm., las cuales se construyen de lámina negra de 2; 3 a 4 mm. de espesor, con fondo remachado, soldado y a veces de fundición.

En la parte baja de la caja lleva ésta unos orificios en número de 4 a 6 repartidos en todo el contorno y provistos de pequeños tubos para dar salida a la arena o gravilla fina (2 a 3 mm.) con que se rellenan dichas cajas, la cual antes de su empleo deben secarse bien al fuego. La caja metálica se pinta al óleo para su protección contra la humedad y se rellena hasta un 75% de su altura con arena pura seca y sin arcilla; luego se introduce un émbolo de madera dura provista en ambos lados con cinchos de fierro. El espacio entre las paredes de la caja y la superficie del contorno del émbolo se rellena con barro plástico o con asfalto para evitar la penetración de la humedad en la arena, cubriendo para este mismo fin el aparato con tela alquitranada durante la construcción. Los orificios se

tapan con corchos, tapones de madera, o con tapas de fundición provistas de rosca. Para descimbrar se quitan los tapones y la arena empieza a escurrir formando enfrente del orificio un montículo en forma de cono con talud de 1/1.5 hasta que este obtura el orificio, acabando así el escurrimiento de la arena.

Si se quiere que continúe el asentamiento de la cimbra se quita la arena acumulada frente a los orificios, pudiendo así según las necesidades obtenerse fácilmente diferentes y suaves asentamientos en distintas partes de la cimbra. Sobre las cajas de arena se montan generalmente cuñas, para poder rectificar ligeramente la altura de la cimbra antes de empezar la obra.

Se aconseja tomar como espesor de la lámina de la caja de arena $0.01 d$; y como diámetro de los orificios para el escurrimiento $0.09 d$, siendo d el diámetro interior de la caja de arena. Como carga admisible por cm^2 del émbolo se toma, según obras ejecutadas de 40 a 50 k/cm^2 (de 15 a 30 toneladas por caja) contando con una contracción de la arena hasta de 6.5% de su altura. Teniendo en cuenta las consideraciones anteriores, nuestra caja de arena tendrá un diámetro tal que:

$$\therefore r = \sqrt{\frac{15000}{40 \times 3.14}} \quad \therefore r = 10.9$$

$$P = 15000 \text{ K.} \quad 40 \text{ kg/cm}^2 = \frac{15000}{\pi r^2}$$

el diámetro de la caja será $d = \underline{20 \text{ cmt.}}$

el espesor de la pared tendrá un espesor mínimo de:

$$e = 0.01 \quad d = .002 \text{ mt.}$$

Estas cajas de arena se pueden proporcionar con trozos de tubos de fierro de 8". Las ventajas de las cajas de arena son:

su rápido y fácil montaje, su relativa baratura, y el suave asentamiento que originan y que se puede graduar fácilmente. Como desventaja es de mencionarse que la arena humedecida debe sacarse con alambres y la arena helada debe derretirse con un soplete de gasolina, obteniéndose en ambos casos asentamientos con sacudidas.

Los tornillos se consideran como el método más perfecto para descimbrar, pero constituyen el sistema más caro. Hay dos disposiciones para usar tornillos—colocándolos entre la corona de la cimbra y las tornapuntas, o entre la armadura de la cimbra y la obra falsa; la primera disposición admite regular la posición de la corona de la cimbra con su ferreo en cualquier momento, contrarrestando así, prematuras deformaciones de la propia cimbra durante la construcción, pero tal disposición requiere un crecido número de tornillos, que son caros y difíciles de manejar, por lo que se prefiere el segundo sistema. Cuando los tornillos se colocan entre los nudos principales de la cimbra y los pies derechos de la obra falsa, permiten un movimiento de la armazón de la cimbra en el sentido vertical.

Durante la construcción, las cimbras descansan sobre zoquetes o cuñas colocadas a ambos lados de los tornillos, empleando para grandes claros 2 o 3 tornillos en cada apoyo. Cuando se trata de descimbrar se levanta ligeramente la cimbra con los tornillos para que permitan sacar los zoquetes y entonces empieza el descimbramiento aflojando poco a poco los tornillos. La carga admisible para un tornillo se calcula de 600 a 800 kg/cm² del núcleo de la rosca (generalmente 15 a 40 to-

neladas por tornillo). Hay una gran diversidad de tornillos, teniendo todos la desventaja de oxidarse fácilmente y ser cara su adquisición. Generalmente se usa una combinación de tornillos o de cajas de arena con cuñas, descargando estos aparatos durante la construcción con pequeños puntales. Además de los aparatos anteriormente descritos se han empleado discos excéntricos y costales de arena, que ya no se usan en la actualidad por ser inseguros, difíciles de manejar y requerir mucho espacio.

Cálculo de la cimbra.- Las fuerzas exteriores que obran sobre la cimbra son producidas por el peso muerto de la bóveda, la cual transmite fuerzas concentradas verticales sobre los nudos de la armadura de la cimbra. Estas fuerzas equivalen al peso de una dovela de la bóveda con un ancho igual a la distancia entre dos armaduras, y con una longitud limitada por dos planos verticales que pasan por el medio de las piezas del coronamiento (canones) por ambos lados del nudo y un espesor que corresponde al grueso medio de la bóveda en la dovela correspondiente. Las fuerzas concentradas así obtenidas se descomponen según las reglas de estabilidad en diferentes miembros de la armadura que forman el nudo. La armadura se calcula a la compresión con la fórmula de Tetmajen o empleando abacos para columnas de madera con objeto de facilitar los cálculos.

Para el cálculo se consideraron las siguientes reglas generales: todas las piezas que trabajan a la compresión no se interrumpen, y si son largas reciben abrazaderas o contraventeos que impiden su flambco; se procurará que las fuerzas de compresión se trasmitan de una pieza a otra por caras normales a

las fibras interponiendo una lámina de zinc, de fierro y galvanizado o de fierro negro, para que no se encaje un madero en el otro. El coeficiente de trabajo que se toma para el ocote y pino es de 60 a 75 k/cm^2 . En ensambles de madera donde unas fibras trabajan perpendicularmente a otras la presión del ocote y pino no debe pasar de 15 a 20 k/cm^2 , si hay presiones mayores se interpondrán zoquetes de madera dura, que admiten presiones hasta de 40 k/cm^2 o se emplean placas de palastro o pedazos de canales de fierro laminado. Semejantes coeficientes de trabajo se adoptarán para las piezas de madera donde se apoyan las cuñas, cajas de arena o tornillos para descimbrar. Se aconseja limitar el número de uniones de caja y espiga y de las diferentes ensambladuras al mínimo, ejecutándolas esmeradamente, evitando el uso de maderos que trabajen a la tensión, porque la resistencia de la madera al esfuerzo cortante diagonal es solo de 1/8 a 1/10 del esfuerzo de compresión.

Ultimamente se han empleado con éxito para uniones en los nudos de las armaduras de la cimbra placas dobles de lámina negra de 1/8" a 1/4" de espesor. Las únicas piezas que trabajan a la flexión son las del coronamiento y las del forro de la cimbra, debiendo evitarse hasta donde sea posible someter algún otro miembro de la cimbra a dicho trabajo de flexión.

Los girones o tablas del forro se calculan como libremente apoyadas admitiendo un coeficiente de trabajo de 60 a 75 k/cm^2 . En las mismas condiciones se calculan las piezas del coronamiento de la cimbra pero admitiendo como coeficiente de trabajo hasta 80 k/cm^2 . En arcos de concreto para tener en cuenta la fatiga que produce el apisonado del concreto tanto

el forro como las piezas del coronamiento se calculan aumentando la carga real en un 20% a 50% uniendo éstas piezas entre sí con grapas o planchuelas de fierro o de madera. Como la presión de la bóveda sobre la cimbra disminuye de la clave a los arranques, puede también reducirse el espesor del forro. En la práctica no se hace esto pero se procura que la madera defectuosa, quede en los arranques conservándola mejor para la clave y las partes adjuntas.

En el esqueloto de la cimbra esta indicado con líneas negras las piezas de trabajo y con líneas punteas las piezas de contraventeo.

Como se ve en la figura A el conjunto de piezas comprendidas en tre dos pies derechos, se puede considerar como una viga armada compuesta de una pieza AB, una sopanda y dos tornapuntas.

Considerando al sistema propuesto como si fuera articulado, hipótesis que en la práctica puede aceptarse sin gran error, que los tramos AC, CD y DB son iguales y que Q es la carga que se encuentra uniformemente repartida sobre AB. El tratado de Ingeniería Civil de "Levi" da como valores de R y P.

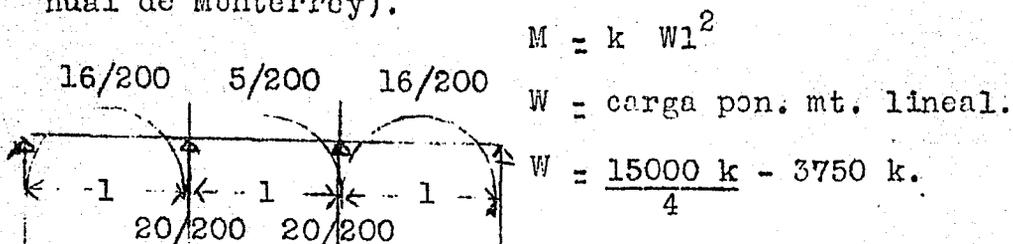
$$p = Q \frac{a + b}{2 l} \cdot \frac{x}{h} ; \quad R = Q \frac{a + b}{2 l} \times \frac{a}{h}$$

$$Q = 4.00 \text{ mt.} \times 2.00 \text{ mt.} \times 0.70 \text{ mt.} \times 2400 \text{ k/mt}^3 = 13440$$

$$K = 13500.$$

Teniendo en cuenta, el peso propio de la cimbra y el apisonado del concreto en el cálculo supondremos actuando una carga efectiva de 15000 k.

Momento máximo de flexión.- Admitiendo que el cordón superior AB se encuentra en condiciones análogas a la de una viga continua de 3 claros iguales, y recordando en tal concepto que los valores de los momentos son (aplicando los coeficientes del Manual de Monterrey).



Cálculo del cordón superior AB.

Prescindiendo de la influencia de la sopanda, calculamos el cordón superior para que por sí sólo sea capaz de resistir el momento máximo de flexión que vale.

$$M = \frac{20}{200} \times 3750 \text{ k} \times 1.34^2 = 675 \text{ kgmt.}$$

La pieza esta compuesta 2 (3" x 12")

$$\psi = \frac{MV}{I} = \frac{M}{S} = \frac{675 \text{ 00 kgmt.}}{2250 \text{ cm}^3} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{15 \times 30^2}{6} = 2250 \text{ cm}^3$$

Cálculo de la sopanda.- Esta pieza esta sujeta a una compresión cuyo valor es $R = Q \frac{a + b}{2l} \cdot \frac{a}{h}$ y además a un cierto momento de flexión M' puesto que el momento de flexión máximo M se distribuirá en dos partes, suponiendo el caso más desfavorable en que la sopanda tomará todo el momento $M_2 = \frac{5}{200} W l^2$, la fatiga en la pieza considerada será de:

$$R = 15000 \text{ k} \frac{2.68}{8} \times \frac{1.34}{3.50} = 1950 \text{ k} ; M_2 = \frac{5}{200} \times 3750 \times 1.34^2 = 170 \text{ k.m}$$

La fatiga total de la pieza con una escuadría de 4" x 10" será.

$$= \frac{1950k}{10 \times 25} + \frac{17000}{420 \text{ cm}^3} = 47.8 \text{ k/cm}^2 \quad s = \frac{bh^2}{6} = \frac{25 \times 10^2}{6} = 420 \text{ cm}^3$$

Teniendo en cuenta que por medio de los herrajes pueden consolidarse las ensambladuras, impidiendo todo movimiento importante de rotación en los encuentros de las tornapuntas con la sopanda y el pie derecho, podemos considerar aquellas como piezas de bases planas sometidas a un esfuerzo de compresión que vale.

$$P = 15000k \times \frac{2.68}{8} \times \frac{4.00}{3.50} = 5800 \text{ k.}$$

Las tornapuntas mas largas tienen una longitud de 4.00 m. y una escuadria de 0.15 x 0.25 si suponemos una longitud de pandero de 3.75 y aplicando la fórmula de Tetmajer obtenemos:

$\frac{l}{d} = \frac{3.75}{15} = 25$; entrando en la tabla calculada por Tetmajer encontramos como valor de $n = .446$ y sustituyendo en la fórmula.

$$\sigma = \frac{N}{n \cdot F} = \frac{5800}{.446 \times 395} = 34 \text{ k/cm}^2$$

Cálculo de los pies derechos..- Estan sujetos a los esfuerzos de compresión que le transmiten las vigas armadas y de la resultante de las dos tornapuntas, obteniéndose un valor total de:

$$P_1 = \text{Resultante de las dos tornapuntas} = 11000k.$$

$$P_2 = \frac{4}{10} w l = \frac{4 \times 3750 \text{ k} \times 4}{10} = \frac{6000 \text{ k.}}{16000 \text{ k.}}$$

Aplicando la fórmula de Tetmajer obtenemos considerando una escuadria de 0.25 x 0.25 y una longitud de pandero media de 7.50.

$\frac{l}{d} = \frac{7.50}{25} = 30$ entrando en la tabla calculada por Tetmajer, nos da un valor para $n = 0.327$

y sustituyendo en la fórmula $= \frac{N}{nF} = \frac{16000}{0.327 \times 625} = 78 \text{ k/cm}^2$

Cálculo de la cubierta de la cimbra.-

La carga que obra sobre la cubierta es de $1875 \text{ k/m}^2 = .1875 \text{ k/cm}^2$ para la cubierta vamos a emplear vigas de 4" x 8" vamos a calcular a que separación se pueden colocar las armaduras.

$$f = \frac{0.0063 p l^4}{E I} \quad \text{---} \quad \frac{l}{500} \quad (\text{Fórmula utilizada})$$

donde:

f = flecha admitida.

l = luz o claro.

E = módulo de elasticidad = $100\ 000 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore l^3 = \frac{E I}{0.0063 \times 500 p} = \frac{100\ 000 \times 83.3}{0.0063 \times 500 \times 1.875} = 2.42 \text{ mt.}$$

Por motivos constructivos la separación entre armaduras se tomó de 2.00 como con anterioridad se había dicho.

Además de la obra falsa constituida por la cimbra, se debe proporcionar a los obreros un lugar adecuado para trabajar, con relativa facilidad y con absoluta seguridad. Para esto se recurre a la colocación de andamios, los cuales pueden ser fixos o móviles según las necesidades en los distintos puntos de la obra.

EJECUCION DE LA BOVEDA DE CONCRETO UTILIZANDO EL "PUMPCRETE" CON SU EQUIPO CORRESPONDIENTE.

El concreto debe ser resistente, durable, e impermeable, esto se obtiene empleando materiales adecuados, proporcionando las cantidades correctas de agua-cemento y otros materiales, revolviéndolo cuidadosamente, colocándolo y curándolo conve-

nientemente.

Además de estas cualidades técnicas el concreto se debe proyectar de manera que resulte lo más económico posible, es decir, que se obtenga la mayor cantidad de concreto por cada saco de cemento, por consiguiente entre más agregados se mezclan con la pasta de cemento, más concreto se obtendrá. La mezcla espesa contiene la mayor cantidad de agregados y generalmente es la más económica desde el punto de vista de los materiales; por lo tanto, el empleo de mezclas lo más espesas posibles, siempre y cuando se puedan colocar con facilidad, son ventajosas. Sin embargo, colocar una mezcla que es demasiado espesa requiere un trabajo excesivo para apisonarla varillarla o vatirla. Es por lo tanto importante que se seleccione una combinación de arena y agregado grueso que produzca la mayor cantidad de concreto plástico y manejable con una cantidad dada de pasta de cemento. Resumiendo un buen concreto es resultado:

PRIMERO.- De elegir un cemento de alta calidad.

SEGUNDO.- De emplear poca agua en las revolturas la muy indispensable para producir una masa colable y colocable.

TERCERO.- De utilizar arena y grava compuestas de granos duros y asperos y bien graduados, sin tierra, lama, ni materias vegetales.

CUARTO.- De mezclar el cemento la arena y la grava en las proporciones necesarias para obtener un concreto compacto.

QUINTO.- De hacer la revoltura cuidadosamente de modo que la poca agua empleada humedezca todas las partículas del cemento y los granos de la arena y de la grava.

SEXTO.- De conservar el concreto superficialmente humedo durante, por lo menos, una semana después, de las tres horas de colado o colocado.

Con estas seis reglas, tan fáciles por lo demás de observar como de descuidar, el concreto adquiere enorme resistencia al uso a que se le destine.

Para conocer las propiedades de los materiales empleados es indispensable un pequeño laboratorio que nos informe de la pureza de los agregados, de su graduación, humedad etc. y una vez determinados estos datos se puede proporcionar la mezcla, siguiendo generalmente los pasos siguientes:

1º.- Dada la resistencia encontrar la relación agua cemento correspondiente.

2º.- Elegidos los agregados determinar los correspondientes pesos aparentes y densidades.

3º.- Cálculo de las cantidades necesarias para hacer la pasta plástica.

4º.- Corrección de la pasta en vista de la fluidez aparente.

Por lo que respecta a los materiales que se van a emplear en el colado así como a su proporcionamiento, someramente se ha explicado con anterioridad los requisitos que deben llenar, la operación siguiente en el proceso de la construcción es el transporte y colado de los materiales a los moldes o cimbra de la estructura del puente. Después de que la cimbra se haya instalado correctamente siguiendo los lineamientos indicados en el capítulo anterior, antes de empezar a colar se deberá inspeccionar para garantizar su impermeabilidad, rigidez, lisu

ra y limpieza, asimismo se hará una última inspección en la colocación de las armaduras metálicas, especialmente en lo que se refiere a pequeños detalles, como son los empalmes, los recubrimientos etc. ya que la colocación de las armaduras de trabajo se hará apegándose rigurosamente a los planos técnicamente aprobados.

Antes de empezar a colar se hará también una inspección -- del equipo de transporte y colado para ver que este limpio y en estado satisfactorio y que sea adecuado para que el colado del concreto pueda avanzar sin demoras.

