

578

V.16 - 3 - 44

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS.

MEXICO

T E S I S .

QUE PRESENTA EL PASANTE HERIBERTO IZQUIERDO  
GONZALEZ PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL  
DE INGENIERO CIVIL.

MEXICO, D.F.

1944.



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS  
Dirección  
Núm. 731-840  
Exp. Núm. 731/214.2

Al Pasante señor Heriberto IZQUIERDO  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección, propuso el señor profesor ingeniero Oscar Vega Argüelles, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero Civil.

"En el estado de Puebla, la Comisión Nacional de Irrigación construye actualmente la Presa del Valsequillo con propósito de utilizar las aguas del Río Atoyac para fines de irrigación.

El Canal Principal de esta Presa cruza en el Km. 32 + 417 con la barranca de Tecuanatla cuyas características hidráulicas estimadas son las siguientes:

$Q = 116.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$   
 $n = 0.040$   
 $s = 0.0079$   
 $v = 3.06 \text{ m}/\text{seg.}$

Las características hidráulicas del Canal Principal en el tramo del cruce son las siguientes:

$Q = 50 \text{ m}^3/\text{seg.}$   
 $n = 0.025$   
 $s = 0.0001$   
 $v = 0.73 \text{ m}/\text{seg.}$   
 $B = 16.00 \text{ m.}$   
Taludes 1.5:1

El señor Izquierdo hará un análisis general de los tipos de estructuras factibles para este cruce, eligiendo el que a su juicio sea el más conveniente para desarrollar el diseño detallado que comprenderá: cálculos hidráulicos y estructurales, presupuesto y procedimiento de construcción".

Los datos adicionales, topográficos e hidráulicos se servirá recabarlos el señor Izquierdo en el Departamento de Proyectos de la Comisión Nacional de Irrigación.

Atentamente.

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
México., D.F. a 29 de mayo de 1944  
EL DIRECTOR

(Firmado)

Ing. Pedro Martínez Tornel.

# TESIS PROFESIONAL

## INTRODUCCION

Para el proyecto de la estructura más adecuada para efectuar el cruce del Canal Principal de la Presa del Valsequillo, Pue. con la barranca de Tecuanatla, fué necesario recabar en el Departamento de Proyectos de la Comisión Nacional de Irrigación, datos adicionales a los enumerados en el enunciado de esta tesis, los cuales están recopilados en el plano No. 1 que contiene la topografía de la zona en que tiene lugar el cruce de las dos corrientes, así como también un perfil en el eje del canal, tanto de la plantilla del mismo como de la superficie del terreno.

En dicho plano también se anexan otros datos hidráulicos indispensables, además de los cortes geológicos correspondientes a unos pozos localizados en las proximidades del cruce que revelan la naturaleza del terreno en que se construirá la estructura.

El tema por desarrollar se puede dividir en las siguientes partes principales:

- 1.- Elección de la estructura.
- 2.- Cálculos hidráulicos.
- 3.- Cálculos estructurales.
- 4.- Procedimiento de construcción y Presupuesto de la obra proyectada,

y cada una de ellas, con las que se tratarán a continuación.

## 1.- ELECCION DE LA ESTRUCTURA.

La elección de la estructura más adecuada para efectuar el cruzamiento de las dos corrientes está relacionada íntimamente con las condiciones topográficas existentes, así como también con el funcionamiento hidráulico del conjunto y con la economía de la obra.

Se aceptó como definitivo el sitio del cruzamiento porque con seguridad al localizarse el canal, o bien quedó obligado por la pendiente del canal, o se escogió el lugar más conveniente para que pudiera proyectarse en él una estructura eficiente y económica.

Considerando la posición que guardan entre sí la plantilla del canal, el fondo del cauce de la barranca y las dimensiones de ésta, podemos tomar como alternativas para resolver el problema, dos tipos diferentes de estructuras o sean:

1.- Un puente canal.

2.- Un sifón invertido.

Se desecha inmediatamente otro tipo de estructura la cual consistiría en una alcantarilla para el paso de las aguas de la barranca porque con el gasto que llevará ésta en época de avenidas es bastante grande y requeriría una área hidráulica considerable, nos conduciría a la alternativa No. 1 por lo que únicamente trataremos de comprar las dos enumeradas primeramente para ver si por alguna causa o razón especial puede eliminarse alguna ya que de otro modo sería necesario analizarlas con relación a la economía para tomar como definitiva la que significara menor costo en su construcción.

El agua que conduce el canal al pasar por la estructura, forzosamente sufrirá pérdidas de carga que se traducirán en una pérdida en altura del canal, por lo cual al proyectarse éste, se dejó en el cruzamiento un desnivel de 35 -

centímetros (plano no. 1) que fué estimado por medio de un anteproyecto de si fón invertido que se supuso comprendido entre las estaciones 32 + 471.01 y -- 32 + 548.80 por lo que si aceptáramos una estructura de este tipo se tendría la seguridad de que las pérdidas de carga no pasarán del valor antes indicado y lo mismo podría esperarse si se eligiera un puente canal, pues en ese caso las pérdidas por fricción serían menores; luego por este concepto cualquiera de las dos alternativas podría aceptarse.

Por lo que respecta al funcionamiento del conjunto tenemos lo siguiente; al decidirse por un sifón invertido, se puede garantizar, excepto una ligera alteración en el régimen hidráulico de la barranca ocasionada por una pequeña rectificación y zampeado en la misma para evitar erosiones perjudiciales -- a la estructura que irá enterrada, que el agua en época de avenidas pasará con toda libertad, aún llevandole más gasto que el estimado de  $116.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ , no sucediendo lo mismo con un puente canal porque como puede verse, la elevación de la plantilla después del cruce (Elev. 2011.65) está a un nivel más bajo que el de aguas máximas observado en la barranca (Elev. 2011.83 m. no obstante que para que tanto el puente canal como la barranca trabajaran correctamente, sería -- necesario dejar sobre el nivel de aguas máximas un espacio libre para permitir el paso de las avenidas extraordinarias y de los cuerpos arrastrados por las -- mismas, independientemente de tener que considerar el espesor del fondo de la superestructura del puente canal que haría que la plantilla del canal debiera quedar bastante más alta que la ya proyectada y como la elevación del canal no debe de sufrir ninguna variación, la elección del puente canal la podemos desechar aun sin comparar, por medio de anteproyectos, el menor costo que pudiera tener cualquiera de las dos alternativas propuestas, pero se demostraría que

por lo que se refiere a transiciones de entrada y de salida, su costo sería el mismo en una u otra y la economía que se tendría en el puente canal en sí por ser éste de menor longitud y de estructura más ligera, se vería afectada considerablemente por el costo adicional de ostribos y de una o varias pilas intermedias porque probablemente no podría salvarse toda la barranca con un solo claro. Además tendría que rectificarse y ampliarse la barranca para garantizar que el arca hidráulica fuera la suficiente para que el agua no fuera a poner en peligro la estructura.

Otro factor que influiría en el costo total del puente canal sería la necesidad de proyectar pasos en sentido normal al eje del canal para el tránsito de vehículos, ya que los bordos se utilizarán para ello, pues de otro modo tendría que proyectarse el puente canal con calzada que haría que su costo total sobrepasara con mucho al de un sifón invertido.

Por lo anterior consideramos como ampliamente justificada la elección de un sifón invertido para efectuar el cruzamiento de las dos corrientes y ya podrán diseñarse tanto hidráulica como estructuralmente cada una de las partes de que consta una estructura de este tipo o sean:

1.- Transición de entrada.

2.- Barrilos.

3.- Transición de salida.

## 2.- CALCULOS HIDRAULICOS.

Los llamados sifones invertidos no son mas que verdaderos vasos comunicantes en que el escurrimiento del agua se efectua en virtud de la diferencia de cargas que existe entre la entrada y salida de las ramas que los constituyen.

Su diseño hidraulico esta relacionado con las dimensiones de toda la estructura y consiste en proporcionar las diversas partes que los forman para lograr que las pérdidas de carga del agua al pasar a través de ellos, sean equivalentes al desnivel que se deja entre las plantillas del canal antes y después del cruzamiento.

En nuestro caso al observar la topografía del cruce, se ve que hay varios puntos que pueden considerarse como obligados para definir las dimensiones y posición de la estructura, y así vemos que para que el régimen hidraulico de la barranca no se modifique en lo relativo al perfil, debe conservarse el nivel del fondo del cauce en la elev. 2007.20 m y por lo tanto los barriles tendrán que pasar más abajo de este nivel para poder dejar un colchón de tierra que los proteja, por lo que la elevación de 2002.20 m para el punto más bajo de la plantilla de los barriles, parece ser la más conveniente.

El perfil del terreno permite la posibilidad de poner las dos ramas del sifón con diferente inclinación con respecto a la horizontal, pero para facilitar la construcción y para tener condiciones iguales en las dos transiciones se pondrán con la misma pendiente de 0.5 con lo que no aumentarán las excavaciones considerablemente.

Como bastante próximo al cruce se encuentra el canal en curva y no es conveniente que la transición de entrada quede alojada en ella, el principio de dicha transición debe ser cuando menos la estación P.T.=32+471.01m



Por último como la velocidad del agua dentro, de los barriles nos permite conocer la sección transversal de ellos, dicha velocidad la obligaronos a que tenga un valor alrededor de 2,5 m/s, para evitar erosiones perjudiciales en las paredes del conducto y al mismo tiempo sea suficiente para arrastrar las materias sólidas que traiga el agua del canal las cuales podrían producir azolves al depositarse en las partes más bajas de la estructura.

Como el gasto del canal será de 50,0 m<sup>3</sup>/s, y la velocidad de 2,5 m/s, resulta un área de 20,0 m<sup>2</sup> para la superficie transversal del ó los conductos que son los que se designan con el nombre de barrilos.

La elección de uno o varios de ellos depende del material que se utilice para construirlos así como también de las condiciones tanto hidráulicas como estructurales que se presentan en cada caso, pero siempre debe procurarse que la sección elegida reúna las mayores ventajas económicas.

En nuestro caso el barril que se tomó como definitivo fué uno de concreto formado por un cajón tricolular de sección rectangular, por lo que la sección transversal de cada cajón deberá tener una área igual a la tercera parte del área total o sean 6,67 m<sup>2</sup> y como la relación más conveniente entre su lado horizontal y vertical de acuerdo con las cargas a que estará sometido, es la que da aproximadamente ,80 a ,85, se tomó para cada conducto una sección de 2,40 por 2,80 m cuya área vale 6,72 m<sup>2</sup> con lo que ya se tuvieron definidos los barrilos cuyas características hidráulicas son las siguientes:

$$\begin{array}{ll} Q = 50,0 \text{ m}^3/\text{s} & p = 31,20 \text{ m} \\ A = 20,16 \text{ m}^2 & r = 0,646 \\ v = 2,48 \text{ m/s} & n = 0,015 \end{array}$$

En el análisis estructural se fijaran los espesores de las piezas horizontales y verticales y por lo pronto se supondrá que las piezas verticales interiores

días serán de 35 cm, para tener un ancho total de la plantilla de:

$$2.40 \times 3 + 2 \times .35 = 7.90 \text{ m}$$

tanto en la sección de entrada como de salida de los barriles y que servirá de base para calcular las transiciones.

Las transiciones son estructuras que se construyen para ligar de una manera gradual dos secciones diferentes de un conducto abierto o cerrado, haciendo que las pérdidas de carga en ellas sea mínima.

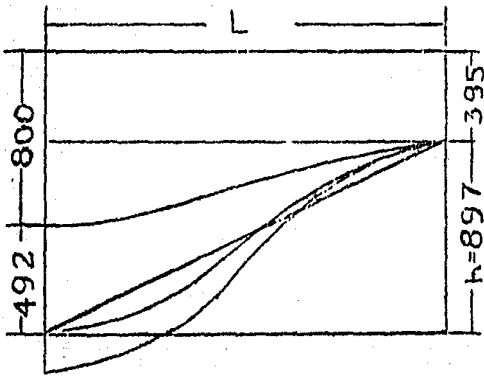
En nuestro caso se tendrá que cambiar la sección del canal que tiene 16.00 m de plantilla y taludes de 1.5:1 para una sección rectangular cuya base medirá 7.90 m, tanto a la entrada como a la salida de los barriles.

Como el cálculo hidráulico de las transiciones es un problema que no se ha resuelto aun de una manera definitiva, es necesario proyectarlas basándose en hechos experimentales o bien siguiendo recomendaciones prácticas como las publicadas en 1928 por el Ing. Julian Hind en la revista "Transactions" A.S.C.E. que son las que se procuraran seguir en muchas de sus partes.

Hind recomienda que la longitud de la transición sea tal que el ángulo formado por el eje del canal y la línea que une en las secciones extremas, las intersecciones de la superficie libre del agua con las paredes laterales, cuando más alcance valores de 22°30'.

Aplicando lo anterior y con los datos de la figura No. 1 la longitud debiera ser:

FIGURA No. 1



$$L = 8.97 \times \cot 22^{\circ}30' = 8.97 \times 2.41 =$$

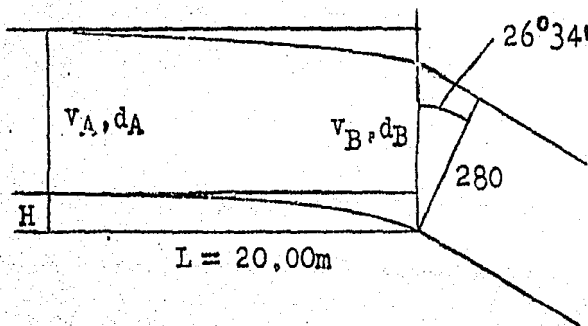
$$L = 21.65 \text{ m}$$

Pero para que la posición de la estructura fuera más correcta con respecto al perfil del cruzamiento, se redujo a 20.00 m, en las dos transiciones.

