



Angel Berea

PROYECTO DE PUENTE PARA EL CAMINO CARRETERO DE TAMPICO
 SOBRE EL GRAN CANAL.

1907

UNICO



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.

PROYECTO DE PUENTE

para el

Carmino Carretero

de Tampico

sobre el

Gran Canal



Camino

de Tampico

sobre el

Gran Canal



ANGEL BEREÁ

PROYECTO DE PUENTE PARA EL CAMINO CARRETERO DE TAMPICO.

SOBRE EL GRAN CANAL.

[Decorative separator line]

La antigua carretera de Tampico, cruzaba el Gran Canal del Desague, por medio de un puente de madera, provisional, muy deficiente y cuyo uso no satisfacía las necesidades del Camino, pues estaba limitado á los peatones y á las cabalgaduras, por lo que, aun prescindiendo de la causa que motivó su destrucción, (el desbordamiento del Lago de Texcoco), ocurrido en el mes de Septiembre de 1904), se hacía ya sentir la urgencia de sustituir lo por otro que llenase las necesidades de la Carretera.

Dado el caracter provisional del antiguo puente, hubo que desechar por completo la idea de aprovechar algo de lo construido, pues sus trabes de madera fueron arrastradas por el agua y los estribos, cimentados según las circunstancias, aun cuando han quedado en pié después del restablecimiento del nivel del agua, son enteramente inapropiados á la nueva construcción.

El caracter general del puente obedece á las siguientes ideas: debe construirse económicamente, de materiales resistentes, de manera que constituya una obra permanente, pero al mismo tiempo deben existir ciertas facilidades para que pueda ser desmontado y transportado á otro lugar con el menor desperdicio posible de material, pues existe la idea de aprovechar la corona de las presas que se proyectan construir sobre el Gran Canal para aislarlo en tramos, como puentes, en cuyo caso, quizás conviniera aprovechar alguna presa cercana y el puente podría utilizarse en algún otro paso.

Condicioness

Estas no se han perdido de vista, especialmente al proyectar los cimientos de las pilas, en las que por las incertidumbres del trabajo, cualquiera obra sería perdida.

LOCALIZACION. - El camino en cuestión cruza al Gran Canal en el K. 19 + 850 mtrs. ó sea á los 165^m22 del P. T. de la cuarta curva (P. T. = 19681.78) por lo cual, como se ve en el plano

plano núm. 1, la faja de movilización quedaría limitada en una zona comprendida entre el Puente del Ferrocarril Mexicano y el P. T. de la curva citada antes, pues más allá de dicho P. T, el cruzamiento sería impracticable.

Por lo anterior se comprende desde luego que no habría ventaja alguna, dada la igualdad de sección y de terreno, y si graves inconvenientes, en modificar el trazo del camino en el cruzamiento, pues siendo todas las cosas iguales, el camino se desviaría inutilmente, con los tropiezos naturales de derecho de vía, etc, etc, así es que por todo lo anterior, el Puente se localizó en el mismo sitio en que estaba colocado el antiguo.

DESCRIPCION DE LA OBRA.- PLANO NUM. 2.- El Puente tiene un claro de 22 mtrs, dividido en uno central de 8 mtrs. y dos laterales de 7 mtrs; la división en claros parciales se hizo con el objeto de no concentrar la carga total en los estribos solamente, sino tener pilas intermedias que compartieran el peso y de esa manera disminuir el coeficiente de trabajo de los cimientos, y por otra parte se tomó un claro central de 8 mtra, para que una vez construidas las pilas que arrancan de los taludes, pueda bajarse el fondo del Gran Canal, según proyecto existente, sin que sea necesario hacer obra alguna en dichas pilas, ni en los cimientos.

El ancho del Puente está calculado para el paso de un solo carro, por lo que es de 5 mtrs. en total, de los que, 3.50 mtrs. corresponden á la calzada y 1.50 mtrs. á las banquetas.

El acceso al Puente se efectúa por medio de rampas de 3.01% y 2.90% de pendiente.

El sistema general del Puente es el de trabes simples, firmadas por viguetas de acero. Los claros que dejan entre sí, están cubiertos por bóvedas de ladrillo y cemento, construcción suficientemente elástica para hacer homogéneo todo el sistema, y sus riñenes están rellenos hasta el enraz del patín superior de las viguetas, con concreto en la proporción de 5 de piedra, por 3 de arena, por 1 de cemento. Encima de este enraz, se construirá el Macadam de la calzada.

Las banquetas

Las banquetas están formadas por lozas colocadas longitudinalmente y llevan guarniciones de piedra de Tulpetlac, de las que una forma un saliente á la trave y la otra, sirve de guarda ruedas.

El parapeto consiste en un barandal de tubo de fierro de 11/2" de diámetro, cuyas extremidades se empotran en pilastras de recinto y en los aproches es de mampostería de tabique.

Los estribos que son de mampostería común paramentada con recinto y que se proyectaron con el menor volumen posible para aligerarlos, se apoyan sobre una plataforma de cemento armado que carga directamente sobre el terreno, que se consolidará por medio de tres hileras de pilotes de concreto suficientemente comprimido para ensanchar su base. El número total de pilotes en cada estribo es de 24.

Al proyectar las pilas, se tuvo muy en consideración la naturaleza de los cimientos que están formados por pilotes de resca; por lo que aquellas serán de tubos de fierro de 6" de diámetro en número de 6 para cada pila y quedarán en la prolongación de la fila central de los pilotes:

Los tubos de las pilas están terminados en sus extremidades superiores por capiteles de fundición, en los que se apoyan las viguetas del Puente y están unidos entre sí por medio de trabes resistentes que hacen el conjunto homogéneo y por medio de contravientos que impiden cualquiera deformación.

En los cimientos de las pilas se han tomado todas las precauciones necesarias para impedir cualquier movimiento y para que puedan movilizarse en caso dado con cierta facilidad y sin pérdida sensible de material. Están compuestos de tres hileras de pilotes de resca de 4.60 mtrs. de longitud, hechos de tubo de fierro de 6" de diámetro y separados uno de otro 1.00 m. Dichos pilotes se introducen en pozos previamente llenos de arena comprimida y sus cabezas están unidas por medio de trabes de fierro, ahogadas en concreto. La fila central, que como antes dije, se prolonga para formar la pila, tiene un platillo de fundición que impide cualquier movimiento aislado; así es que como

las cabezas están unidas, la carga se reparte uniformemente y el platillo de que hablaba antes, impedirá el deslizamiento del pilote central que es el que trasmite directamente la carga.

Se ha tenido cuidado especialmente de aligerar el conjunto y de abreviar todas las operaciones de cimentación en el agua que por lo demás, para que resulte sólida y ofrezca completa seguridad, deberá hacerse á todo costo.

Entiendo que el sistema de pilotes de rosca empleado, reune á su sencillez, condiciones que lo hacen aplicable al caso y que usando aparatos adecuados, la operación de introducir los pilotes, no ofrecerá ninguna dificultad.

Lo anterior dá suficiente idea de la construcción en general y de los fines que se han perseguido al proyectarla. En el plano número 2, puede verse el proyecto en sus diversas proyecciones.

Adjuntos se encuentra los planos citados, los cálculos que se hicieron y el presupuesto de la obra.

México, Enero de 1907.

CALCULOS PARA EL PUENTE DEL CAMINO CARRETERO DE TAMPICO.

Cálculo de una de las Trabes Centrales.

La carga permanente se valúa como sigue:

Peso del casco del puente comprendiendo bóvedas, cócreto y Macádam =

$$= 8m. \times 5m. \times 0.50m. \times 2000kgs. = \dots\dots\dots 40000 \text{ kgs.}$$

Peso de 6 viguetas de 8m. de largo por 0.30m.

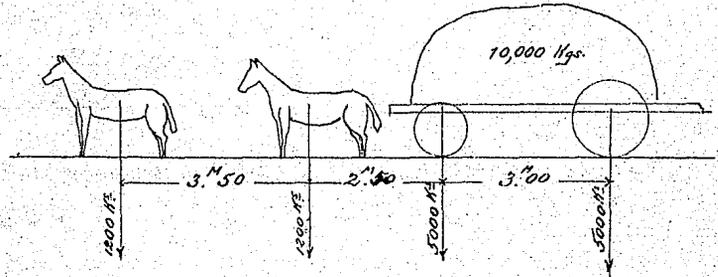
de peralte, que pesan 47 kgs. por metro..... 2256 "

Carga permanente total.. 42256 kgs.

Lo que dá una carga por metro cuadrado de

1056 kgs, ó sean 1100 kgs.

La carga accidental se ha supuesto formada de un carro con peso de 10 toneladas ó sean 5 toneladas por eje y dos tiros de animales, con un peso de 1200 kgs. cada tiro, según el diagrama adjunto:



Supongamos que la viga está empotrada en sus dos extremos y calculemos el momento de empotramiento.