Transporte y colado..- No basta únicamente que el concreto este cuidadosamente proyectado y sea mezclado correctamente, su calidad puede ser perjudicada seriamente por la manera en que sea transportado y colado, cualquier proceso de transporte y colado que se emplee lleva inherente el evitar la segregación y separación de los materiales. Entre los muchos factores que intervienen en la selección del equipo para el transporte del concreto se encuentran: la economía en el costo y operación originales, las condiciones topográficas, la magnitud de la obra, el tipo y la forma de la estructura, el tamaño máximo del agregado, etc, existen varios métodos para el transporte del concreto:

Por medio de cubos, por carros y vagonetas, por bandas transportadoras, por métodos neumáticos y por bombeo.

Los cubos ordinariamente se transportan en carros de ferrocarril, autocamiones, gruas, cables-vías y a menudo por una combinación de estos métodos. La operación de los cables vías requiere mucha habilidad en el manejo para evitar un rebote demasiado rápido al descargar y para asegurar un control apropiado.

El dispositivo usual para soltar la carga es abrir uno o más compuertas que pueden constituir el fondo del cubo. A fin de eliminar una segregación indebida y de asegurar una rápida entrada de los materiales cerca de su posición definitiva, algunos cubos están diseñados de modo que toda su capacidad se puede depositar en una sola operación, o que se puedan descargar intermitentemente. Cuando el colado se hace desde un cubo suspendido de un cable, las compuertas operadas mecánica o neumáticamente son más ventajosas y seguras que las operadas a mano. En general se ha reconocido que para distancias grandes, cuando se necesita transportar grandes cantidades de material, los cubos ofrecen un medio muy satisfactorio para el manejo y el colado del concreto.

Vagonetas y carros.- Para algunas obras el transporte del concreto siguiendo este procedimiento es muy satisfactorio, pero generalmente en puentes de concreto armado no se emplea, porque la cimbra ya de por sí, pesada y complicada se vuelve aún más resultando antieconómico su empleo.

Las bandas transportadoras así como las canales se usan ventajosamente para el transporte de muchos materiales de construcción, tienen un campo muy limitado en el transporte del concreto, la principal objeción es la tendencia hacia la segregación en las pendientes muy pronunciadas, en los puntos de cambio y cuando la banda pasa sobre los rodillos.

Puede también ocurrir una segregación considerable al ser descargado el concreto de la banda, y en tramos largos la revolutura se seca y se endurece.

Métodos Neumáticos.- El colado por métodos neumáticos es

generalmente objetable debido a que fomenta la segregación, introduce aire aprisionado y no se presta a la colocación en capas horizontales. A menos que los operarios sean hábiles y que el equipo este en buen estado.

Bombeo "Pumpcrete". El procedimiento más moderno, y de resultados muy satisfactorios, es el de transportar concreto por medio del bombeo directo a través de tuberías de acero. Este procedimiento ha dado buenos resultados para transportar el concreto a distancias horizontales de 300 mts. en línea recta, si la tubería presenta curvas y se debe de elevar la columna del concreto, esta distancia máxima se reduce, habiéndose llegado a levantar el concreto a una altura media de 30 mts. El equipo fabricado hasta ahora para el bombeo de concreto (Pumpcrete Rex N° 180 y N° 200) limita el tamaño máximo del agregado a 7.5 cm. aproximadamente. El concreto descargado por las tuberías de bombeo en gran parte está libre de segregación, ya que se presentan dificultades en las operaciones de bombeo si ocurre una separación excesiva.

Las bombas para concreto operan mejor para mezclas trabajables que esten dentro del margen deseado de revenimientos. Es importante que sea entregada a la bomba una corriente continua de concreto fresco. Para ayudar al colado del concreto en cavidades o bolsas inaccesibles se han usado satisfactoriamente pistolas de aire colocadas cerca del extremo de la tubería. Cuando el concreto se bombea durante el tiempo de calor puede ser necesario aislar o enfriar la tubería. Se debe tener especial cuidado de evitar que entre al concreto agua proveniente de las camisas refrigerantes de la bomba. Esto ocurre, cuando los --

empaques de la bomba estan desgastados, por lo que es preferible, cubrir la tubería con costales, húmedos y remplazar éstos continuamente.

Una de las principales cualidades que tiene el empleo del concreto bombeado, es que la tubería que lo conduce, casi no necesita obra falsa para llevarla al lugar del colado, y que este se pueda hacer en diversos puntos sin modificar la colocación de la tubería.

En puentes de concreto armado esta cualidad es muy de tenerse en cuenta ya que la facilidad de colocación y operación del colado se simplifica notablemente.

Por lo anteriormente expuesto, se eligió este último procedimiento por considerarse el más adecuado.

El equipo indispensable para una bomba debe ser por lo menos de:

100	tubos rectos de 7"	de diámetro por 10'	de largo
10	" " " "	" " " "	" " " "
4	" " " "	" " " "	" " " "
4	" " " "	" " " "	" " " "
2	" " " "	" " " "	" " " "

6 codos de 45°
 4 codos de 22°30'
 2 codos de 90°

2 codos de descarga que se montan en el extremo de la tubería para hacer caer el concreto verticalmente.

2.- Juegos de reducciones para aire.

2.- Juegos de reducciones para agua.

Estas últimas se usan para limpiar la tubería de los dos extremos o en puntos intermedios de la tubería.

1.- Codo de 45° con niple de 2" para introducir aire comprimido cuando se cuelan arcos.

Además se necesita un juego completo de anillos de hule -- que se emplean en las uniones de la tubería más un 30% de reserva, en nuestro caso 175 anillos de hule para juntas aproximadamente.

La capacidad de la bomba adecuada para usarla en nuestro caso sería el tipo REX N° 160 con una capacidad de 15 yardas cúbicas por hora y que tienen un alcance normal de bombeo de 300 a 400 mts.

Para alimentar la bomba se utilizarán 2 revolvedoras de -- 15f ⁻³ y 5HP de fuerza operadas cada una con 1 maquinista y 12 peones, que gasten aproximadamente ambas, 20lts de gasolina, - 0.4 kg. de grasa, 0.50 kgs. de aceite por día; su rendimiento -- en una jornada de 8 horas útiles de trabajo es de 120 mezclas, cada mezcla con una capacidad de 0.5 m³ por revolvedora; las dos revolvedoras producirán por día un volumen de 120 m³ y por hora $\frac{120m^3}{8} = 15 m^3/\text{hora}$ con el cual puede alimentar la bomba de 15 - yardas cúbicas por hora.

Para atender a la conducción y distribución del colado se necesita por lo menos una cuadrilla de 8 peones.

Compactación del colado.- Después de que el concreto ha sido transportado, el detalle de importancia es ver que el colado y la compactación del concreto en los moldes conserven su buena calidad, esto trae consigo que se obtenga un concreto homogéneo, denso y sin superficies porosas.

Para colar la bóveda de concreto se puede hacer siguiendo dos procedimientos: Ejecución de la bóveda por capas concéntricas y Ejecución de la bóveda construyéndola al mismo tiempo por la clave y por los arranques, cerrándola después en varios pun-

tos.

En el primer procedimiento el concreto se dispone por capas de 15 a 20 cmt. de espesor, comunmente se empieza por el colado de los arranques a espesor casi completo, disminuyendo rápidamente de acuerdo con la línea de presiones determinado para la carga muerta de la primera capa concéntrica de la bóveda propiamente dicha. El colado se hace al mismo tiempo partiendo de los arranques hacia la clave y de la clave hacia los arranques a fin de que la carga sobre la cimbra este bien distribuida. -- Mientras se efectua el trabajo el concreto se apisona en sentido radial, el espesor de la primera capa debe ser alrededor del 40% del total de la bóveda. El trabajo se dispone por lo tanto de tal manera que la ejecución del colado del concreto se -- lleve a cabo simétricamente a ambos lados del arco, el apisonado del concreto se hace normalmente hacia las capas radiales, -- éste no debe prolongarse por demasiado tiempo para no interrumpir el fraguado del concreto, generalmente el concreto húmedo -- se apisona hasta que empieza a sudar, es decir hasta que la humedad empieza a aparecer en la superficie apisonada, esta operación se hace con pisones de 10 a 17 kilogramos, si los pisones son de madera se les da una superficie de 20 x 30 cmt. y si son de fierro se hacen cuadrados de 15 x 15 cmt. no es recomendable usar pisones de menor superficie porque quedan marcadas en la -- superficie las huellas de ellos.

El colado en capas concéntricas debe hacerse sin interrupciones, pero sino fuera posible, para que la superficie del colado anterior amarre mejor con el concreto nuevo se limpian --- bien con cepillos de acero y se riega con lechada de cemento, --

después de lo cual ya se puede seguir con el nuevo colado de concreto.

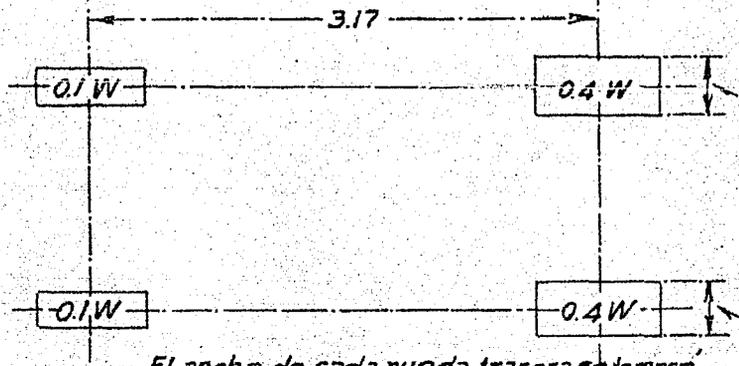
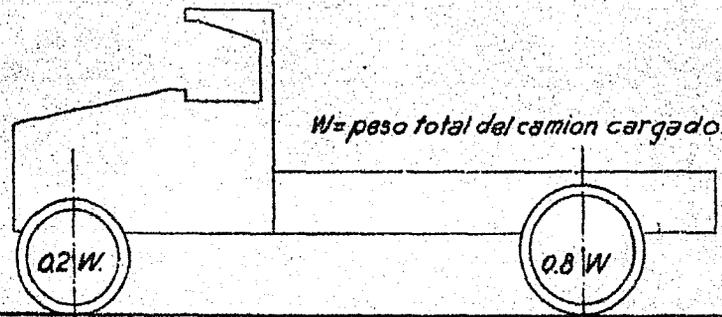
Con el segundo procedimiento se obtiene una menor deformación de las cimbras y se avanza más rápidamente con el trabajo, pues se puede ejecutar al mismo tiempo por varios puntos. En este procedimiento se emplean contras de madera que separan las diferentes dovelas y el colado se efectúa como lo indican los números progresivos en el plano N° 6 de la cimbra; este método es el más antiguo y ha dado muy buenos resultados por lo que se usa con éxito en la actualidad.

Curado del Concreto.- Tiene por objeto llevar la hidratación hasta el grado requerido, pues éste es afectada por una pérdida apreciable de agua, después del fraguado inicial. El objeto principal del curado es impedir o compensar la pérdida de la humedad necesaria durante la etapa relativamente rápida de hidratación. El método más común para realizar este importante objeto es el de conservar la superficie expuesta continuamente húmeda, inundándola, cubriéndola con una capa de tierra o arena conservada en una condición húmeda, o regándola. Este procedimiento se conoce con el nombre de curado húmedo; el tiempo que debe conservarse húmedo el concreto es por lo menos de 14 días cuando se usa cemento normal y 21 días cuando el cemento sea de tipo de bajo calor.

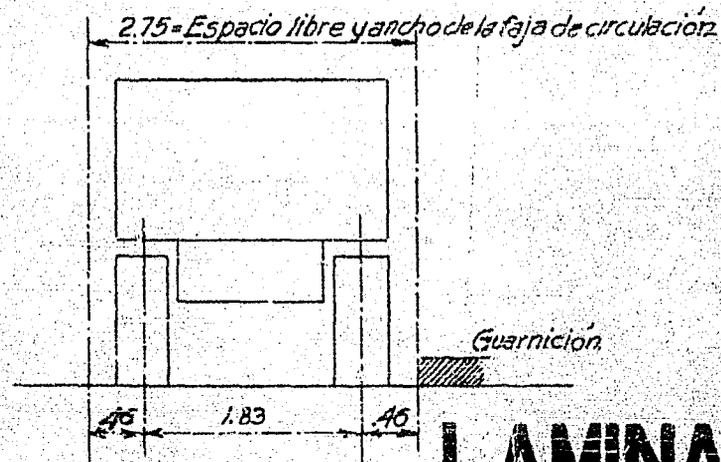
Todo el proceso del colado indicado con anterioridad se seguirá en toda la construcción de las diferentes partes de la estructura del puente con lo que se obtendrá un máximo de economía y de eficiencia tanto en los materiales empleados como en la resistencia de toda la estructura.

Conservación.- La conservación tiene por objeto mantener el puente en buen estado para el tráfico. Si se nota algún defecto es necesario averiguar la causa de él. Cualquier error - por pequeño que parezca es conveniente evitarlo y corregirlo ya que durante la explotación este se paga con creces. Por lo demás el mantenimiento de puentes de concreto armado es insignifi-cante tomando algunas precauciones, Después de las avenidas altas, el deshielo, temblores etc. debe inspeccionarse cuidadosamente el puente para corregir debidamente las averías ocasionadas como causas que motivan desperfectos en los puentes deben - mencionarse las vibraciones producidas por las cargas vivas -- que pasan por el puente y especialmente la influencia de la humedad. El agua penetra por las grietas más finas y empieza su obra destructora mecánica y químicamente. Para reparar las --- grietas pequeñas se les lava primeramente con agua introduciendo después lechada de cemento. Las grietas grandes se abren y profundizan más con cinceles sacando las piedras sueltas y rellenándolas después con mortero de cemento. Por último, debe tenerse especial cuidado con los drenes, los cuales se deben inspeccionar de vez en cuando, registrándolos cuidadosamente antes de las temporadas de lluvias, con lo cual se evita el conservar la humedad en la carpeta asfáltica, la cual puede ser destruida con relativa facilidad.

F I N .



El ancho de cada rueda trasera se tomara igual a 2.8 cm. por cada tonelada de 1000 Kgs. de peso total del camion cargado.



Camión.

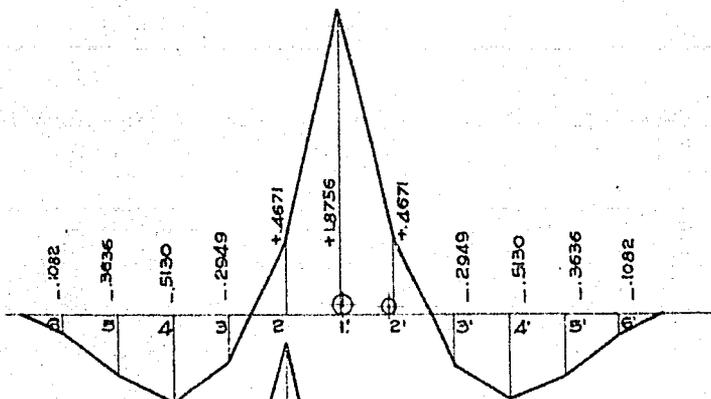
LAMINA Nº 1.