Para evitar que entren basuras y aire dentro de los barriles, Hind recomienda que los sifones se proyecten con ahoga-

miento pero como en la Comisión Nacional de Irrigación se han proyectado estructuras semejantes haciendo que el agua llegue únicamente a la arista superior de los barriles, se respetó este criterio por lo cual, el tirante y la velocidad del agua en la sección B tendrá por valores:

FIGURA No. 2.



$$d_B = 2.80 \times \cos 25^\circ 34' = 3.13 \text{ m}$$

$$A = 3.13 \times 7.90 = 24.727 \text{ m}^2$$

$$v_B = \frac{50.00}{24.727} = 2.02 \text{ m/s.}$$

Las pérdidas de carga dentro de la transición de entrada de acuerdo con Hind pueden estimarse en 10% del incremento de las cargas de velocidad entre las secciones A y B (Fig 2) por lo que para que se tenga un tirante de 3.13 m. en B. será necesario subir o bajar esta sección una altura H con respecto a la A. la cual puede calcularse aplicando el teorema de Bernoulli entre las dos secciones y por lo tanto:

$$d_A + H + \frac{v_A^2}{2g} = d_B + \frac{v_B^2}{2g} + .10 (\Delta h_V)$$

en la que  $\Delta h_V$  es igual a:

$$\Delta h_V = \left( \frac{v_B^2 - v_A^2}{2g} \right) = \frac{2.02^2 - 0.73^2}{19.6} = 0.181$$

y entonces:

$$h = 3.13 - 3.28 + 1.1 (1.181) = 0.049 \text{ m.}$$

La superficie libre del agua sufrirá también un abatimiento cuyo valor será igual a  $d_A + h - d_B$  o sea:

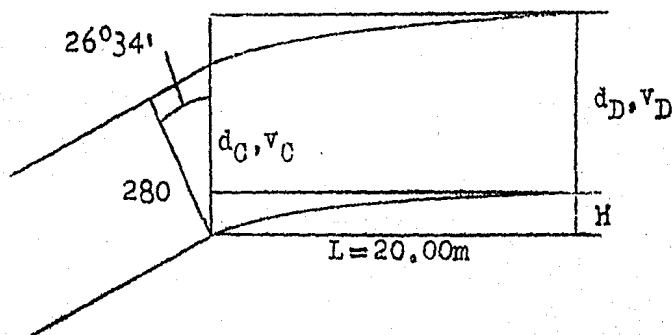
$$3.28 + 0.049 - 3.13 = .199 \approx .20 \text{ m}$$

Como en la transición de salida se tendrán las mismas condiciones de velocidad, inclinación de los barriles, etc. y la longitud también será de 20.00 m, se podrá calcular las modificaciones que deba sufrir el fondo y la superficie libre para que el agua al final de la transición, tenga el tirante normal del canal o sea de 3.28 m.

En esta transición las pérdidas de carga se consideraron iguales al

20% del incremento de las cargas de velocidad de entrada y salida en ella y por lo tanto con los datos de la figura No. 3. el valor de  $h$  valdrá:

FIGURA No. 3



$$d_C + \frac{v_C^2}{2g} = H + d_D + \frac{v_D^2}{2g} + 0,20 \Delta h_v$$

Siendo:

$$\Delta h_v = \frac{v_D^2}{2g} - \frac{v_C^2}{2g} = \frac{2,02^2}{19,6} - \frac{0,73^2}{19,6} = 0,181$$

y

$$H = 3,13 - 3,28 + 0,181 \times 0,8 = -0,005 \text{ m}$$

El signo menos indica que en lugar de que el fondo tuviera que levantarse desde el punto C al D, tendría que bajarse 5 mm. que por ser una cantidad insignificante, ya en la construcción se dejará toda la plantilla de la transición al mismo nivel.

La superficie del agua entre la sección C y H tendrá un desnivel que vale:

$$d_D - d_C - H = 3,28 - 3,13 - 0,005 = 0,145 \text{ m}$$

Ya conociendo los desniveles en los diversos puntos se pudo determinar con la ayuda de un croquis, la longitud total de los barriles (47.00 m) y por lo tanto la pérdida por fricción en ellos o sea:

$$f = \left[ \frac{vn}{r^{2/3}} \right]^2 \quad L = \left[ \frac{2.48 \times 0.015}{.6462/3} \right]^2 \times 47.0 = .119 \text{ m}$$

Por último otra pérdida que se tomó en cuenta fué la debida al codo inferior que formarán las dos ramas de los barriles, la cual se valuó por medio de la fórmula:

$$H_c = 0 \sqrt{\frac{\Delta^\circ}{90^\circ} \left| \frac{v^2}{2g} \right|}$$

en la que

$$\Delta^\circ = 180^\circ - 53^\circ - 08' = 126^\circ 52' \quad \text{y} \quad C = .25$$

Y al aplicar valores se obtuvo:  $h_c = 0.094 \text{ m}$

Entonces el valor total de las pérdidas de carga al pasar el agua a través de toda la estructura teóricamente es:

Transición de entrada:	$0.1 \Delta h_v =$	$0.018$
Fricción en los barriles	$=$	$0.119$
Codo inferior	$=$	$0.094$
Transición de salida:	$0.2 \Delta h_v =$	$0.036$
TOTAL	$=$	$0.267 \text{ m}$

Como se ve, las pérdidas calculadas son menores que los 35 cms. de desnivel que se habían supuesto, pero tomando en cuenta que no se tiene la seguridad de que su valorización sea exacta y que la única consecuencia de que no se absorban exactamente los 35 cm. será que se forme un pequeño remanso de abati-

niento aguas arriba de la estructura que no tendrá mayor importancia para el funcionamiento del canal, no ameritó corregir el error de 0,08 m por medio de nuevos cálculos, por lo que ya solamente fué necesario proporcionar las dimensiones de las secciones intermedias de las transiciones.

Para que la velocidad del agua vaya aumentando o disminuyendo progresivamente sin producir choques o remolinos, es necesario que la inclinación de los taludes de las transiciones vayan variando de tal modo que formen una superficie alabeada y continua desde el talud perteneciente al canal hasta el paramento vertical en la sección común con los barriles.

La intersección del fondo de la transición con los taludes también es indispensable que sea una curva continua para que se encauce mejor el agua y por último los perfiles del fondo y de la superficie libre del agua no sabiéndose la forma que adoptarán, es necesario suponerlos con tal que sean curvas que no tengan quiebras bruscos en ningún punto. En nuestro caso se supuso que serán parabólicos, estando el eje de la parábola en el principio de la transición de entrada y en el final de la de salida.

Para facilitar el cálculo, los 20,00 mts. de longitud que tendrá cada transición se dividieron en 10 secciones de 2,00 m cada una por lo que las ecuaciones de las parábolas son:

Entrada:

$$S.L.A. \quad Y_A = Kx^2 \quad : \quad K = \frac{0,20}{10^2} = 0,002$$

y

$$Y_A = 0,002x^2$$

$$Fondo. \quad Y_F = Kx^2 \quad : \quad K = \frac{0,05}{10^2} = 0,0005$$

$$Y_F = 0,0005x^2$$

$$T. \text{ SALIDA.} \rightarrow Y_a \approx K (10 - x)^2, \quad K = 0.00145$$

$$Y_a \approx 0.00145 (10 - x)^2$$

$$FONDO. \rightarrow Y_f \approx Kx^2 \quad K = 0.00005$$

$$Y_f \approx 0.00005x^2$$

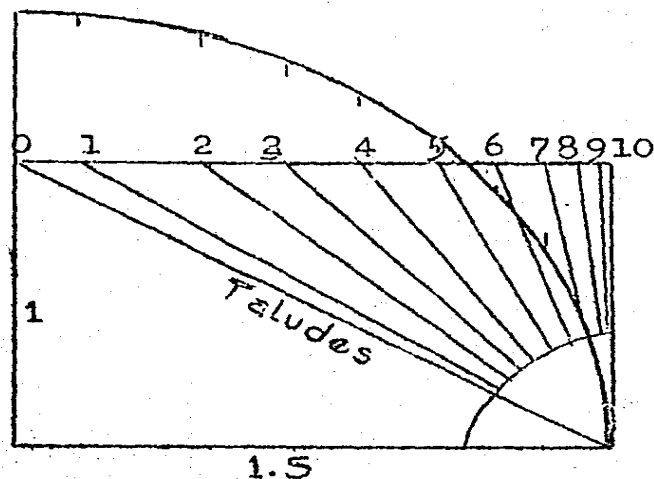
Con las ecuaciones anteriores quedan determinados tirantes del agua en cualquier punto dentro de las transiciones.

El cálculo de cualquier transición consiste en ir determinando las velocidades del agua en varias secciones intermedias con el objeto de encontrar el area necesaria para cada sección que se estudia. Como dichas areas unicamente tienen el tirante definido y deben de ser de una forma trapecial en que se desconoce tanto el ancho de la base como la inclinación de los taludes, para reducir la indeterminación, pueden elegirse arbitrariamente cualquiera de las dos cantidades desconocidas e ir determinando la otra con lo que se tienen ya determinadas las dimensiones de toda la transición que se está calculando. Como en la mayoría de los casos, en los primeros intentos se obtienen transiciones defectuosas, es necesario hacer varios tanteos hasta llegar a obtener una transición de buena forma.

En nuestro caso el tanteo que dió mejores resultados para proporcionar la transición de entrada, consistió en elegir los taludes de todas las secciones, derivando su inclinación por medio de una función en que intervino el coseno de  $0^\circ$  a  $90^\circ$  y cuya ecuación es:  $S \approx 1.5 (1 - \cos \phi)$  y con el que se obtuvieron unos anchos de fondo aceptables después de haberse reunido la condición de que los taludes variarían uniformemente. (Fig. No. 3).



FIGURA N.º 3.



Para que hubiera simetría, en la transición de salida se pusieron los anchos de fondo iguales a los de la transición de entrada y se dejaron como incógnitas los taludes que por la casi igualdad de las condiciones hidráulicas resultaron prácticamente iguales a las anteriores, como se ve en las tablas Nos. 1 y 2 donde están calculadas detalladamente las dos transiciones.

14.-

T A B L A No. 1.

## TRANSICION DE ENTRADA.

CONCEPTOS Y FORMULAS	S E C C I O N E S										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fondos= $Y_F=0.0005x^2$	0	0	.002	.005	.008	.013	0.018	0.025	0.032	0.041	0.050
S.L.A.= $Y_A=0.002x^2$	0	0.002	.008	.018	.032	.050	0.072	.098	.128	.162	.200
$Y_A/n.l$	-	.0018	.0073	.0164	.0291	.0455	.0655	.0891	.01164	.1473	.1850
Tirante= $d=3.284Y_F-Y_A$	3.280	3.278	3.274	3.267	3.256	3.243	3.226	3.207	3.184	3.159	3.131
$d^2$	10.758	10.745	10.719	10.673	10.602	10.517	10.407	10.285	10.138	9.979	9.799
$nv=V^2/2g=.274 \frac{Y_A}{1.1}$	.027	.0288	.0343	.0434	.0561	.0725	.0925	.1161	.1434	.1743	.2090
$V=4.43 / \sqrt{nv}$	.73	.752	.820	.923	1.049	1.193	1.347	1.510	1.678	1.850	2.027
$A = Q/v$	68.62	66.49	60.98	54.17	47.66	41.91	37.12	33.11	29.80	27.03	24.73
Angulo $\phi$	90°	84°	72°	63°	54°	45°	36°	27°	18°	9°	0°
Cos $\phi$	.0000	.1564	.3090	.4540	.5878	.7071	.8090	.8910	.9511	.9877	1.0000
Falda= $S=1.5(1-\cos\phi)$	1.50	1.34	1.04	0.82	0.62	0.44	0.29	0.17	0.07	0.02	0.00
$d^2S$	16.137	14.398	11.148	8.752	6.573	4.627	3.018	1.748	0.710	.200	0
$A-d^2S$	52.483	52.092	49.832	45.418	41.087	37.283	34.102	31.362	29.090	26.830	24.730
$B = \frac{A - d^2S}{d}$	16.000	15.89	15.22	13.90	12.62	11.50	10.57	9.78	9.14	8.49	7.90
$B/2$	8.00	7.95	7.61	6.95	6.31	5.75	5.29	4.89	4.57	4.25	3.95
4.28 S	6.42	5.78	4.45	3.51	2.66	1.89	1.25	0.73	0.30	0.09	0
Cotas.	11.999	12.00	12.00	11.99	11.99	11.99	11.98	11.97	11.97	11.96	11.95

Elev. del Bordo libre = 2012.00 + 4.28 = 2016.28 m

11

T A B L A No. 2

TRANSICION DE SALIDA.

