3632

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

DISEÑO DE LA NUEVA OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA REQUENA

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA

ALEJANDRO LOPEZ AMOR

MEXICO, D. F. 1967

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

UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm. 73-1933
Exp. Núm. 73/214.2/1.-

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE
MEXICO

Al Pasante señor Alejandro LOPEZ AMOR.
P r e s e n t e

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

"DISEÑO DE LA NUEVA OBRA DE EXCEDENCIAS
DE LA PRESA REQUENA.

Antecedentes.
Posibles soluciones.
Cálculos hidráulicos.
Estructura de control y de excedencias.
Estructura del vertedor auxiliar.
Estudio experimental y confrontación de resultados.
Modificaciones al proyecto.
Determinación de la Avenida máxima de
diseño de la Presa Requena

A) Método de Levediev.
B) Método de Gumbel.

Conclusiones."

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

Muy atentamente,

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D. F., a 3 de abril de 1967
EL DIRECTOR

Ing. Manuel Paulín Ortiz

MPO/MMO/rr.

4772

A MIS PADRES,

CON INMENSA

GRATITUD.

A MIS

HERMANOS.

A LA UNIVERSIDAD

NACIONAL AUTONOMA DE

MEXICO Y A

MIS MAESTROS.

A LOS SRES. INGENIEROS
JOSE LUIS SANCHEZ BRIBIESCA
(DIRECTOR DE ESTA TESIS)
Y JULIO LOZOYA CORRALES,
QUIENES CON SUS CONSEJOS
HICIERON POSIBLE ESTE
TRABAJO.

A TODOS AQUELLOS QUE,
CON SU AMISTAD, CONSEJO
Y DESINTERESADA AYUDA,
HAN CONTRIBUIDO A
SUPERARME.

DISEÑO DE LA NUEVA OBRA DE EXCEDENCIAS DE LA PRESA REQUENA.

Indice — Pág.

I Antecedentes 2

II Posibles soluciones. Obras de reparación 3

III Cálculos Hidráulicos..... 5
Diseño Hidráulico de una obra de control.

A.- Curva de gastos.

1).- Como vertedor libre.
2).- Como orificio.

B.- Geometría de la cresta.

IV Estructuras de control y de excedencias 13

A.- Estructura de control.
B.- Estructura de vertedor libre.
C.- Curva de gastos.
D.- Dirección del canal de descarga del vertedor de la cortina.

V Vertedor auxiliar (Vertedor del túnel) 21

A.- Como vertedor libre.
B.- Como orificio.
C.- Dimensiones del túnel.
D.- Cálculos geométricos.

1).- Geometría del cimacio aguas arriba de la cresta.
2).- Geometría del cimacio aguas abajo de la cresta.

E.- Perfil hidráulico en la caida.

VI Estudio experimental y confrontación de resultados 36

VII Modificaciones al proyecto 48

VIII Determinación de la avenida máxima probable 49

A.- Método de Levediev
B.- Método de Gumbel.

IX Conclusiones 60

I.- ANTECEDENTES.- (GENERALIDADES).

La PRESA REQUENA es una obra construida para fines de riego y control de avenidas, tiene una capacidad total de 70 millones de m^3 y está situada sobre el río Tepeji cerca de Tepeji del Río, Hgo., en los terrenos que pertenecieron a la Hacienda de Caltengo.

Las estructuras que integran la presa son la cortina, la obra de toma y la obra de control y de excedencias principalmente.

La obra de control está formada por un vertedor controlado por compuertas radiales y la obra de excedencias por un vertedor de cresta libre.

La cortina se proyectó originalmente como una presa mixta de tierra, enrocamiento y muro central o muro celular, pero por pruebas de laboratorio efectuadas posteriormente se vió que la arena ayuda muy poco a impedir las filtraciones, por lo que se considera que la cortina funciona como cortina de enrocamiento en la que el único elemento impermeabilizante es la pantalla central o muro celular.

Desde que fué construida la Presa Requena, ha presentado problemas; debido a esto se procedió a hacer estudios económicos y se llegó a la conclusión siguiente:

"Llevar a cabo la reparación de la presa, en vez de construir una nueva, porque puede llevarse a efecto con una gran economía en dinero y en tiempo y sobretodo no se les causa perjuicio a los usuarios del sistema de riego que abastece la presa".

II.- POSIBLES SOLUCIONES. OBRAS DE REPARACION.

Con todos los datos aportados en los estudios y en las observaciones se llegó a las siguientes conclusiones:

a).- No se encontró ninguna fuga en la parte central del dentellón y se estimó que no era necesario profundizar más a este.

b).- Se determinó que era necesario reparar la obra de toma (piso, compuertas, válvula y caseta) y conectarla con la cortina por un puente de servicio.

c).- Ampliar el terraplén de aguas abajo con un talud de 2 X 1 en vez de 1.25 X 1 que tiene actualmente y que esté cimentado en terreno fijo para evitar posibles deslizamientos cuando la presa se llene, sobre todo si llega a funcionar en forma combinada con el Emisor Central, ya que cabe la posibilidad de que lleguen a conectarse en un futuro próximo.

d).- Reparar el canal del vertedor de demasías, ya que la velocidad del agua en la caida puede destruir la plantilla y socavar el terreno y también porque con la modificación que se propone en c) el terraplén invade el canal actual.

e).- Se pensó en poner un tablaestacado de fierro en el fondo del muro celular con el objeto de darle rigidez a dicho muro en lo que se refiere a las oscilaciones que presenta y también con el objeto de impedir las filtraciones que se creía había en el fondo del muro celular, pero como después se observó que en realidad no existan dichas filtraciones se rechazó esta idea del tablaestacado y en su lugar se decidió rellenar con tezontle o con otro material ligero el muro celular.

f).- Vertedor auxiliar con túnel.

A parte del vertedor actual que se va a modificar se pensó en poner un vertedor auxiliar con túnel a una distancia aproximada de-

100 m. aguas arriba de la cortina y en la ladera derecha, este vertedor tendría un funcionamiento mas frecuente que el vertedor de la cortina y entre ambos van a poder desalojar un gasto de 900 m^3/seg.

III.- CALCULOS HIDRAULICOS.

DISEÑO HIDRAULICO DE UNA OBRA DE CONTROL.

A.- Curva de Gastos.

Para el cálculo de las curvas de gastos debemos de tomar 2 formas distintas de funcionamiento hidráulico: 1) como vertedor libre y 2) como orificio que es cuando se regula el gasto por medio de las compuertas.

1).- Como vertedor libre.

Para el estudio del gasto que escurre por el vertedor se empleará la fórmula de Francis

$$Q = CL\ Ho^{3/2} \qquad (1)$$

El coeficiente de descarga C está influido por un gran número de factores como son la profundidad del acceso con respecto a la cresta que llamaremos P, del talud del paramento de aguas arriba, de la relación entre la carga de diseño Hd y la carga de operación Ho, y de la sumergencia aguas abajo. La forma en que se afecta el C será de acuerdo con el criterio del U.S.B.R. y se indica a continuación.

a) Profundidad de llegada. Desnivel P.

La relación $\frac{P}{Hd}$ es muy importante pues cuando este valor crece el coef. C aumenta, y al revés, cuando P llega a ser cero, la contracción del fondo es cero y el coef. C será mínimo. La relación entre el coef. de descarga C para valores de $\frac{P}{Hd}$ se muestra en la fig. 1

b) Relación de la carga actual a la carga de diseño.

Si el vertedor trabaja con una carga diferente a la de diseño, el valor del coef. de gasto C aumenta o disminuye con $\frac{Ho}{Hd}$ de acuerdo con la figura 2.

c) Cuando la altura de la cresta del vertedor sobre el fondo del acceso (aguas arriba) es pequeña en relación con la carga de dise-

ño, se disminuye el Coef. C, y en cambio aumenta si el paramento aguas abajo es inclinado, pero si la relación $\frac{P}{Hd}$ aumenta y llega a ser mayor de 1.5 entonces el paramento vertical es mas eficiente.

La relación $\frac{C \text{ inclinado}}{C \text{ vertical}}$ para distintos taludes y para distintos valores de $\frac{P}{Hd}$ se muestra en la figura 3.

d) Sumergencia aguas abajo. Si la elevación de la superficie libre aguas abajo, sobrepasa a la de la cresta, se dice que el cimacio trabaja ahogado, lo cual tendrá también influencia en la descarga y hará disminuir el Coef. C de acuerdo con la relación de $\frac{Hd + d}{Ho}$ como se muestra en la fig. 4.

2).- Como orificio.

La descarga de un vertedor controlado por compuertas, para aberturas parciales de ellas puede calcularse en forma similar al flujo que pasa por un orificio de baja carga, con el empleo de la ecuación:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2\,g}\ CL\ (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \qquad (2)$$

donde H_1 y H_2 son las cargas totales medidas de la superficie libre del agua, a la cresta y a la parte inferior de la compuerta respectivamente; el coeficiente de gasto C es diferente para las distintas combinaciones de compuerta y cresta en las que influyen las condiciones de llegada y de descarga aguas abajo, lo cual afecta las condiciones del chorro.

La figura 5 muestra los coeficientes de descarga para orificios con varias relaciones de aberturas de compuerta y carga total, por medio de una curva, la cual representa condiciones promedio de llegada y descarga que pueden afectar el valor de dicho coeficiente.

Contracción lateral.

Se deben tomar en cuenta las contracciones laterales que sufre la vena líquida debido al efecto de las pilas y muros laterales de la estructura.

$$Le = Ln - 2\ (NKp + Km)\ Ho \qquad (3)$$

Le = Longitud efectiva de la cresta.

Ln = Longitud neta de la cresta.

N = Número de pilas.

Kp = Coef. de contracción por pilas.

Km = Coef. de contracción lateral por muros.

Ho = Carga de operación.

Los coef. Kp se pueden tomar como se indica en la fig. 6.