— CARGA MOVIL TIPO —

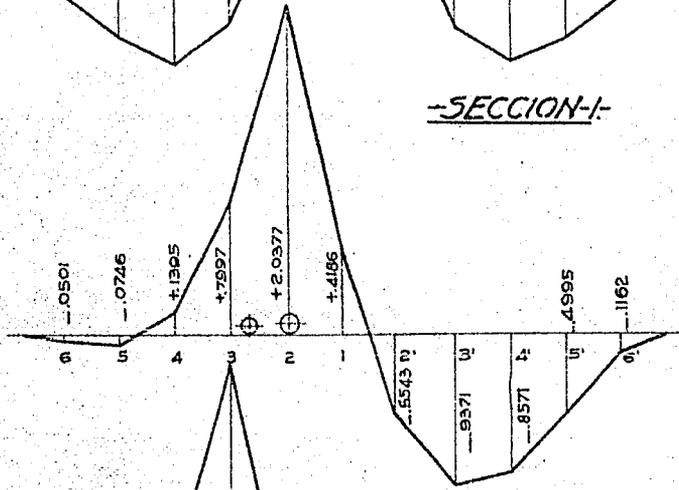
— (CAMIÓN DE 13600 K) —

— TESIS PROFESIONAL —

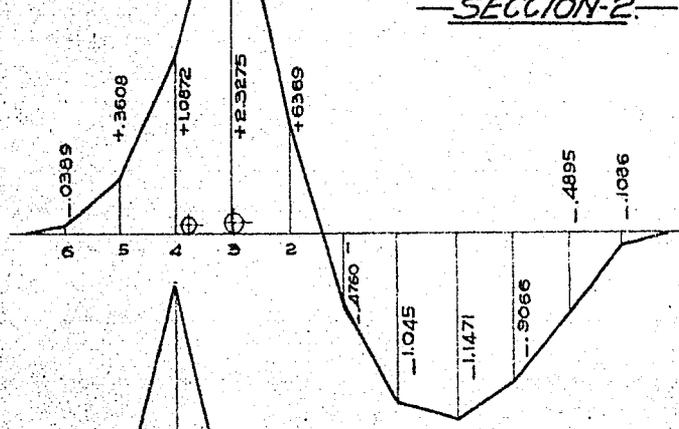
— F KASSIAN-A —



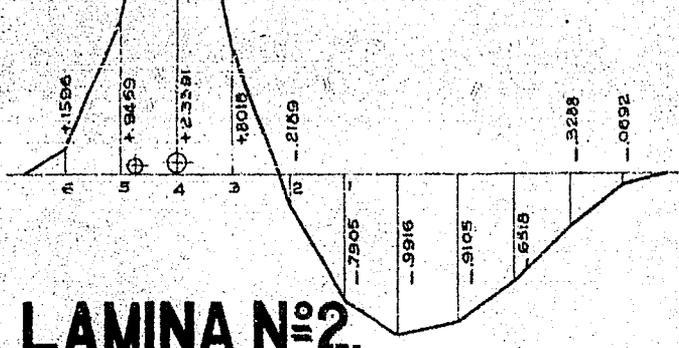
SECCION-1-



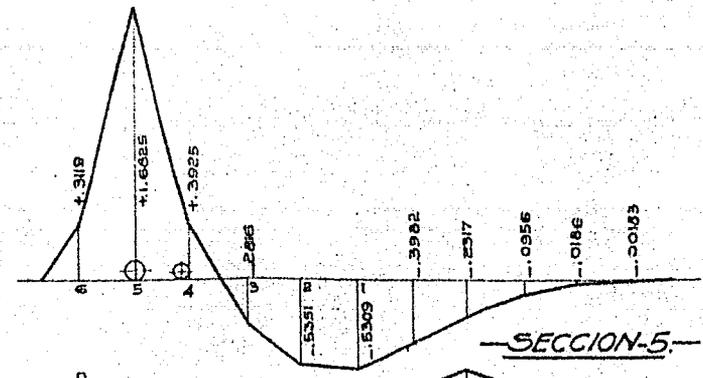
SECCION-2-



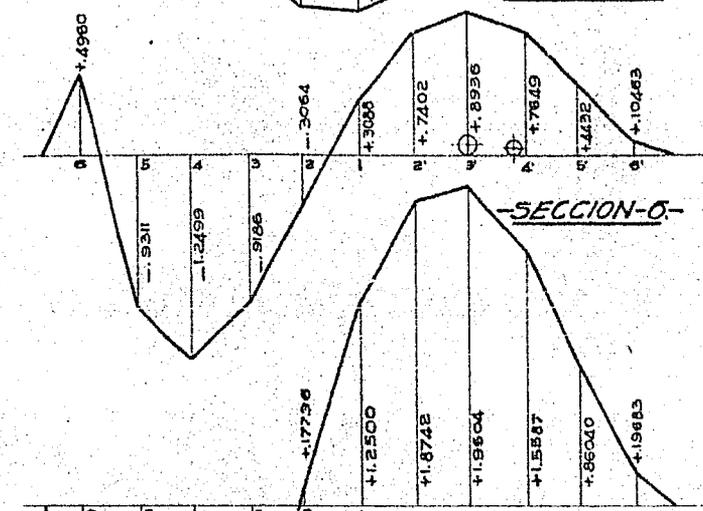
SECCION-3-



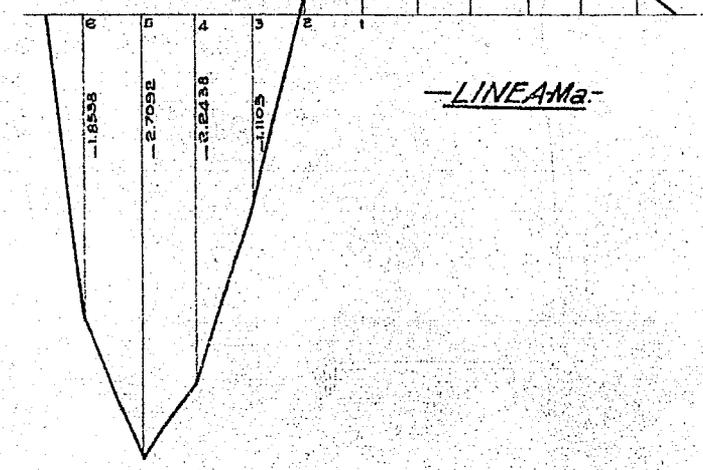
SECCION-4-



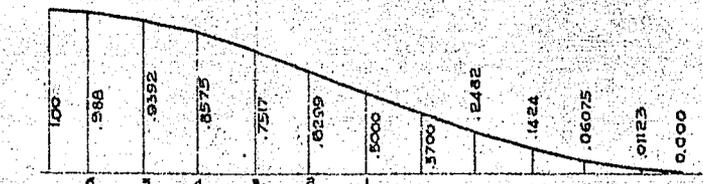
SECCION-5-



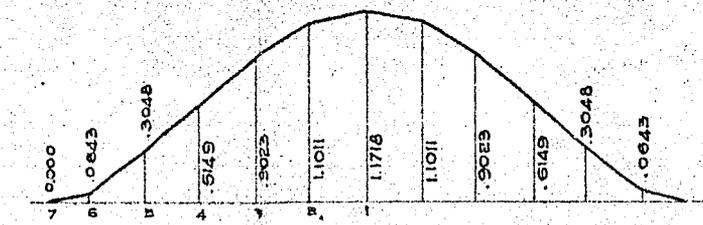
SECCION-6-



LINEA Ma-



LINEA-A-



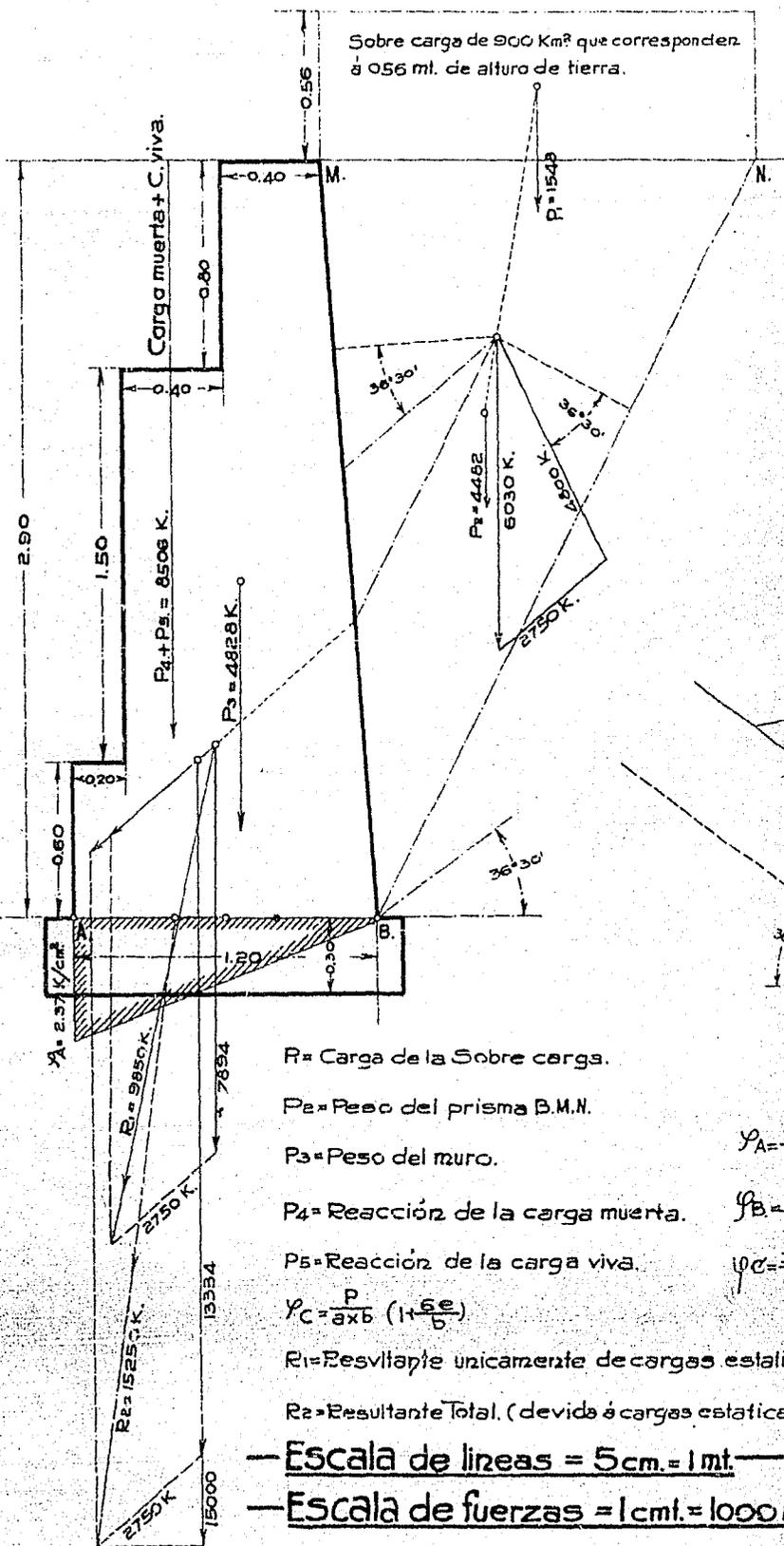
LINEA-H-

LAMINA N^o 2.

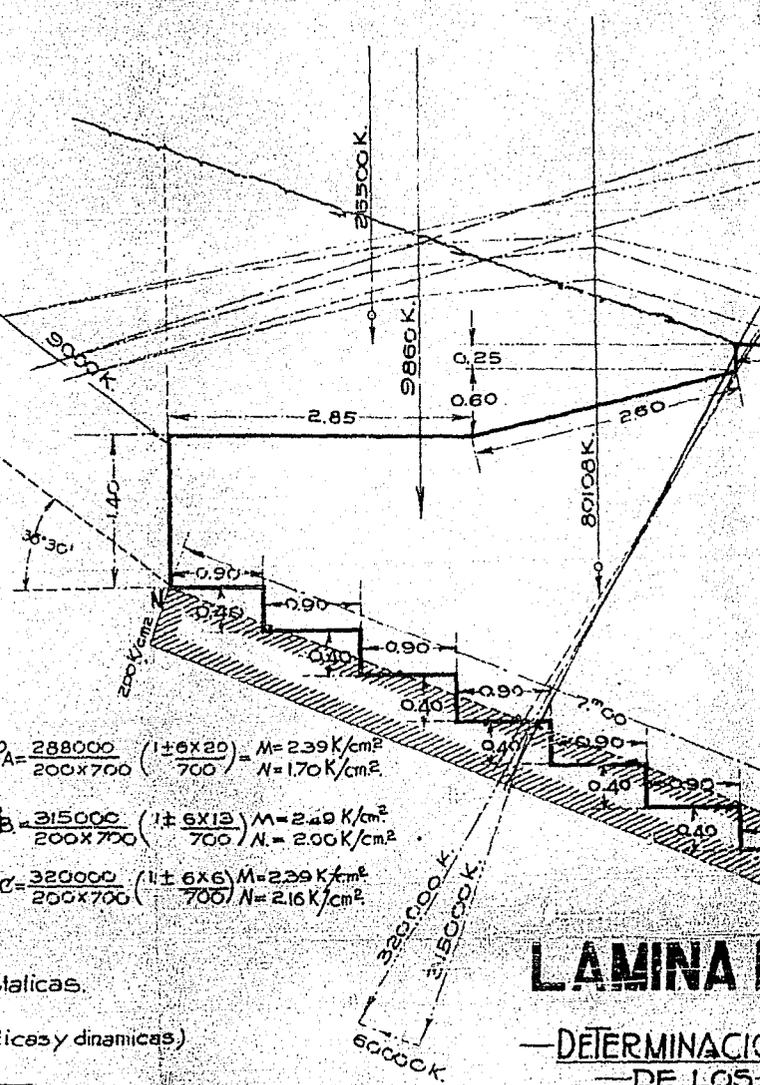
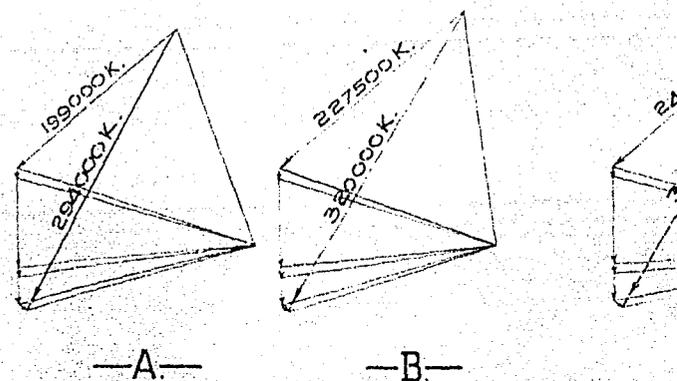
Lineas de Influencia.

TESIS PROFESIONAL.

F. KASSIANA.



Sobre carga de 900 Km² que corresponden a 0.56 ml. de altura de tierra.



- R = Carga de la Sobre carga.
- P₂ = Peso del prisma B.M.N.
- P₃ = Peso del muro.
- P₄ = Reacción de la carga muerta.
- P₅ = Reacción de la carga viva.
- $\gamma_c = \frac{P}{a \times b} \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$
- R₁ = Resultante únicamente de cargas estáticas.
- R₂ = Resultante Total. (devida a cargas estáticas y dinámicas)

$$\gamma_A = \frac{288000}{200 \times 700} \left(1 + \frac{6 \times 20}{700}\right) M = 2.39 \text{ K/cm}^2 \quad N = 1.70 \text{ K/cm}^2$$

$$\gamma_B = \frac{315000}{200 \times 700} \left(1 + \frac{6 \times 13}{700}\right) M = 2.40 \text{ K/cm}^2 \quad N = 2.00 \text{ K/cm}^2$$

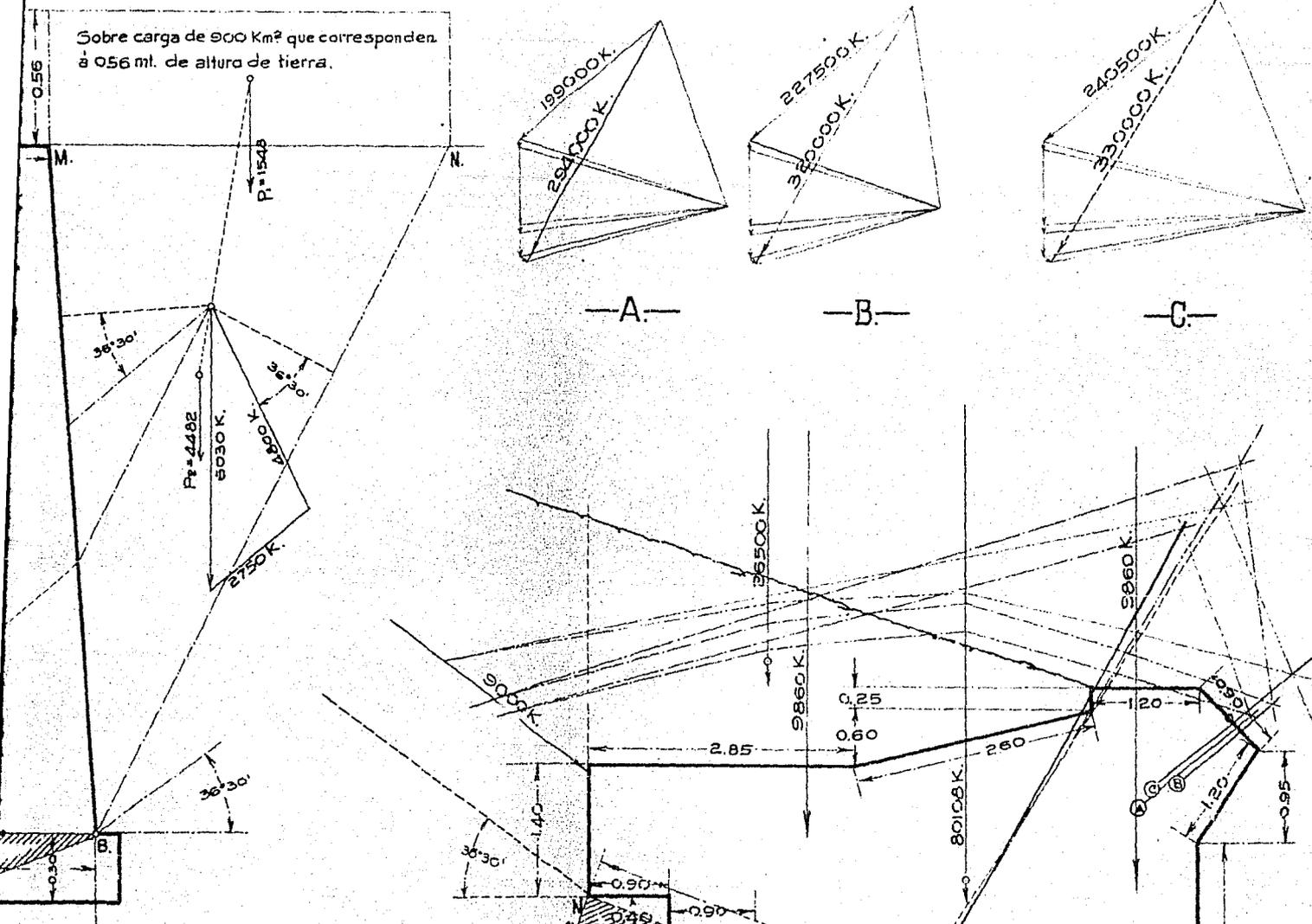
$$\gamma_C = \frac{320000}{200 \times 700} \left(1 + \frac{6 \times 6}{700}\right) M = 2.39 \text{ K/cm}^2 \quad N = 2.16 \text{ K/cm}^2$$

— Escala de líneas = 5 cm. = 1 mt. — — Escala de líneas 2 cm = 1 mt. — — Escala de fuerzas 2 cm = 100 T. —

— Escala de fuerzas = 1 cm. = 1000 K. — — Escala de fuerzas 2 cm = 100 T. —

LAMINA N
 — DETERMINACION
 — DE LOS
 — ESFUERZOS EN LOS E
 — TESIS PROFES

Sobre carga de 900 Km² que corresponden a 0.56 mt. de altura de tierra.



R = Carga de la Sobre carga.

P₂ = Peso del prisma B.M.N.

P₃ = Peso del muro.

P₄ = Reacción de la carga muerta.

P₅ = Reacción de la carga viva.

$$R_c = \frac{P}{2 \times b} \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

R₁ = Resultante únicamente de cargas estáticas.

R₂ = Resultante Total. (devida a cargas estáticas y dinámicas.)

Escala de líneas = 5 cm. = 1 mt.

Escala de líneas 2 cm = 1 mt.

Escala de fuerzas = 1 cmf. = 1000 k.