CONCEPTOS Y FORMULAS	S E C C I O N E S										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fondo = $Y_F - 0.00005 X^2$	0	0	0	0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005
S.L.A. = $Y_A - 0.00145(10-X)^2$	0.145	0.117	0.093	0.071	0.052	0.036	0.023	0.013	0.006	0.0014	0
Tirante = $d = 328 - Y_A - 0.005 X^2$	3.13	3.158	3.182	3.204	3.224	3.240	3.254	3.264	3.272	3.278	3.28
$d^2$	9.797	9.973	10.125	10.266	10.394	10.513	10.589	10.654	10.706	10.745	10.758
Ancho del fondo.	7.900	8.493	9.136	9.779	10.571	11.496	12.619	13.902	15.221	15.891	16.000
$A_{hv} = Y_A \frac{3}{8}$	0.181	0.146	0.116	0.089	0.065	0.045	0.029	0.016	0.008	0.0018	0
$h_u = 0.027 + \frac{Y_A}{8}$	0.208	0.173	0.143	0.116	0.092	0.072	0.056	0.043	0.034	0.029	0.027
$v = 4.43 / \sqrt{h_v}$	2.02	1.842	1.675	1.509	1.344	1.189	1.048	0.919	0.823	0.752	0.73
$A = Q/v$	24.727	27.144	29.851	33.135	37.202	42.052	47.710	54.407	60.753	66.489	68.62
Bd	24.727	26.821	29.071	31.332	34.031	37.247	41.062	45.376	49.803	52.097	52.480
A - Bd	0	0.323	0.780	1.803	3.121	4.805	6.648	9.031	10.950	14.392	16.140
$S = A - \frac{Bd}{d^2}$	0	0.032	0.077	0.176	0.300	0.46	0.63	0.85	1.02	1.34	1.50
Sd	0	0.10	0.25	0.56	0.97	1.49	2.05	2.77	3.34	4.39	4.92
$SH = S(4.28 - 0.005 X + Y_F)$	0	0.14	0.33	0.75	1.28	1.36	2.69	3.64	4.36	5.73	6.42
Cotas.	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65

Elevación del Bordo Libre =  $2011.65 + 4.28 = 2015.93$  m.

T A B L A No. 2

TRANSICION DE SALIDA.

CONCEPTOS Y FORMULAS	S E C C I O N E S										
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fondo = $Y_f = 0.00005 x^2$	0	0	0	0	0.001	0.001	0.002	0.002	0.003	0.004	0.005
S.L.A. = $Y_A = 0.00145(10-X)^2$	0.145	0.117	0.093	0.071	0.052	0.036	0.023	0.013	0.006	0.0014	0
Tirante = $d = 328 - I_A - 0.005 X_f$	3.13	3.158	3.182	3.204	3.224	3.240	3.254	3.264	3.272	3.278	3.28
$d^2$	9.797	9.973	10.125	10.266	10.394	10.503	10.583	10.654	10.706	10.745	10.758
Ancho del fondo.	7.900	8.493	9.136	9.779	10.571	11.496	12.619	13.902	15.221	15.891	16.000
$Ah_v = Y_u \frac{h}{g} .8$	0.181	0.146	0.116	0.089	0.065	0.045	0.029	0.016	0.008	0.018	0
$h_u = 0.027 + \frac{Y_u}{g}$	0.208	0.173	0.143	0.116	0.092	0.072	0.056	0.043	0.034	0.029	0.027
$v = 4.43 / \sqrt{h_v}$	2.02	1.842	1.675	1.509	1.344	1.189	1.048	0.919	0.823	0.752	0.73
$A = Q/v$	24.727	27.144	29.850	33.135	37.202	42.052	47.710	54.407	60.753	66.489	68.62
Bd	24.727	26.821	29.071	31.332	34.021	37.247	41.062	45.376	49.803	52.097	52.480
A - Bd	0	0.323	0.780	1.803	3.121	4.805	6.648	9.031	10.950	14.392	16.140
$S = A - \frac{Bd}{d^2}$	0	0.032	0.077	0.176	0.300	0.46	0.63	0.85	1.02	1.34	1.50
sa	0	0.10	0.25	0.56	0.97	1.49	2.05	2.77	3.34	4.39	4.92
$SH = S(4.28 - 0.005 + Y_f)$	0	0.14	0.33	0.75	1.28	1.36	2.69	3.64	4.36	5.73	6.42
Cotas.	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65	11.65

Elevación del Bordo Libre =  $2011.65 + 4.28 = 2015.93 \text{ m.}$

### 3.- CALCULO ESTRUCTURAL.

#### a.- TRANSICIONES.

En los calculos hidráulicos de las transiciones, vimos que la inclinaci3n de los taludes de las mismas deberan variar desde 1.5:1 que son los que corresponden al canal, hasta una pared vertical en la intersecci3n con los barriles.

Como el material de que estaran formados los bordos del canal no podra mantenerse en equilibrio con los taludes necesarios para dar la forma de la transici3n, ni con las velocidades del agua que son fuertes para un canal de tierra, fu3 necesario proyectar un muro para sostener dichos bordos.

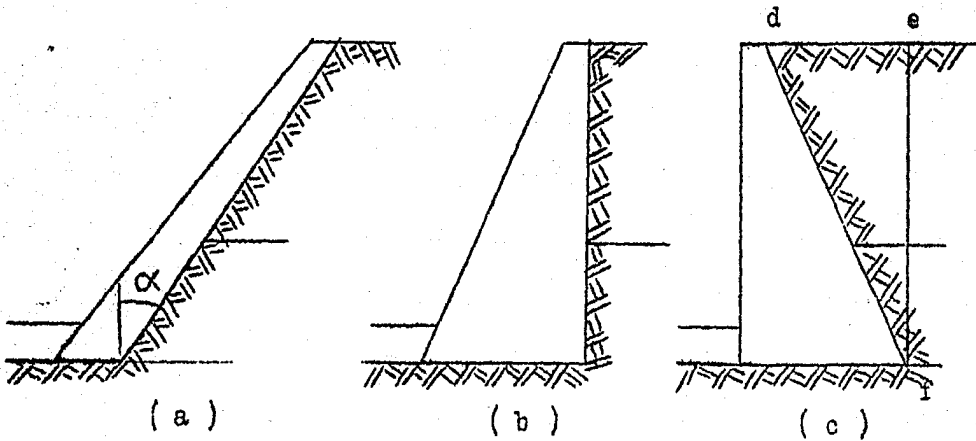
Aunque es aconsejable que los muros se construyan de concreto reforzado, lo mismo que el fondo, dada la actual escasez de fierro y cemento, se proyectaron de mampostería para que resultaran más econ3micos.

Cuando el canal vayalleno, los muros estaran recargados sobre los bordos y entonces 3stos seran los que resistan el empuje del agua, por lo que los espesores de las paredes de mampostería fueron determinadas para la condici3n de que el canal est3 vacio y se est3 ejerciendo un empuje del terraplen hacia el canal.

Para la plantilla de las transiciones, un revestimiento de mampostería de 50 cm. es más que suficiente y entonces la altura total de los muros result3 igual a 4.80 m. El ancho de su base se hizo variar para hacer que la resultante de las fuerzas que intervienen en su estabilidad, pasara por el limito del tercio medio del lado del canal y no se produzcan tensiones que no podra tomar la mampostería. El espesor de la parte superior en todos los casos se consider3 de 40 cm.

De acuerdo con lo anterior, entre las diversas formas que tendrán las paredes de retención, hay 3 que pudieramos considerar como principales y son las mostradas en (a) (b) y (c) de la Fig. No. 4

FIGURA No. 4



La (a) corresponderá a las secciones que quedarán próximas al canal, pues entonces el empuje ejercido sobre el muro será tan pequeño que un simple revestimiento será suficiente, pero a medida que el talud hacia el canal vaya aumentando, el ancho de la base deberá ser mayor hasta que se llegue a una forma como la (b) en que el paramento hacia el relleno sea vertical y por último tendrá que llegarse a un muro cuya sección transversal sea como la (c) con el paramento también vertical pero del lado del canal.

Las fuerzas que se consideraron para la estabilidad del muro fueron: el peso del mismo ( $2200 \text{ Kg/m}^3$ ); la reacción del terreno y el empuje producido por el material de los bordos con peso volumétrico de  $1800 \text{ kg/m}^3$  y con una sobrecarga de 60 cm. de relleno que es lo que se consideró equivalente a la carga viva sobre el terraplén.

Para valuar el empuje de la tierra y el punto de aplicación de su resultante, se siguió la teoría de Rankine y se aplicaron las fórmulas que dan el valor del empuje activo sobre el muro cuando hay sobrecarga, no obstante que las condiciones que existieran tanto en el muro como en el relleno, tal vez no sean las adecuadas para que se pueda seguir la teoría antes dicha.

Por lo tanto el valor del empuje fue valuado por la siguiente fórmula:

$$E = \frac{1}{2} WH (H + 2H') K. \quad \text{en la que}$$

$E$  = Empuje total.

$W$  = Peso volumétrico del material.

$H$  = Altura del muro.

$H'$  = Altura equivalente de la sobrecarga.

$K$  = Coeficiente variable.

El valor de  $K$  como se sabe tiene diferentes valores que varían de acuerdo con la inclinación del paramento posterior del muro y de la naturaleza del empuje y así tenemos que cuando el paramento es vertical y para un empuje activo,  $K$  vale:

$$K = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

siendo  $\phi$  = ángulo de fricción interna.

Y en el caso de que el paramento hacia el relleno esté invertido como es el (a) de la Fig. No. 4 en que el ángulo  $\alpha$  varía desde  $\alpha = 90 - \phi$  que equivale a que el empuje sea nulo, hasta un valor de  $\alpha = 0$  cuyo valor está dado por la fórmula anterior, el valor de  $K$  se calculó con la fórmula siguiente:

$$K = \frac{\cos^2 (\phi + \alpha)}{\cos^2 \left( 1 + \frac{\operatorname{sen} \phi}{\cos \alpha} \right)^2}$$

En las formas de muro comprendidas desde la (b) hasta la (c) se consideró el peso de la cuña de tierra  $d_0 C_0$  para favorecer la estabilidad del mismo y como ya se dijo, el resultante de las fuerzas se hizo pasar por el límite del tercio medio de la base del lado del canal.

El punto de aplicación del empuje se localizó aplicando la fórmula

$$Y = \frac{H^2 + 3 HH'}{3(H + 2H')}$$

que debido a que la altura del muro era constante en todas las secciones resultó a la misma elevación de la base.

En el plano general No. 2 aparecen las dimensiones tanto en planta como en elevación de los muros de sostenimiento calculados y sólo agregamos que para establecer mejor la continuidad y para facilitar la construcción de la sección 3 a la 5 de las transiciones, se aumentó el espesor del muro no obstante que por el cálculo resultaban secciones con base más reducida.

#### b).-- BARRILES.

Los barriles como se dijo con anterioridad, serán de concreto reforzado y deberán proporcionarse para que resistan los esfuerzos a que estarán sometidos de acuerdo con las condiciones de carga más desfavorables que puedan presentarse.

Las cargas que intervienen no tienen el mismo valor a través de toda la longitud de los barriles y se pueden dividir, tomando en cuenta como actúan sobre ellos en interiores y exteriores.

Las cargas interiores corresponden a la presión que ejercerá el agua dentro de los barriles y variarán desde un valor máximo en la sección que está en la parte más baja, o sea en el codo inferior, hasta un valor mínimo en



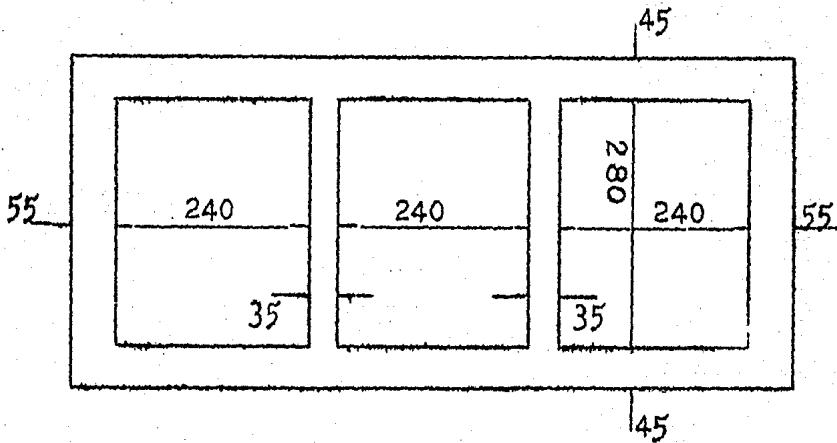
Las secciones comunes con las transiciones.

Como cargas exteriores se tendrá el rolleno de tierra que servirá de protección a los barriles, el peso propio de ellos, el peso del agua de la barranca, la sobrecarga en los bordos del canal que se prolongaran por encima de los barriles y por último las reacciones del terreno sobre el que está construida la estructura. Como estas cargas no tienen una variación constante en toda la longitud, para analizar los esfuerzos en los barriles, se tomaron únicamente dos secciones que tienen condiciones de carga desfavorables, y cuyo refuerzo servirá para armar los tramos adyacentes a ellas y así evitar el tener que cambiar continuamente el armado y en todas las secciones estar del lado de la seguridad.

Las secciones son: una en el fondo del nuevo cause de la barranca que corresponde a la estación  $32 + 512.87$  y sobre la que actúan las mayores cargas tanto interiores como exteriores y otra localizada a  $7.00$  m de las transiciones que tiene cargas interiores menores, pero en este lugar es donde el espesor del colchón de tierra es máximo.