CARGA PERMANENTE.

$$\text{Momento de empotramiento} = M_p = \frac{Pl}{12} = \frac{1056 \times 8 \times 800}{12} = 564866 \text{ kgs. cm.}$$

Las reacciones de los apoyos son iguales y tienen por valor

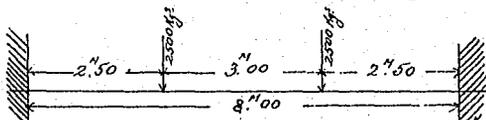
$$R = \frac{P}{2} = \frac{8448}{2} = 4224 \text{ kgs.}$$

CARGA ACCIDENTAL.

Vamos á suponer el caso en que las ruedas del carre se apoyen directamente sobre una de las viguetas, sin el intermedio del Macádam que tendería á repartir el peso.

Consideremos el caso en que la carga se encuentra en una posición simétrica, y aquel en que uno de los pesos está en el centro de la viga y que nos dé un momento de empotramiento máximo.

Primer caso.- Peso de la izquierda.



El momento de empotramiento es igual á:

$$M_0 = P L d^2 (L - d)$$

en la que,

$$P = 2500 \text{ kgs.}$$

$$L = 800 \text{ c.m.}$$

$$d = \frac{2.50}{8} = 0.3125$$

$$\text{Sustituyendo obtendremos: } M_0 = 134277.34 \text{ kgs. c.m.}$$

$$\text{y } M = P L d (L - d)^2 = 295410.15 \text{ " "}$$

Peso de la derecha.- Los valores de los momentos tienen que ser iguales á los anteriormente calculados porque la carga es simétrica, nada más que invertidos; por vía de rectificación se calcularon:

$$M_0 = P L d^2 (L - d) = 295410.15 \text{ kgs. c. m.}$$

$$\text{y } M = P L d (d - L)^2 = 134277.34 \text{ " "}$$

$$\text{siendo } P = 2500 \text{ kgs.}$$

$$L = 800 \text{ c. m.}$$

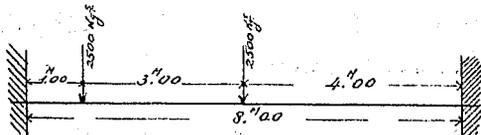
$$d = \frac{5.5}{8} = 0.6875$$

Sumando los momentos, obtendremos:

M_o	M
134277.34	295410.15
<u>295410.15</u>	<u>134277.34</u>
$M_o = 429687.49$	$M = 429687.49$

Las reacciones son iguales á $\frac{P}{2} = \frac{5000}{2} = 2500$ kgs.

Segundo caso.-



Supongamos ahora que uno de los pesos obra en el centro de la viga. Peso de la izquierda.

$$M_o = P L d^2 (L - d) = 27343.75 \text{ kgs. c. m.}$$

$$M = P L d (d - L)^2 = 191406.25 \text{ " " " "}$$

siendo

$$P = 2500 \text{ kgs.}$$

$$L = 800 \text{ c.m.}$$

$$d = \frac{1.00}{8} = 0.125$$

Peso central.

$$M_o = M = \frac{P L}{8} = 250000 \text{ kgs. c.m.}$$

sumando los momentos, tenemos:

M_o	M
27343.75	191406.25
<u>250000.00</u>	<u>250000.00</u>
277343.75 kgs. c.m.	441406.25 kgs.c.m.

Reacciones.- Peso de la izquierda.

$$R = \frac{M - M_o}{L} + P d = 517.57 \text{ kgs.}$$

Peso del centro.

$$R = \frac{M - M_o}{L} + P d = 1250 \text{ kgs.}$$

sumándolas para obtener la reacción total:

$$R = 517.57 + 1250 = 1767.57 \text{ kgs.}$$

$$y \quad R = 5000 - 1767.57 = 3232.43 \text{ "}$$

Comparando estos valores con los obtenidos anteriormente en el caso de la carga simétrica, veremos que la situación resulta más desfavorable en el caso en que uno de los pesos obra en el centro de la viga.

R E S U M E N .

Carga permanente.- Momento de empotramiento = 564866. kgs. cm.
 Carga accidental.- " " " = 441406. " "
 Suma1006272. kgs, cm.

Reacciones	R	R
Carga permanente	4224 kgs,	4224 kgs.
Carga accidental	<u>3232.43 "</u>	<u>1767.57 "</u>
Reacciones totales	7456.43 kgs.	5991.57 kgs.

La suma de las reacciones debe ser igual á la carga total soportada por la vigueta:

R = 7456.43 kgs. Carga permanente = 8448 kgs.
 R = 5991.57 " Carga accidental = 5000 "
 13448.00 kgs, = 13448 kgs.

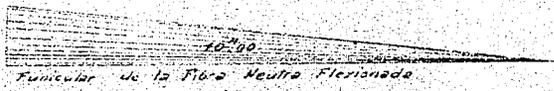
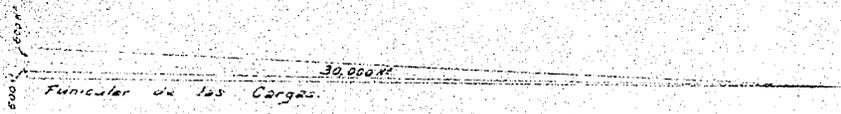
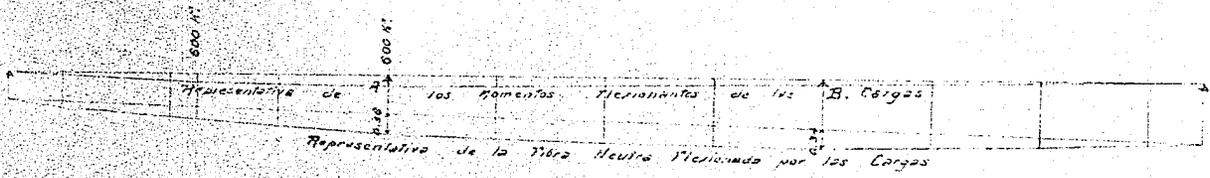
Empleando vigueta de acero del tipo normal, de 375 mm. de peralte, con peso de 62.62 kgs. por metro lineal, cuyo módulo de resistencia es igual 965 cm.^3 , el momento resistente resulta un poco más alto que el que tienen las viguetas; pero pueden usarse con toda confianza, porque el trabajo anterior se ha calculado suponiendo que las cargas obran directamente sobre una vigueta, lo que no ha de realizarse en la práctica, porque el casco del puente y la estrecha unión que existe entre todas sus partes, harán que las fuerzas exteriores se trasmitan á varias traveses y no á una sola de ellas.

Dimensiones de la vigueta adoptada.

Peralte = 375 mm.

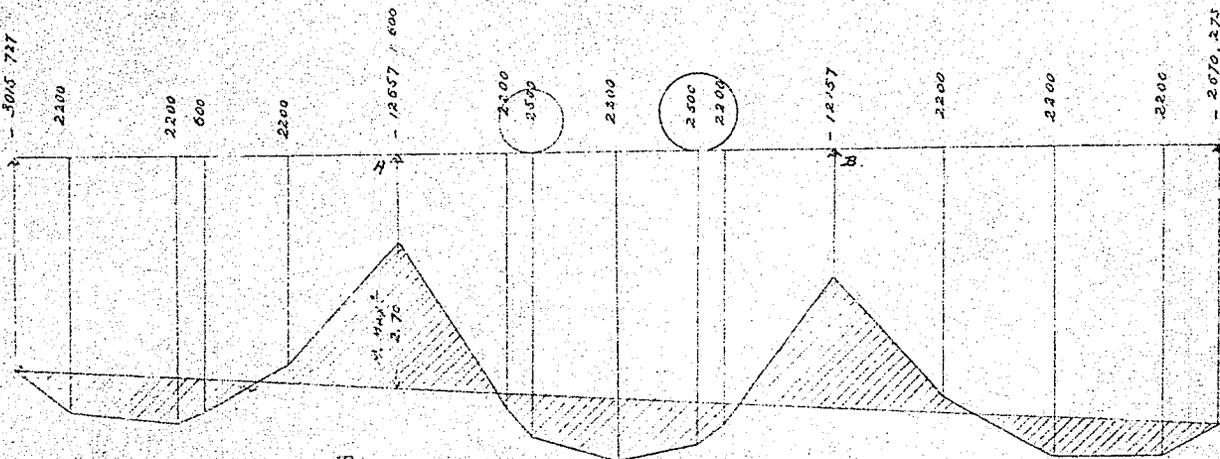
Ancho del patín = 140 mm.

Espesor del alma = 10.5 mm.



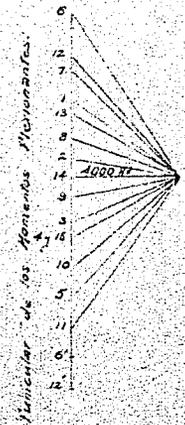
$$\begin{aligned}
 29.1 &+ 25.1 \times 0.35 \\
 2.35 \times 1 &+ 2.50 \times 0.34 \\
 K_1 &= 0.0898 \quad K_2 = 0.0398 \\
 R_1 &= 898.1 \quad R_2 = 388.1
 \end{aligned}$$

$$\text{ESCALAS} \begin{cases} \text{Long}^2 - 0.01 = 1.00 \\ \text{Fuerzas} - 0.01 = 2000 \text{ N} \end{cases}$$



Representativa de los Momentos Flexionantes Totales.