Escala de fuerzas 2 cm = 100

$$P_A = \frac{288000}{200 \times 700} \left(1 \pm \frac{6 \times 20}{700} \right) M = 2.39 \text{ K/cm}^2 \quad N = 1.70 \text{ K/cm}^2$$

$$P_B = \frac{315000}{200 \times 700} \left(1 \pm \frac{6 \times 13}{700} \right) M = 2.49 \text{ K/cm}^2 \quad N = 2.00 \text{ K/cm}^2$$

$$P_C = \frac{320000}{200 \times 700} \left(1 \pm \frac{6 \times 6}{700} \right) M = 2.39 \text{ K/cm}^2 \quad N = 2.16 \text{ K/cm}^2$$

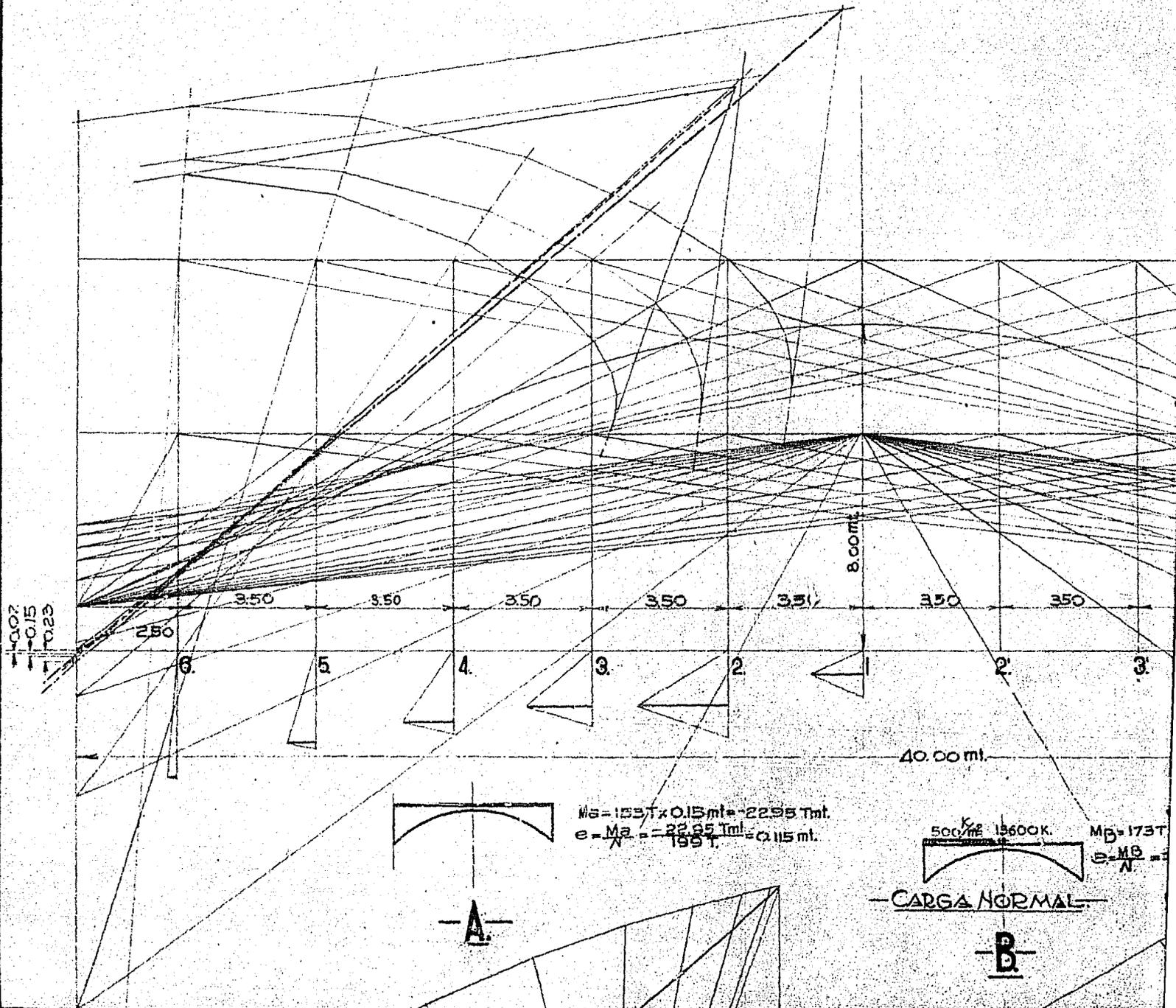
LAMINA N° 3.

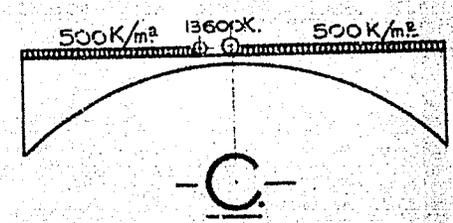
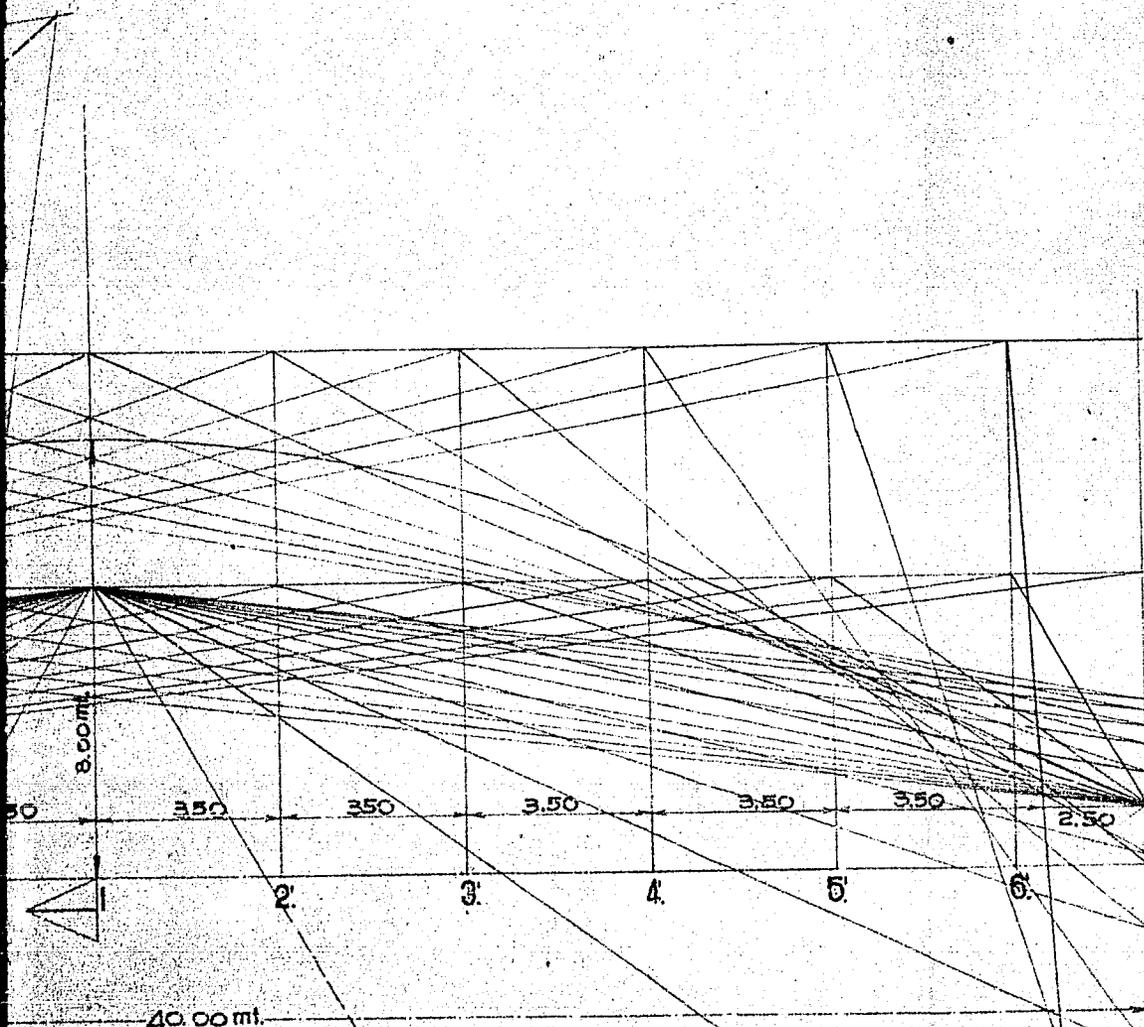
— DETERMINACION —
— DE LOS —

ESFUERZOS EN LOS ESTRIBOS.

— TESIS PROFESIONAL —

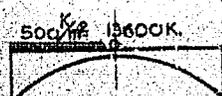
— F KASSIAN-A —





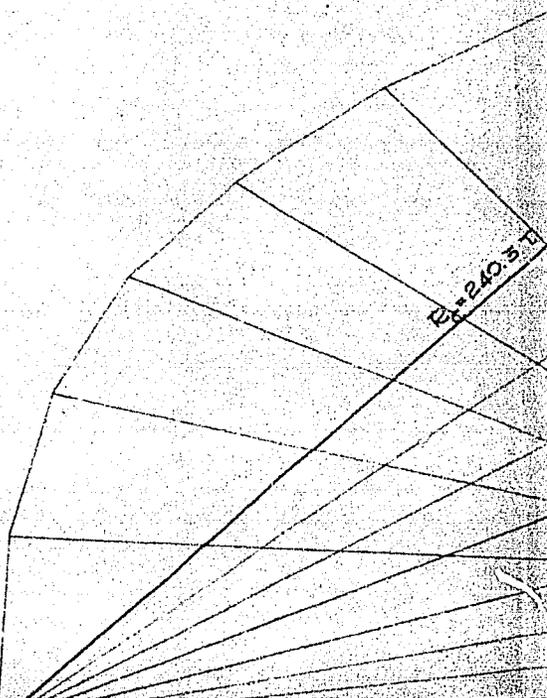
Tmt.
mt.

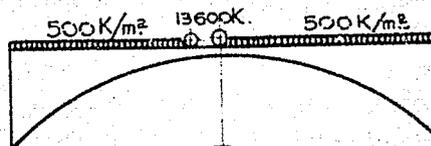
$M_D = 173T \times 0.23 \text{ mt} = -3979 \text{ Tmt.}$
 $e = \frac{MB}{N} = \frac{-3979 \text{ Tmt.}}{2275T} = 0.174 \text{ mt.}$



CARGA NORMAL

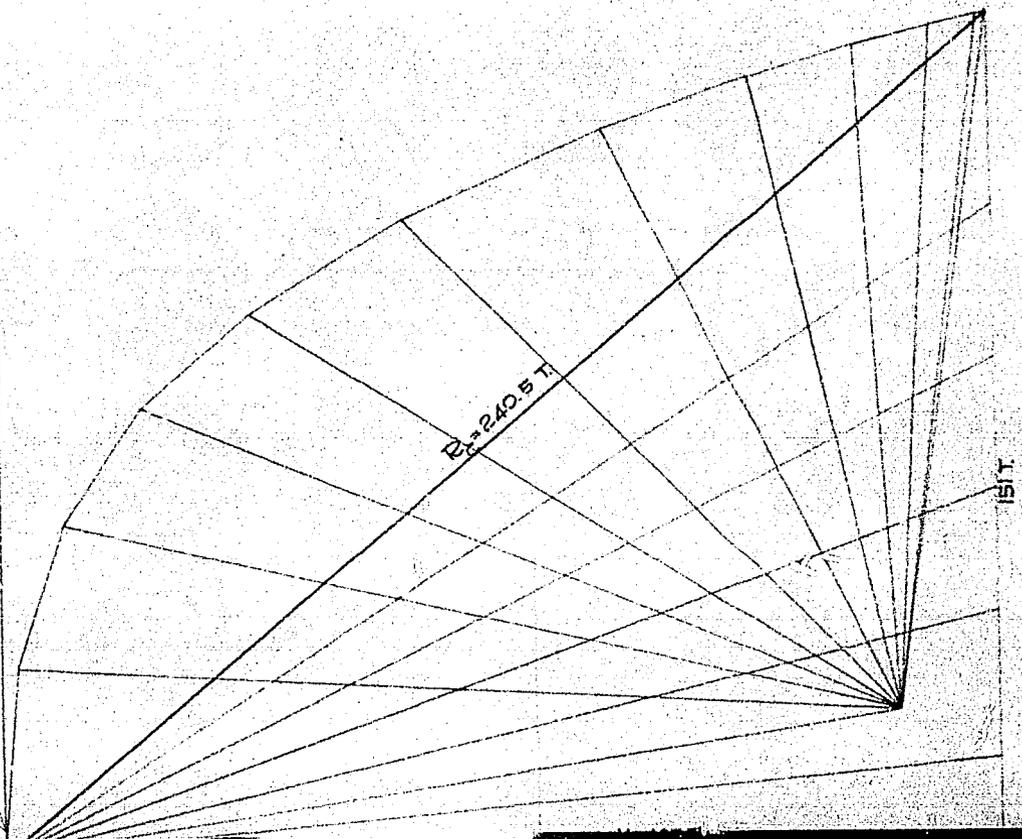
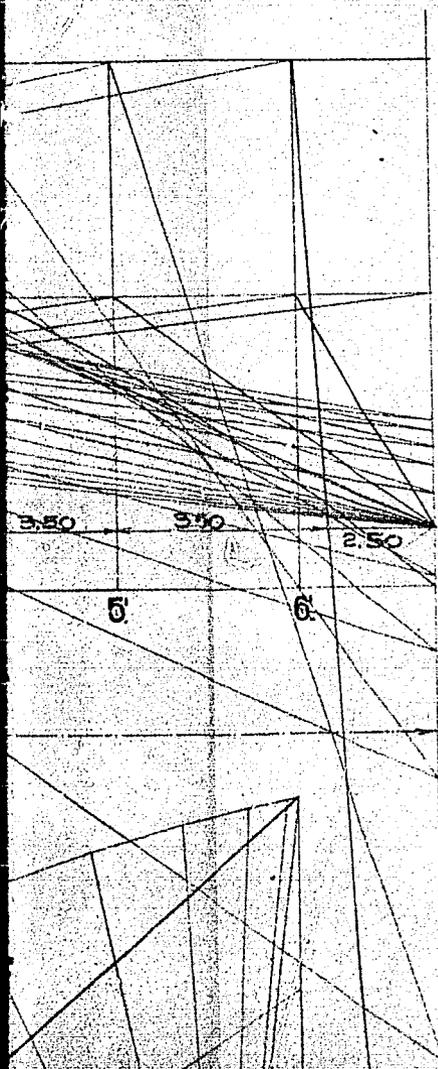
B

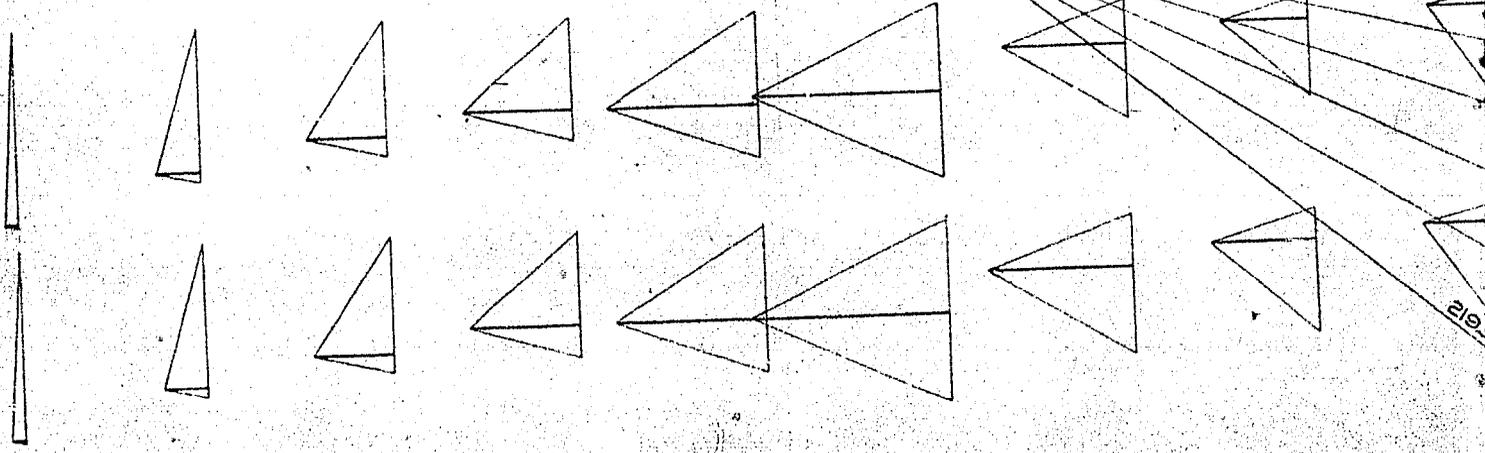
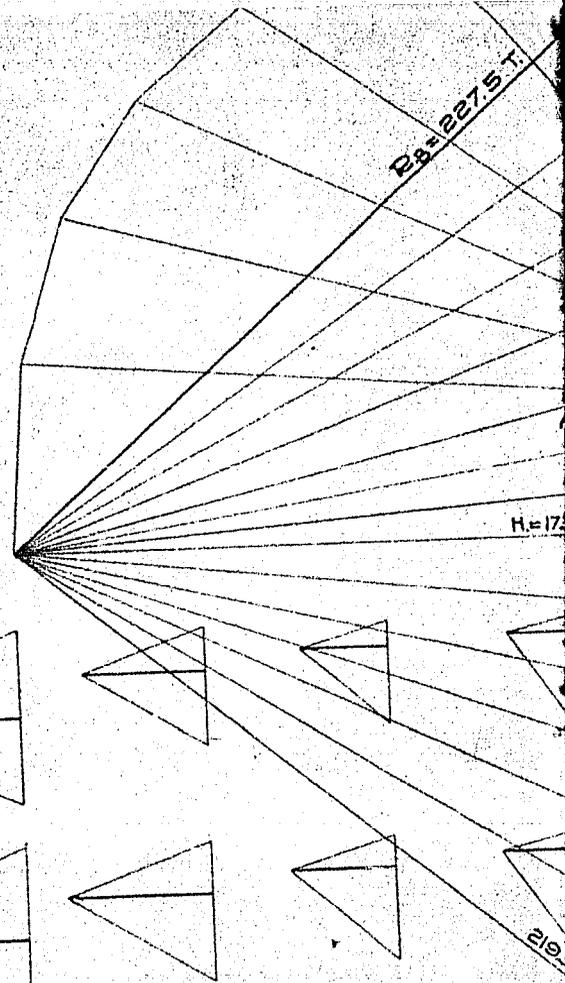
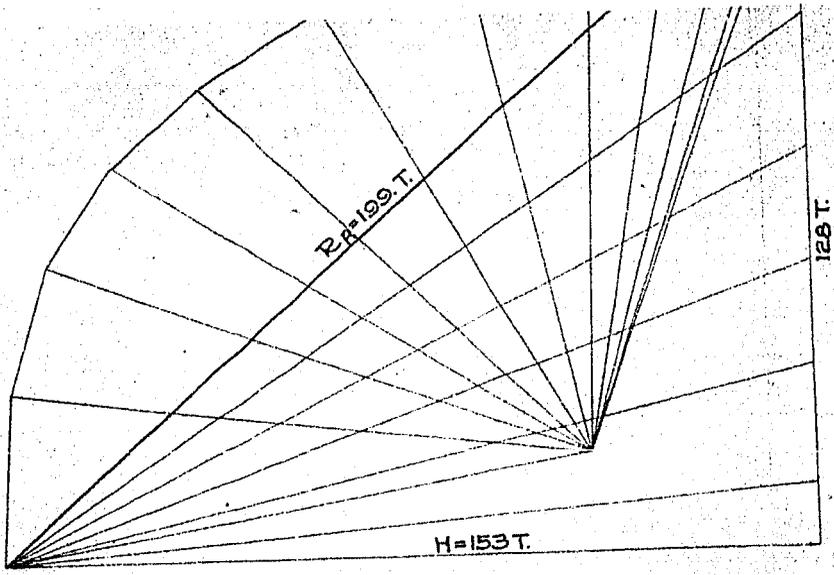