Al hacer el cálculo hidráulico ya se habían definido las dimensiones interiores de los barriles así como también el espesor de los montantes intermedios, por lo que solo resta dar los espesores de las losas superior e inferior y el de los montantes extramos, los cuales se pusieron de  $45$  y  $55$  cms, respectivamente, pues un cálculo aproximado hizo ver que estas dimensiones eran necesarias para que librara el esfuerzo cortante sin necesidad de armar especialmente el concreto para resistirlo, por lo que la sección transversal de los barriles en toda su longitud será:

FIG. No. 5



En las dos secciones elegidas se analizaron separadamente dos condiciones de carga que pueden considerarse como mas desfavorables y que se denominaron:

- 1.- Barriles llenos, y
- 2.- Barriles vacios.

y para los cálculos se aceptaron los siguientes pesos unitarios:

- Agua  $W = 1000 \text{ Kg/n}^3$   
 Rollono  $= 1600 \text{ Kg/n}^3$  (soco)  
 Concreto  $= 2400 \text{ Kg/n}^3$   
 Sección en la estación 32  $\pm$  512.87

1.- Barriles Llenos. Las condiciones mas desfavorables de carga se presentaran cuando haya necesidad de probar los barriles para ver si tienen fugas importantes por lo cual no se pondra el colchon de tierra que los cubre, y entonces las cargas seran las siguientes:

Losa superior.

Agua: (16,28 - 05,00) 1 000	= -	11280	Kg/m <sup>2</sup>
Poso de losa (45 x 2400)	= +	1080	"
TOTAL.....	= -	10200	Kg/m <sup>2</sup>

Losa inferior.

Poso de la estructura - losa inferior. (9,00x.45 + 1,80x2,80) $\frac{2400}{9,00}$	= -	2500	Kg/m <sup>2</sup>
Agua:(2,80) 1 000	= -	2800	"
Presion de agua(16,28 - 0,20) W	= +	14080	"
	= +	8780	Kg/m <sup>2</sup>

Muros extremos.

Nudo superior:(16,28 - 05,23) W	= +	11050	Kg/m <sup>2</sup>
Nudo inferior:(16,28 - 01,98) W	= +	14300	Kg/m <sup>2</sup>

FIGURA No. 6

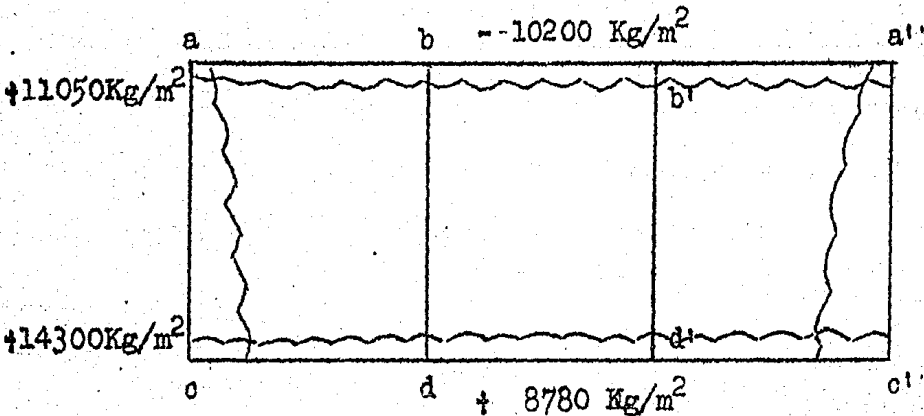


Diagrama de cargas.

Los montantes interiores no llevarán en ningún caso carga lateral debido a que no hay la posibilidad de que se cierre ningún conducto, y por lo tanto, habrá simetría de carga en sentido vertical y horizontal.

Para valorizar los esfuerzos en todos los nudos de la estructura que puede considerarse que trabajará como continua, se aplicó el método de Hardy Cross para lo cual hubo necesidad de encontrar momentos de empotramiento, reacciones, rigideces, etc. de cada uno de los tramos que forman la estructura y los resultados obtenidos son:

Tramo	Claro	Carga <sub>c</sub>	M <sub>o</sub> Emp.	R <sub>o</sub> L <sub>o</sub> A <sub>o</sub>	Soc.	$h^3$	$\frac{h^3}{L}$	R <sub>o</sub> Rol <sub>o</sub>
ab = a'b'	2.85	10200	6904	14535	45 x 100	91125	320	2.42
bb'	2.75	10200	6428	14025	45 x 100	91125	331	2.51
cd = c'd'	2.85	9780	5943	12512	45 x 100	91125	320	2.42
dd'	2.75	8780	5533	12073	45 x 100	91125	331	2.51
bd = b'd'	3.25	0	0	0	35 x 100	42875	132	1.00
		11050	10871	19216				
ac = a'c'	3.25				55 x 100	166375	512	3.88
		14300	11443	21476				

Como cada tramo será de sección constante, los factores de traslado valdrán  $\frac{1}{2} M$  y los factores de distribución, de acuerdo con las rigideces relativas, resultan ser los marcados en la figura No. 7

FIGURA No. 7

			L.C.			
	0.38	0.41	0.42	0.42	0.41	0.38
0.62		0.17		0.17		0.62
0.62	0.38		0.17		0.17	0.62
		0.41	0.42	0.42	0.41	0.38

Por la simetría de las cargas fué suficiente distribuir los momentos en la mitad de la estructura. La distribución aparece en la siguiente tabla que difiere del procedimiento común de practicarse en que independientemente de que aparezca tensión o compresión en la cara inferior de una pieza, el signo de los momentos está dado por el sentido de la rotación que producen, con lo que se evitan errores tanto al valorizar los momentos desequilibrados en las juntas, como al distribuir éstos con el signo que los corresponde, en cada una de las piezas que concurren en una junta.

Para hacer la distribución se convino que los momentos que produjeran rotación en sentido de las manecillas del reloj fueran positivas.

En la misma tabla aparecen los esfuerzos cortantes finales en las juntas después de haber corregido, por efecto de la continuidad, las reacciones de las piezas como si estuvieran libremente apoyadas.

Distribucion de Momentos.

	$C_s$		$C_1$	$V_d$	$V_d$	$C_s$		$C_1$	$V_d$
$F_o D_o$	-----	a	0.62	0.35	0.41	-----	b	0.17	0.42
$M_o E_o$			- 10871	+ 6904	- 6904			0	+ 6428
$1a_o$			+ 2460	+ 1907	+ 195			+ 81	+ 200
T			- 1705	+ 97	+ 753			- 35	- 100
$2a_o$			+ 996	+ 612	- 253			+ 105	- 260
T			- 355	- 126	+ 306			+ 78	+ 130
$3a_o$			+ 298	+ 183	- 221			+ 87	- 216
T			- 212	- 105	+ 91			+ 39	+ 108
$4a_o$			+ 197	+ 120	- 98			- 40	- 100
$M_o F_o$			- 9192	+ 9192	- 6121			- 69	+ 6190
$R_o L_o$			19716	14535	14535			0	14025
$V_o$			+ 172	+ 1070	- 1070			- 27	0
$V_o F_o$			19888	15605	13465			- 27	14025
	$C_s$		$C_1$	$V_d$	$V_d$	$C_s$		$C_1$	$V_d$
$F_o D_o$	0.62	c	-----	0.35	0.41	0.17	d	-----	0.42
$M_o E_o$	+ 11443			- 5943	+ 5943	0			- 5533
$1a_o$	- 3410			- 2010	- 166	- 70			- 172
T	+ 1230			- 84	- 1045	+ 40			+ 86
$2a_o$	- 710			- 436	+ 377	+ 156			+ 386
T	+ 496			+ 168	- 218	- 52			- 193
$3a_o$	- 425			- 261	+ 190	+ 79			+ 194
T	+ 149			+ 95	- 130	- 43			- 97
$4a_o$	- 151			- 93	+ 111	+ 46			+ 113
$M_o F_o$	+ 6624			- 6624	+ 5060	+ 156			- 5216
$R_o L_o$	21476			12512	12512	0			12073
$V_o$	- 172			+ 1250	- 1250	+ 27			0
$V_o F_o$	21304			13762	11262	+ 27			12073

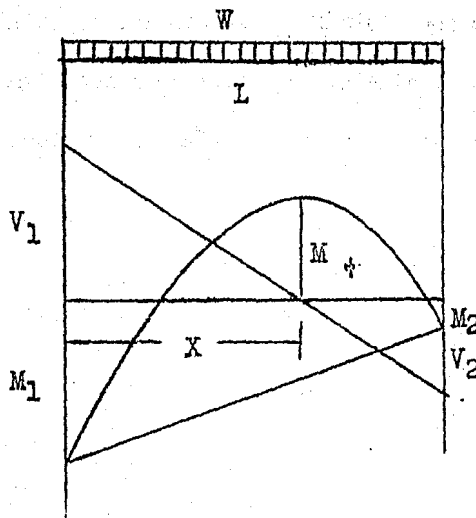
Ya teniendo los momentos flexionantes y esfuerzos cortantes en todos los nudos, para poder dibujar sus diagramas fué necesario encontrar los momentos máximos entre los apoyos.

Como la losa superior o inferior tienen carga uniformemente repartida se encontró el momento máximo, que tiene lugar en el punto donde el esfuerzo cortante es nulo, por medio de la aplicación de la fórmula siguiente.

En la figura No. 8 si  $V_1$  y  $V_2$  representan las reacciones finales y  $M_1$  y  $M_2$  los momentos finales en los apoyos y si la carga sobre la viga es  $W$  la distancia  $X$ , donde el esfuerzo cortante es nulo, estará dada por la fórmula.

$$X = \frac{V_1}{W}$$

FIGURA No. 8



En este punto, el momento valdrá:

$$M = V_1 X - \frac{W X^2}{2} - M_1$$

pero como

$$V_1 = W X ; \quad \text{resulta que: } M = \frac{W X^2}{2} - M_1$$

por lo que al aplicar valores se obtuvieron los siguientes:

TRAMOS	$M_1$	$V_1$	W.	$X = \frac{V_1}{W}$	$\frac{V_1 \cdot X}{2}$	M +
	Kg. m	Kg	Kg/m	m	Kg.m	Kg.m.
ab = a'b'	9192	15605	10200	1.53	11937	2745
bb'	6190	14025	10200	1.37	9642	3452
cd = c'd'	8624	13762	8780	1.57	10803	2179
dd'	5216	12073	8780	1.37	8300	3084

En los tramos  $bd = b'd'$  no se tiene ningún máximo entre los dos apoyos, y por último en los tramos  $ac = a'c'$  que tienen carga trapezoidal se encontró el punto donde el esfuerzo cortante es nulo a 1.67 m. del nudo inferior y se calculó el momento en ese punto que resultó ser igual a 7891 Kg. m.



Barriles Llenos.~ Diagramas de Momentos y E. Cortante.

M= 9192  
V=13605

M = 8624  
V = 13762

M= 6121  
V=13465

M = 5060  
V = 11262

M= 6190  
V=14025

M = 5216  
V = 12073

M= 6190  
V=14025

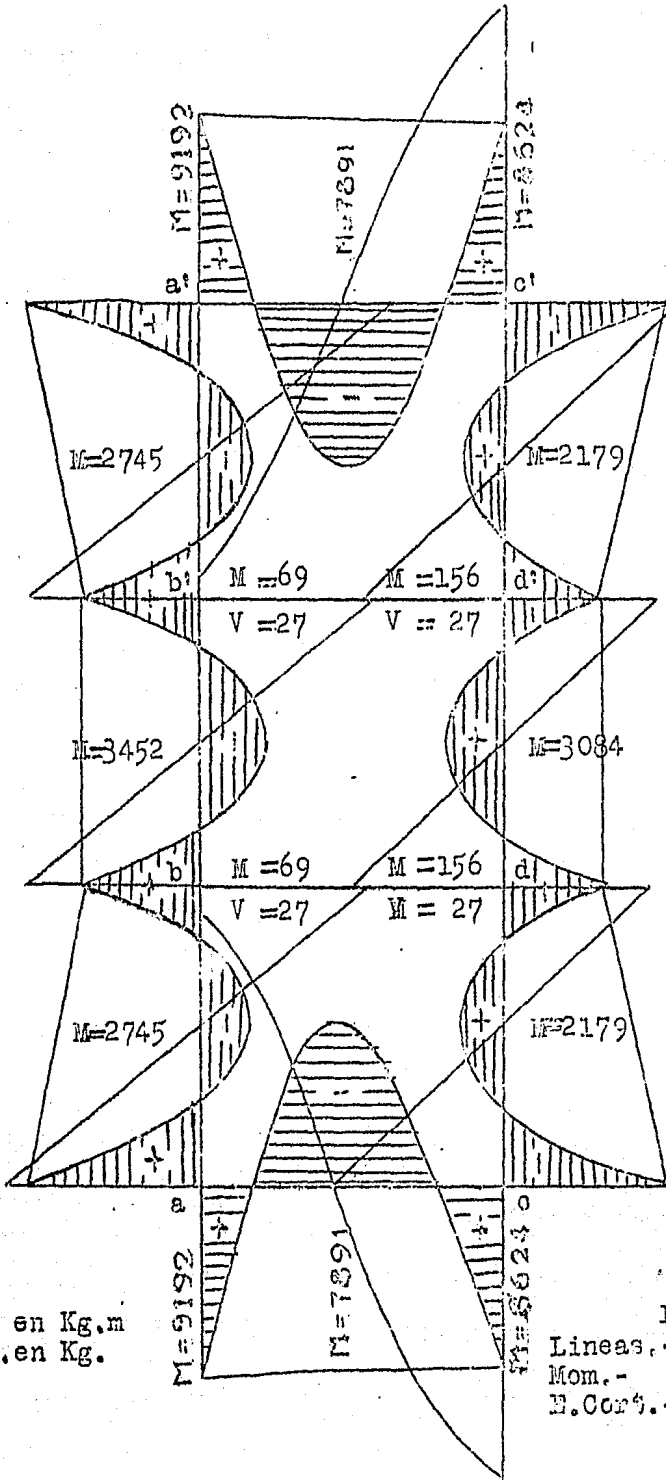
M = 5216  
V = 12073

M= 6121  
V=13465

M = 5060  
V = 11262

M= 9192  
V=13605

M = 8624  
V = 13762



Momentos en Kg.m  
E. Cortan. en Kg.