Momento Flex.² Max = $2.70 \times 4000 = 10800 \text{ N}^2 \cdot \text{m}^2$



ESCALAS $\left\{ \begin{array}{l} \text{Long}^2 - 0.01 = 1.00 \\ \text{Fuerzas} - 0.01 = 2000 \text{ N}^2 \end{array} \right.$

Los cálculos anteriores se refieren á las cuatro viguetas centrales, pues el trabajo á que se hallan sometidas las de las orillas es menor; pero por cuestión de uniformidad se adoptó para ellas la misma sección.

Para comprobar el trabajo á que se hallan sometidas las viguetas, se hicieron las tres montañas adjuntas, considerándolas como vigas continuas puestas sobre 4 apoyos, en las circunstancias más desfavorables, ó sea cuando el carro obra en la trabe central y los tiros de mulas en una de las laterales.

El momento flexionante máximo obtenido difiere poco del calculado anteriormente; respecto á las reacciones de los apoyos la diferencia es sensible, lo que no es extraño, pues al considerar la trabe como viga continua, la reacción total es igual á la suma de las reacciones parciales de las dos vigas adjuntas en las que obran cargas permanentes y cargas accidentales, mientras que considerando una sola trabe, las reacciones son las producidas por una carga permanente y una accidental.

Por otra parte, el esfuerzo cortante que es igual á la reacción del apoyo, ejerce su influencia directamente sobre las cubre-juntas de las viguetas y estas han sido calculadas con tal amplitud, que suministran suficientes garantías para resistir dicho esfuerzo.

CUBRE-JUNTAS.

Para que las condiciones en que se ha supuesto que trabajan las viguetas lleguen á realizarse, es decir, para suponer el empotramiento perfecto en los dos extremos, se necesita que las cubre-juntas resistan los esfuerzos cortantes máximos que puedan desarrollarse en los empotramientos.

Siguiendo la regla práctica de tomar el espesor de las cubre-juntas igual á los dos tercios de las láminas que se trata de unir, (Trautwine N^o 469), se adoptó un espesor de
 $\frac{2}{3}$ de 10.5 mm. = 7mm. = $\frac{5}{16}$ " aproximadamente.

Examinemos el trabajo en esas circunstancias:

Siendo el ancho de la cubre-junta de 27 cm, las secciones son las siguientes:

Cubre-juntas laterales	= 2(270 mm. x 7mm.)=3780mm ² .
Cubre-juntas superior ó inferior	= 2(140 mm. x 7mm.)=1960mm ² .
Sección total	=5740mm ² .

El mayor esfuerzo cortante según anteriormente se calculó es de 7456 kgs. ó sean 7500, por lo que el trabajo de el metal será: $\frac{7500}{5740} = 1.3$ kgs. por mm², coeficiente de trabajo bastante bajo pues podría elevarse hasta los $\frac{2}{5}$ del trabajo á la flexión.

Desde luego se ve que con las cubre-juntas laterales bastaría para resistir el esfuerzo cortante; pero no hay que perder de vista que no es ese el único fin, sino también obtener un empotramiento perfecto.

REMACHES.

Cubre-juntas laterales.- Espesor del alma de las viguetas = $\frac{7}{16}$ ".

Calcularemos el número de los remaches, en el supuesto de que fijada su sección, el esfuerzo rasante se trasmite por medio de las cubre-juntas laterales únicamente.

El diámetro más conveniente será según las reglas prácticas establecidas, igual á vez y media el espesor del alma de las viguetas =

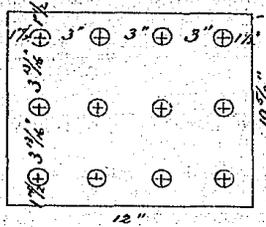
$$= 1.5 \cdot \frac{7}{16} = 16.5 \text{ mm.}$$

$$\text{Area de los remaches} = 273 \text{ mm.}^2$$

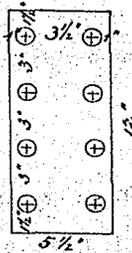
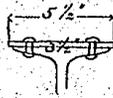
El coeficiente de trabajo en los remaches debe tomarse igual á un quinto del coeficiente en que se ha supuesto trabajan las viguetas ó sea 10 kgs, por mm²; lo que nos dará 2 kgs. por mm².

El esfuerzo que puede resistir cada remache es por lo tanto igual á $273 \times 2 = 546$ kgs., por lo que siendo el esfuerzo rasante de 7500 kgs, bastarían 7 remaches para resistir el esfuerzo, en razón de trabajar en las dos cubre-juntas.

En la disposición que se ha adoptado de poner doble fila de remaches en cada lado de la chapa, el trabajo ha quedado á 0.915 kgs, por mm²



Cubre-juntas superior é inferior.- Correspondiendo á los remaches de las cubre-juntas laterales, la superior y la inferior llevan á su vez 8 remaches del mismo diámetro que los calculados anteriormente.



CALCULO DE LAS PILAS.

Las pilas están compuestas de tubos de fierro de 6" de diámetro, formados de dos tramos cada uno, perfectament unidos por bridas y debidamente contraventeados.

La resistencia de los tubos trabajando como columnas empotradas en una extremidad, es la siguiente:

$$P = \frac{w f}{1 + \frac{a l^2}{r^2}} \quad (\text{Rankine})$$

en la que

P = Carga que puede soportar la columna.

$$w = \text{Sección de la columna} = \frac{D^2}{4} - \frac{d^2}{4} = 0.0029 \text{ m}^2.$$

$$D = 6" = 0.1524 \text{ m.} \quad d = 5 \frac{1}{2}" = 0.1397 \text{ m.}$$

f = Carga que produce la ruptura = 2500 kgs. por cm.²

a = Coeficiente = $\frac{1}{36000}$

r² = Cuadrado del radio de giración = $\frac{D^2 + d^2}{16} = 0.0026$

l = Longitud de la columna = 4.00 mts.

Sustituyendo los valores anteriores en la fórmula general ,
tendremos:

$$P = \frac{wf}{1 + \frac{al^2}{r^2}} = \frac{0.0029 \times 25000000}{1 + \frac{16}{36000 \times 0.0026}} = \frac{72500}{1.17} = \underline{\underline{61966 \text{ kgs.}}}$$

Veamos ahora cuál es la carga soportada por las pilas y su repartición sobre cada tubo.

Peso del casco = 7.5 m. X 5 m. X 0.5 m. X 2000 kgs.	= 37500 ks
Peso del carro =	= 10000 "
Peso de las viguetas = 6 m. X 7.5 m. X 62.62 kgs.	= 2818 "
Sobre-carga en las banquetas = 7.5 m. X 0.75 m. X	
X 400 kgs. X 2 =	= <u>4500</u>
Carga total	= 54818 ks

que repartida en 6 columnas, nos dá 9136 kgs. para cada una; por lo que se vé que las dimensiones dadas á las columnas, son más que suficientes.

CALCULO DE LOS PILOTES.

Diámetro y espesor de las roscas.

Anteriormente vimos que la carga transmitida por cada columna de la pila es de 9136 kgs., peso que si obrara sobre un solo pilote nos suministraría para la rosca, un diámetro impracticable. Por esta razón se adoptó la disposición proyectada que consiste en repartir la carga total en 18 pilotes colocados en 3 hileras, de manera que transmitan el peso uniformemente, para lo cual se unen íntimamente las cabezas de los tubos que forman los pilotes, y los movimientos que puedan efectuarse serán en conjunto, con lo que la carga sobre cada pilote se redujé á la tercera parte ó sean 3045 kgs.

Debiendo el sólido formado por la rosca transmitir esfuerzos determinados al terreno, el método usado para calcular sus dimensiones se basa en lo siguiente.

Se supone que la presión se reparte uniformemente en toda la rosca, lo cual no es enteramente cierto en la práctica, pues la parte lejana del vástago experimenta una ligera flexión, quedando en consecuencia sometida á menor presión; pero esta circunstancia favorece á la resistencia de la rosca.

Además, se supone dividida la rosca por planos meridianos que formen ángulos infinitamente pequeños, constituyéndola así por un número infinito de partes, que cada una de por sí tenga suficiente resistencia para sostener la parte de peso ó presión que le corresponda y si cada una de estas partes resiste, el conjunto resistirá todavía en mejores condiciones.

Fundados en lo anterior, veamos el modo de calcular las rosas. La carga sobre cada pilote es de 3000 kgs.

Suponiendo que el terreno ya consolidado por medio de pilotes de arena, pueda cargar un kilogramo por centímetro cuadrado, necesitaríamos 3000 cm^2 de superficie para repartir la presión. Un círculo de 3000 cm^2 de superficie tiene de radio:

$$r = \sqrt{\frac{0.3000}{3.14}} \text{ ó sean } 31 \text{ cm.}$$

Llamemos:

r = Radio de la rosca.

p = Presión por metro cuadrado.