$$M_c = 187T \times 0.07 \text{ mt.} = -13.09 \text{ Tmt.}$$

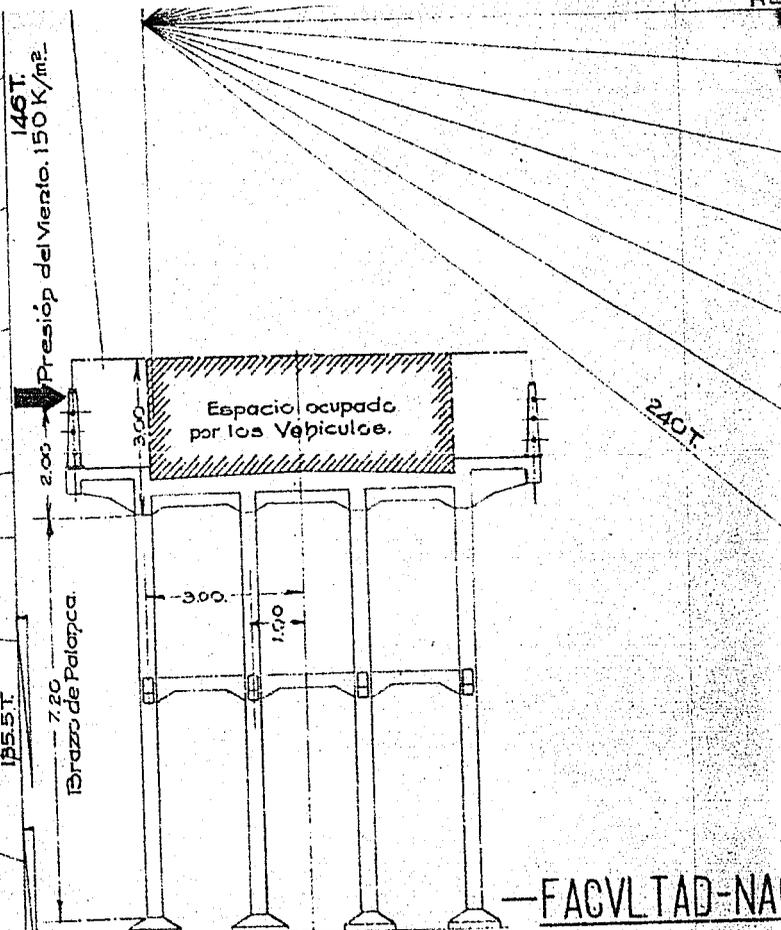
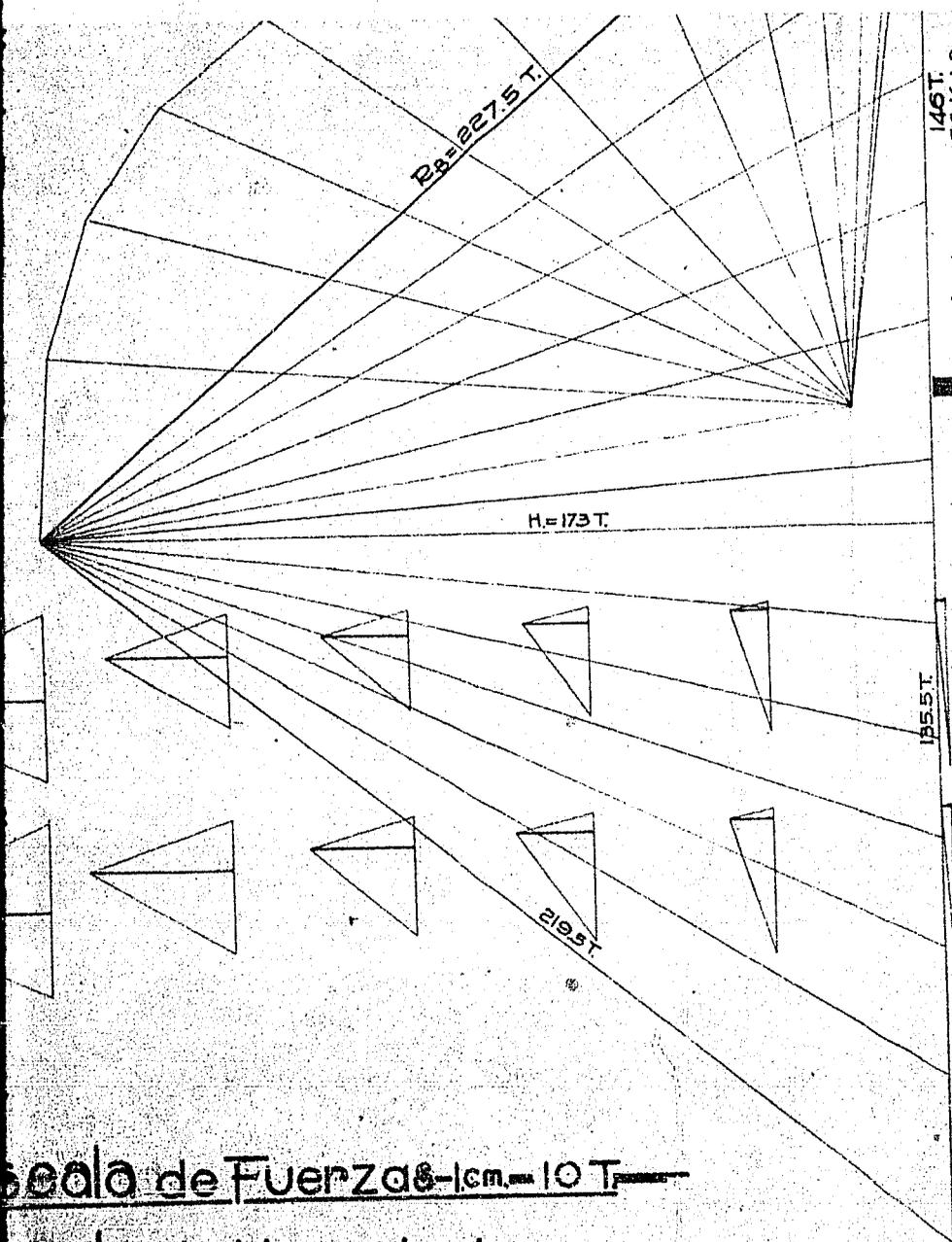
$$\theta_c = \frac{Mc}{I} = \frac{-13.09 \text{ Tmt.}}{240.5T} = .054 \text{ mt.}$$





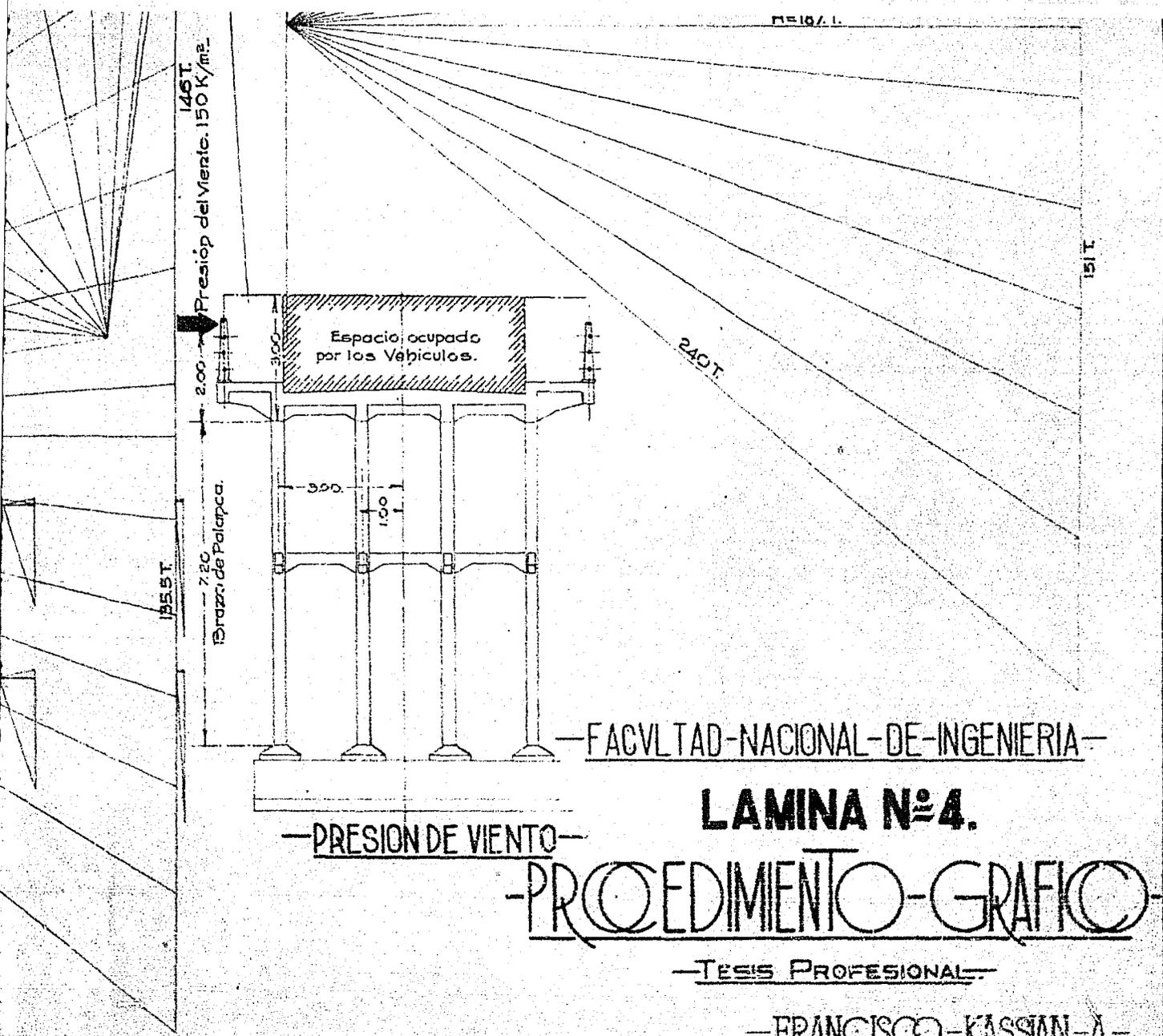
— Escala de Fuerzas - 1cm. = 1C. —

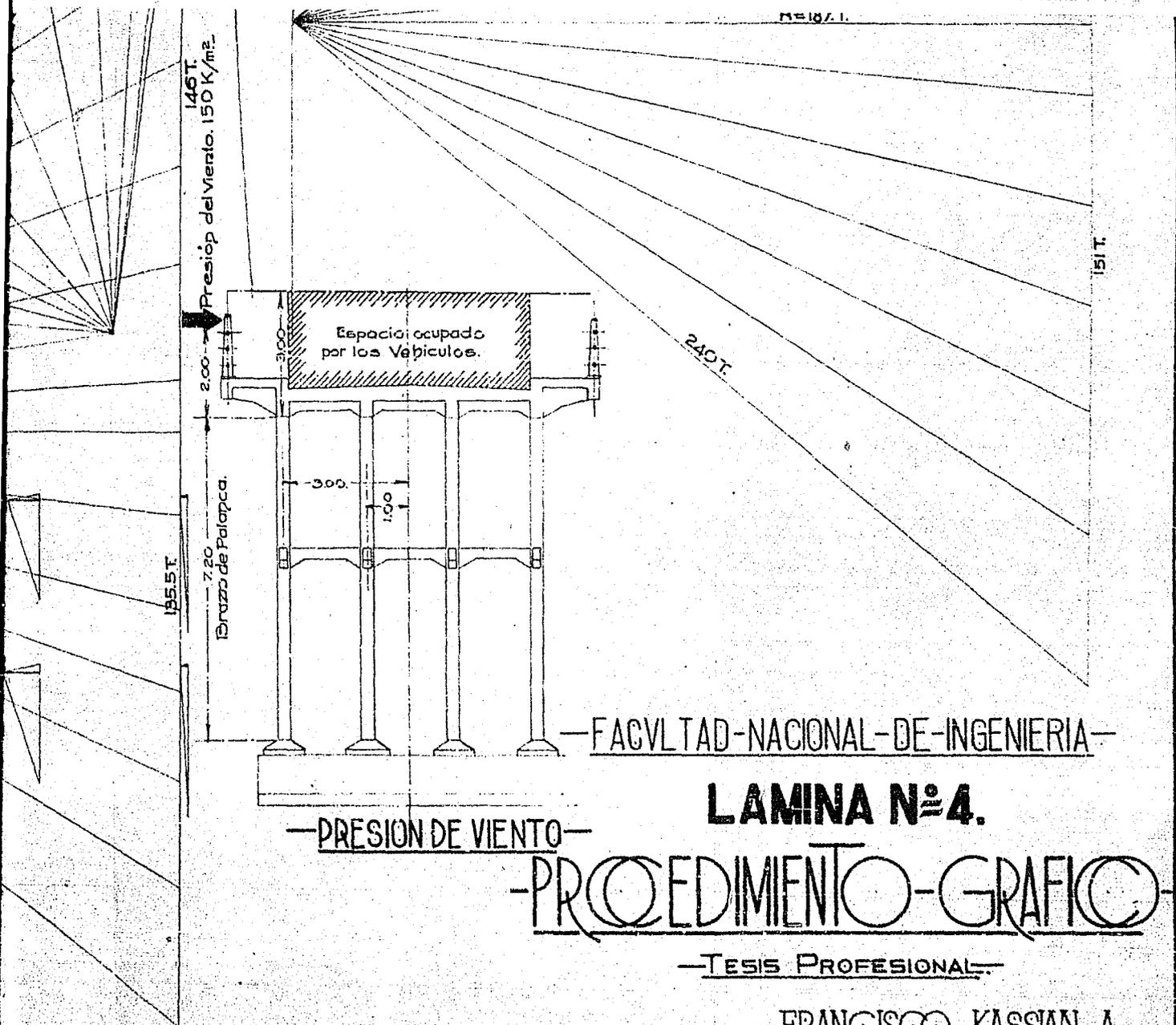
— Escala de Lineas - 1cm. = 1mt. —

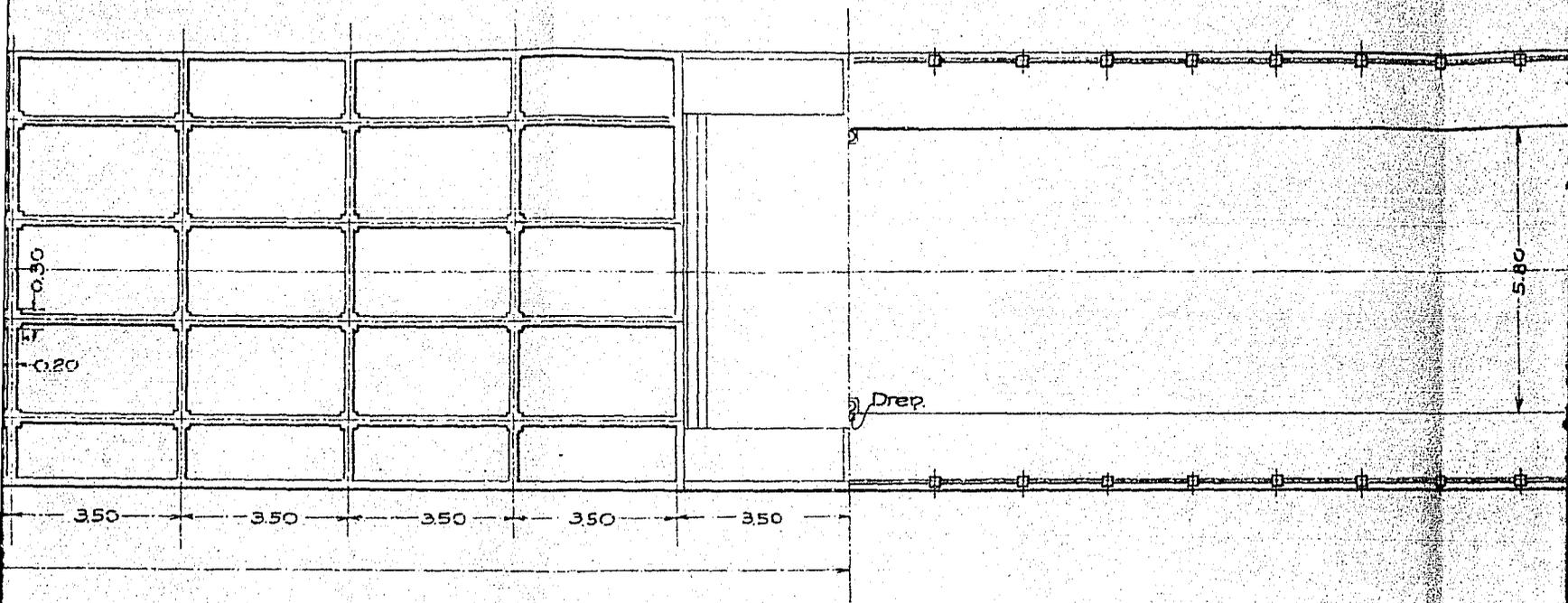


—Escala de Fuerzas—1cm.=10 T.—
 —Escala de Líneas—1cm.=1mt.—

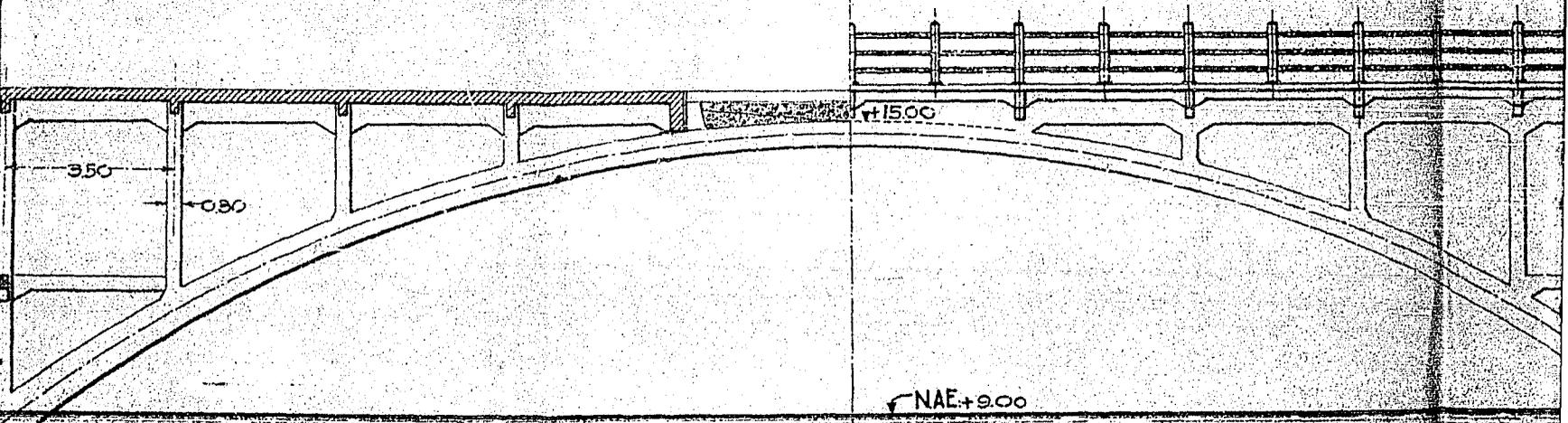
—FACULTAD—NACIONAL
 —LAN
 —PROEDIM
 —TESIS