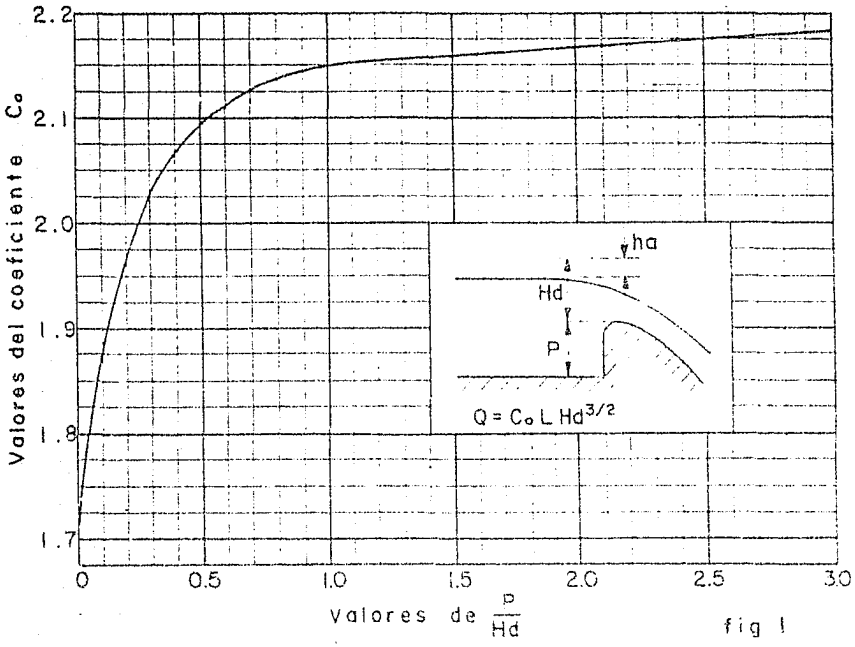

Valores del coeficiente C_o
2.2
2.1
2.0
1.9
1.8
1.7
0
0.5
1.0
1.5
2.0
2.5
3.0
Valores de $\frac{P}{Hd}$
ha
Hd
P
$Q = C_o L Hd^{3/2}$

fig 1

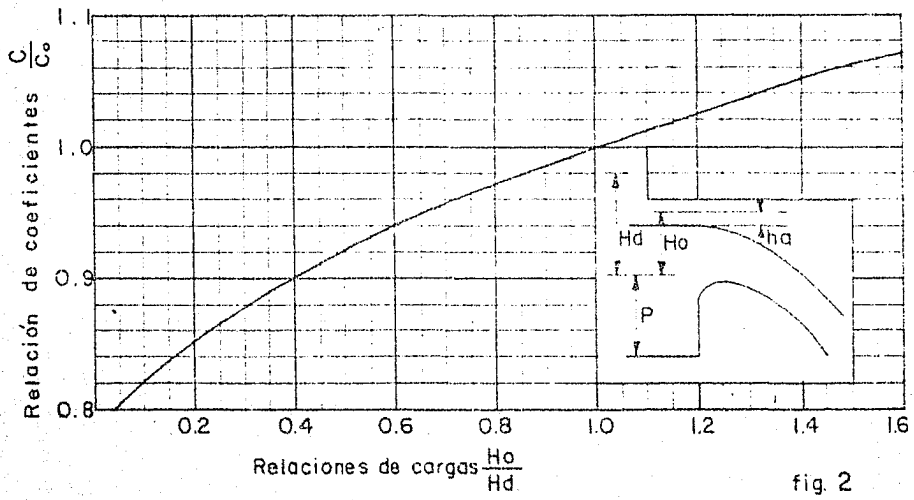

Relación de coeficientes $\frac{C}{C_o}$
1.1
1.0
0.9
0.8
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.4
1.6
Relaciones de cargas $\frac{Ho}{Hd}$
Hd
Ho
ha
P

fig. 2

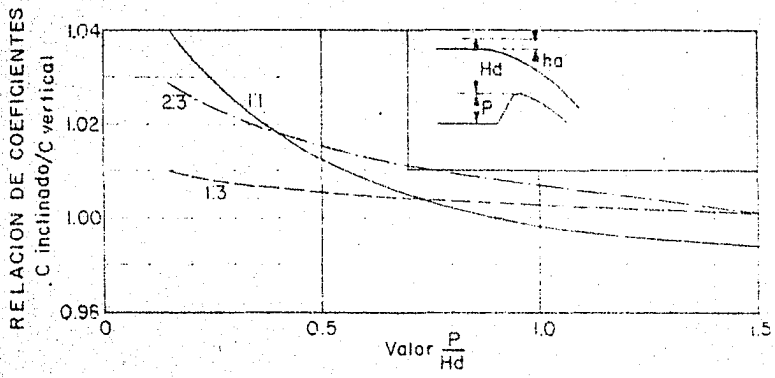

RELACION DE COEFICIENTES
. C inclinado/C vertical
1.04
1.02
1.00
0.96
0
0.5
1.0
1.5
Valor P/Hd
2.3
1.1
1.3
ha
Hd
P

FIG. 3

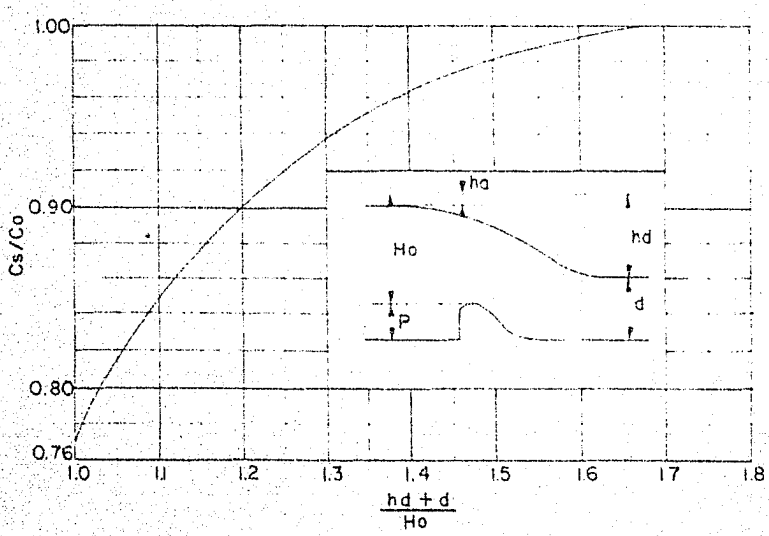

Cs/Co
1.00
0.90
0.80
0.76
1.0
1.1
1.2
1.3
1.4
1.5
1.6
1.7
1.8
(hd + d)/Ho
ha
Ho
hd
d
P

FIG. 4

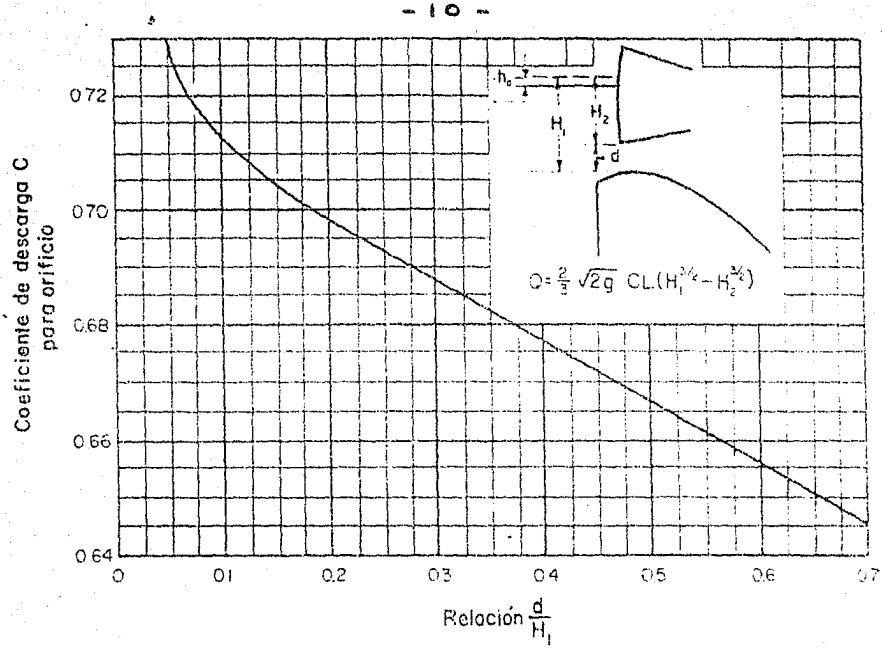

Coeficiente de descarga C para orificio
0.72
0.70
0.68
0.66
0.64
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
0.6
0.7
Relación $\frac{d}{H_1}$
h_0
H_1
H_2
d
$Q = \frac{2}{3}\sqrt{2g}\ CL.(H_1^{3/2} - H_2^{3/2})$

FIG. 5

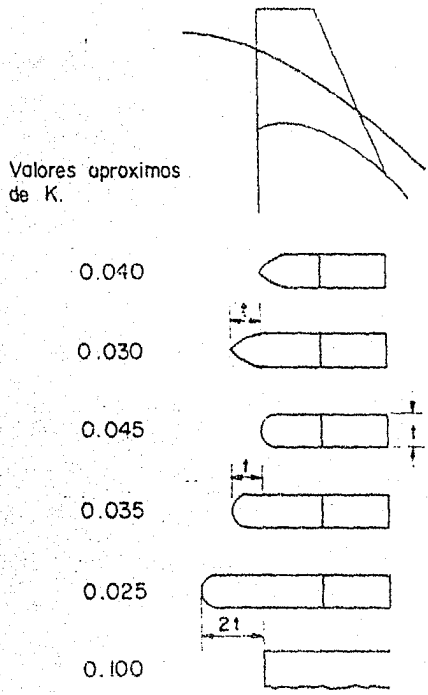

Valores aproximos de K.
0.040
0.030
0.045
0.035
0.025
0.100
t
2t

FIG. 6

B.- Geometría de la Cresta.

La forma del cimacio se construye por medio de un perfil que se ajuste a aquel que tendría la vena líquida al caer libremente.

Para el cálculo de la geometría del cimacio, usaremos la fórmula de Scimemi

$$y = \frac{0.5}{Hd^{0.85}} x^{1.85} \qquad (4)$$

en la cual Hd representa la carga de diseño o la energía especifica con la cual se llega a la sección de la cresta, y las coordenadas (x, y) están referidas a dicha sección.