T = Coeficiente de trabajo del metal á la flexión.

y ρ = Radio cualquiera.

Tendremos que el espesor de la rosca en la extremidad de un radio cualquiera ρ es:

$$e = \sqrt{\frac{p}{T\rho} (2r^3 + \rho^3 - 3\rho r^2)} \quad (\text{Ribera.})$$

El radio del pilote es aproximadamente igual á 0.08 m. = ρ

$r = 0.31 \text{ m.}$

$p = 10000 \text{ kgs.}$

$T = 5750000 \text{ kgs.}$

Sustituyendo tendremos:

$$e = \sqrt{\frac{10000}{5750000 \times 0.08} (2 \times 0.31^3 + 0.08^3 - 3 \times 0.08 \times 0.31^2)} = 0.0283$$

El espesor máximo de la rosca en el punto de arranque es pues de 28 mm.

Por medio de la misma fórmula se calcularon diversos espesores á los 15 cm, á los 20 cm, á los 25 cm. y á los 31 cm. del eje, habiéndose obtenido el resultado siguiente:

Espeor en el arranque	28 mm.
" á los 15 cm. del eje	15 "
" " " 20 " " "	9 "
" " " 25 " " "	4.6"
" " " 31 " " "	0 "

Con las dimensiones anteriores se ha podido formar el perfil teórico, del cual se dedujo el práctico.

E S T R I B O S .

En los estribos, el terreno ya consolidado por medio de pilotes de concreto, que soportan la plataforma de cemento armado, se ha hecho trabajar á menos de 1 k. por cm², con lo que su resistencia está más asegurada.

Plataforma de cemento armado.

Carga sobre el estribo.

Peso del casco = 3.5 m. X 0.5 m. X 5 m. X 2000 kgs. =	= 29500	kgs
Peso del carro =	= 10000	"
Peso de las viguetas = 3.5 m. X 62.62 kgs. X 6 =	= 1315	"
Peso del muro del estribo = 6m. X 2m. X 1m. X 2200 kgs. =	= 26400	"
Sobrecarga en las banquetas = 5.5m. X 0.75m. X 400 kgs. X 2 =	<u>3300</u>	"
Carga total =	= 70515	kgs

que repartida en 7 platabandas de 2 metros de claro, nos dá

$$\frac{70515}{7} = 10073 \text{ kgs. para cada una.}$$

Carga sobre cada platabanda = 10000 kgs.

Peso del concreto = 2m. X 1m. X 0.2m. X 2000 kgs. = 800 "

Carga total = 10800 "

El momento flexionante máximo, suponiendo la platabanda como viga apoyada en sus extremos es:

$$M = \frac{p \cdot l}{8} = \frac{10800 \cdot 2}{8} = 2700 \text{ kgs. mts.}$$

Llamando S. la sección del metal, H. la distancia del eje de la armadura á la cara superior, x. el espesor del concreto sobre el eje neutro y M. el momento flexionante, tendremos:

$$M = 6.4 H^2; H = \sqrt{\frac{2700}{6.4}} = 20 \text{ cm.}$$

$$x = \frac{2}{5} H = \frac{2 \cdot 20}{5}$$

$$x = \frac{2}{5} H = \frac{2 \times 20}{5} = 8 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{2}{3} H = \frac{2 \times 20}{3} = 13.3 \text{ cm.}^2$$

Usando fierro redondo de 1/2" de diámetro, cuya superficie es de 1.27 cm², se necesitarían 10 por metro.

VIGUETAS DEL EMPARRILLADO.

$$\text{Carga sobre cada una de ellas} = \frac{70515}{14} = 5036 \text{ kgs.}$$

El momento flexionante máximo suponiéndolas empotradas en sus dos extremidades será:

$$M = \frac{p l}{12} = \frac{5036 \times 100}{12} = 42000 \text{ kgs. cm.}$$

Usando viguetas de sección normal de 100 mm. de peralte por 67 mm. de patín, con peso de 11.16 kgs. por metro, cuyo momento de resistencia es igual a 48, será suficiente.

Adjunto se encuentra el presupuesto general de la Obra.

PUENTE DEL CAMINO CARRETERO DE TAMPICO.

PRESUPUESTO

=====

Excavación de los aproches del puente
 1185.970 m³ á \$0.21 m³.....\$ 249.05 \$ 249.05

CIMIENOS.

Excavación para estribos. 204.000 m³
 á \$0.21 m³....." 42.84

48 Pilotes de concreto. (74.480 m³
 de concreto) á \$25 m³....." 2006.00

6 Viguetas de 4" de 6 m. de largo,
 con peso de 14.13 k. por metro á
 \$0.16 k....." 81.39

110 Varillas de fierro redondo de 1/2"
 de 2.50 m. de largo, con peso de
 0.994 k. por m. á \$0.18 m....." 49.20

Concreto emparrillado. 1.400 m³ á
 \$25.00 m³....." 35.00

36 Pilotes de arena. (35 m³ de arena)" 196.50

36 Roscas de fundición acerada á \$15 " 540.00

24 Tubos de fierro de 6" diám, de
 4^m.50 long. á \$4.50 m....." 486.00

12 Tubos de fierro de 6" diám, de
 6^m.25 long....." 337.50

36 Casquillos fierro á \$2.25 c/u...." 81.00

44 Viguetas fierro 8", 0^m.85 long,
 26.78 k. por m. á \$0.16 k....." 160.25

12 Platinillos fundición á \$12 c/u...." 144.00

18 m³ Concreto á \$25.00 m....." 450.00 \$ 4609.68

ESTRIBOS.

38 m³ de Mampostería de piedra á \$18 " 684.00

14 Viguetas 4", 1^m.80 long, 14.13 k.
 por m. á \$0.16 k....." 50.64

2 Viguetas 4", 6^m.00 long....." 27.12 \$ 761.76

PILAS

12 Tubos fierro 6" diám, 2^m.50 long, á
 \$4.50 m....." 135.00

12 Tubos fierro 6" diám, 2^m.80 long, á
 \$4.50 m....." 151.20

24 Uniones á \$5.00 c/u " 120.00 \$ 5620.49

A la vuelta \$ 406.00

De la vuelta	\$ 406.20	\$ 5620.49
12 Capiteles fundición á \$12 c/u	" 144.00	
24 Gasquillos solera 3" á \$2.00 c/u...	" 46.00	
10 Viguetas 8", 0. ^m 85 long, 26.78 k. por 1 m. á \$0.16 k.....	" 36.42	
20 Fierros T de 3", 0. ^m 85 long, 14.88 k. por m. á \$0.16 k.....	" 40.47	
40 Varillas fierro redondo de 1" diám, 2. ^m 80 long, con templador, 3.97k,por m,	<u>150.03</u>	\$ 825.12

ESTRUCTURA.

6 Viguetas 0.375 X 22 m, 62.6 k. por m. á \$.16 k.....	" 1322.06	
24 Cubrejuntas laterales 50 X 30 cm. X X 5/16", 8. ^k 22 c/u á \$0.18 k.....	" 44.65	
24 Cubrejuntas de patín 40 X 15 cm. X X 5/16", 3. ^k 24 c/u á \$0.18 k.....	" 17.88	
13 Fierros redondos de 1y1/2" diám. 5 m. long, 8. ^k 93 por m. á	" 104.48	
65 Tubos fierro 2" diám, 1 m. long.....	" 130.00	
12 Placas de asiento fierro 70 X 40 cm. 1 y 1/2" espesor, 79. ^k 81 c/u.....	" 229.86	
48 Anclotes 1 y 1/2" diám, 40 cm. long, 8. ^k 93 por m.....	" 34.29	
110 m. Bóveda ladrillo y cemento	" 275.00	
20 m. ³ Relleno de concreto	" 440.00	
150 m. ² Calzada de Macádam	" 450.00	
44 m. Guarnición piedra de Tulpetlac.....	" 132.00	
44 m. Banqueta enlozada	" 132.00	
44 m. Barandal tubo de fierro de 1"y 1/2 diám, á \$3.50 m.....	" 154.00	
8 Pilastras de recinto á \$24.00 c/u...	" 192.00	
38.4 m. ³ Mampostería cimientos á \$14.00 m."	" 537.60	
36 m. Citarillas á \$6.00 m.....	<u>216.00</u>	\$ 4411.84
<u>INSTALACION DE MAQUINARIA</u>	" 330.00	" 330.00

BOMBEO.

30 Dias á \$10.00 diarios	" <u>300.00</u>	" 300.00
A la vuelta		\$11487.45

De la vuelta		\$11487.45
INSTALACION CAMPAMENTO, etc.....	\$ 500.00 "	500.00
SUMA.....		\$11987.45
10% Imprevistos.....	"	1198.74
SUMA TOTAL		\$13186.19

=====

México, Enero de 1907.