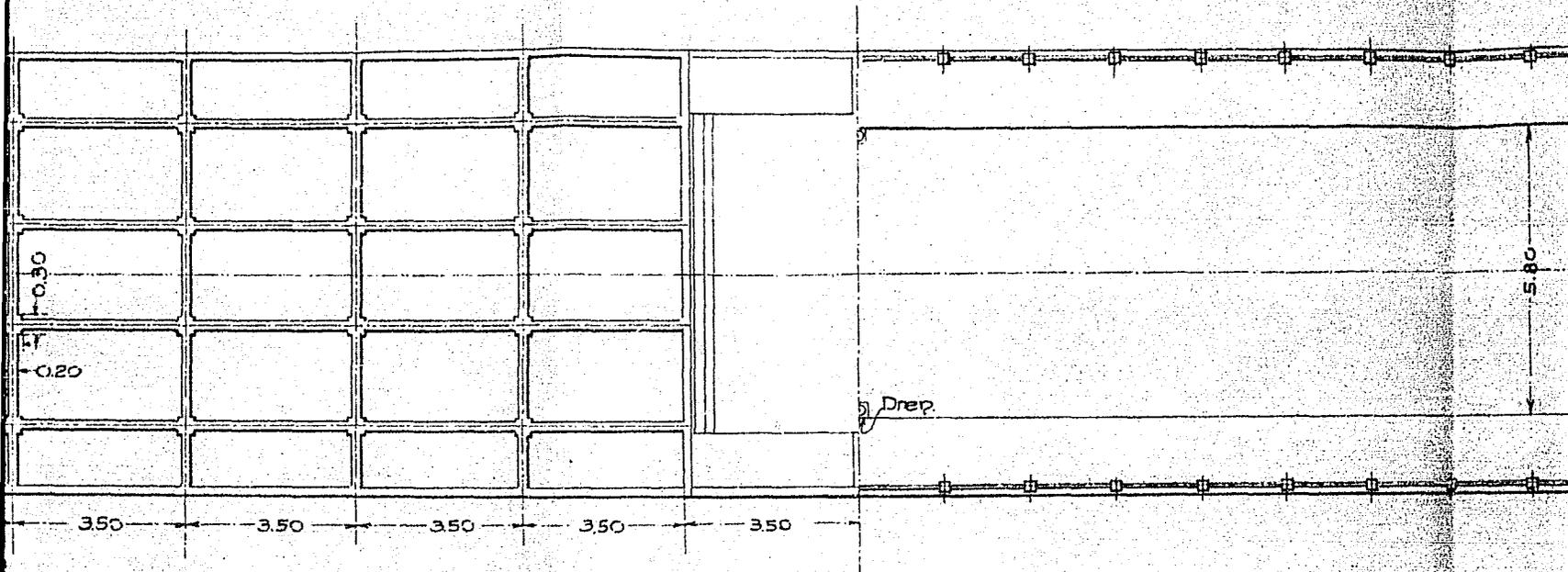




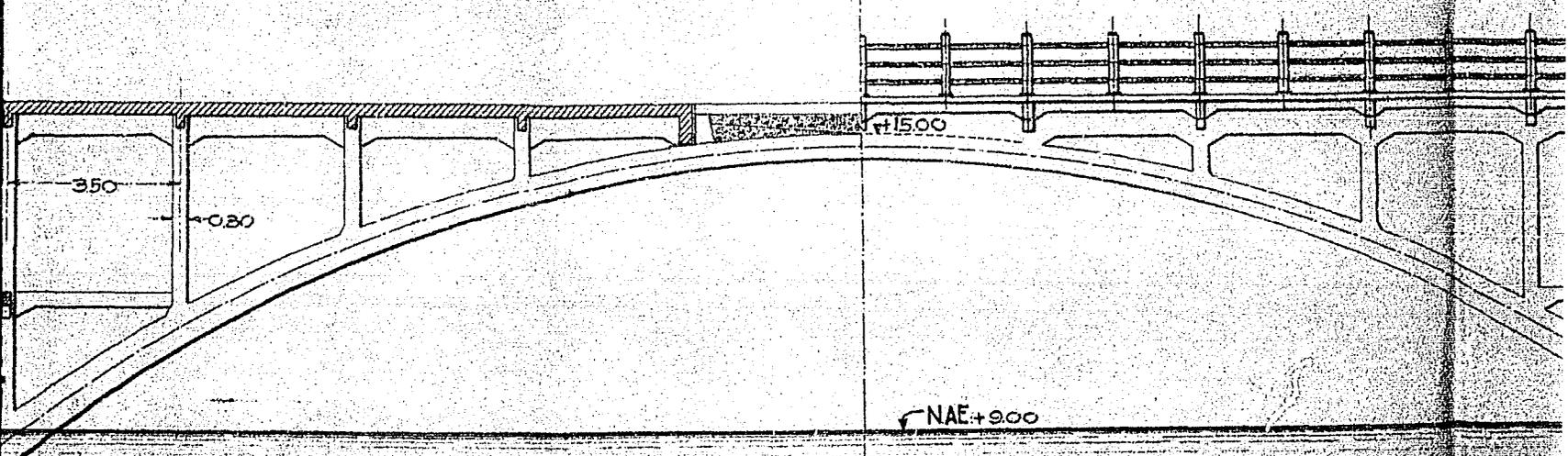


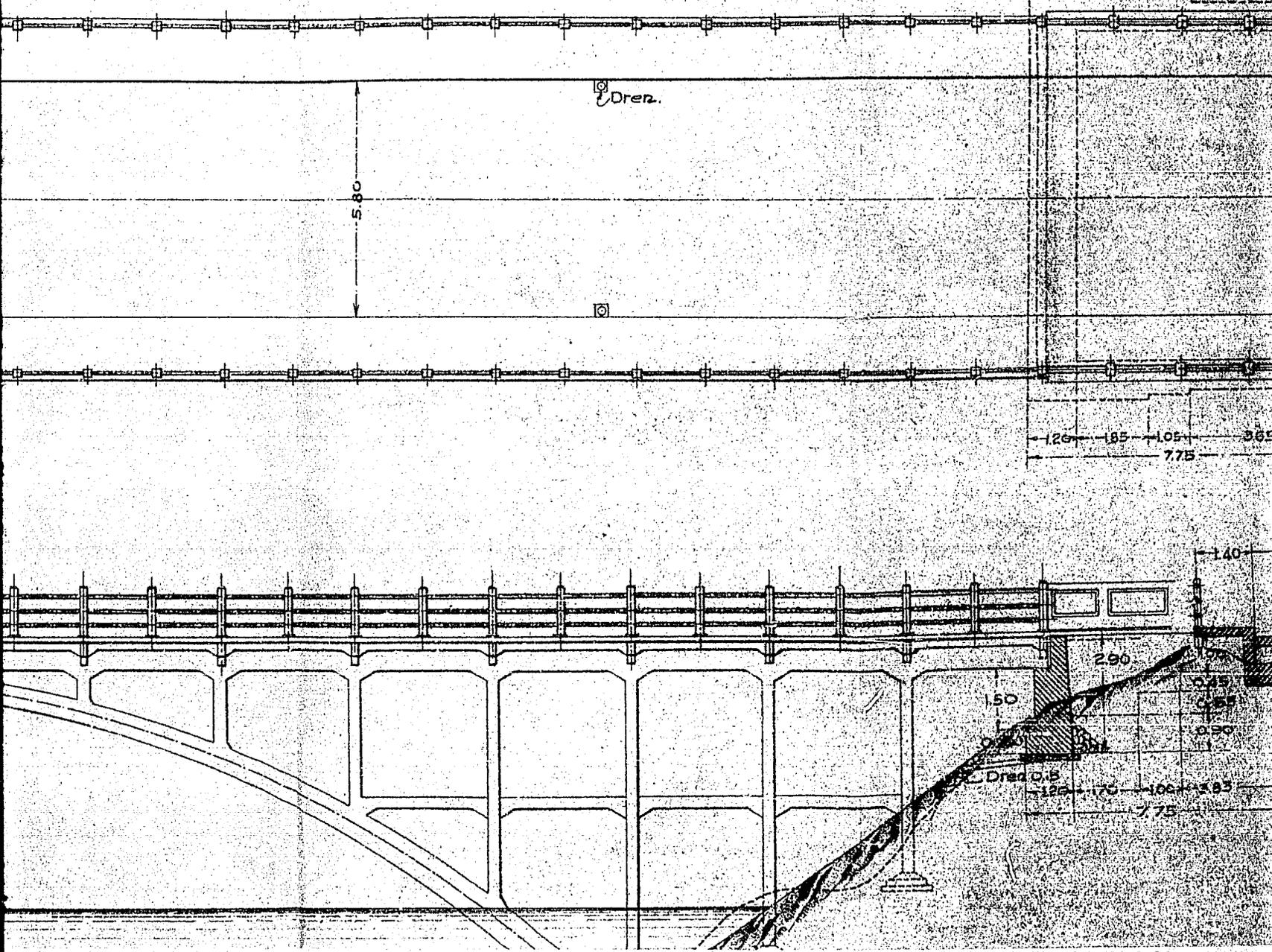
—PLANTA—





— PLANTA —





Drez.

5.80

□

1.20 1.85 1.05 3.65
7.75

1.40

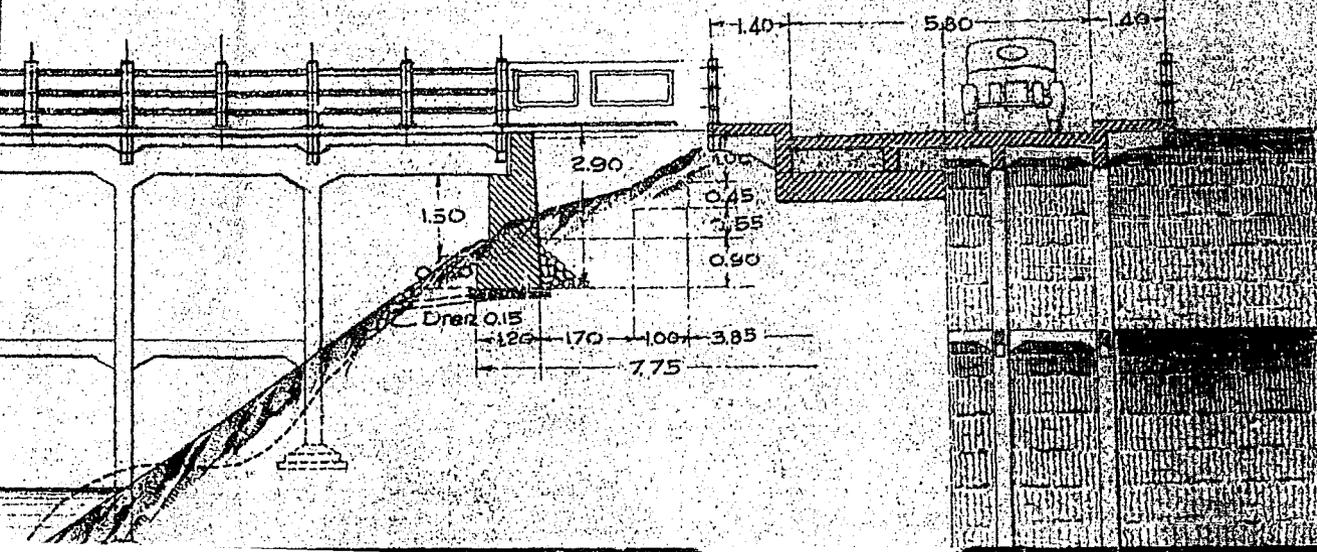
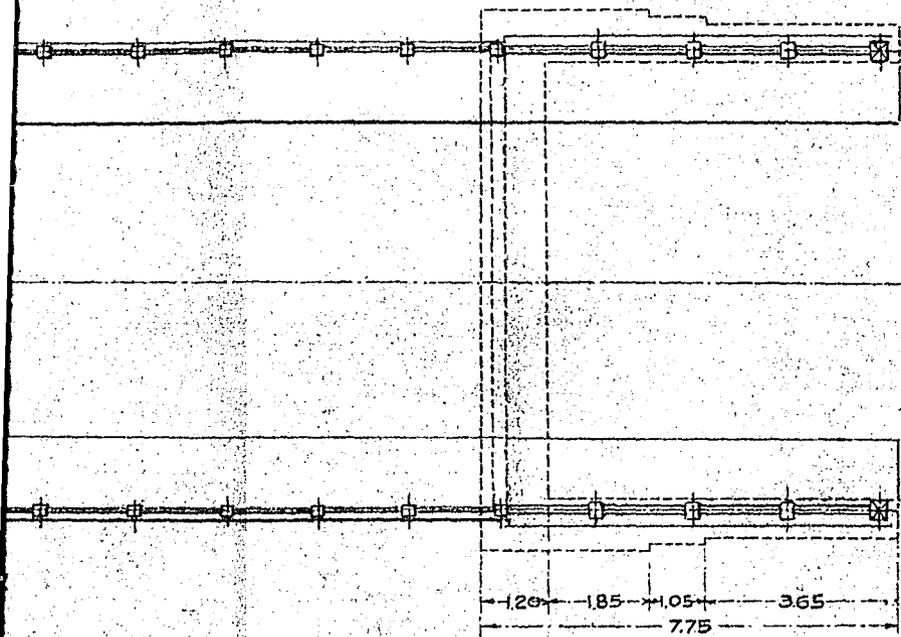
2.90