La tabulación de la ecuación anterior permite determinar las coordenadas del perfil del cimacio. El cálculo de los tirantes sobre el cimacio se deben calcular en tal forma que no intervengan las pérdidas por fricción, ya que se supone que el chorro se ajustará al perfil de la caida sin existir rozamiento.

Para la liga de la cresta del cimacio con la plantilla del acceso se hará por medio de arcos de círculo, cuyos radios están en función de la carga de diseño Hd, como se muestra en la figura 7.

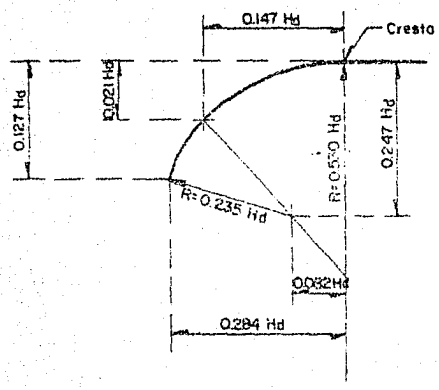


Fig. 7

IV.- ESTRUCTURAS DE CONTROL Y DE EXCEDENCIAS (VERTEDOR EN LA CORTINA).

La obra de control está formada por 4 compuertas radiales de 3.5 m de ancho por 5.5 m de longitud y están sobre la elevación de 2105.65 m., y la obra de excedencias es un vertedor de cresta libre que tiene como elevación 2109 m, a partir de la cual si el agua llega a ese nivel empieza a derramar.

En este vertedor sólo se modificó el canal al cual se le cambió de dirección y se le dió mas longitud de tal manera que el agua no adquiriera velocidades peligrosas para que no socavara el terreno, pero la zona de compuertas no se cambió.

Por lo tanto veremos solamente que gasto puede pasar por este vertedor (vertedor en la zona de cortina) y en el vertedor del túnel desarrollemos el cálculo del diseño teórico para ejemplificar lo antes visto.

Cálculo teórico, del gasto en las estructuras de control y de excedencias.

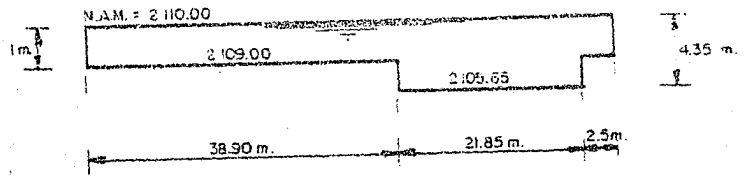


Fig. 8

Nota: 21.85 es la suma de los 4 claros libres de las compuertas que son 5.45 + 5.45 + 5.47 + 5.48.

A.- Estructura de control.

Primero veamos el gasto para la estructura vertedora controlada.

Datos: NAME = 2110

Elevación del acceso = 2105.60

Elevación de la cresta = 2105.65

Carga sobre la cresta = 2110 - 2105.65 = 4.35 m

Carga de diseño = H = 4.35

Coef. de Descarga.

a) Prof. de llegada $\frac{P}{Hd} = \frac{0.05}{4.35} = 0.0115$

de la fig. 1, $Co = 1.7$

b) Relación de la carga actual a la carga de diseño, $\frac{Ho}{Hd} = 1.00$

de la fig. 2, $C/Co = 1.00$

c) Inclinación del talud del vertedor aguas arriba,

de la fig. 3 $C/Cv = 1$ (sin inclinación)

d) Sumergencia

de la fig. 4 $C_s/C = 1$

El valor total del coef. de descarga será

$$C = 1.7 \times 1 \times 1 \times 1 = 1.70$$

Valuación de la longitud efectiva de la cresta

$$L = L' - 2\ (N\ Kp + Km)\ He$$

$L' = 21.85$

$n = 3$ pilas

$Kp = 0.025$

$Km = 0.025$

$He = 4.35$

$L = 21.85 - 2\ (3 \times 0.025 + 0.025)\ 4.35$

$Ln = 21.85 - 0.87 = 20.95$

Gasto de descarga

$$Q = CLH^{3/2} = 1.70 \times 20.95 \times 4.35^{3/2}$$

$$= 1.70 \times 20.95 \times 9.073 = 323.135\ m^3/seg.$$

B.- <u>Estructura vertedora libre:</u>

Carga sobre la cresta = 2110 - 2109 = H = 1 m

Carga de diseño = 2110 - 2109 = 1 m = Hd

Coef. de descarga

a) $\frac{P}{Hd} = \frac{2109 - 2105.60}{1} = \frac{3.40}{1} = 3.40 \Rightarrow C = 2.18$

b) $\frac{Ho}{Hd} = 1$ m $\qquad \frac{C}{Co} = 1.00$

c) $C = 1$

Coef. de descarga = 2.18 X 1 X 1 = 2.18

Longitud efectiva de la cresta.

$$Km = 0.025 \times 4 = 0.10$$

$$Ln = 41.40 - 0.10\ H$$

$$Ln = 41.40 - 0.10 \times 1 = 41.30$$

Gasto de descarga

$$2.18\ (41.30)\ (1)^{3/2} = 90.034\ m^3/seg$$

Entonces el gasto total es

$$Q = 323 + 90 = 413\ m^3/seg$$

Como el gasto que debe evacuarse es de 900 m^3/seg, al vertedor del túnel corresponderá

$$Q = 900 - 400 = 500\ m^3/seg$$

C.- <u>Curva de gastos.</u>

Si tomamos en cuenta el coeficiente de 1.70 para la estructura vertedora controlada, tenemos que este variará de acuerdo con la relación $\frac{Ho}{Hd}$. En la tabla 1 aparece el cálculo de la curva de gastos para la estructura controlada que, junto con el gasto que sale por el vertedor libre al funcionar en forma combinada, da la curva de gastos para ambas estructuras (figura 21, página 39).

5

N.A.	Ho	$Ho^{3/2}$	Ho/Hd	$\frac{C}{Co}$	C 1.70 N 5	Le 21.85-0.2 Ho	Q $CL\epsilon\ Ho^{3/2}$
2110	4.35	9.073	1.000	1.000	1.700	20.95	323.13
2109	3.35	6.132	0.770	0.968	1.646	21.18	213.78
2108	2.35	3.602	0.540	0.930	1.581	21.38	121.75
2107	1.35	1.569	0.310	0.880	1.496	21.58	50.65
2106	0.35	0.207	0.080	0.815	1.385	21.78	6.24
2105.65	0	0	0	—	—	21.85	0.0

T A B L A 1

D.- Dirección del canal de descarga de los vertedores de la cortina.

Veamos cual es el tirante aguas abajo de la cresta controlada:

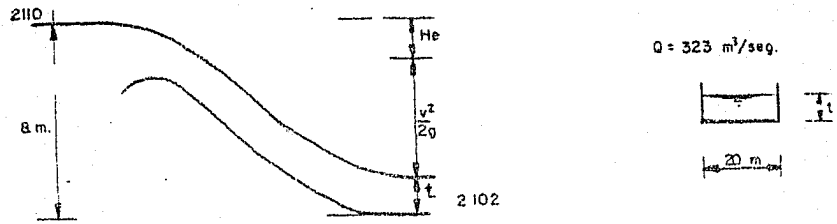


Fig 9

Apliquemos el Teorema de Bernoullí entre una sección aguas arriba y otra aguas abajo de la cresta.

Supongamos $He = 0.5 \frac{v^2}{2g}$ (pérdidas por entrada).

Entonces

$$8.00 = t + \frac{v^2}{2g} + \frac{0.5\, v^2}{2g} = t + \frac{1.5\, v^2}{2g}$$

Si $t = 2$ m

$$8.00 = 2 + 1.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{6}{1.5} = 4$$

$$v = 4.43 \sqrt{4} = 8.86 \text{ m/seg}$$

por continuidad, $v = \frac{Q}{A} = \frac{323}{20X2} = 8.08$ m/seg

Como segundo tanteo consideraremos $t = 1.80$

$$8.00 = 1.8 + 1.5 \frac{v^2}{2g}$$

$$v = 4.43 \sqrt{4.13} = 8.99 \text{ m/seg}$$

por continuidad $v = \frac{323}{20X1.8} = 8.97$ m/seg

Consideraremos ahora el vertedor libre.

Supongamos nulas las pérdidas por entrada

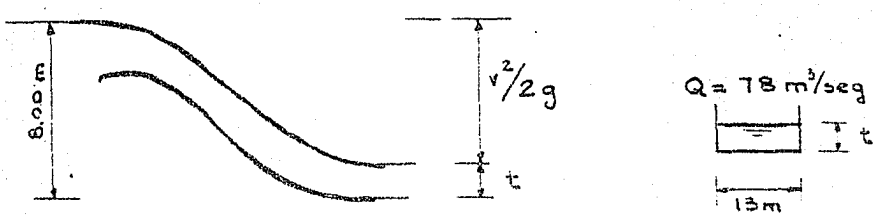


Fig. 10

$$8 = t + \frac{v^2}{2g}$$

Si $t = 0.5$, $8 = 0.5 + \frac{v^2}{2g}$

$$v = 4.43\sqrt{7.50} = 12.13 \text{ m}^3/\text{seg}$$

por continuidad, $v = \frac{Q}{A} = \frac{78}{13X0.5} = 12$

Considerando la cantidad de movimiento de las 2 masas de agua podemos obtener en una forma aproximada la dirección del canal, veamos pues lo siguiente:

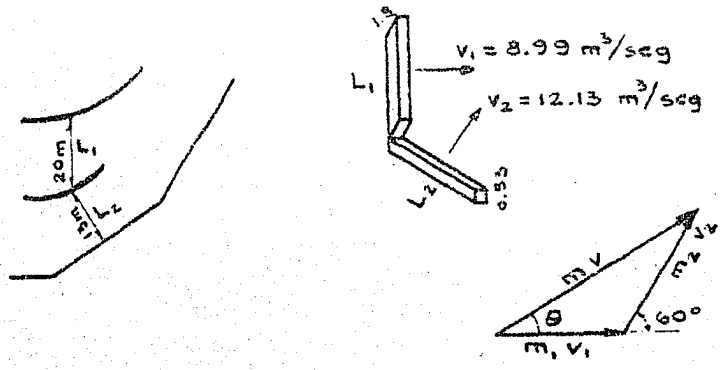


Fig. 11

$V_1 = 20 \times 1 \times 1.8 = 36\ m^3$ $\qquad W_1 = 36$ ton

$M_1 = \frac{36000}{9.81} = 3669.725$

$M_1 V_1 = 3669.725 \times 8.99 = 32990.828$

$V_2 = 13 \times 1 \times 0.5 = 6.5\ m^3$ $\qquad W_2 = 6.5$ ton

$M_2 = \frac{6500}{9.81} = 662.589$

$M_2 V_2 = 662.589 \times 12.13 = 8037.205$

$\Sigma F x = 32990.828 + 8037.205 \times 0.5 = mv \cos \theta$

$37009.430 = mv \cos \theta \qquad 1$

$\Sigma Fy = 8037.205 \times 0.866 = mv \operatorname{sen} \theta$

$6960.220 = mv \operatorname{sen} \theta \qquad 2$

dividiendo la ecuación 1 entre la ecuación 2 tenemos

$$\frac{37009.430}{6960.220} = \frac{\cos \theta}{\operatorname{sen} \theta} = \operatorname{ctg} \theta$$

$\operatorname{ctg} \theta = 5.317 \qquad \therefore \qquad \theta = 10°\ 40'$

$mv \cos \theta = 37009.43$

$mv = \frac{37009.43}{0.98272} = 37660.198$

$m = m_1 + m_2 = 3669.725 + 662.589 = 4332.314$

$v = \frac{mv}{m} = \frac{37660.198}{4332.314} = 8.69$ m/seg

la cual sería la velocidad del agua en el principio del canal.