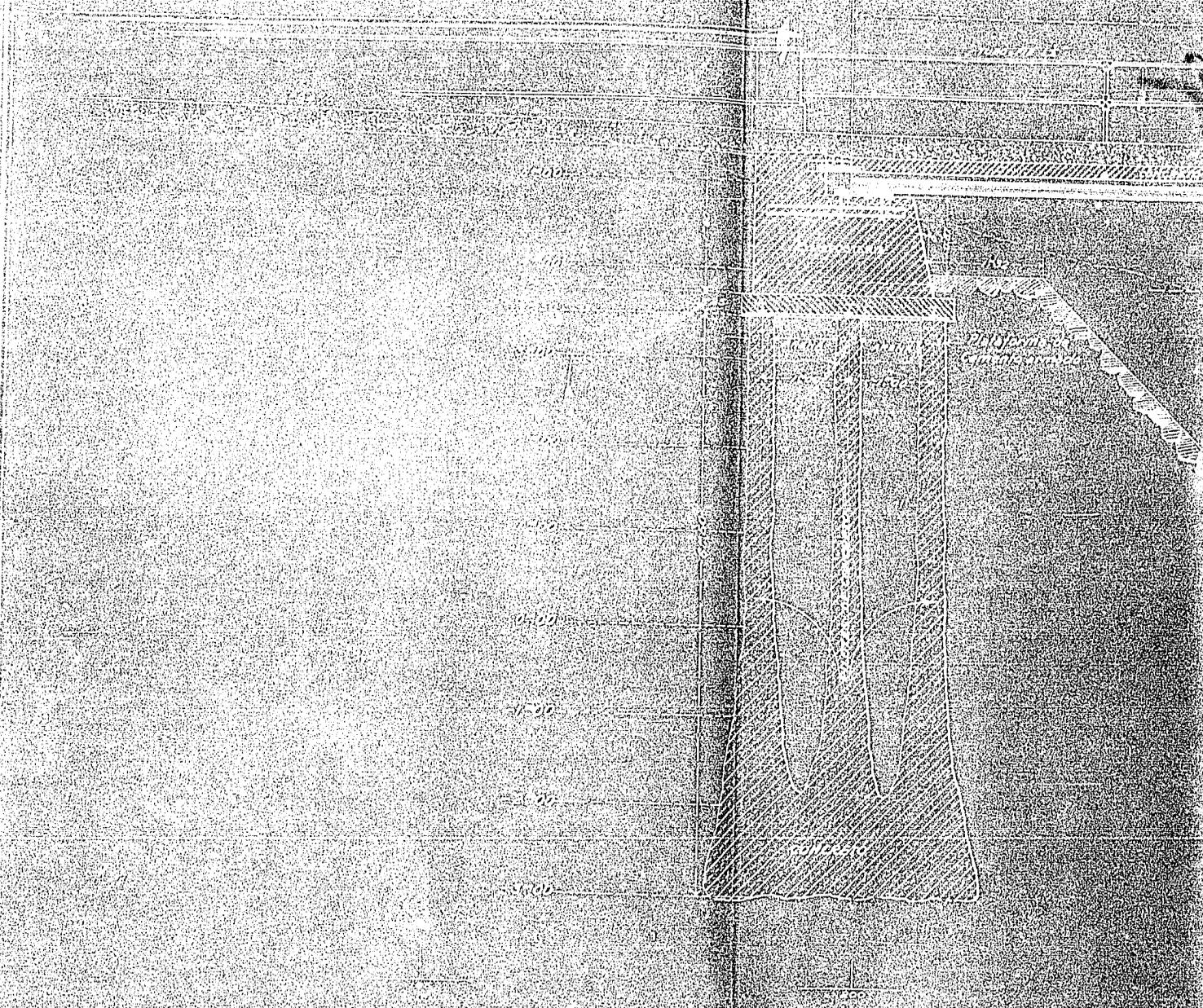
A. Berca

De la vuelta		\$11487.45
INSTALACION CAMPAMENTO, etc.....	\$ 500.00	" 500.00
SUMA.....		\$11987.45
10% Imprevistos.....		" 1198.74
SUMA TOTAL		\$13186.19

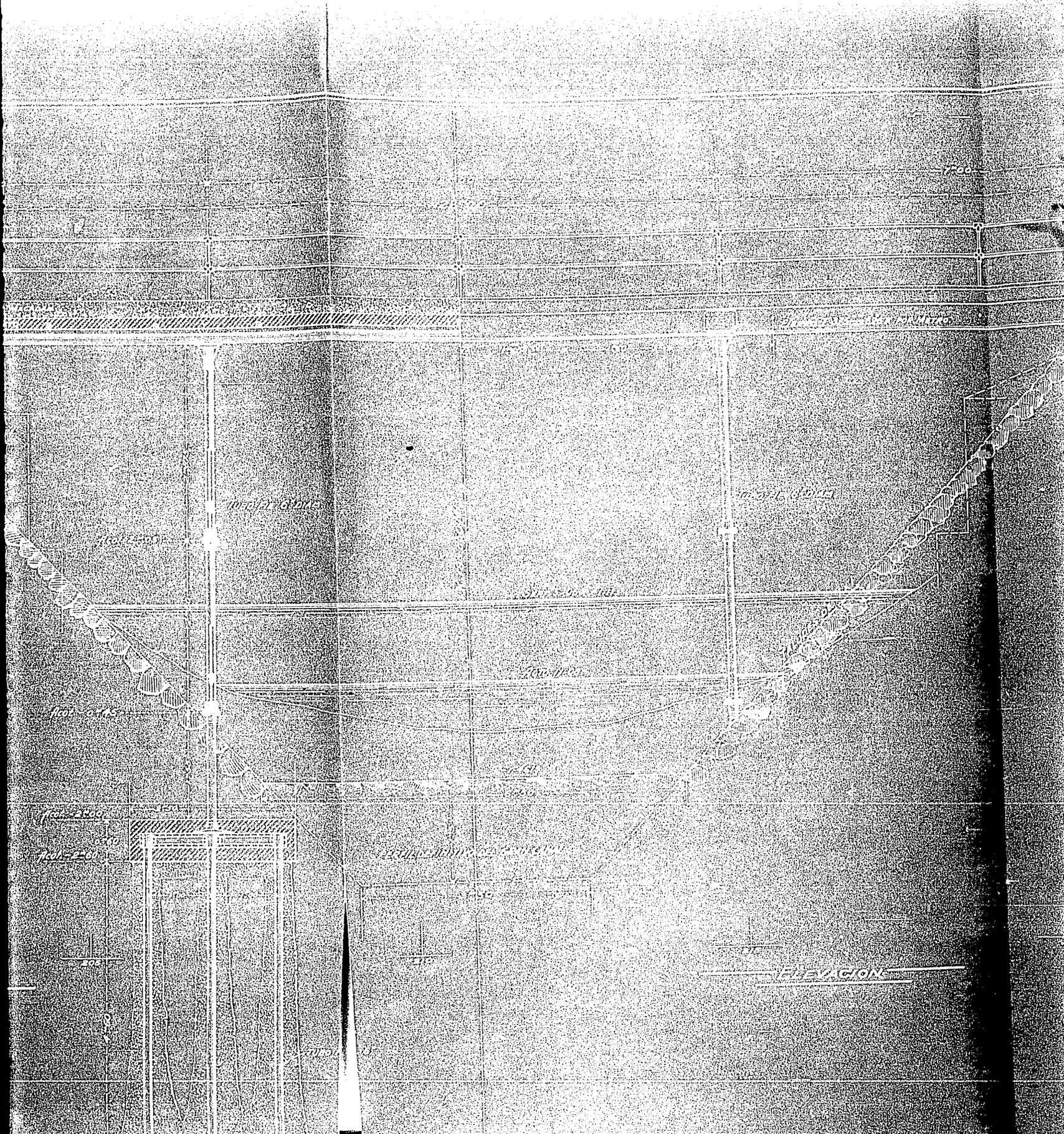
=====

México, Enero de 1907.