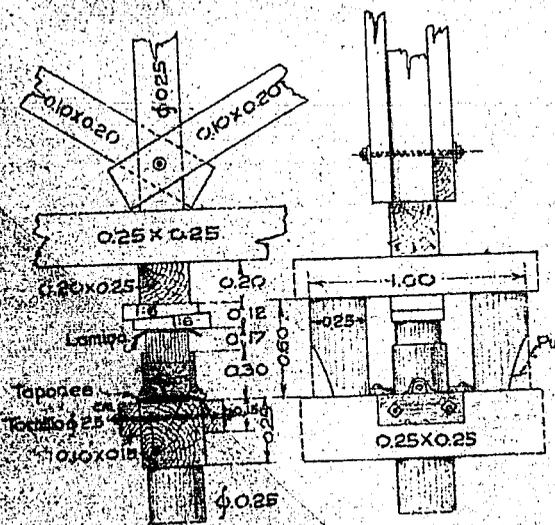
1.50

Drez. 0.5

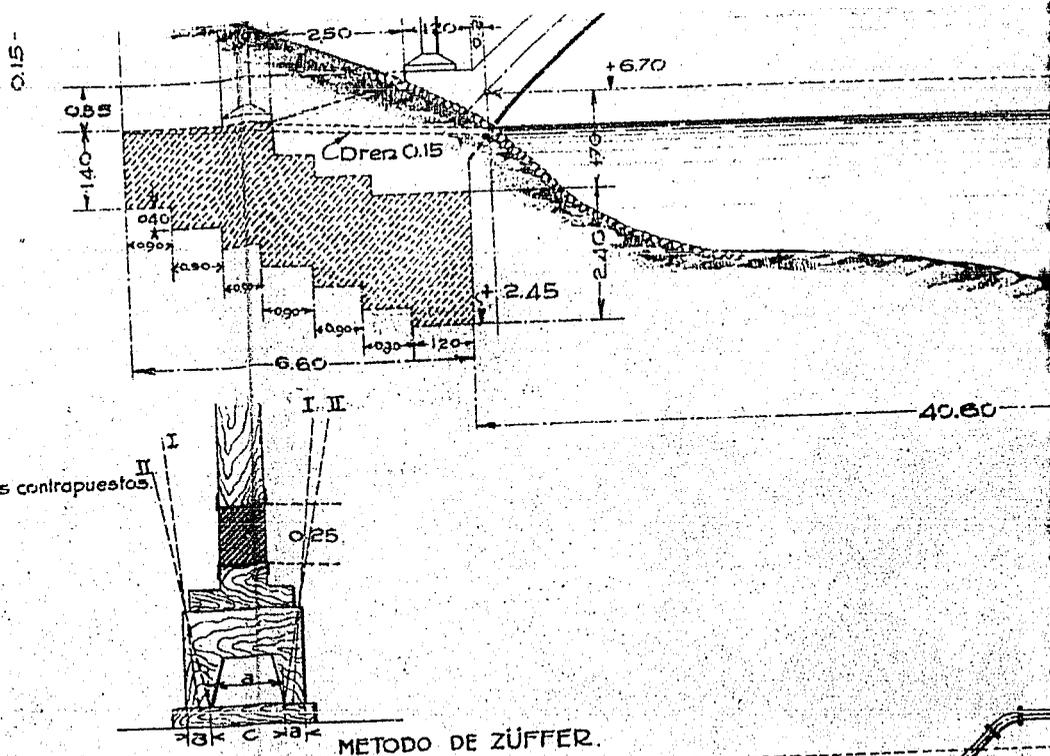
1.25 1.70 1.00 3.95
7.75

0.45
0.85
0.90
1.1

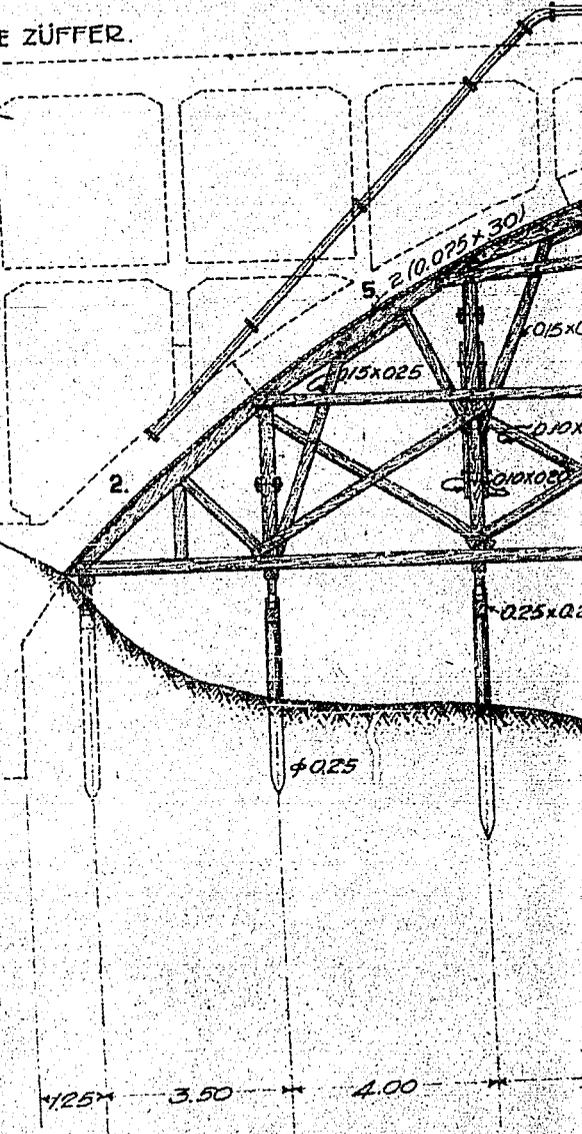
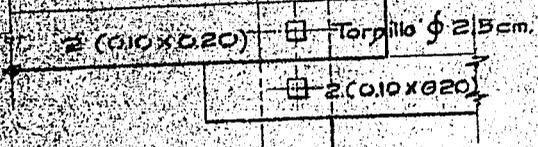
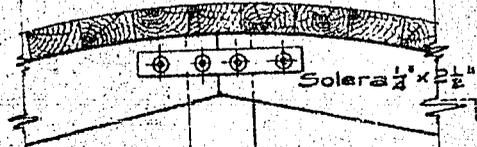
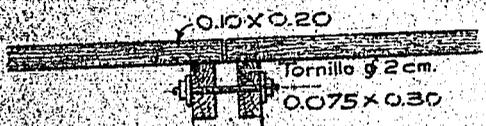




DETALLE-A



DETALLE-B



49.00

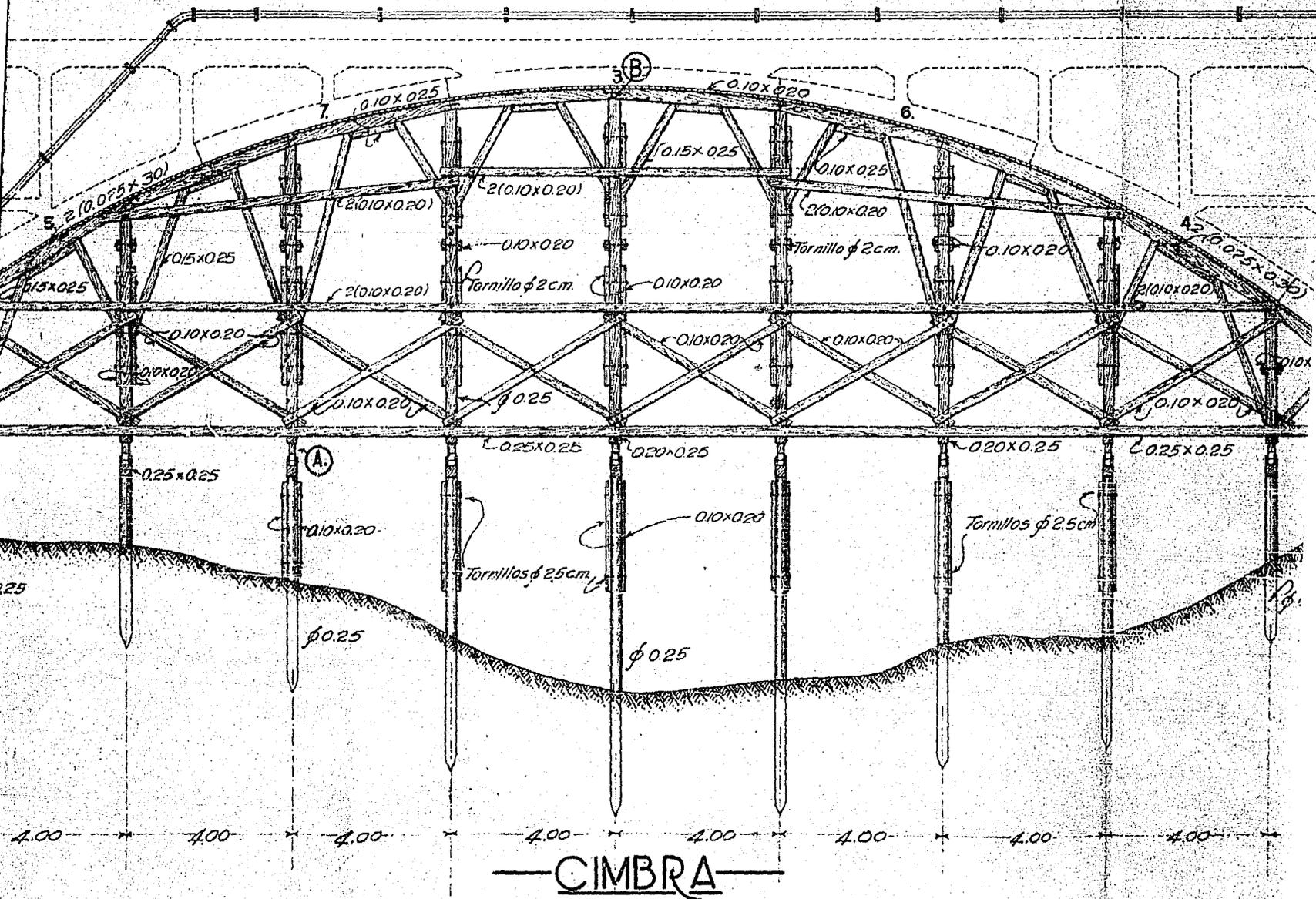
NAA.+6.00

NAB.+2.10

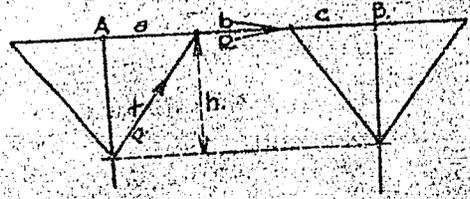
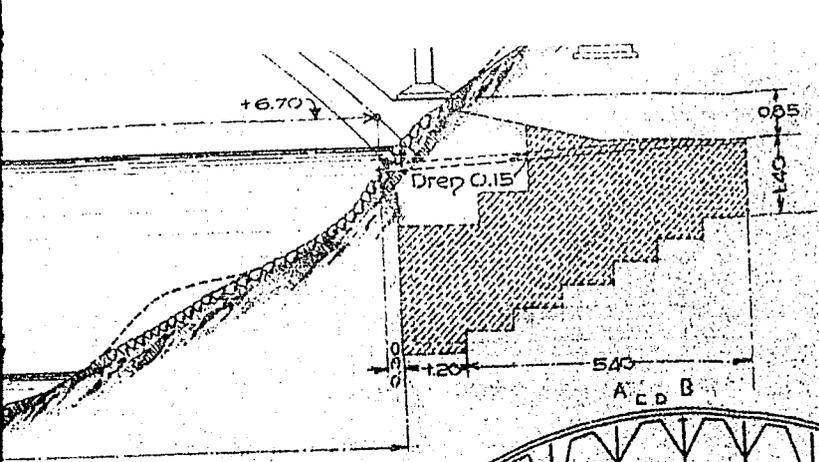
40.60

±0.00

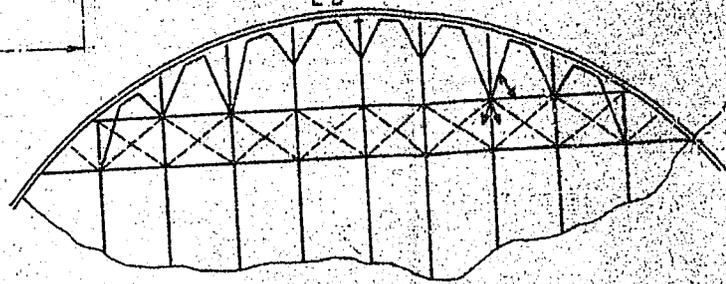
ELEVACION



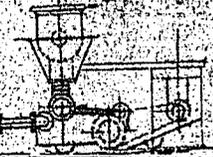
CIMBRA



—CORTE—
—TRANSVERSAL—



Bomba de Cooperio



ESQUELETO DE LA CIMBRA



—ESCALA=1:100—

—FACULTAD NACIONAL DE INGENIERIA—

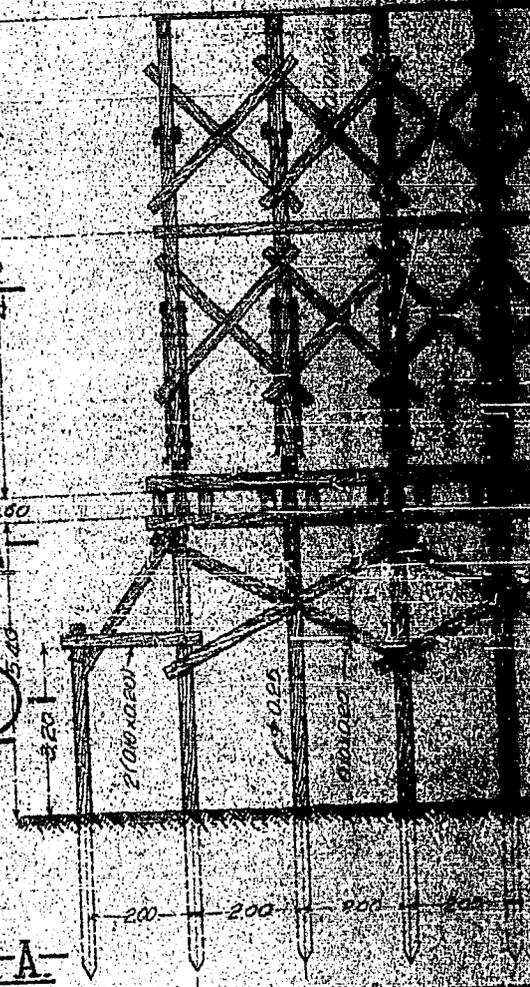
LAMINA N°6.