Como se ve se obtiene una dirección de 10° 40' la cual es la dirección del escurrimiento, una vez que se unen las 2 descargas, esto significa que la orientación del eje del canal de descarga tendría que estar en la dirección antes calculada, sin embargo debido a las limitaciones topográficas, esto no es posible, por lo que se propuso un eje a 35° res

pecto a la normal al eje de la cortina y poner una serie de muros deflectores para ir encauzando el agua hacia la dirección deseada.

Considerando un ancho B = 21.00 m en el canal, corresponderá un tirante:

$$t = \frac{401}{8.69 \times 21} = 2.197 \text{ m}$$

Calculemos el t_c en la sección de control; se iniciará la pendiente del canal en la zona donde se supone se unen los 2 gastos.

$$q = \frac{401}{21} = 19.095 \text{ m}^3/\text{seg} \times \text{m}$$

$$t_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{37.168} = 3.337 \text{ m} > 2.19$$

Como se presenta régimen rápido se va a colocar un tanque amortiguador al final del vertedor.

V.- VERTEDOR AUXILIAR.

Dimensiones del vertedor.

Por el vertedor auxiliar tiene que pasar un gasto de 500 m^3/seg. ——

Como una alternativa se estudió la posibilidad de poner un solo túnel — que tendría como diámetro D = 7.75 m, pero las condiciones geológicas de la — zona significan un obstáculo para la excavación del mismo por lo que estudiaremos enseguida la posibilidad de utilizar 2 túneles para la descarga del vertedor auxiliar.

Partiremos de los siguientes datos:

Q = 500 m^3/seg.

N.A.M.E., Elev. = 2110.00 m

Descarga, Elev. = 2090.00 m

Profundidad de la cresta a la plantilla de acceso: P = 1 m

Por cada túnel pasará un gasto = 250 m^3/seg.; utilizaremos 2 compuertas para cada túnel.

Longitud efectiva.

Supongamos 2 compuertas de 4.50 m. de ancho

$$L = 2 \times 4.50 = 9.00$$

Utilizando la fórmula (3) vista anteriormente y como coeficientes de — contracción

Kp = 0.015, Km. = 0.015, tenemos:

$$Le = 9.00 - 2\,(0.015 + 0.015)\,H$$

$$Le = 9.00 - 0.06\,H$$

A.- Como vertedor libre.

Se aplica la fórmula $Q = CL\,Ho^{3/2}$

Supongamos H = 5.50

$Le = 9.00 - 0.06\ (5.50) = 8.67$ m.

Coeficiente de descarga.

a) Profundidad de llegada, $\frac{P}{H} = \frac{1}{5.50} = 0.182$

de la figura 1, $C = 1.93$

b) Relación de la carga actual a la carga de diseño

$\frac{Ho}{Hd} = 1$, de la fig. 2, $C = 1.00$

c) Inclinación del talud del vertedor, aguas arriba, talud 1:1

de la fig. 3, $\frac{C}{Co} = 1.04$

d) Sumergencia, de la figura 4, $\frac{C}{C} = 1$

El valor total del coeficiente de descarga será

$$C = 1.93 \times 1 \times 1.04 \times 1 = 2.00$$

Como

$$Q = CLe\ H^{3/2} \qquad H = \left(\frac{Q}{CLe}\right)^{2/3}$$

$$H = \left(\frac{250}{2 \times 8.67}\right)^{2/3} = (14.42)^{2/3} = 5.924$$

Supongamos ahora 2 compuertas de 5 m. de ancho.

$$L = 2 \times 5.00 = 10.00 \text{ m}$$

$$Le = 10 - 0.06\ H$$

Tomemos $H = 5.50$

$$Le = 10 - 0.06 \times 5.50 = 9.67$$

Coeficiente de descarga C

a) Prof. de llegada, $\frac{P}{H} = \frac{1}{5.50} = 0.182$

de la fig. 1, $C = 1.93$

b) Relación de la carga actual a la carga de diseño,

$$\frac{Ho}{Hd} = 1, \qquad \text{de la fig. 2,} \qquad C = 1.00$$

c) Inclinación del talud del vertedor aguas arriba, talud 1:1

de la fig. 3, $\frac{C}{Co} = 1.04$

d) Sumergencia, de la fig. 4, $\frac{C}{C} = 1.00$

El valor total del coeficiente de descarga será

$$C = 1.93 \times 1 \times 1.04 \times 1 = 2.00$$

$$\text{entonces} \quad H = \left(\frac{250}{2 \times 9.67}\right)^{2/3} = (12.93)^{2/3} = 5.51 \quad ✓✓$$

Se colocarán compuertas de 5 X 5.50 m

Elevación de la cresta = 2110 - 5.50 = 2104.50

Curva de gastos.

Tomemos en consideración el coeficiente C = 200 obtenido antes, tenemos que variará de acuerdo con la relación $\frac{Ho}{Hd}$, en la tabla 2 aparece el cálculo de la curva de gastos y el dibujo de ella en la figura 22 pág. 45 .

1	2	3	4	(5)	6	7	8
N.A.	Ho	$Ho^{3/2}$	$\frac{Ho}{Hd}$	$\frac{C}{Co}$	C 2.00 X (5)	Le 10-0.06 Ho	Q CLe $Ho^{3/2}$
2110	5.50	12.90	1.000	1	2.00	9.67	249.50
2109	4.50	9.546	0.818	0.972	1.944	9.73	180.56
2108	3.50	6.548	0.636	0.948	1.896	9.79	121.54
2107	2.50	3.953	0.455	0.914	1.824	9.85	71.18
2106	1.50	1.837	0.273	0.875	1.750	9.91	31.86
2105	0.50	0.354	0.091	0.822	1.644	9.97	5.80
2104.50	0	0	0	—	—	10.00	0

T A B L A 2

B.- Como orificio.

Para ver como funciona el vertedor como orificio supongamos que la compuerta está cerrada mientras el nivel del agua no llega a la elevación de 2108, una vez llegando a esta elevación la compuerta se abre 2.50 m arriba de la cresta vertedora y ahí se conserva abierta hasta que el agua llegue a la elevación 2109 m, entonces a partir de aquí se abre totalmente la compuerta.

Veamos el desarrollo del cálculo en la tabla 3, y la curva de gastos de este funcionamiento en la figura 12.

N.A.	d	H_1	H_2	d/H_1	C	$H_1^{3/2}$	$H_2^{3/2}$	$H_1^{3/2}-H_2^{3/2}$	Q
2104.50	0	0	0	0					0
2108	2.50	3.50	1	0.285	0.69	6.548	1	5.55	113
2109	3.50	4.50	2	0.222	0.69	9.546	4	5.55	113