ESCALAS.  
Lineas. - 3cm. = 2.0m.  
Mom. - 3cm. = 1000n.m  
E. Cort. - 3cm. = 1500n.

2.- Barriles Vacíos.- Esta condición de carga se presentará cuando en el interior de los barriles no haya agua y estén obrando únicamente las cargas exteriores.

Las condiciones más desfavorables para este caso serán las siguientes:

Losa superior.

Agua de la barranca: (11.83 - 5.45)W	=	6380	Kg/m <sup>2</sup>
Tierra: 1.55 (1600 - 1000)	=	930	"
Peso de losa: .45 x 2400	=	1080	"
TOTAL	=	8390	Kg/m <sup>2</sup>

Losa inferior-Reacción.

Losa superior: 0.45 x 2400	=	-1080	Kg/m <sup>2</sup>
Montantes verticales $\frac{1.80 \times 2.80 \times 2400}{9.00}$	=	+1344	"
Agua de la barranca y tierra	=	-7310	"
TOTAL	=	-9734	Kg/m <sup>2</sup>

Muros extremos:

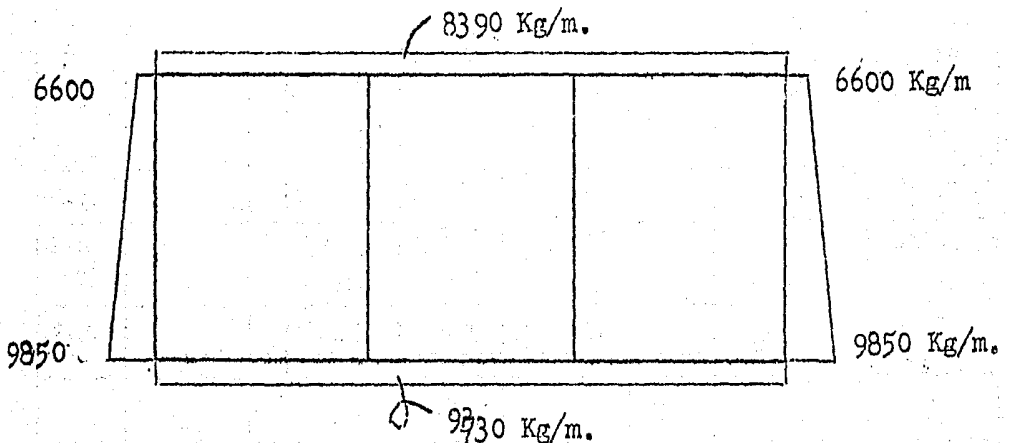
Nudo superior: (11.83 - 5.23)W	=	6600	Kg/m <sup>2</sup>
Nudo inferior: (11.83 - 1.98)W	=	9850	Kg/m <sup>2</sup>

No se consideró empuje de tierras sobre los muros laterales debido a que puede suponerse que el terreno de toba en todo el fondo de la barranca es lo suficientemente resistente y no ejercerá ningún empuje, por lo que únicamente se consideró la presión del agua que probablemente se filtrará entre la pared y el terreno.

Un croquis de las condiciones de carga es el mostrado en la figura

Como las secciones y longitudes de las piezas eran las mismas que en la condición de carga anteriormente analizada para hacer la distribución de

FIGURA No. 9



momentos fue necesario calcular únicamente los momentos de empotramiento y las reacciones como si fueran libremente apoyadas, de cada uno de los tramos que corresponden la estructura, y así se obtuvo:

Miembro	Claro	Carga	M. Emp.	R. L. A.	Sec.	R. Rel.
ab = a'b'	2.85	8390	5679	11956	45x100	2.42
b-b'	2.75	8390	5287	11536	45x100	2.51
cd = c'd'	2.85	9730	6586	13865	45x100	2.42
d-d'	2.75	9730	6132	13379	45x100	2.51
bd = b'd'	3.25	--	--	--	35x100	1.00
ac = a'c'	3.25	6600	6381	12485	45x100	3.68
		9850	6667	14245	45x100	

La distribución de momentos, resultante en la misma forma como se hizo anteriormente es la siguiente:

## Distribución de Momentos.

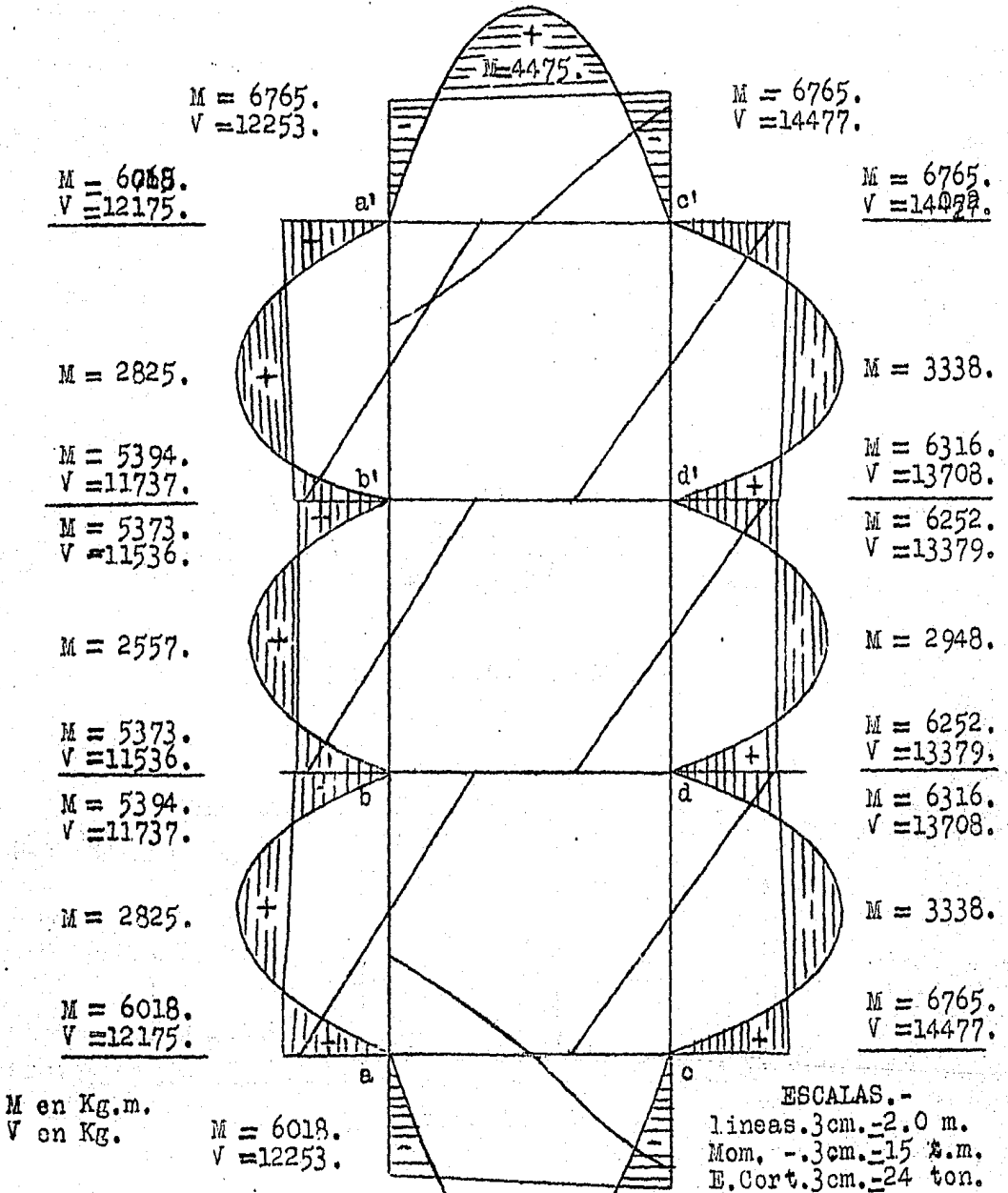
	$O_B$		$O_1$	$V_d$	$V_1$	$O_B$		$O_1$	$V_d$
F.D.	- - -	a	0.62	0.38	0.41	- - -	b	0.17	0.42
M.E.			↓ 6381	- 5679	↓ 5679			0	- 5287
1a.-			- 435	- 267	- 161			- 67	- 164
T			↓ 25	- 80	- 133			↓ 36	↓ 82
2a.-			↓ 34	↓ 21	↓ 6			↓ 2	↓ 5
T			↓ 38	↓ 3	↓ 10			↓ 9	- 21
3a.-			- 25	- 16	- 7			- 3	- 7
M.F.			↓ 6018	- 6018	↓ 5394			- 21	- 5373
R.L.			12485	11956	11956			0	11536
V.			- 232	↓ 219	- 219			14	0
V.F.			12253	12175	11737			- 14	11536
	$O_B$		$O_1$	$V_d$	$V_1$	$O_B$		$O_1$	$V_d$
F.D.	0.62	c	- - -	0.38	0.41	0.17	d	- - -	0.42
M.E.	- 6667			↓ 6586	- 6586	0			↓ 6132
1a.-	↓ 50			↓ 31	↓ 186	↓ 77			↓ 191
T	- 217			↓ 93	↓ 15	- 33			- 95
2a.-	↓ 77			↓ 47	↓ 46	↓ 19			↓ 48
T	↓ 17			↓ 23	- 23	↓ 1			- 24
3a.-	- 25			- 15	0	0			0
M.F.	- 6765			↓ 6765	- 6316	↓ 64			↓ 6252
R.L.	14245			13865	13865	0			13379
V.	↓ 232			↓ 157	- 157	↓ 14			0
V.F.	14477			14022	13708	↓ 14			13379

Los momentos máximos que tienen lugar entre los apoyos aparecen en la tabla adjunta:

TRAMO	$M_1$	$V_1$	W	$x = \frac{V_1}{W}$	$\frac{V_1 x}{2}$	M. d.
	Kg.m.	Kg.	Kg/m	m	Kg.m	Kg.m.
ab = a'b'	6018	12175	8390	1.45	6843	2825
bb'	5373	11536	8390	1.37	7930	2557
cd = c'd'	6765	14022	9730	1.44	10103	3536
dd'	6252	13379	9730	1.37	9198	2948
bd = b'd'	64	14	- -	- -	- - -	- - -

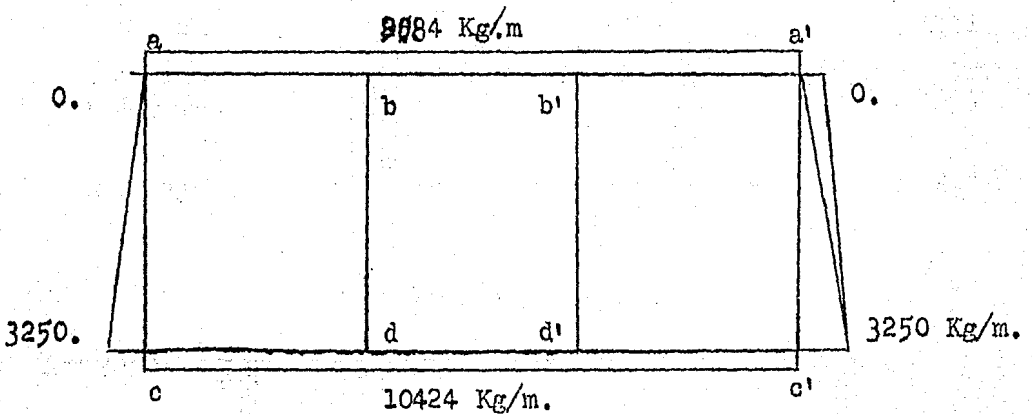
Para los miembros  $ac = a'c'$  la distancia del apoyo inferior al punto de esfuerzo cortante nulo resultó igual a 1,65 m y el momento máximo con valor de 4475 Kg.m.

Barriles Vacíos.- Diagramas de Momentos y Esfuerzos Cortantes.

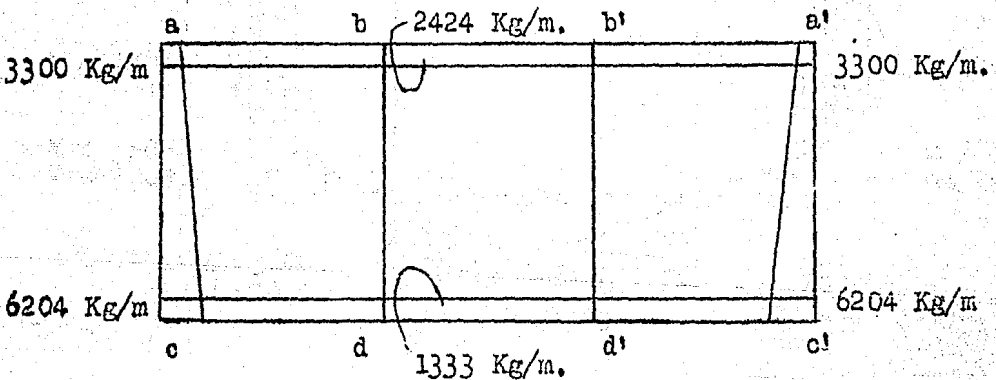


Como se dijo con anterioridad, también se analizó una sección localizada a 7.00 m. del principio de las transiciones pero como los cálculos se hicieron siguiendo el mismo procedimiento que en la sección anteriormente estudiada, en las figuras siguientes, se muestran únicamente los diagramas de cargas, momentos flexionantes y esfuerzos cortantes, tanto para el caso de que los barriles tengan agua a presión como para aquel en que estén obrando sobre ellos las cargas exteriores exclusivamente.