A. Berca



SECCION LONGITUDINAL



M. de la Iglesia

M. de la Capilla

M. de la Iglesia

M. de la Capilla

M. de la Iglesia

M. de la Iglesia

M. de la Iglesia

ELEVACIONES

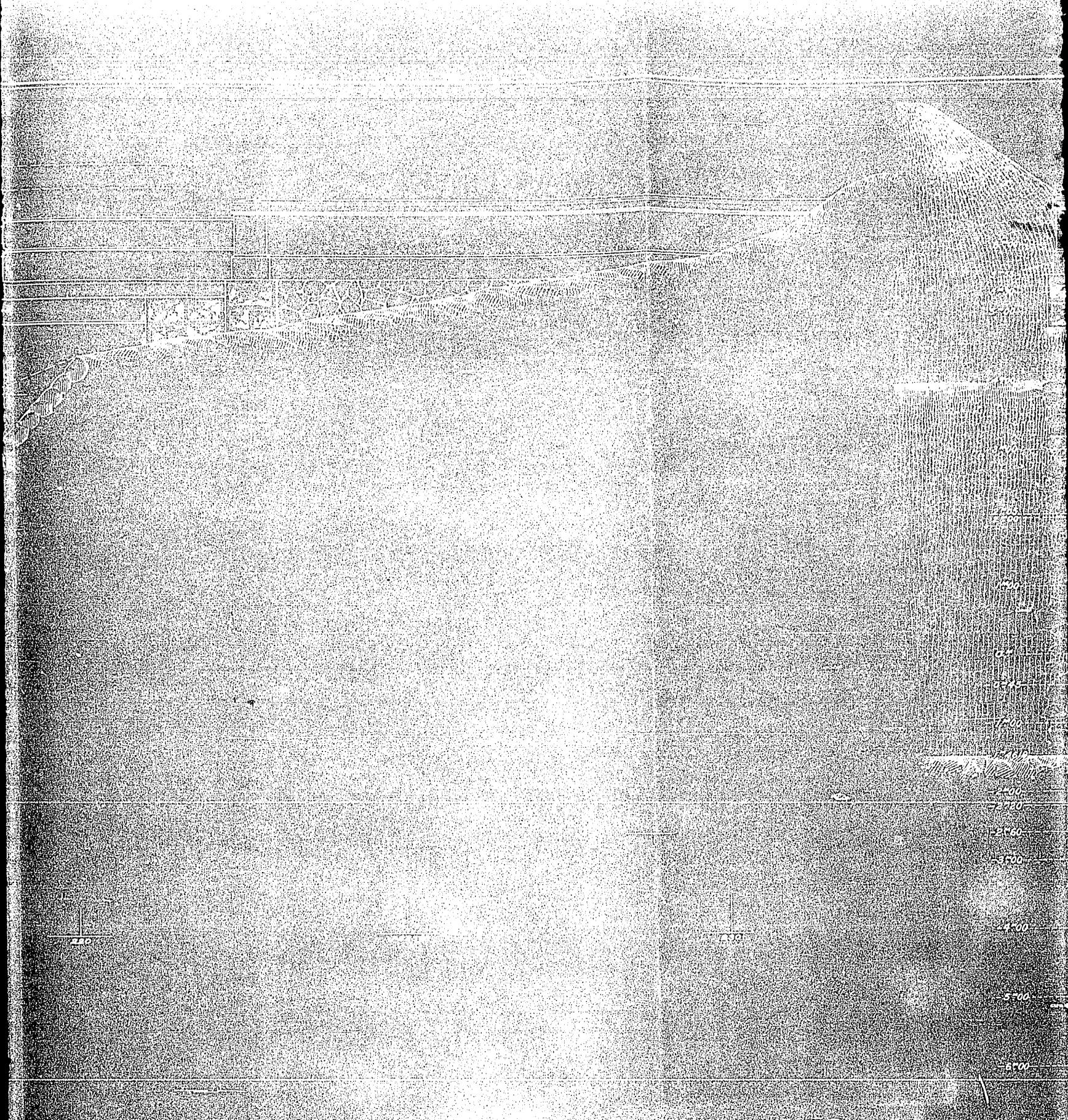
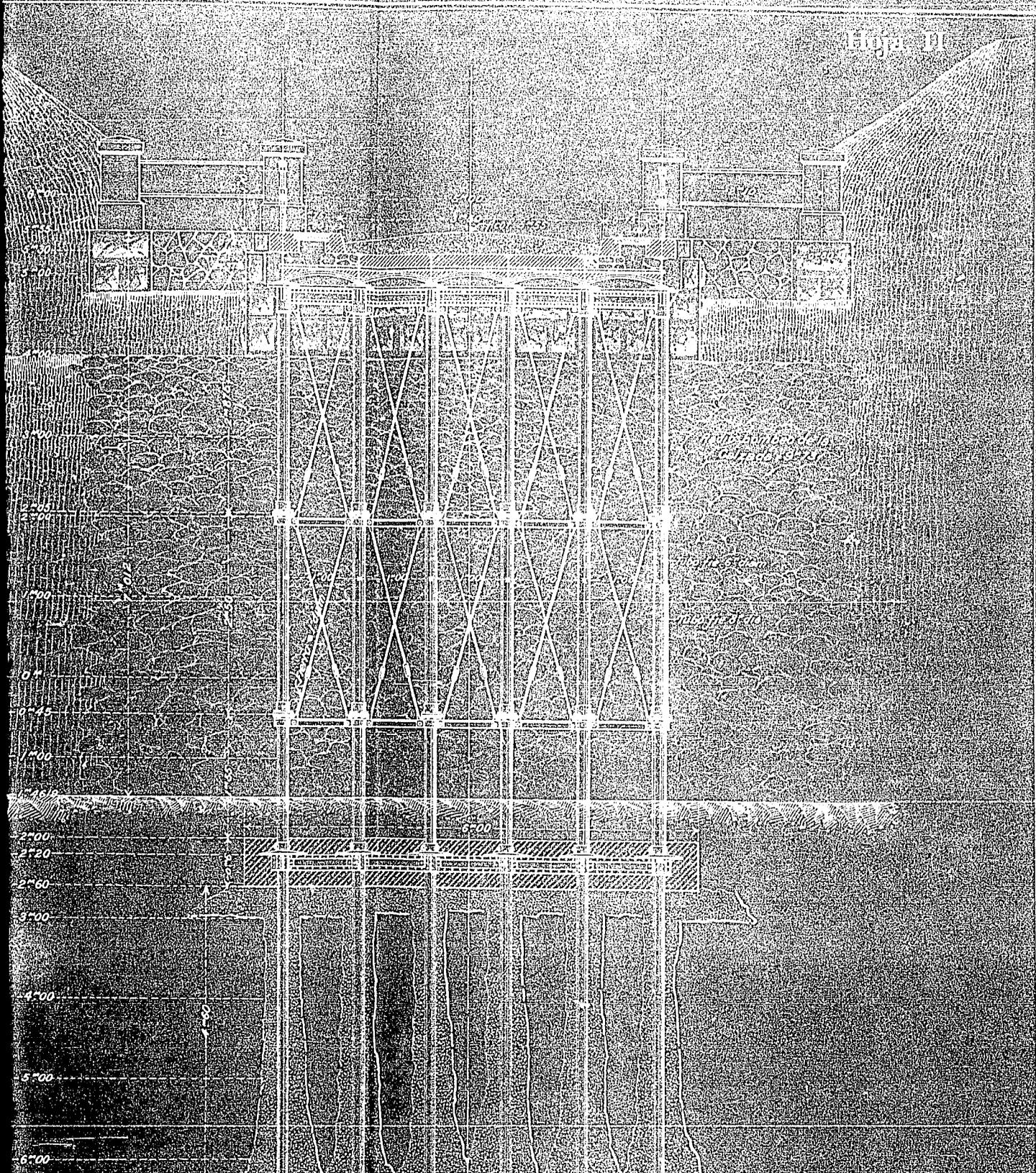
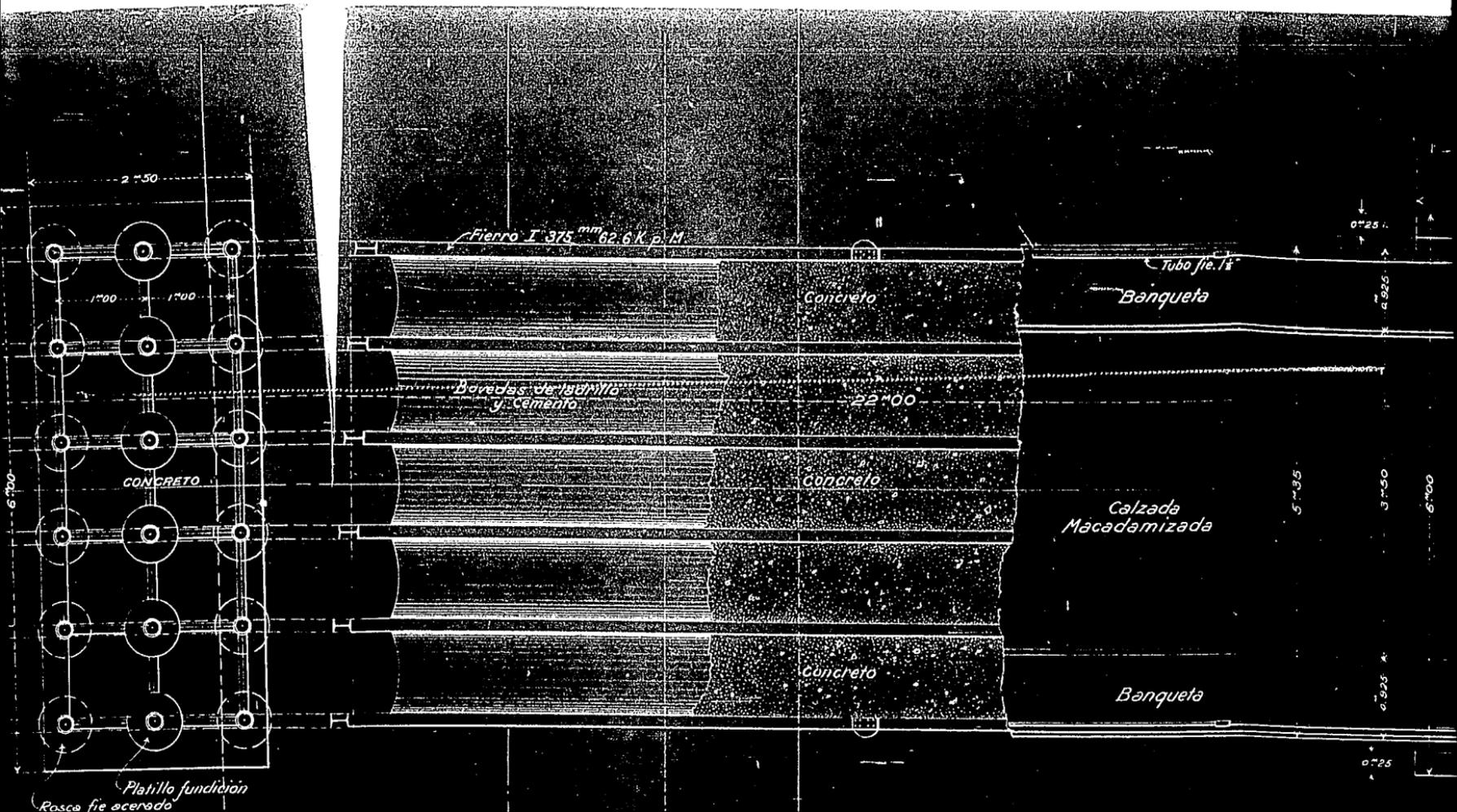
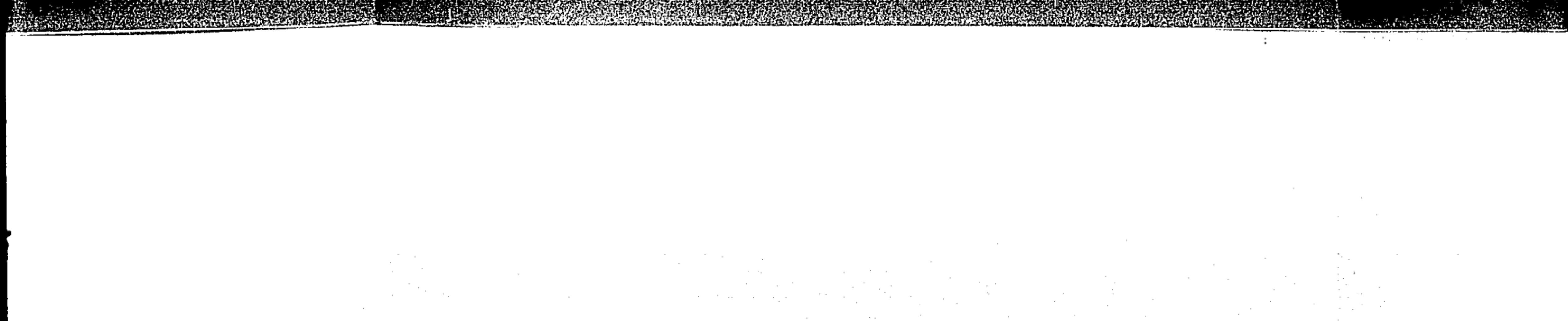