T A B L A 3

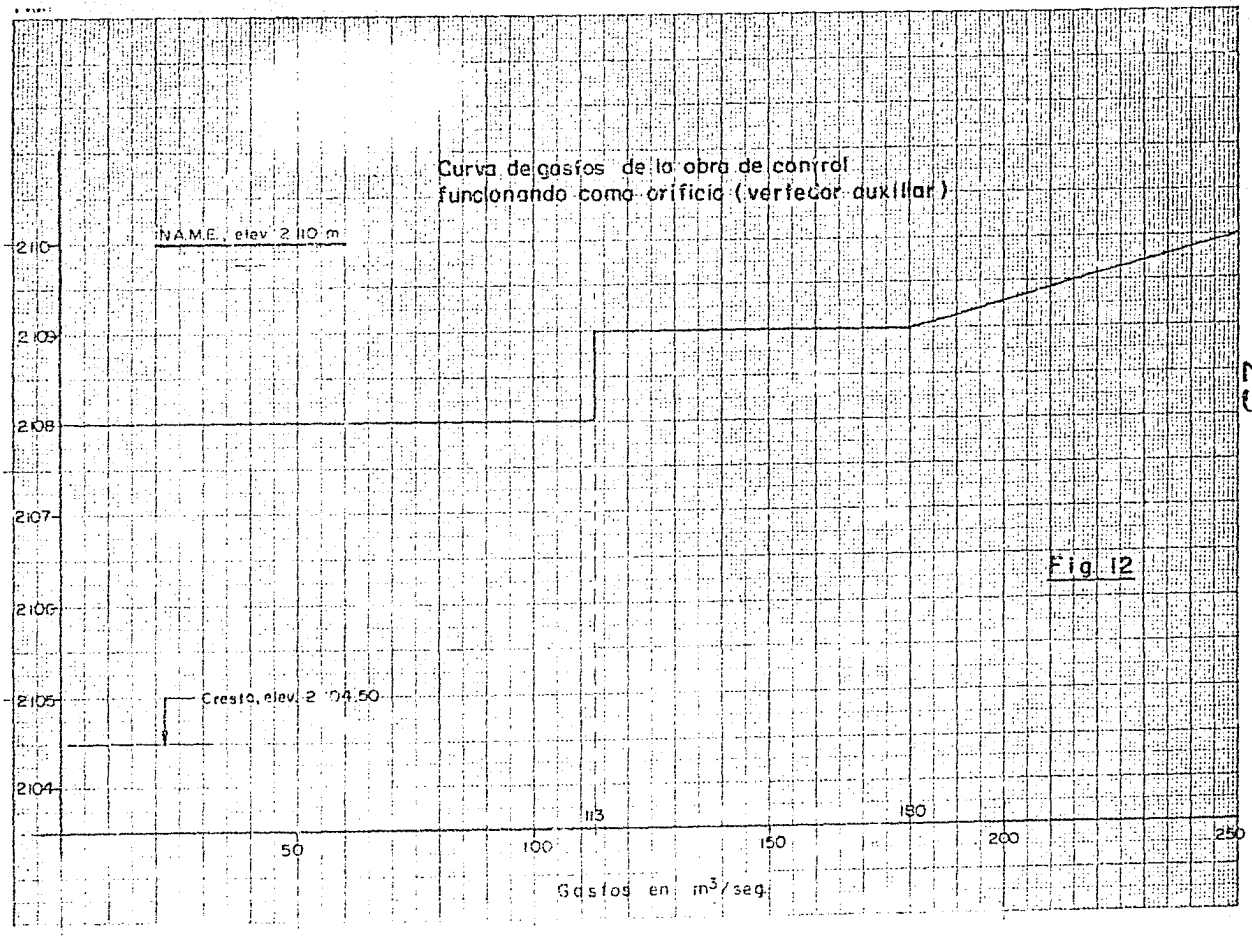

Curva de gastos de la obra de control
funcionando como orificio (vertedor auxiliar)
N.A.M.E., elev. 2 110 m
Cresta, elev. 2 104.50
2110
2109
2108
2107
2106
2105
2104
113
150
50
100
150
200
250
Gastos en m³/seg.

Fig. 12

C.- Dimensiones del túnel.

La descarga la vamos a hacer a la elevación 2085 y para que el funcionamiento del túnel trabaje con un ahogamiento de 70% aproximadamente, vemos que pendiente mínima necesitamos para que se cumpla esta condición.

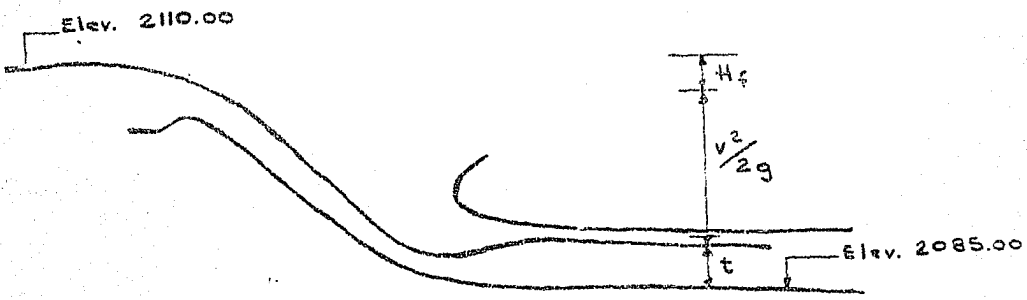


Fig. 13

Apliquemos el Teorema de Bernoullí entre el vaso y la descarga del túnel:

$$2110 - 2085 = t + \frac{v^2}{2g} + H_f \qquad (a)$$

$$t = 0.7 \times 5.50 = 3.85$$

$$A = 0.587 \times 5.5^2 = 17.75$$

$$r = 0.295 \times 5.5 = 1.628 \qquad r^{2/3} = 1.384$$

como $v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$

$$s_f = \left(\frac{vn}{r^{2/3}}\right)^2 = \frac{H_f}{L} \qquad H_f = \left(\frac{vn}{r^{2/3}}\right)^2 (L)$$

tomemos $L = 350$ m, $n = 0.015$

$$H_f = \left(\frac{0.015}{1.384}\right)^2 v^2 \times 350 = 0.041\, v^2$$

Estas son las pérdidas por fricción a lo largo del túnel, las pérdidas por entrada se toman como

$$H_e = 0.25 \frac{v^2}{2g}$$

Entonces la ecuación A nos queda

$$25 = 3.85 + 1.25 \frac{v^2}{2g} + 0.041\ v^2$$

$$21.15 = 0.105\ v^2$$

$$v^2 = 201.43$$

$$v = 14.19 \text{ m/seg.}$$

Por continuidad, $v = \frac{250}{17.75} = 14.08$ m/seg.

Por tanto el diámetro de los túneles deberá ser de 5.50 m.

Pendiente del túnel.

$$H_f = 0.041 \times 14.1^2 = 8.15$$

$$S_f = \frac{8.15}{350} = 0.0233$$

Esta es la pendiente mínima que necesitamos para la condición dicha anteriormente, así que podemos poner un s = 0.040 con el objeto de que la excavación en la entrada del túnel sea mínima y aparte asegurar un menor tirante dentro del mismo, es decir se presentará un % de ahogamiento menor.

D.- Cálculos geométricos.

La cresta está en la elevación 2104.50 y tomaremos aquí la estación 0 + 000

1) Geometría del cimacio aguas arriba de la cresta.

$$R = 0.53\ Hd = 0.53 \times 5.50 = 2.915$$

Ecuación del círculo con centro en O.

$$X_o^2 + Y_o^2 = 2.915^2$$

La tangencia a 45° sucede cuando x = y

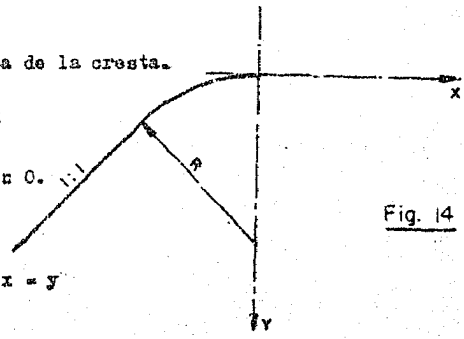


Fig. 14

$$2\ x_o^2 = 8.50$$

$$x_o^2 = 4.25$$

$$x = 2.06$$

Este punto de tangencia referido a los ejes que pasan por la cresta tiene como coordenadas

$$x = -2.06$$

$$y = 2.915 - 2.06 = 0.855\ m$$

2) Geometría del cimacio aguas abajo de la cresta.

a) Cimacio. El perfil del cimacio lo obtendremos con la fórmula de Scimemi

$$y = \frac{0.5}{H^{0.85}}\ x^{1.85}$$

$$H = 2110 - 2104.50 = 5.50$$

$$0.85 \log 5.50 = 0.85 \times 0.74036 = 0.62930$$

$$H^{0.85} = 4.259$$

$$y = \frac{0.5}{4.259}\ x^{1.85} = 0.1174\ x^{1.85}$$

$$\underline{y = 0.1174\ x^{1.85}}$$

b) El perfil de esta curva lo vamos a unir a una tangente que forma 20° con la horizontal.

$$\tan 20° = 0.36397$$

de la ec. $\frac{dy}{dx} = 1.85 \times 0.1174\ x^{0.85} = 0.218\ x^{0.85}$

igualando $0.218\ x^{0.85} = 0.36397$

$$x = \left(\frac{0.36397}{0.218}\right)^{1/0.85} = 1.6696^{\ 1/0.85}$$

$$\log x = \frac{\log 1.6696}{0.85} = \frac{0.22261}{0.85} = 0.26189$$

$$x = 1.827$$

$$1.85 \times 0.26189 = 0.48449 \implies x^{1.85} = 3.051$$

$$y = 0.1174 \times 3.051 = 0.358$$

la tangencia de la curva de Scimemi a la pendiente de 20° tiene las coordenadas

(1.827, 0.358)

Cálculo de las coordenadas de los puntos intermedios.

$$y = 0.1174\ x^{1.85}$$

1 x Est.	2 log x	3 1.85 log x	antilog 3	y	Elev.
0	0			0	2104.50
0.50	$\bar{1}.69827$	-0.55820	0.27657	0.032	2104.468
1.00	0	0	1.00000	0.117	2104.383
1.50	0.17609	0.32577	2.1172	0.249	2104.251
1.827				0.358	2104.142

T A B L A 4

c).- Punto de intersección P.I. de la pend. de 20°, S = 0.36397 con la plantilla del túnel S = 0.040.

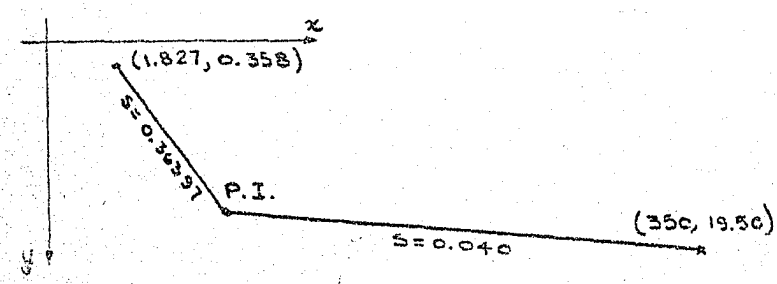


Fig. 13

$$\frac{y - 0.358}{x - 1.827} = 0.36397 \qquad y = 0.36397\ x - 0.30697 \qquad 1$$

$$\frac{y - 19.50}{x - 3.50} = 0.040 \qquad y = 0.04\ x + 5.50 \qquad 2$$

Restando 2 de 1

$$0.32397\ x - 5.80697 = 0$$

$$x = \frac{5.80697}{0.32397} = 17.924$$

$$y = 6.217$$

P.I. (17.924, 6.217)

Est. del P.I. = 17.924

Elev. del P.I. = 2098.283

d).- Coordenadas de la intersección de la pila con la caida.