BARRILES VACIOS.-- FIGURA No. 10



BARRILES LLENOS.-- FIGURA No. 11



Diagramas de Momentos y Esfuerzos Cortantes.

ESCALAS.-

Lineas.-3cm=2.0m  
 Mom. -3cm=10 Kn.m  
 E.Cort.-3cm=10 Kn.

Barriles Llenos.

Mom. en Kg.m.  
 E. Cor en Kg.

M = 3028.  
 V = 7081.

M = 2554.  
 V = 8362.

M = 3028.  
 V = 4200.

M = 2554.  
 V = 2637.

M = 452.

M = 54.

M = 1350.  
 V = 3022.

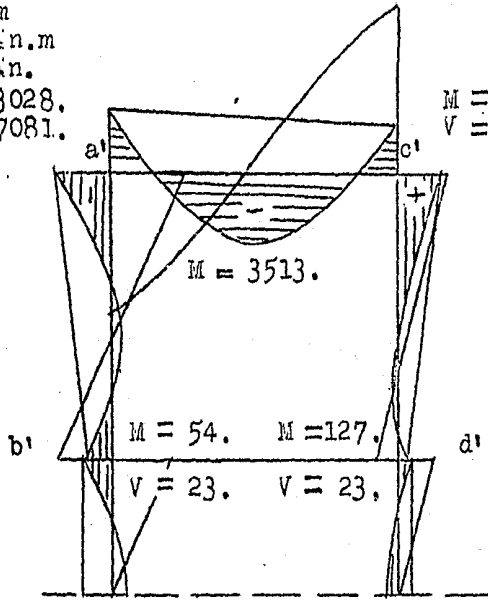
M = 450.  
 V = 1161.

M = 1404.  
 V = 3484.

M = 577.  
 V = 1833.

M = 991.

M = 683.



Barriles vacíos.

M = 2262.

M = 2656.

M = 6315.  
 V = 12485.

M = 7191.  
 V = 14333.

M = 6544.  
 V = 13970.

M = 7454.  
 V = 15213.

M = 4194.

M = 4294.

M = 3606.  
 V = 11908.

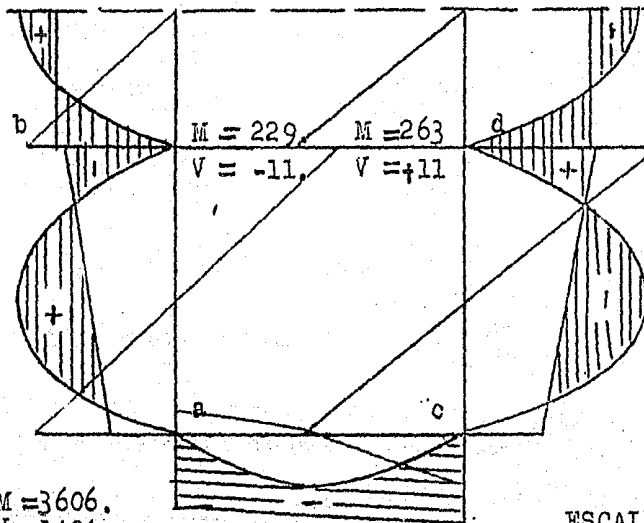
M = 4437.  
 V = 13495.

M = 3606.  
 V = 1404.

M = -1530.

ESCALAS.-

Lineas.- 3cm=2.0m.  
 Mom.- 3cm=30t.m  
 E.Cort.- 3cm=15ton



### Proporcionamientos.

Al hacer el análisis de los momentos flexionantes y esfuerzos cortantes en los barriles se supusieron los espesores de su sección transversal, por lo que solo falta determinar las cantidades necesarias de refuerzo para que cada uno de los miembros de dicha sección transversal resista los esfuerzos a que estará sometido, considerando que las fatigas admisibles para el fierro y el concreto serán las siguientes:

$$\begin{aligned} f'_c &= 140 \text{ Kg/cm}^2 & f_c &= 56 \text{ Kg/cm}^2 \\ f_s &= 1265 \text{ Kg/cm}^2 \\ v_c &= 4.2 \text{ Kg/cm}^2 \\ u &= 10.5 \text{ Kg/cm}^2 \\ n &= 15 \end{aligned}$$

y con las que se calcularon las constantes de cálculo :

$$\begin{aligned} k &= 0.399 & ; & & j &= 0.867 \\ d &= 0.321 \sqrt{\frac{M}{b}} & & & M &\text{ en Kg.m.} \\ & & & & b &\text{ en m.} \\ A_s &= \frac{M}{1097d} & & & M &\text{ en Kg.m.} \\ & & & & d &\text{ en m.} \\ d &= \frac{V}{3.64bd} & & & b \text{ y } d &\text{ en cm.} \\ & & & & V &\text{ en Kg.} \\ v_c &= 3.64 bd & & & b \text{ y } d &\text{ en cm.} \\ \Sigma_o &= \frac{V}{.91d} = 1.10 \frac{V}{d} & & & V &\text{ en Kg.} \\ & & & & d &\text{ en cm.} \end{aligned}$$

En todos los casos se consideró un recubrimiento de 5 cm.

Se empezó por ver si todos los espesores eran suficientes para resistir los esfuerzos cortantes sin refuerzo especial, por lo que al principiar por las losas superior e inferior que tienen un peralte efectivo de 40 cm. se



vió que la máxima capacidad de la sección para resistir esfuerzo cortante por sí sola valía :

$$V_c = 3.64 \times 40 \times 100 = 14560 \text{ Kg.}$$

En los diagramas puede verse que en todos los tramos el esfuerzo cortante es menor que el valor anterior con excepción del que se tiene en los nudos a y a' para una de las condiciones de carga que se calcularon, en donde el esfuerzo cortante vale 15605 Kg. que haría que el peralte efectivo debiera ser:

$$d = \frac{V}{3.64b} = \frac{15605}{3.64 \times 100} = 43 \text{ cm.}$$

pero como el aumento es bastante pequeño (3 cms), no se creyó necesario ni reforzar la sección para resistir el esfuerzo cortante excedente, ni tampoco aumentar el peralte, ya que por la forma del diagrama, en el paño de la losa la sección libra perfectamente.

El mismo caso anterior se presentó en los miembros verticales extremos, pero como también la modificación en los espesores era insignificante, se consideró como aceptable el peralte supuesto de 55 cm. y únicamente como factor de seguridad se pusieron unos carteles de 15 cm. que no afectan hidráulicamente a los barriles y si dan mayor resistencia a las secciones para el esfuerzo cortante.

Los miembros verticales interiores libran sobradamente con los 35 cm que tienen, ya que el esfuerzo cortante en ellos es muy pequeño.

Respecto al momento flexionante en las piezas, el máximo momento que se presenta, tiene un valor de 9192 Kg.m. también en los nudos a y a' y corresponde a las secciones con espesores de 45 y 55 cm. por lo que si se considera que estén trabajando a flexión simple, el peralte necesario resulta

ser :

$$d = .321 \sqrt{\frac{9192}{100}} = 31 \text{ cm. } \therefore h = 31 + 5 = 36 \text{ cm.}$$

por lo que todas las secciones resistirán bien.

Para la determinación de las áreas de acero se procedió en primer lugar a proporcionar el refuerzo correspondiente en cada uno de los puntos en que aparecía un momento máximo ya fuera positivo o negativo, suponiendo que las pizas trabajarán exclusivamente a flexión para lo cual se aplicó la fórmula:

$$A_s = \frac{M}{1097 \times d}$$

como puede verse en la siguiente tabla en donde están calculadas las áreas de acero requeridas para la sección estudiada en el fondo de la barranca.

Punto	d	Mom +	Mom -	As +	As -	A <sub>s</sub> exto.	A <sub>s</sub> int.
a = a'	40	9192	6018	20.9	13.7	7/8 a 19	3/4 a 21
a y b	40	2825	2745	6.4	6.3	3/4 a 44	3/4 a 45
b = b'	40	6190	5373	14.1	12.3	1" a 36	3/4 a 23
b y b'	40	2557	3452	5.8	7.9	3/4 a 66	3/4 a 36
c = c'	40	6765	8624	15.4	19.6	3/4 a 18	7/8 a 20
c y d	40	2179	3338	5.0	7.6	3/4 a 57	3/4 a 37
d = d'	40	6316	5216	14.4	11.9	7/8 a 25	3/4 a 23
d y d'	40	3084	2948	7.0	6.7	3/4 a 40	3/4 a 42
VERTICALES							
a = a'	50	9192	6018	16.8	11.0	7/8 a 23	3/4 a 25
a y c	50	4475	7891	8.9	14.4	7/8 a 43	3/4 a 20
c = c'	50	8624	6765	15.7	12.3	1" a 32	7/8 a 32
b y d	30					7/8 a 36	7/8 a 36

Como puede observarse, las áreas de acero resultaron a separaciones diferentes aun en lugares inmediatos, por lo que fue necesario uniformizar dichas

separaciones para que se tuviera un armado sin muchos cortes de varillas, evitando desperdicios, y para facilitar la construcción, a pesar de que todo lo anterior no sirvió más que para tener una idea de las cantidades de fierro que son necesarias para que las piezas trabajen correctamente a flexión compuesta, ya sea flexión y compresión o flexión y tensión.

Para revisar las fatigas tanto del concreto como del acero, se utilizaron los procedimientos recomendados por el A.C.I en el libro "Reinforced Concrete Design Handbook" y en todos los casos se obtuvieron fatigas que están dentro de los límites permisibles con las áreas de acero a la separación indicada en los dos cortes que aparecen en el plano No. 2 y que corresponden a las dos secciones que se estudiaron detalladamente.

Al estudiar los armados se procuró que la fatiga de adherencia no pasara los límites especificados de  $10.5 \text{ Kg/cm}^2$  para lo cual se verificaron los perímetros indispensables para que todos fueran mayores que los dados por la fórmula:

$$\Sigma_0 = 1.10 \frac{V}{d}$$

Como únicamente se estudiaron dos secciones transversales de los barriles, para poder elegir los puntos donde se cambiará un tipo de armado por otro que como se ve en el plano No. 2 será en las estaciones  $32 + 501.76$  y  $32 + 523.39$  éstas se obtuvieron basándose en las relaciones que existieran entre las condiciones de cargas a través de toda la longitud de los barriles, así como también en la resistencia de la sección calculada a  $7.00 \text{ m}$  de las transiciones en la que se vio que por lo que respecta a las losas superior e inferior, éstas son suficientemente resistentes para que con su armado se pudiera continuar después de los  $7.00 \text{ m}$ , hacia la parte más baja de la estructura, no sucediendo

lo mismo en las paredes laterales en que las varillas tipo  $E_1$  por no dar la resistencia necesaria en secciones después de la antes dicha, se modificaron con varillas de mayor area y por medio de una proporción se llegaron a determinar las estaciones antes mencionadas y con las que quedaron limitadas las zonas 1 y 2 que llevarán el mismo refuerzo.

En toda la longitud de los barriles se puso refuerzo por temperatura calculado con el .25% del area de las secciones y de la misma manera se calculó el armado de los dentellones que se pusieron a la entrada y salida de los barriles y las dimensiones de ellos pueden verse en el Plano No. 2 que es un plano general de toda la estructura proyectada.

#### 4.º Procedimiento de construcción y presupuesto.

Para que el funcionamiento hidráulico de la estructura proyectada se verifique de acuerdo con lo provisto en los cálculos, es necesario que su construcción se haga ajustándose al alineamiento, elevaciones y dimensiones de cada una de las partes que la forman y tomando en cuenta que ninguna de esas partes requiere un procedimiento de construcción especial, los métodos comunes en obras de esta naturaleza, para hacer excavaciones, colados etc. serán los indicados para llevar a cabo la ejecución de la obra y únicamente señalaremos ciertos hechos que pueden servir para disminuir el costo total de la estructura y para que la obra no sufra trastornos durante su construcción.

Al tratar del análisis de cargas sobre los barriles se vio que tomando en cuenta la calidad del terreno donde van a ir enterrados, probablemente toda compacta, no se consideró empuje de tierras sobre las paredes laterales ya que el terreno tiene la resistencia necesaria para mantenerse en equilibrio aun al cortárselo verticalmente por lo que se podrá hacer la excavación proyectando de las dimensiones exteriores de los barriles con lo que se ahorraran muchos metros cúbicos de excavación, la cimbra para sostener el concreto del lado del terreno y así también, la plantilla que generalmente se pone debajo de la losa inferior de los barriles. Únicamente deberá ponerse cuidado para que las superficies de la excavación queden bien terminadas para que obtengan a los espesores de concreto marcados en el plano.