Fig. 11







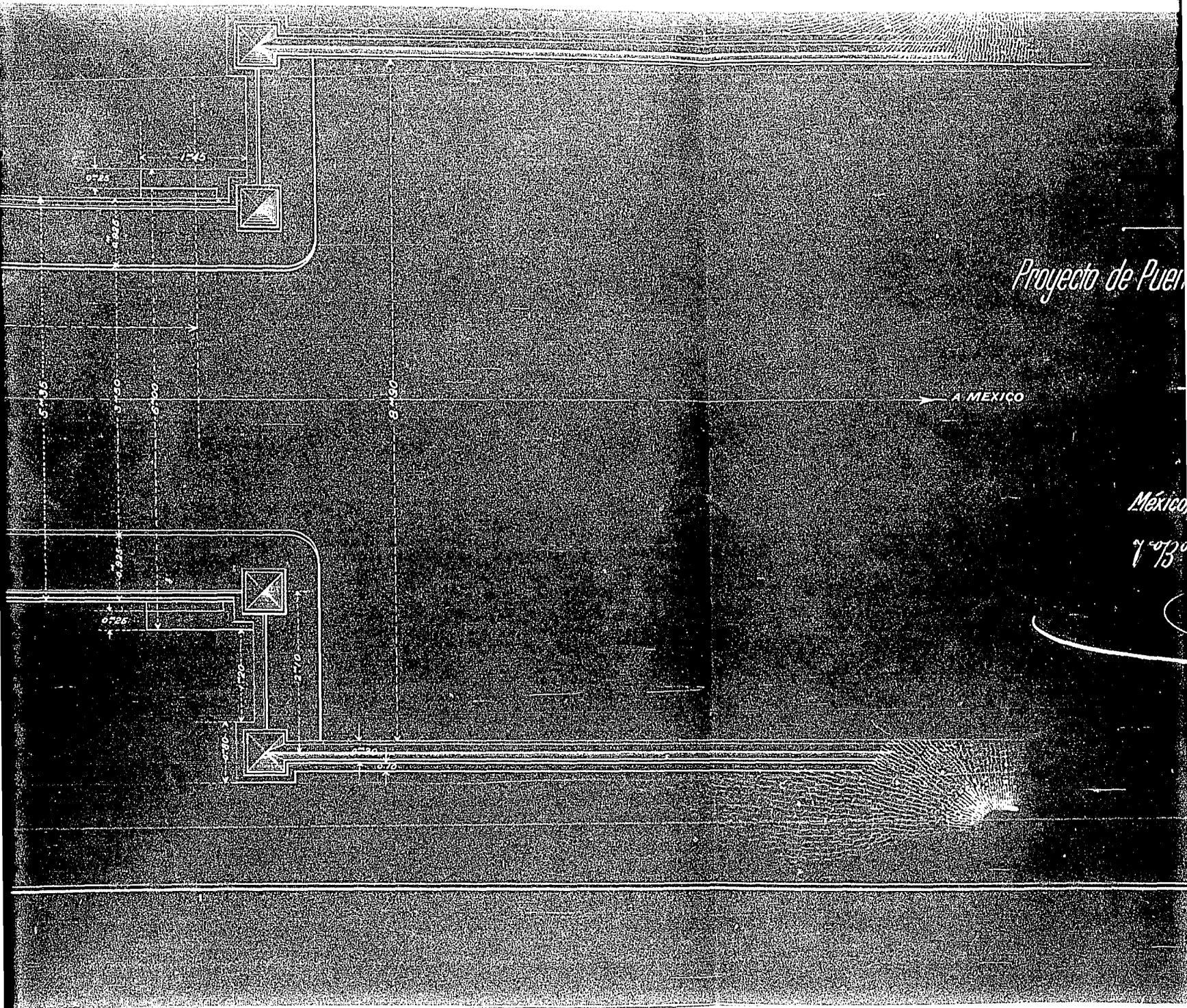


Proyecto de Puer

A MEXICO

México

7-13



SECCION TRANSVERSAL

COMISION HIDROGRAFICA DE LOS E. U. MEXICANOS. SECCION DEL NORTE

Proyecto de Puente para el Camino Cametero de Tampico, sobre el Gran Canal.

K 19 + 850 Mts.

ESCALA 1 : 50

México, Marzo de 1907.

7-930

Ramon de Urriola

Franco de Centitto

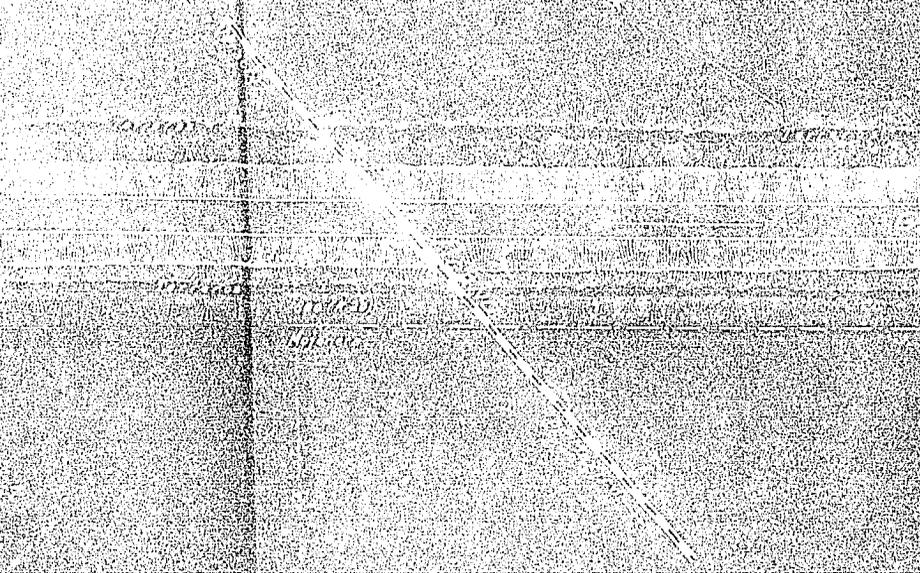
Urriola

COMISION INTER-UNIVERSITARIA DE HISTORIA DE LA MATEMATICA

Facultad de Ciencias Exactas y Naturales

PLANO Y PERFIL

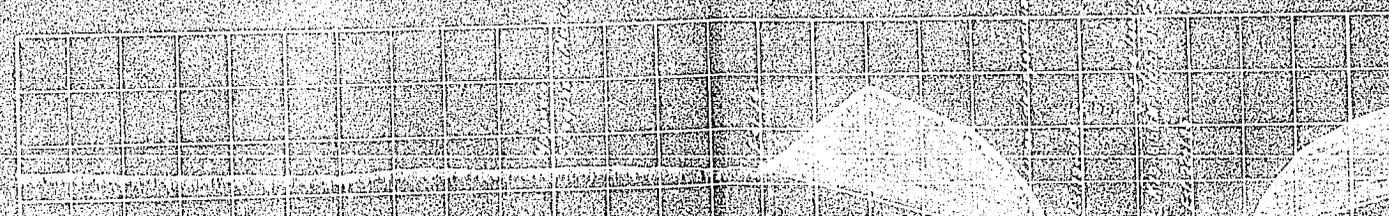
del templo de la ciudad de Toluca, en el
estado de Mexico, con la longitud de 100 m.