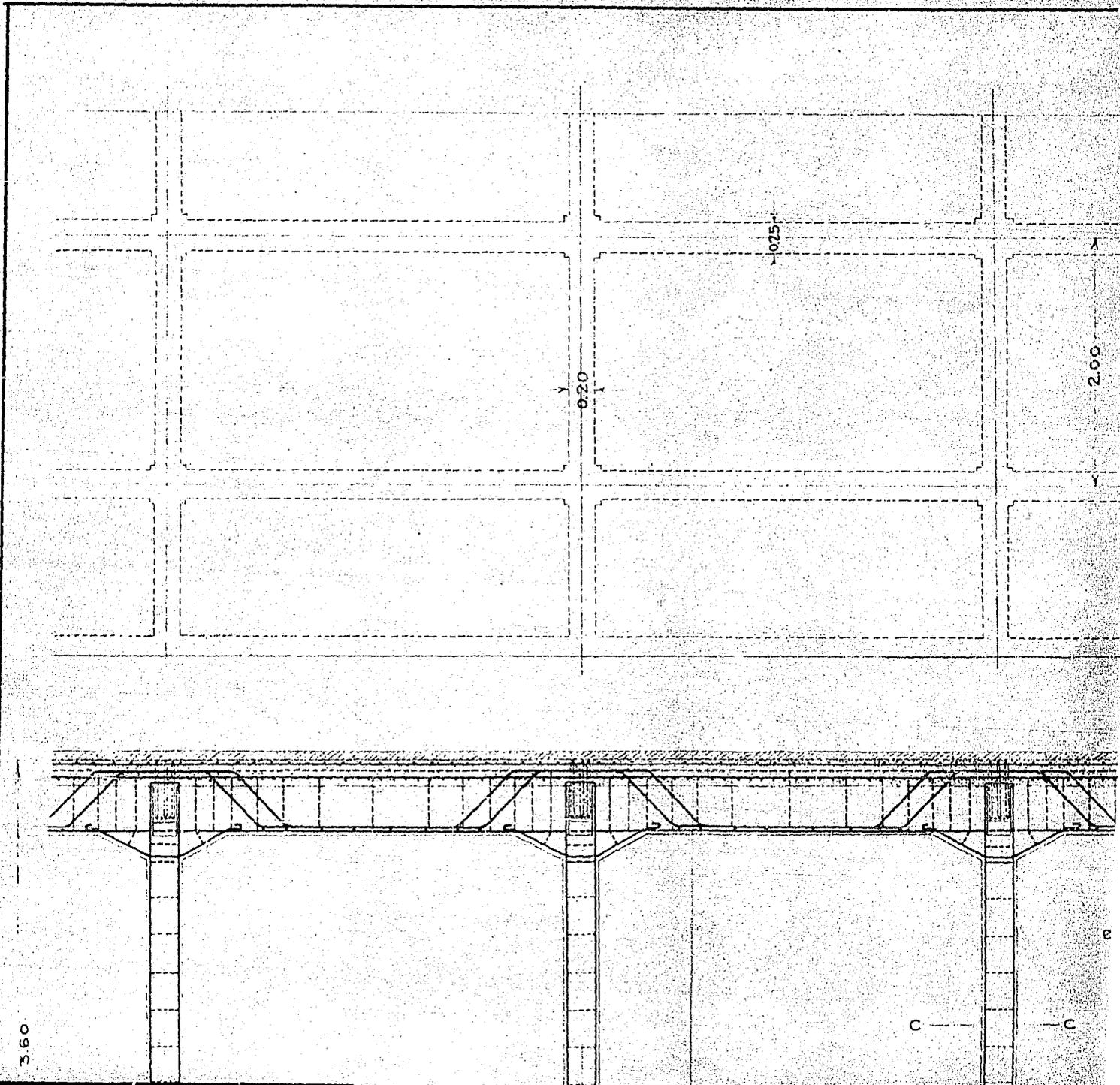
—PLANO DE CONJUNTO—

—CIMBRA—

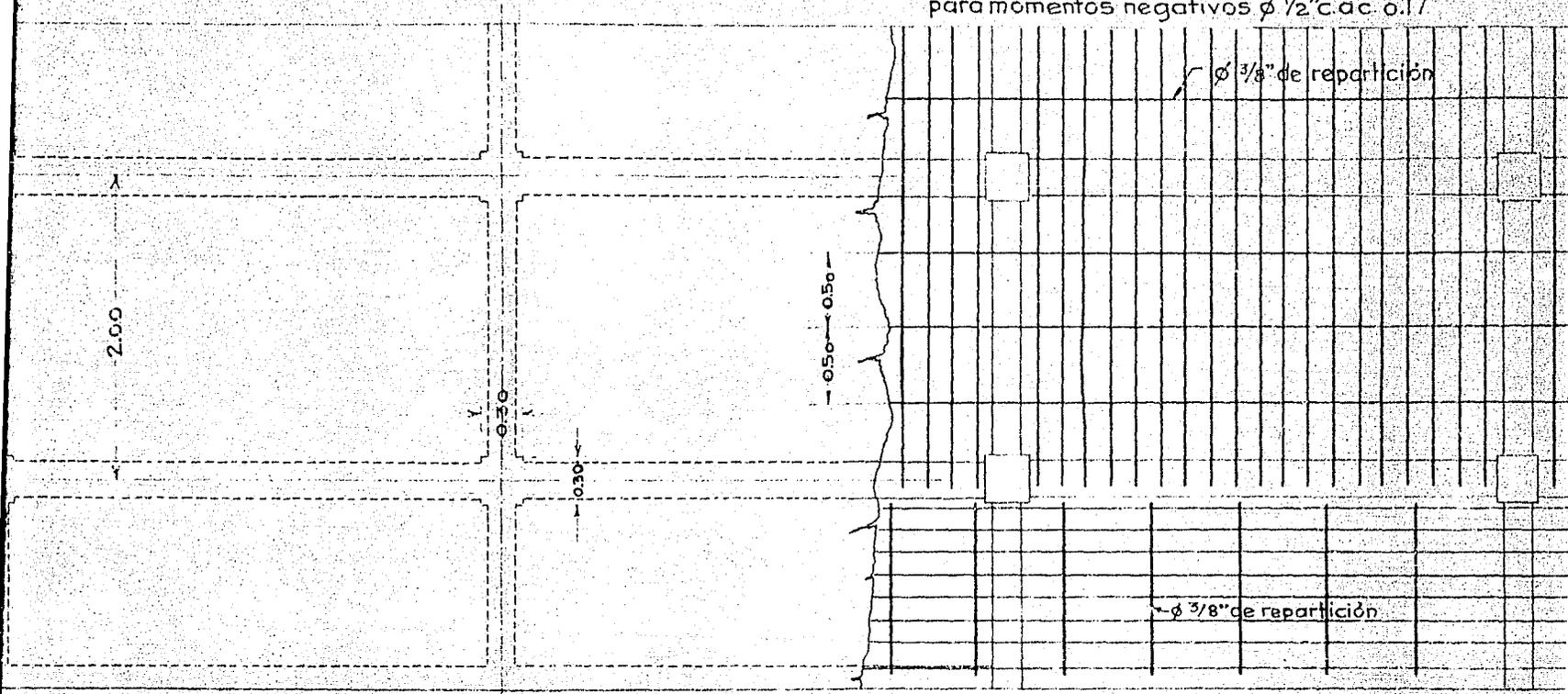
—TESIS PROFESIONAL—

—FRANCISCO KASSIAN A—

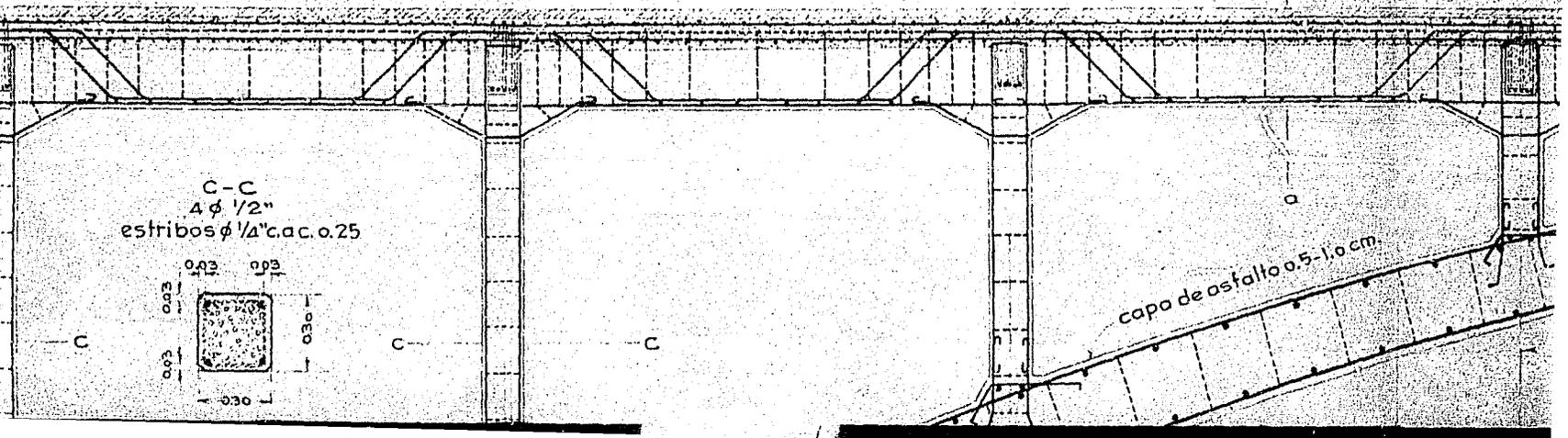




Disposición de varillas en la losa del ca
para momentos negativos $\phi 1/2"$ c.a.c. 0.17



0.60 x 0.60 Disposición de las varillas en la
de carga $\phi 1/2"$ c.a.c. 0.15 para momentos n



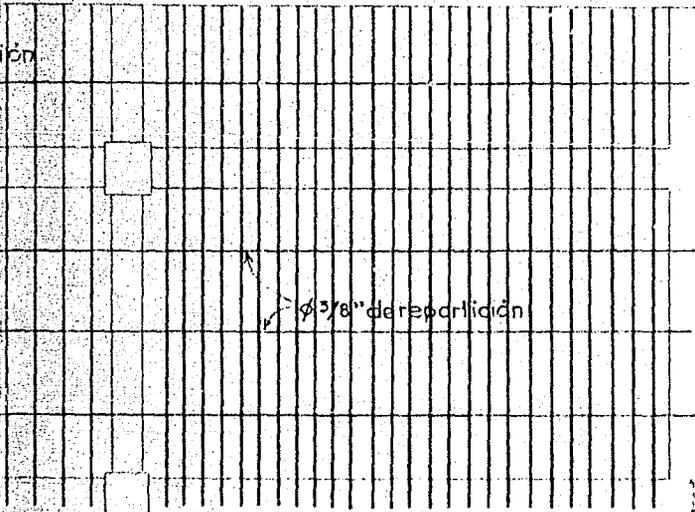
capa de asfalto 0.5-1.0 cm.

osa del camino

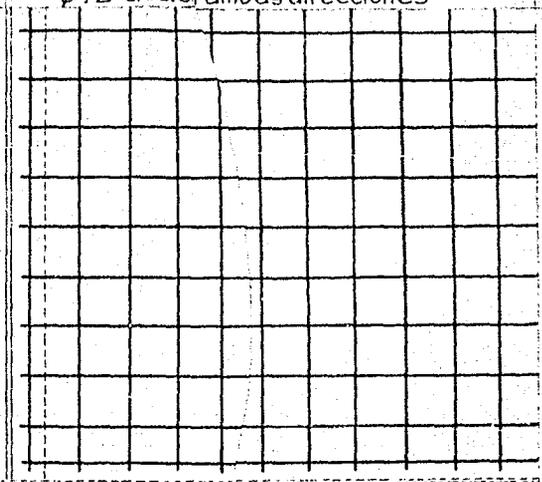
17

de carga $\phi 1/2"$ c.a.c. o.11

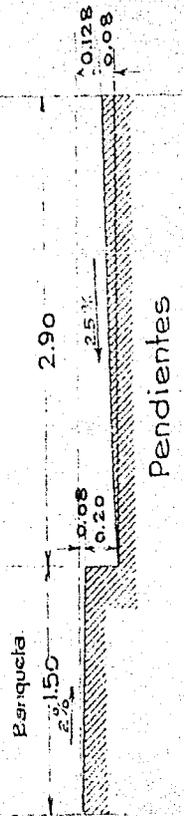
023 Junta de dilatación
 $\phi 1/2"$ c.a.c. en ambas direcciones



$\phi 3/8"$ de repartición



$\phi 3/8"$ de repartición

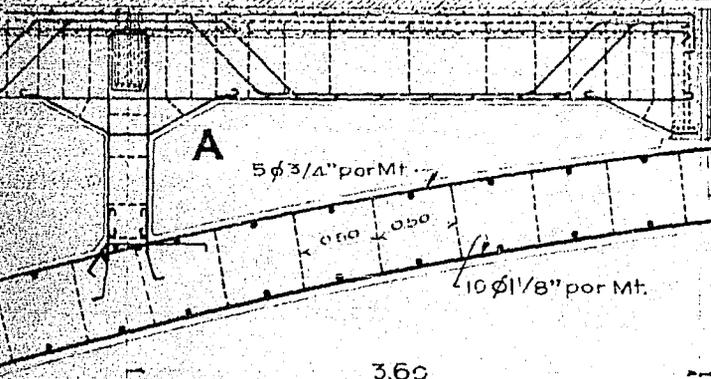


Pendientes

arrillas en la banqueta

0.60 - 0.60 -

momentos negativos $\phi 3/8"$ c.a.c. o.15
revestimiento de asfalto



A

5 $\phi 3/4"$ por Mt.

0.10 0.50

3.60

$\phi 1/2"$ c.a.c. o.30 en ambas direcciones

concreto de cal 8 hasta la cma

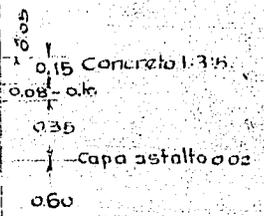
relleno (Conglomerado del río)

$\phi 1/2"$ c.a.c. ± 0.50

10 $\phi 1/8"$ por Mt.

0.50 x 0.50

3.40



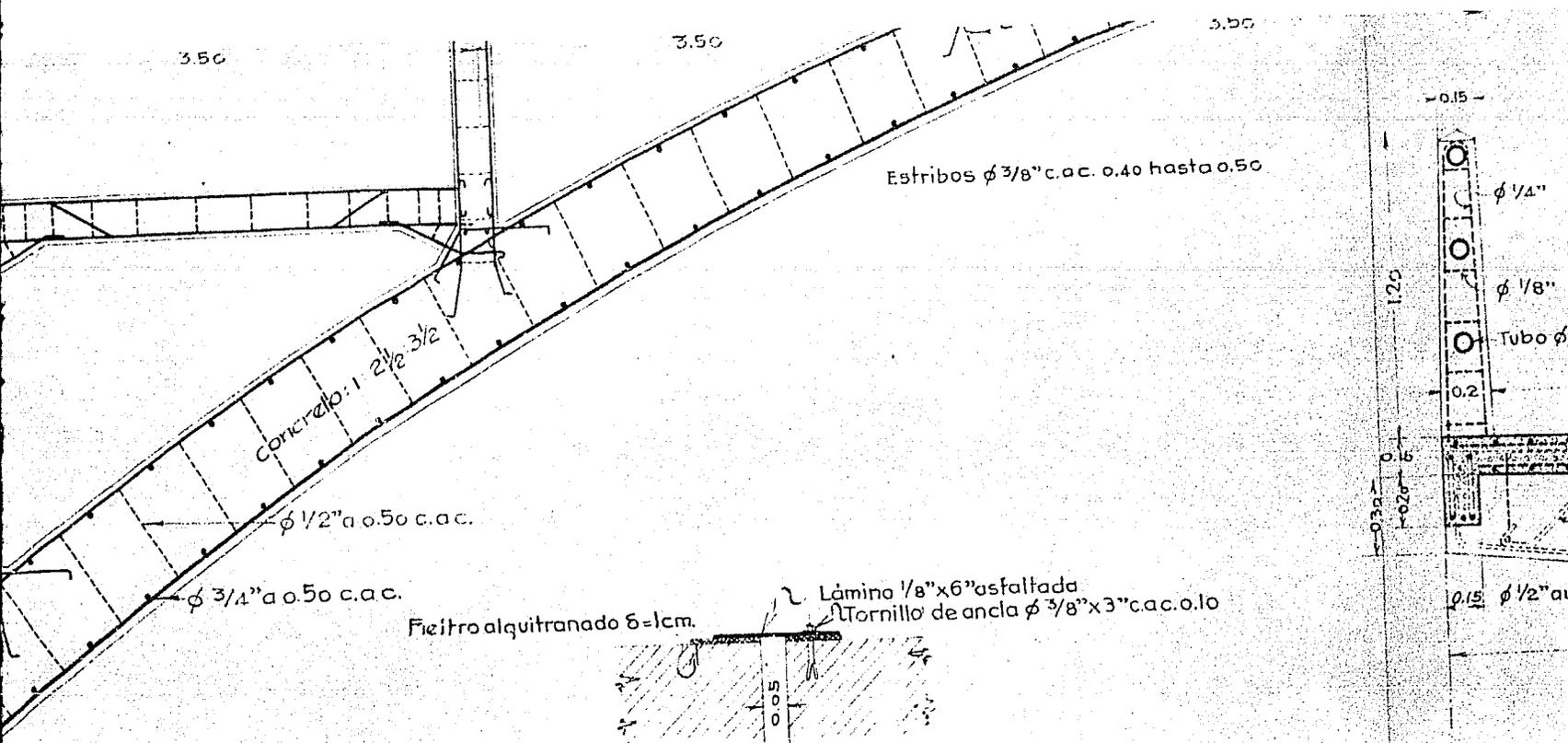
0.15

0.08 - c.a.

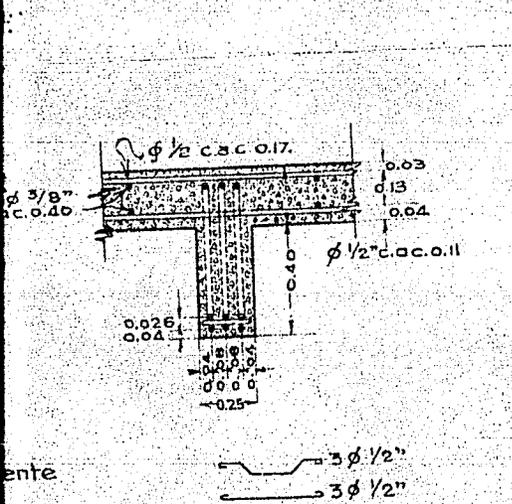
0.35

capa asfalto 0.02

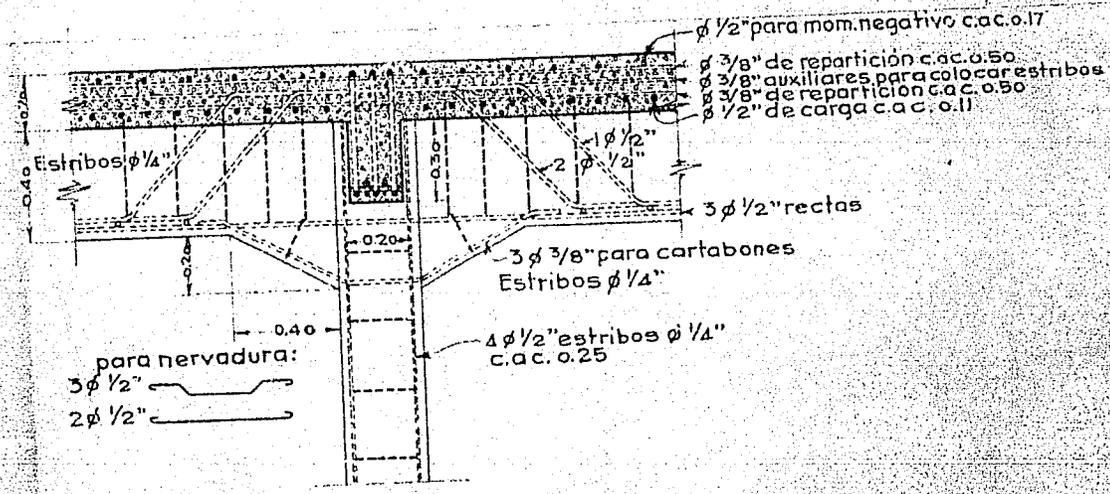
0.60



— DETALLE DE LA CUBRE JUNTA —

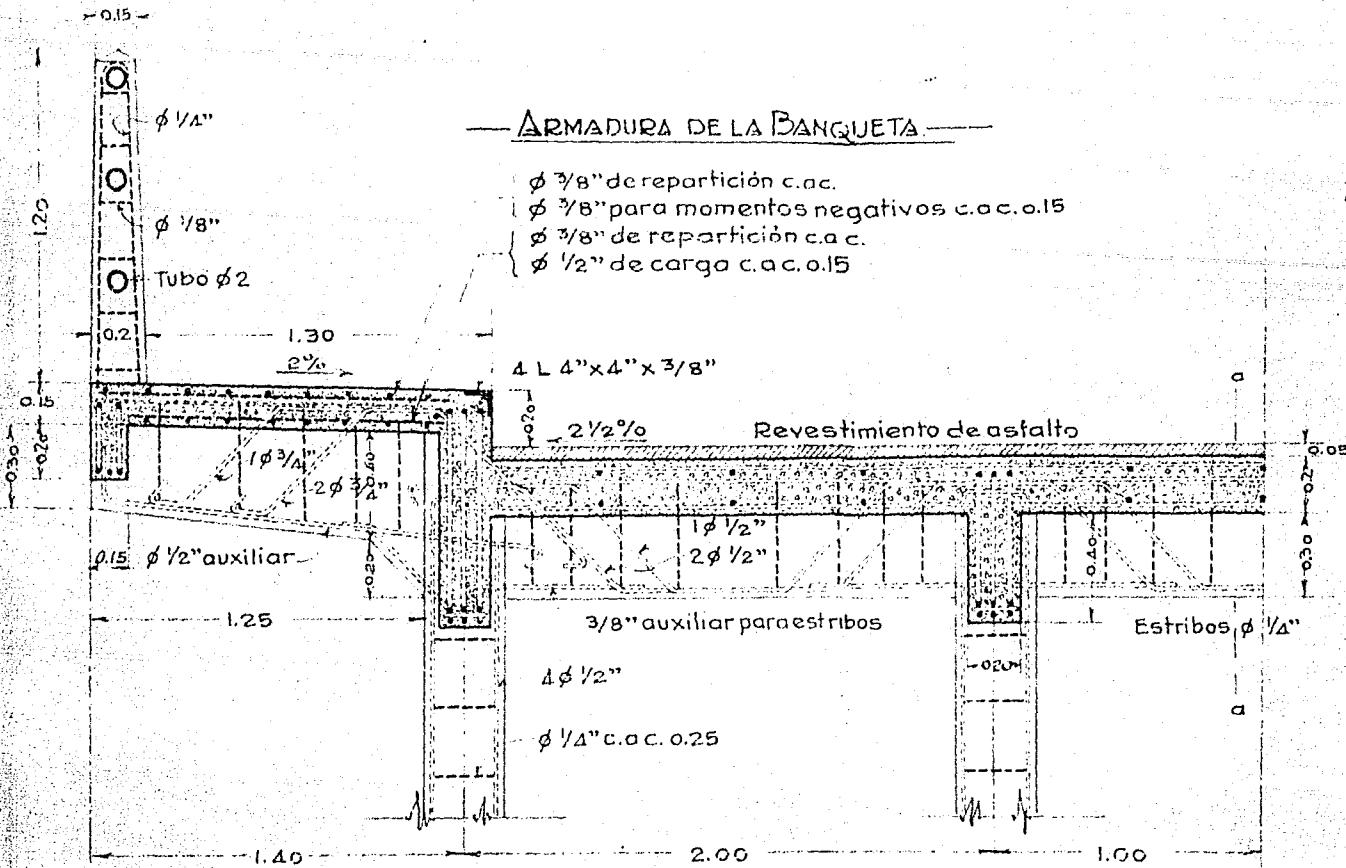


— CORTE a-a —
— Esc. = 5 cms. = 1 Mt. —



— DETALLE-A —
— Esc. = 5 cms. = 1 Mt. —

— ESC.: 1 CM = 5 MTS. —



1 VC c.a.c. 0.17

c.a.c. 0.50
colocar estribos
c.a.c. 0.80
0.11

— CORTE TRANSVERSAL —

— Esc. = 1 cent. = 5 mts. —

— FACULTAD NACIONAL DE INGENIERIA —

LAMINA N° 5.

— PLANO —

— DE —

— DISTRIBUCION DEL FIERRO —

— TESIS PROFESIONAL —

— FRANCISCO KASSIAN A. —