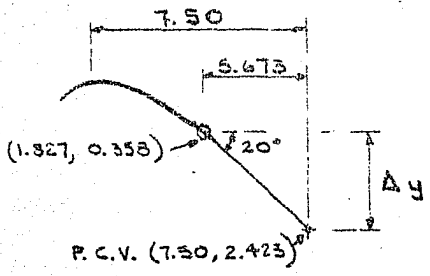


Fig. 16

$$\Delta y = 5.673 \times 0.36397 = 2.065$$

$$x = 2.065 + 0.358 = 2.423$$

e).- Datos geométricos de la curva que une la caida del cimacio con la pendiente del túnel. Tomaremos como subtangente desde el P.I. hasta donde termina la pila.

$$ST = \sqrt{(17.924 - 7.50)^2 + (6.217 - 2.423)^2} = \sqrt{123.054}$$

$$ST = 11.093$$

Angulo de deflexión.

$$\tan \Delta = \frac{m_1 - m_2}{1 + m_1 m_2} = \frac{0.36397 - 0.04}{1 + 0.04 \times 0.36397} = \frac{0.32397}{1.01456} = 0.31932$$

$$\Delta = 17^\circ\ 42.55'$$

$$\frac{\Delta}{2} = 8^\circ\ 51.275' \qquad \tan \frac{\Delta}{2} = 0.15578$$

Radio $\quad R = \frac{ST}{\tan \frac{\Delta}{2}} = \frac{11.093}{0.15578} = 71.209$

Longitud de curva. La long. de la curva en cuestión es: $Lc = \frac{\pi R \Delta}{180}$

$$L.C. = \frac{3.1416 \times 71.209 \times 17.71}{180} = 22.011$$

f).- Est. y Elev. del P.T.

$$s = \tan \alpha = 0.040$$

$$\alpha = 2^\circ\ 17.43'$$

$$\cos \alpha = 0.99920$$

$$\text{sen } \alpha = 0.039968$$

$$\Delta y = 11.093 \times 0.039968 = 0.443$$

$$\Delta x = 11.093 \times 0.9992 = 11.093$$

P.T.V. (29.017, 6.66) $\qquad$ Est. P.T.V. = 29.017

Elev. P.T.V. = 2097.84

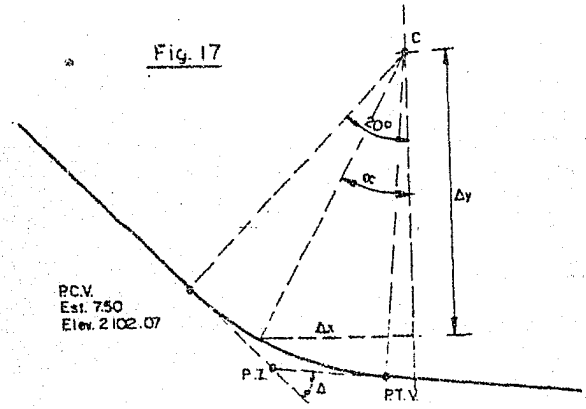
g).- Estación y elevación del centro de esta curva.

$R = 71.209$

$\Delta x = R \text{ sen } \alpha$

$\Delta y = R \cos \alpha$

Fig. 17



para $\alpha = 20°$

$\Delta x = 71.209 \times 0.34202 = 24.355$

$\Delta y = 71.209 \times 0.93969 = 66.914$

Centro C { Est. 0 + 031.855
Elev. 2168.984

h).- Cálculo de estaciones y elevaciones de los puntos intermedios.

α	sen α	cos α	Δx	Δy	Est.	Elev.
20°	0.34202	0.93968	24.355	66.914	7.50	2102.077
15°	0.25882	0.96593	18.430	68.783	13.425	2100.208
10°	0.17365	0.98481	12.365	70.127	19.490	2098.864
5°	0.08716	0.99619	6.207	70.938	25.648	2098.053
P.T.V.2° 17.43'	0.03997	0.99920	2.846	71.152	29.009	2097.839
				0.160	33.000	2097.679
				0.120	36.000	2097.559
				0.060	37.500	2097.499

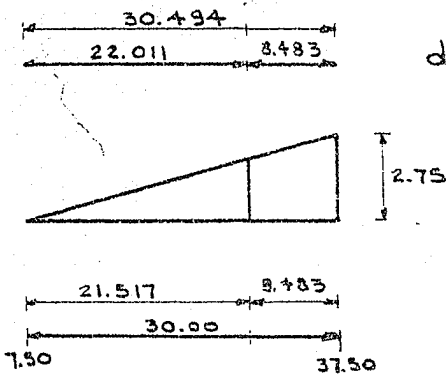
T A B L A 5

i).- Cálculo de la transición.

El radio de la sección transversal varía de 0 a 2.75 m, desde la estación 7.50 hasta la Est. 37.50.

Tramo curvo = 22.011

Tramo recto = 37.50 - 29.017 = 8.483



desarrollo (perfil)

planta

fig. 18

$$\Delta LC = \frac{3.1416 \times 71.209 \times 5^{\circ}}{180^{\circ}} = 6.214$$

$$\frac{2.75}{30.494} = \frac{x}{1} \qquad x = 0.09018$$

$R_1 = 6.214 \times 0.09018 = 0.560$

$R_2 = 1.121$

$R_3 = 1.681$

$R_4 = 22.011 \times 0.09018 = 1.985$

j).- Ancho de la plantilla en la transición.

$10.80 - 5.50 = 5.30$

$$\frac{5.30}{30} = \frac{b}{x} = 0.17666$$

$B = 0.1767\ x_1 + 5.5$

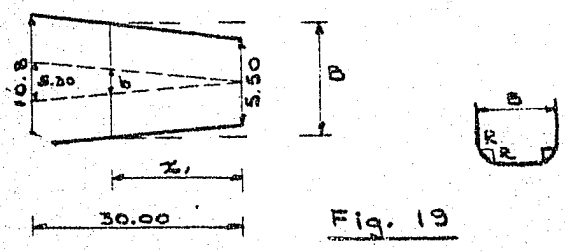


Fig. 19

Hagamos una tabla para la transición.

x_1	B	Est.	Elev.	R	
30	10.8	7.50	2102.077	0	→ P. C. V.
24.075	9.753	13.425	2100.208	0.560	Curva
18.010	8.682	19.490	2098.864	1.121	
11.852	7.594	25.648	2098.053	1.681	
8.491	7.000	29.009	2097.839	1.985	→ P. T. V.
4.500	6.295	33	2097.679	2.345	
1.500	5.765	36	2097.559	2.615	
0	5.5	37.50	2097.499	2.750	

T A B L A 6

E.- Perfil Hidráulico en la caida.

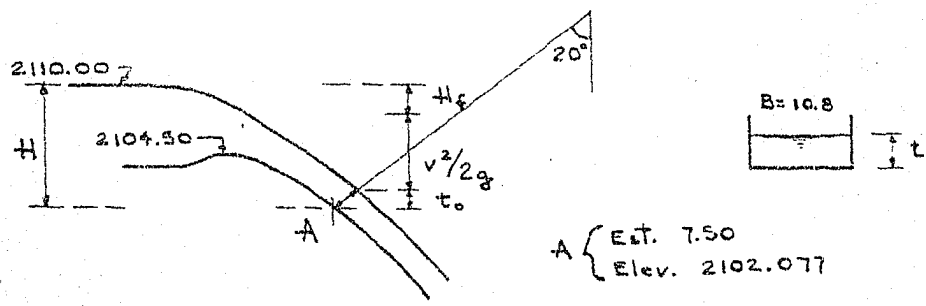


Fig. 20

Calculemos el tirante en A

Apliquemos el Teorema de Bernoulli

$$H = 2110 - 2102.077 = 7.923$$

$$H = t_o + \frac{v^2}{2g} = 7.923 \qquad (a)$$

Despreciemos las pérdidas y supongamos

$t = 2.36$, entonces

$t_0 = 2.218$ $\qquad A = 10 \times 2.36 = 23.60$

De (a) $\qquad 7.923 = 2.218 + \frac{v^2}{2g}$

$$v = 4.43 \sqrt{5.705} = 10.581 \checkmark$$

por continuidad $\quad v = \frac{250}{23.60} = 10.593 \checkmark$

tomemos $\quad t = 2.36$

$v = 10.59$

En la tabla siguiente tenemos los tirantes de otros puntos, que se calcularon con el mismo procedimiento que el tirante anterior.

Estación	Elevación	Tirante	Velocidad
7.50	2102.08	2.36	10.59
29.00	2097.84	2.94	13.23
37.50	2097.50	4.31	12.53
350.00	2085.00	3.46	15.87

T A B L A 7

VI.- ESTUDIO EXPERIMENTAL Y CONFRONTACION DE RESULTADOS.

De las alternativas estudiadas en el gabinete se construyeron en el modelo varias de ellas con el objeto de mejorar y observar su funcionamiento.

Obra de control y de excedencias.

El modelo hidráulico fué construido según el croquis mostrado en el anexo 1, a escala 1:50. En el se representa el acceso, el vertedor, el canal de descarga, el tanque amortiguador, asi como parte de la cortina y de la topografía de aguas abajo.

Como hemos visto anteriormente tenemos el problema de encauzar en forma conveniente el agua en el canal mediante una estructura, de tal forma que no sea necesario sobre elevar los muros proyectados. Al final de la rápida debe de disiparse la energía con el fín de que no socave el fondo del río, con una estructura que no requiera ninguna excavación.

Se estudiaron varias alternativas principales que fueron ensayadas; en todas ellas se trató de obtener un funcionamiento correcto, para cualquier gasto.

De todas estas alternativas, la que funcionó mejor fué la número 5 que consistió fundamentalmente en una serie de deflectores colocados inmediatamente aguas abajo de la descarga de los vertedores, con el objeto de encauzar bien el agua.

Se probaron diferentes anchuras, longitudes, inclinaciones y separaciones de cada deflector o pila y además varias alineaciones de todos ellos en conjunto. Se llegó a probar inclusive una colocación de los deflectores en los que ninguno era paralelo a otro.

La mejor solución correspondió a la mostrada en el anexo 1 y en las fotografías 1 a 5, la cual permitió un funcionamiento correcto para el gasto de 400 m^3/seg y cualquier otro gasto menor.

Se colocó una especie de tanque amortiguador para reducir las velocidades del agua al entrar al río; en el primer tanque construido había mucha turbulencia la cual se trató de eliminar por medio de varias series de dientes de diferentes tamaños, hasta que se obtuvo un funcionamiento mas uniforme.

El tanque tenía en planta una forma rectangular con una longitud de 25 m y con un ancho de plantilla de 15 m. Los muros laterales eran de 5 m de altura con talud 0.5:1.