Al calcular los muros que darán la forma a las transiciones, vimos que en unas partes dichos muros estarán recargados sobre los bordos del canal y como por su forma y espesor es imposible que puedan mantenerse en equilibrio

por si solos, será necesario que al mismo tiempo que se vayan construyendo, se vaya colocando el material de los bordos. Con mayor razón debe de hacerse lo anterior en los tramos que llevarán unicamente zampado mientras que en otros lugares, los muros si podrán construirse independientemente de los bordos.

Aunque lo mejor sería que los barrilos se colaran monolíticamente para evitar que se tuvieran fugas por una parte y por otra para que la continuidad en cualquier sección transversal fuera efectiva, lo más probable es que debido al entorpecimiento del trabajo por lo relativo a cimbras y a la capacidad de las revolvedoras que se utilicen, sea necesario hacer el colado de los barrilos con juntas de construcción tanto en sentido longitudinal como transversal. En el sentido longitudinal de los barrilos las juntas pueden hacerse facilmente dejando el concreto escalonado y el refuerzo por temperatura anclado en las partes ya coladas, no así en sentido transversal en que deberán hacerse las juntas de preferencia donde el esfuerzo cortante es nulo para asegurar la continuidad de la estructura y en último caso en los lugares marcados en el plano No. 2.

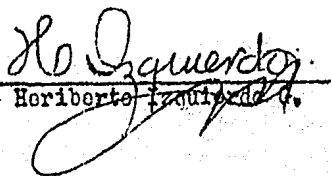
Por último, para evitar la necesidad de construir obras para proteger la construcción durante la época de avenidas de la barranca, lo que redundaría en un mayor costo de la estructura, es necesario que en época de astiaje se lleve a cabo la construcción completa de toda ella.

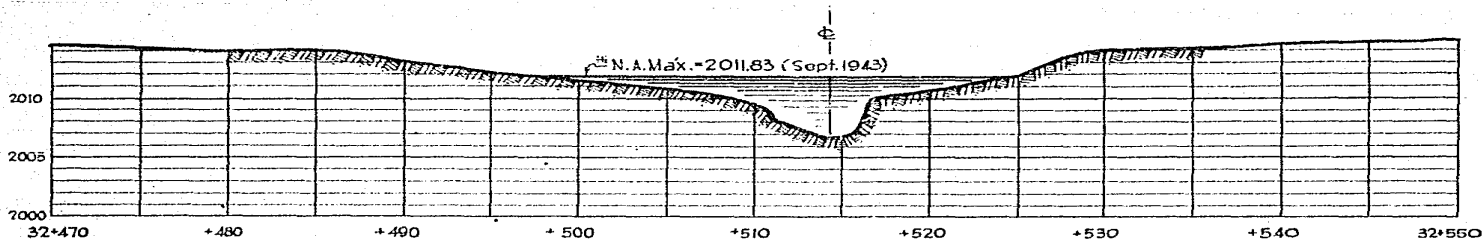
## PRESUPUESTO.

A continuación se da un presupuesto del costo probable que tendrá la obra proyectada. Los precios unitarios tomados como base para el cálculo, se obtuvieron tomando en cuenta los obtenidos en obras similares ejecutadas en la Comisión Nacional de Irrigación y como se comprende rá están sujetos a variabilidad debido a la situación actual.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P. UNITARIO	IMPORTE
Concreto en barriles	630	M <sup>3</sup>	\$ 130.00	\$ 81 900.00
Concreto en dentellones.	35	M <sup>3</sup>	70.00	2 450.00
Fierro de refuerzo	76.3	Ton	800.00	61 040.00
Mampostería de 3a. - con mortero de cemento	584	M <sup>3</sup>	40.00	23 360.00
Zampado con mortero	105	M <sup>3</sup>	25.00	2 625.00
Zampado seco	108	M <sup>3</sup>	13.00	1 404.00
Excavación	5655	M <sup>3</sup>	3.50	19 792.50
Relleno apisonado	8480	M <sup>3</sup>	2.50	21 200.00
COSTO TOTAL . . . . .				\$ 213 771.50

Por lo que el importe de esta obra será de \$ 213 771.50 (DOSCIENTOS TRECE MIL SETECIENTOS SETENTA Y UN PESOS CINCUENTA CENTAVOS).

  
 Heriberto Izquierdo



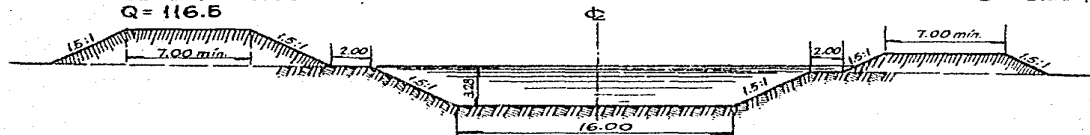
## SECCION DE LA BARRANCA

\* El gasto estimado es con huellas de Aguas Máximas = 11.83

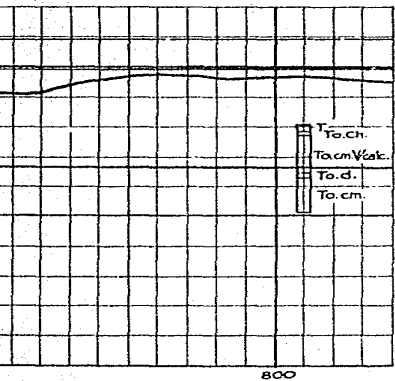
A = 38.2	n = 0.040
p = 23.6	S <sup>3/4</sup> = 0.089
d = 4.62	r <sup>3/4</sup> = 1.38
r = 1.62	V = 3.06
Q = 116.5	

### DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

Q = 50.0	n = 0.025
A = 68.6	s = 0.0001
V = 0.73	r = 2.46
d = 3.28	



## SECCION TIPO DEL CANAL



800

### POZOS DE EXPLORACION

- ☐ = Trinchera
- T = Tierra
- To.s. = Toba Suave
- To.d. = Toba Dura
- To.cm. = Toba Compacta
- To.ch. = Toba Calichosa
- To.cm. V/calc. = Toba compacta con vetas calcareas

NOTA - Dimensiones, Elevaciones  
y Estaciones en Metros. -

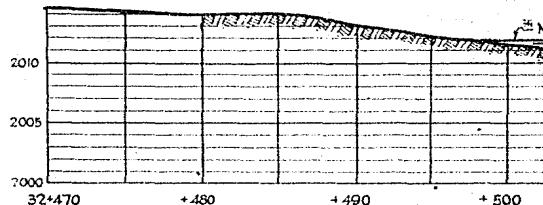
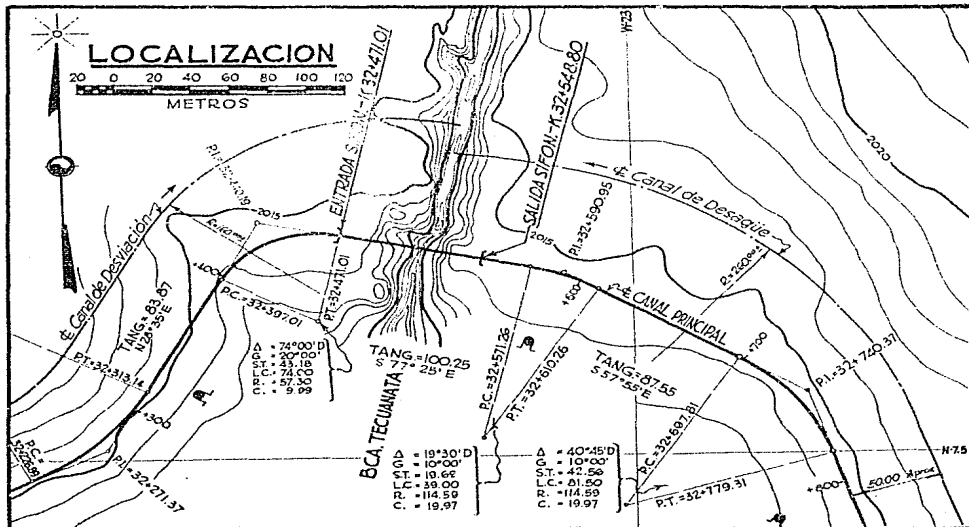
FACULTAD NAL. DE INGENIERIA  
U. N. A.

SIFON EN LA BARRANCA DE  
TECUANATLA

TESIS PROFESIONAL.  
HERIBERTO IZQUIERDO G.

México, D.F., Julio de 1944 PLANO N° 1.-

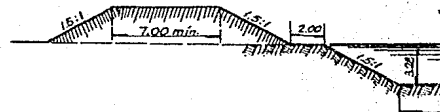




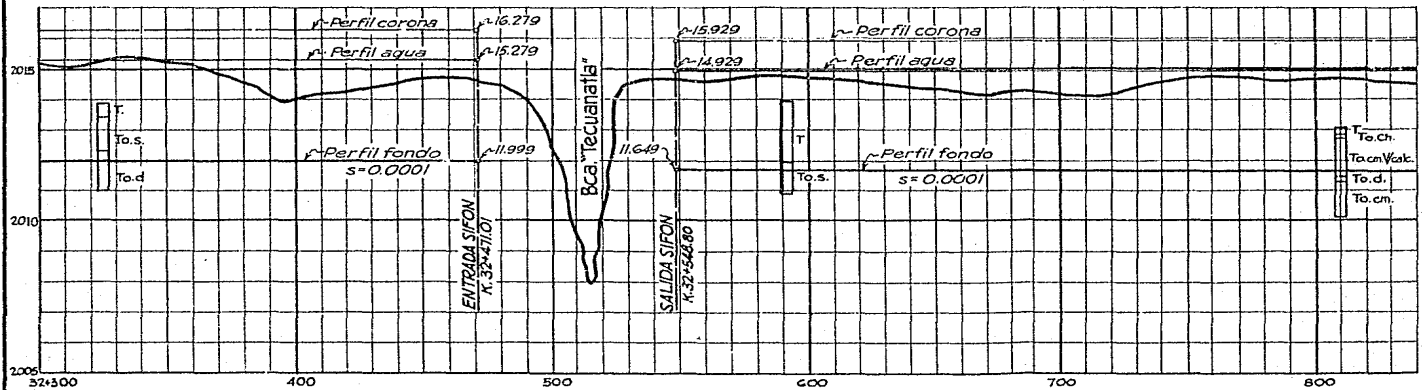
### SECCION

\* El gasto estimado es con huellas de Aguas Máximas = 11.83

A = 38.2	n = 0.040
p = 23.6	s <sup>1/2</sup> = 0.089
d = 4.62	r <sup>1/2</sup> = 1.38
r = 1.62	V = 3.06
Q = 116.5	



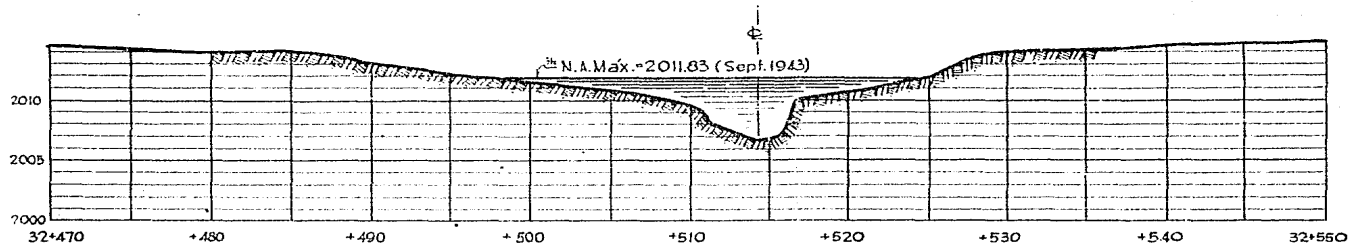
### SECCION



### POZOS

- ☐ = Trinc.
- T = Tierra
- To.s. = Toba
- To.d. = Toba
- To.cm. = Toba
- To.ch. = Toba
- To.cm.V/calc. = Toba

### PERFIL POR ☐



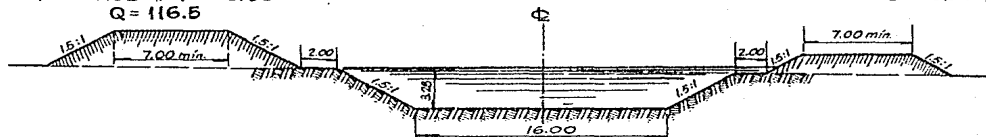
## SECCION DE LA BARRANCA

\* El gasto estimado es con huellas de Aguas Máximas = 11.83

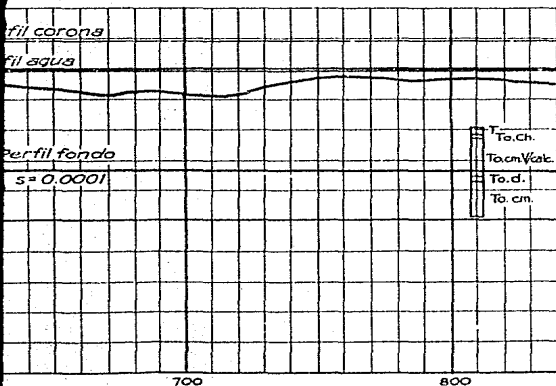
$A = 38.2$      $n = 0.040$   
 $p = 23.6$      $s^{1/2} = 0.089$   
 $d = 4.62$      $r^{2/3} = 1.38$   
 $r = 1.62$      $V = 3.06$   
 $Q = 116.5$

### DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

$Q = 50.0$      $n = 0.025$   
 $A = 68.6$      $s = 0.0001$   
 $V = 0.73$      $r = 2.46$   
 $d = 3.28$