Alonso de Ercilla 1535

Alonso de Ercilla

ESCALAS (Horizontal y Vertical)

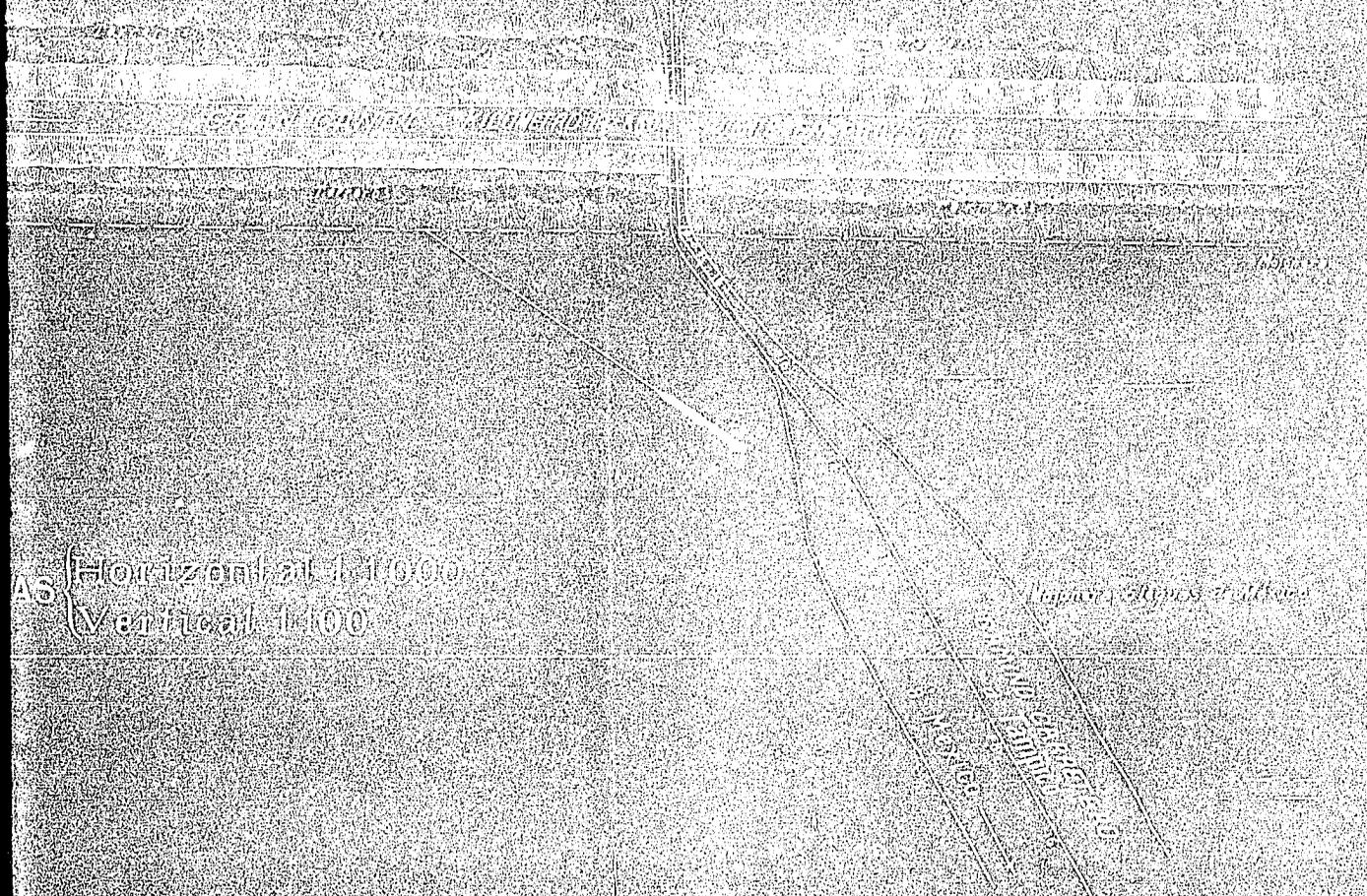


MAPA DE LOS RIOS DEL VALLE DE GUAYAMA

1912

D. Y. PEREZ

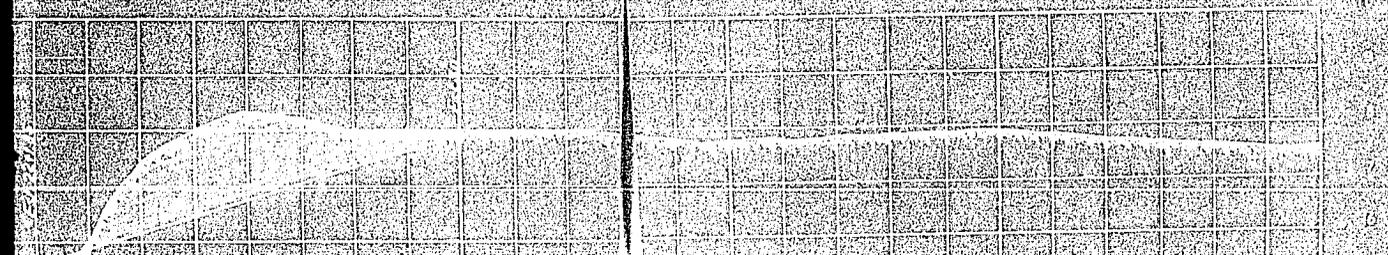
Memoria en su organizacion
y direccion del Flujo en Guayama



A6

Horizontal 1:1000
Vertical 1:100

Mapa de los Rios del Valle de Guayama
D. Y. PEREZ
1912



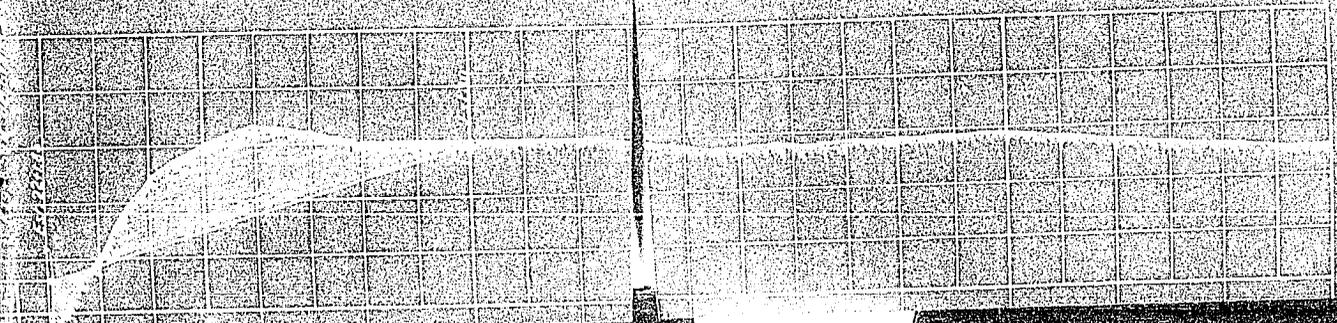
UNIVERSITY OF MICHIGAN

ANN ARBOR, MICH.

1911

Map of the University of Michigan
Campus and Surrounding Area

AG
(Horizontal 1:10,000)
(Vertical 1:10,000)



UNIVERSITY OF MICHIGAN
CAMPUS AND SURROUNDING AREA

Las ...
... Puente

49° 56' E
27 95 M

10° 35' N

62 20 W

22005 4 52 5 53 003

2	7 43	6 11	7 53
3	8 34	6 20	6 64
4	7 93	7 31	0 62
5	2 47 95	8 00	
6	7 91	7 59	1 000
7	7 99		
8	7 80		
9	7 74		
10	7 86		
11	39 7 80	7 27	
12	7 64		
13	7 15		
14	7 59		
15	7 48		