A pesar de que el tanque funcionaba bien, existía una corriente fuerte dentro del río, producida por el agua al abandonar el tanque, por lo que se amplió este en su orilla izquierda; con dicha medida se corrigió el problema.

Posteriormente se reprodujo con fondo móvil a la parte del cauce aguas abajo del tanque, para poder observar el grado de erosión en la descarga. El material colocado representaba a piedras de 50 a 75 cm de diámetro en el prototipo. Al hacer funcionar el modelo para diferentes gastos se reprodujo una pequeña erosión, pero bajo la condición de que casi no existía remanso en el río.

De la operación completa de esta alternativa se observó que cuando en el prototipo pasaban gastos menores de 50 m^3/seg conviene que se abran únicamente una o dos de las compuertas de la margen izquierda y que se cierren completamente las 2 de la margen derecha. Si se hace lo anterior el tanque amortiguador funciona correctamente; de otra manera aparece un vórtice de eje vertical porque la descarga en la rápida se concentra sobre la margen izquierda.

De esta alternativa se obtuvo la curva de gastos para el vertedor de la cortina al considerar todas las compuertas abiertas, la cual está representada en la figura 24.

Al observar las curvas de gastos de la figura anterior se ve que los resultados obtenidos en teoría concuerdan con los del modelo, por lo que se puede decir que los coeficientes que se usaron son correctos.

Selección de escalas.

Por ser la aceleración de la gravedad factor determinante de los fenómenos hidráulicos a estudiar, se debe cumplir que el número de Froude, sea el mismo para el prototipo y modelo.

$$F_p = \frac{V_p}{\sqrt{g\ h_p}} = F_m = \frac{V_m}{\sqrt{g\ h_m}}$$

donde: $F_{p,m}$ Número de Froude en el prototipo y modelo.

g Aceleración de la gravedad.

$V_{p,m}$ Velocidad del prototipo y modelo.

$h_{p,m}$ Longitud característica en el prototipo y modelo.

como $F_p = F_m$

$$\frac{V_p}{\sqrt{h_p}} = \frac{V_m}{\sqrt{h_m}}$$

$$\frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\frac{h_m}{h_p}} \qquad (5)$$

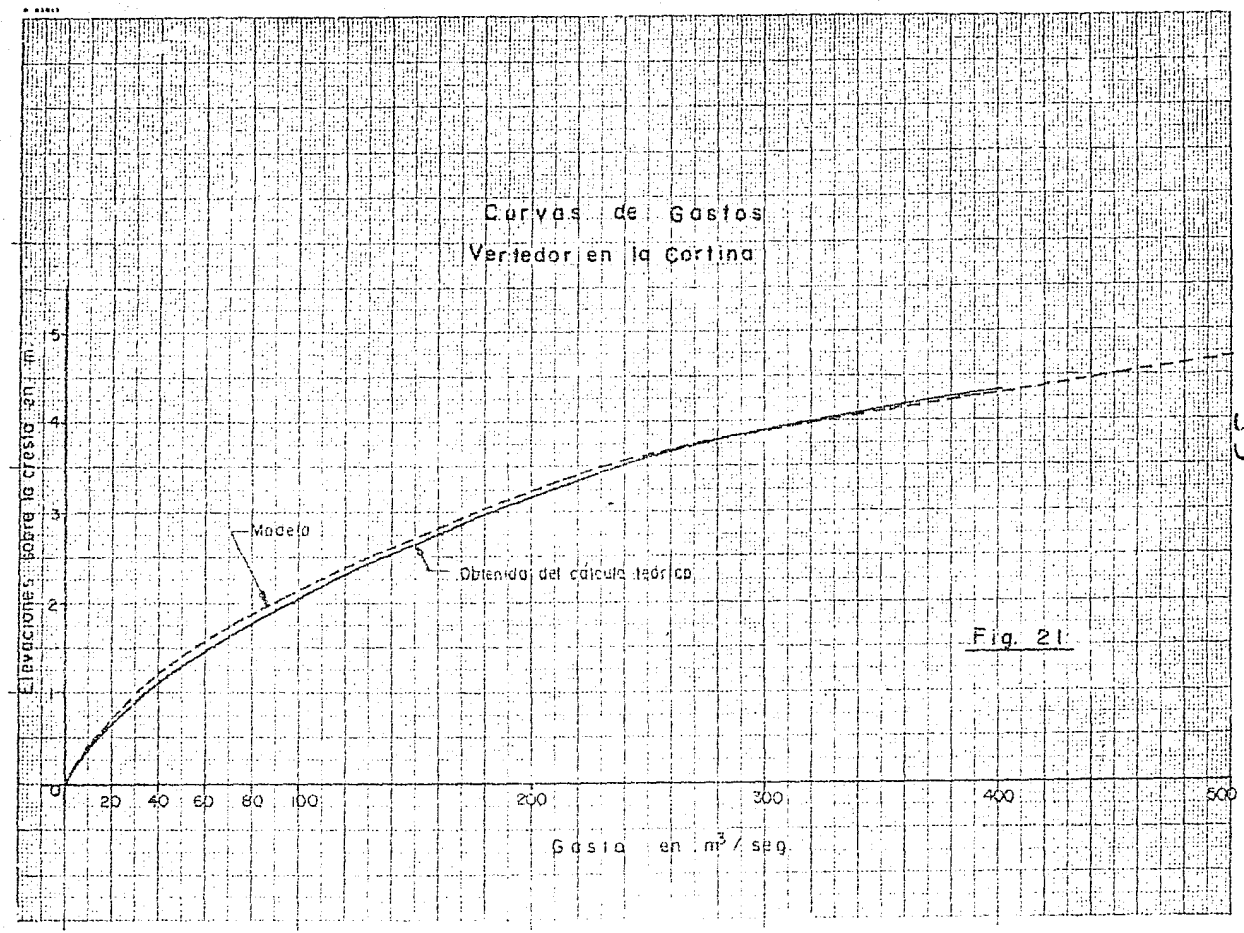

Curvas de Gastos
Vertedor en la Cortina
Elevaciones sobre la cresta en m.
0
1
2
3
4
5
20
40
60
80
100
200
300
400
500
Gasto en m³/seg.
Modelo
Obtenida del cálculo teórico

Fig. 21

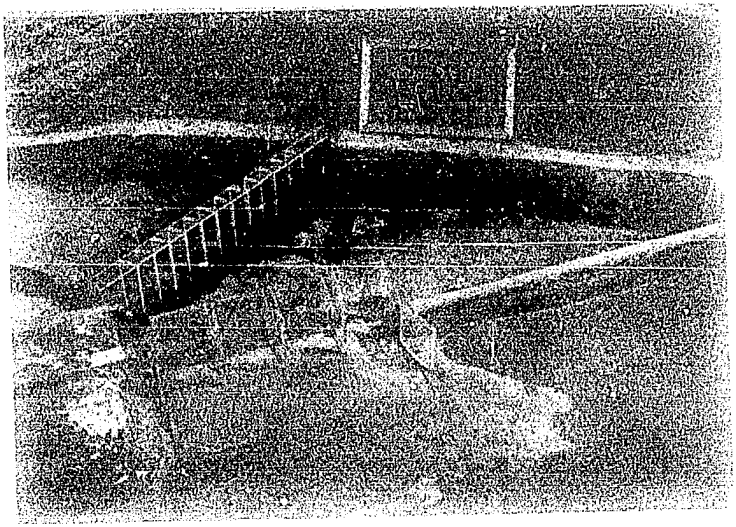


Foto 2

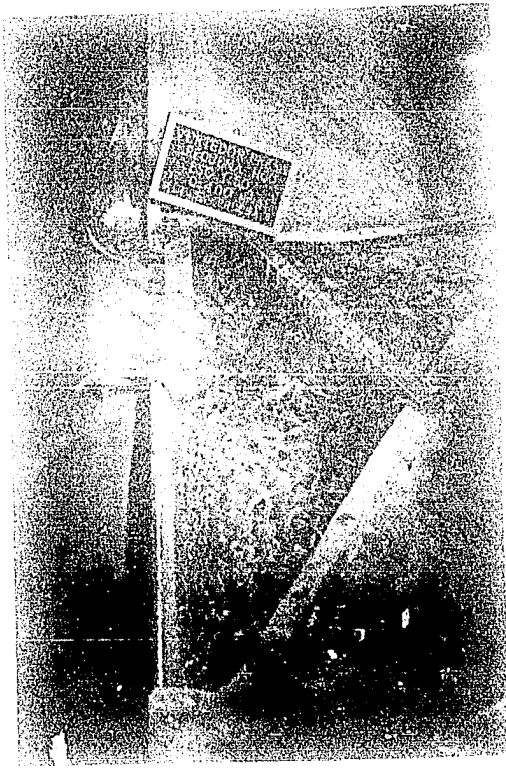


Foto 3

Foto 4

Foto 5

Para gastos menores de 50 $m^3/seg.$, no conviene que la obra de control opere con todas las compuertas abiertas, sino con una o dos únicamente. Al tener todas las compuertas abiertas se produce un movimiento rotatorio muy intenso en el tanque amortiguador, porque la mayoría del gasto llega a él por la margen derecha. Estas fotografías muestran 2 casos en que opera una sola compuerta. Para estas dos condiciones de abertura es cuando el tanque funciona mejor.

denominaremos a $\frac{V_m}{V_p} = V_e$ escala de velocidades

$\frac{h_m}{h_p} = h_e$ escala de longitudes

y para que exista similitud entre el prototipo y modelo se deberá cumplir que, de acuerdo con (5) $V_e = h_e^{1/2}$.

La escala de gastos según el principio de continuidad y de las escalas obtenidas:

$Q = V\ A \qquad Q_e = V_e\ A_e = h_e^{1/2}\ h_e^2$

$Q_e = h_e^{5/2}$

Otro factor que debe tomarse en cuenta es el coeficiente de rugosidad, la cual se obtendrá aplicando la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n}\ r^{2/3}\ s^{1/2}$$

$$V_e = \frac{1}{n_e}\ r_e^{2/3}\ s_e^{1/2} \qquad (6)$$

$$r_e = h_e$$

N_e, es la escala de rugosidad.