## SECCION TIPO DEL CANAL



NOTA.- Dimensiones, Elevaciones y Estaciones en Metros.-

### POZOS DE EXPLORACION

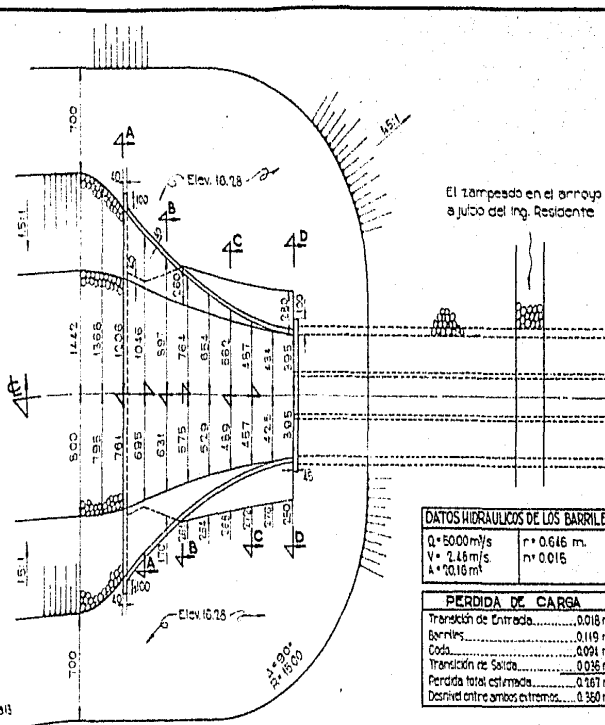
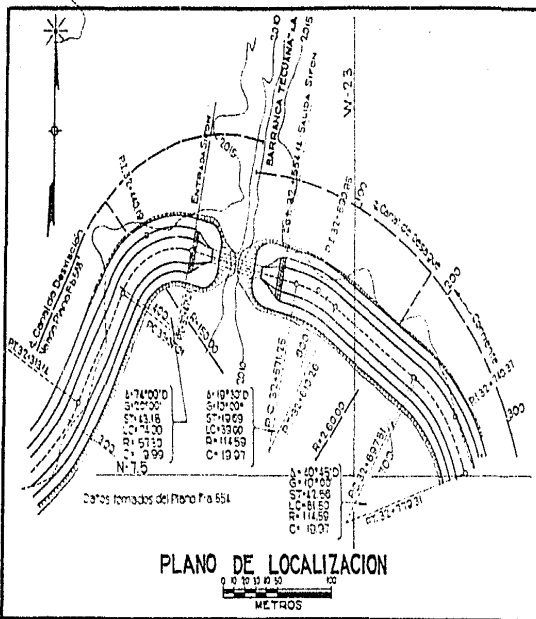
- $\square$  = *Trinchera*  
 T = *Tierra*  
 To.s. = *Toba Suave*  
 To.d. = *Toba Dura*  
 To.cm. = *Toba Compacta*  
 To.ch. = *Toba Calichosa*  
 To.cm. V/calc. = *Toba compacta con vetas calcareas*

FACULTAD NAL. DE INGENIERIA  
U. N. A.

SIFON EN LA BARRANCA DE  
TECUANATLA

TESIS PROFESIONAL.  
HERIBERTO IZQUIERDO G.

México, D.F., Julio de 1944 PLANO N° 1.-

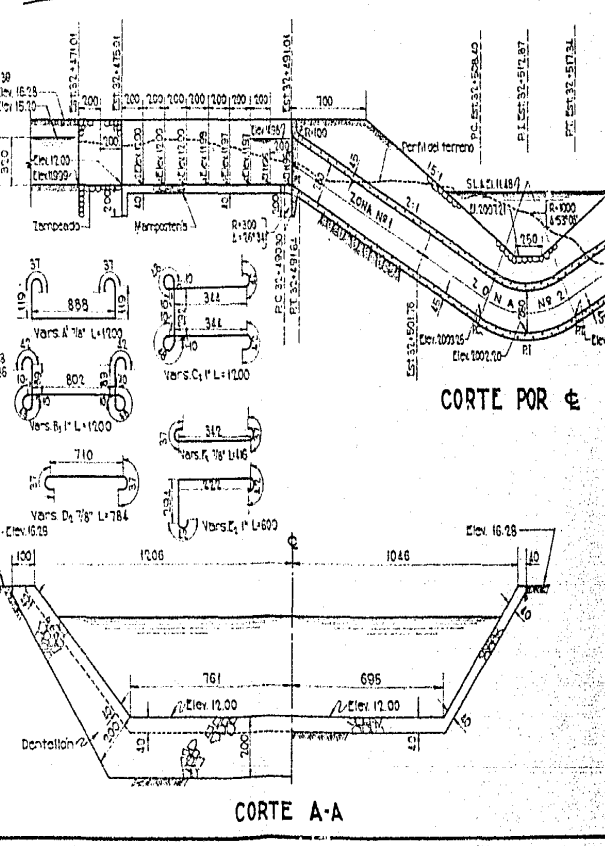
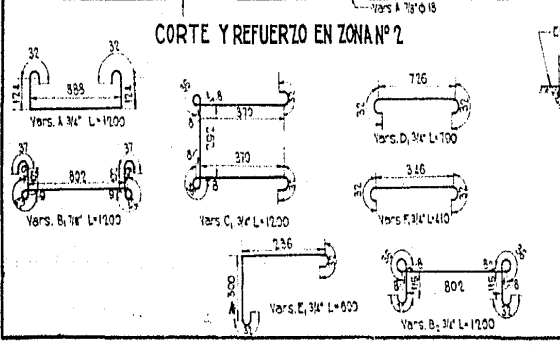
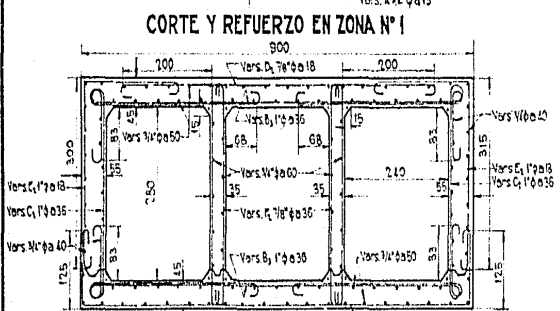
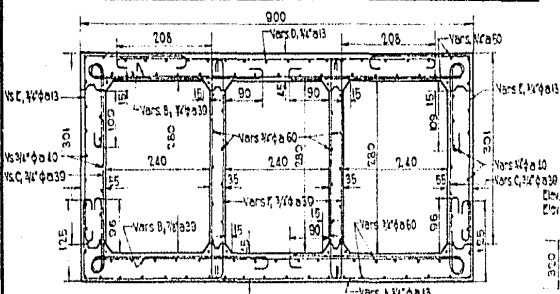


**DATOS HIDRAULICOS DE LOS BARRILES**

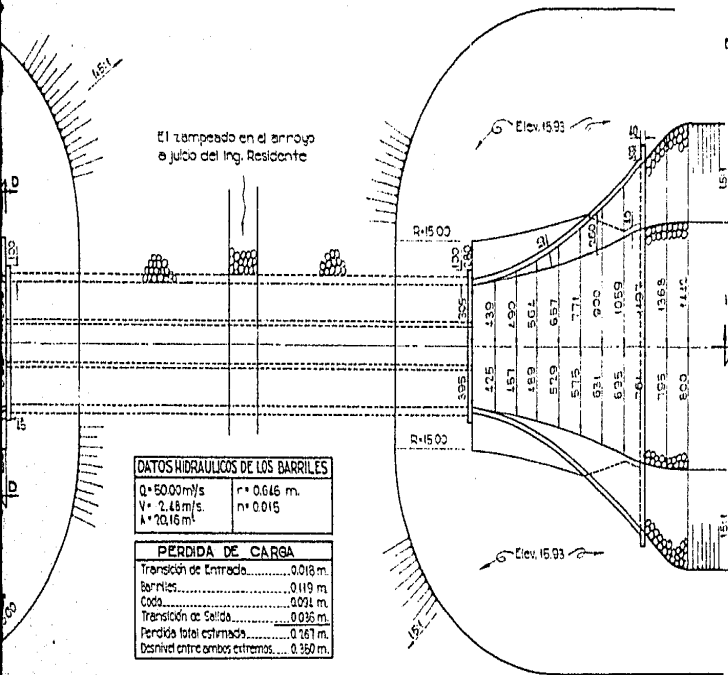
Q = 5000 m<sup>3</sup>/s      r = 0.616 m  
 V = 2.66 m/s      n = 0.015  
 A = 10.16 m<sup>2</sup>

**PERDIDA DE CARGA**

Transición de Entrada..... 0.018 m  
 Barriles..... 0.119 m  
 Codo..... 0.021 m  
 Transición de Salida..... 0.036 m  
 Perdida total estimada..... 0.187 m  
 Desnivel entre ambos extremos..... 0.360 m



El tampeado en el arroyo a juicio del Ing. Residente

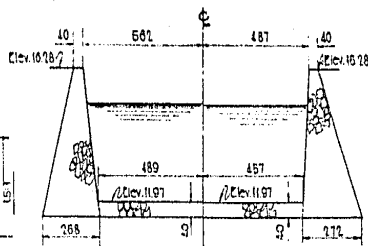


**DATOS HIDRAULICOS DE LOS BARRILES**

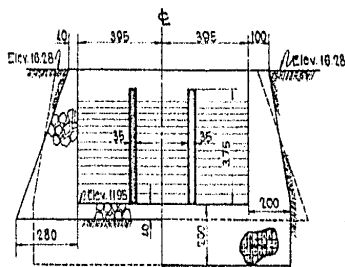
Q = 50.00 m <sup>3</sup> /s	n = 0.015
V = 2.48 m/s	n = 0.015
k = 20.16 m	

**PERDIDA DE CARGA**

Transición de Entrada	0.018 m
Barriles	0.119 m
Codo	0.021 m
Transición de Salida	0.036 m
Pérdida total estimada	0.267 m
Distribuid entre ambos extremos	0.130 m



**CORTE C-C**



**CORTE D-D**



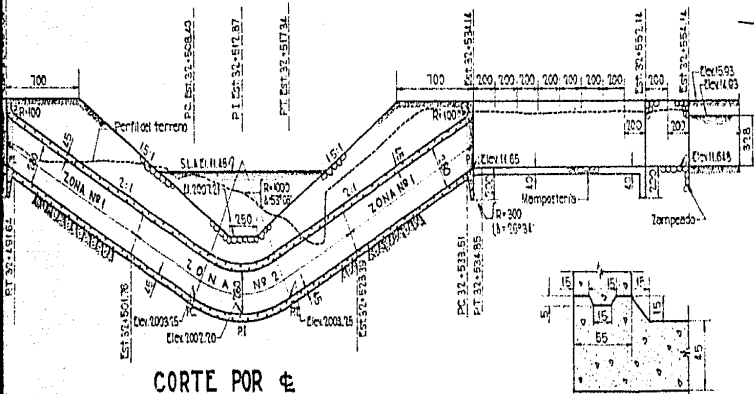
**SECCION TIPO DEL CANAL**

DATOS HIDRAULICOS	
Q = 50.00 m <sup>3</sup> /s	n = 0.015
A = 88.00 m <sup>2</sup>	s = 0.0001
V = 0.73 m/s	r = 2.468
d = 3.35 m	

CANTIDADES ESTIMADAS	
Elevación	m <sup>3</sup>
Concreto	605 m <sup>3</sup>
Fierro	763.11 KGS
Mampostería de 30	584 m <sup>3</sup>
tampeado	m <sup>2</sup>

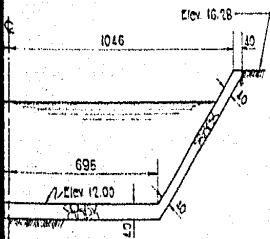
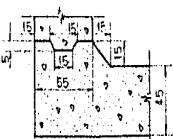
**NOTAS:**

Acotaciones en centímetros, excepto las indicadas en otra unidad, estaciones y elevaciones en metros. Los tramos de las vanillas en anchos serán de 20 centímetros. En todos los casos el recubrimiento será de 5cm. - Use-se concreto de 140 kg/cm<sup>2</sup> de fletado en la estructura. - En las transiciones úsese mampostería de 30 clase con mortero de cemento. La longitud de la rectificación y tampeado en el arroyo se deja a juicio del ingeniero Residente. El refuerzo en la zona N<sup>o</sup> 2, en la parte correspondiente al codo, se pondrá en forma radial a partir de las separaciones mostradas para la losa inferior.

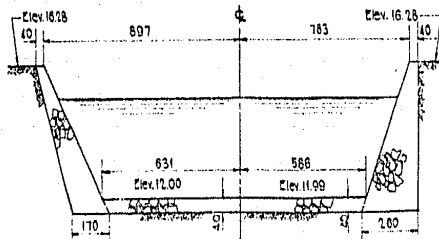


**CORTE POR φ**

**DETALLE DE UNA JUNTA**



**A-A**



**CORTE B-B**

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NAL. DE INGENIEROS  
 Distrito de Riego de Valsequillo, Pue.  
**CANAL PRINCIPAL K-32+471.01**  
 SIFON EN EL CRUCE CON LA BCA, TECUANATLA  
**TESIS PROFESIONAL**  
**HERIBERTO IZQUIERDO G.**  
 México, D.F. Julio-1944. PLANO N<sup>o</sup> 2