S_e, es la escala de pendientes que será 1, ya que las escalas vertical y horizontal se escogen iguales.

De la fórmula (6) tenemos

$$h_e^{1/2} = \frac{1}{N_e}\ h_e^{2/3}$$

De donde la escala de rugosidad queda

$$N_e = h_e^{\left(\frac{2}{3} - \frac{1}{2}\right)} = h_e^{1/6}$$

Principalmente pueden ser dos los factores que determinen el valor de las escalas del modelo, el espacio y el gasto líquido que se pueda disponer.

Se escogió una escala 1:50 para el vertedor de la cortina.

$$h_e = \frac{1}{50}$$

$$V_e = \sqrt{\frac{1}{50}} = \frac{1}{7.071}$$

$$Q_e = h_e^{5/2} = \left(\frac{1}{50}\right)^{5/2} = \frac{1}{17678}$$

entonces nuestro gasto de alimentación será

$$Q_{max} = 400\ m^3/s = 400\ 000\ lts/seg$$

$$Q_m = \frac{400\ 000}{17678} = 22.6\ lts/seg$$

Rugosidad del modelo

$$N_e = \sqrt[6]{\frac{1}{50}} = \frac{1}{1.92} = 0.521$$

$$\frac{N_m}{N_p} = 0.521, \quad N_p = 0.015$$

$N_m = 0.015 \times 0.521 = 0.008$, valor difícil de alcanzar en el laboratorio; pero mediante un pulido eficiente del cemento es posible lograr un valor muy próximo a éste.

Vertedor Auxiliar (Túnel).

El modelo hidráulico fué construido a escala 1:37.29, esta escala se escogió debido a que se disponía de un tubo (túnel) de 20.5 cm.

Una vez hecho el modelo, se estudiaron varios gastos y se vió un buen funcionamiento, como puede verse en las fotografías 6 a 9.

Aquí también se obtuvo la curva de gastos que está representada en la figura 22, al observar las curvas de esta figura, se ve que los resultados obtenidos teóricamente concuerdan con los del modelo por lo que se puede decir que los coeficientes que se usaron son correctos.

Se escogió $h_e = \frac{1}{37.29}$

entonces $v_e = \sqrt{\frac{1}{37.29}} = \frac{1}{6.107}$

$$Q_e = (h_e)^{5/2} = \left(\frac{1}{37.29}\right)^{5/2} = \frac{1}{8492}$$

entonces nuestro gasto máximo de alimentación será:

$$Q_{max} = 500 \ m^3/seg = 500\ 000 \ lts/seg$$

$$Q_m = \frac{500\ 000}{8492} = 58.90 \ lts/seg$$

Rugosidad del modelo

$$N_e = \sqrt[6]{\frac{1}{37.29}} = \frac{1}{1.83}$$

$$\frac{N_m}{N_p} = \frac{1}{1.83} \qquad N_p = 0.015$$

$$N_m = \frac{0.015}{1.83} = 0.008,$$ valor difícil de alcanzar en el laboratorio; pero mediante un pulido eficiente del cemento es posible lograr un valor muy próximo a este.

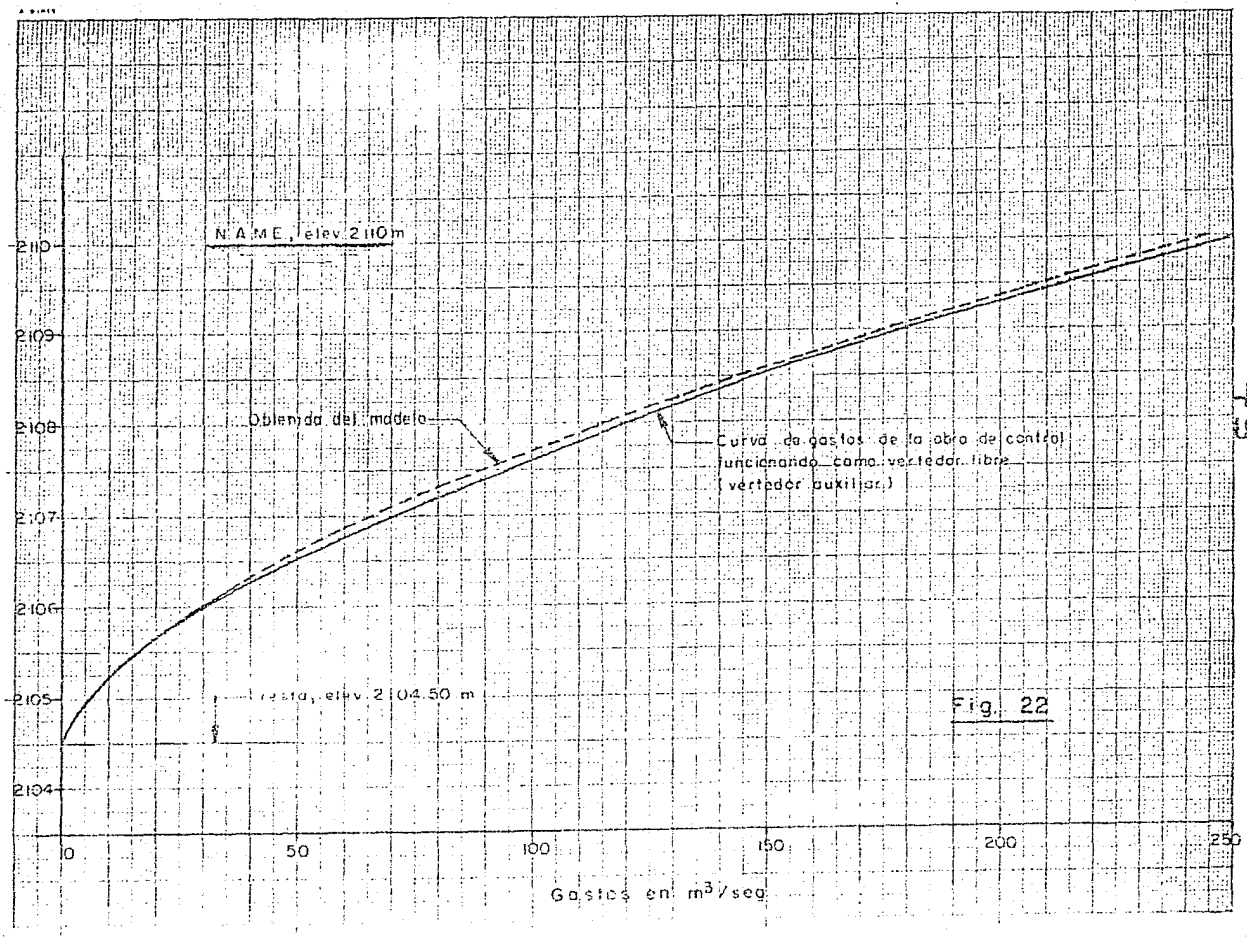

N.A.M.E., elev. 2110 m
Obtenida del modelo
Curva de gastos de la obra de control funcionando como vertedor libre (vertedor auxiliar)
Cresta, elev. 2104.50 m
2110
2109
2108
2107
2106
2105
2104
10
50
100
150
200
250
Gastos en m³/seg

Fig. 22

Foto 6.

Foto 7.

En las fotografías 6 y 7 se ve al vertedor trabajar con gastos de 200 m^3/seg y 400 m^3/seg del prototipo respectivamente.

Foto 8.

En las fotografías 8 y 9 se ve al vertedor auxiliar trabajar con gastos de 400 y 500 m^3/seg del prototipo respectivamente.

Foto 9.

VIII.- DETERMINACION DE LA AVENIDA MAXIMA PROBABLE.

Para la elaboración de este estudio se tomaron los datos hidrométricos de la Estación Tepeji, Hgo., hasta la cual el área drenada es de 694 Km^2 incluye el área drenada hasta la presa de Taxhimay que es de 357 Km^2. Dado que la presa de Taxhimay fué construida en el año de 1912 y sobre elevada en el año de 1934, los datos de gastos instantáneos máximos anuales ocurridos en el período de los años 1935 a 1966 llevan implícito el efecto regulador de la presa de Taxhimay; estos gastos, si bien fueron aforados en la Estación Tepeji, Hgo. y no en la entrada al vaso, pueden considerarse como de entrada al vaso porque entre la estación hidrométrica y el vaso media una área de aporte de 62 Km^2.

Los métodos que vamos a usar en el cálculo de la avenida máxima son los de E. J. Gumbel y B. B. Levediev, (explicados mas adelante).

Se supuso para el tránsito que en el instante inicial de la avenida, el embalse está a la elevación de la cresta libre (2109 m) y una operación de las compuertas tal que se mantuviese hasta lo posible el embalse en dicha elevación, cuando esto ya no se lograra mantener, las compuertas se abrirían totalmente.

Estudios Hidrológicos.

A.- Método de Levediev.

Para el cálculo de la avenida máxima se puede emplear el método estadístico de Levediev, el cual propone que para la estimación del gasto máximo se considere el valor del gasto Q'r que depende de la probabilidad que se presente dicho gasto en un número de años seleccionado para el evento, mas un incremento del mismo, que está en función del intervalo de confianza de la estimación y del número de datos.

Procedimiento de cálculo.

Datos: n = número de años

Qi = gastos máximos anuales observados

Con estos datos se procede a calcular el gasto máximo probable de la forma siguiente:

Qm = Valor medio de los gastos máximos anuales.

$$Qm = \frac{\sum Qi}{n}$$

C_V = Coeficiente de variación

$$C_V = \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{Qi}{Qm} - 1\right)^2}{n}}$$

C_S = Coeficiente de asimetría

$$C_S = \frac{\sum \left(\frac{Qi}{Qm} - 1\right)^3}{n\ C_V}$$

Para el caso del cálculo de avenidas máximas como es el caso presente -- Levediev propuso que aparte de calcular C_S por la fórmula anterior, se calcule también por medio de lo siguiente

$C_S = 2\ C_V$ para ríos de deshielo

$C_S = (3 \text{ a } 5)\ C_V$ para ríos torrenciales

y se escoja el mayor valor de C_S.

$$Q'r = (K\ C_V + 1)\ Qm$$

K depende de la probabilidad conque queremos conocer el evento y del coeficiente de asimetría; los valores de K se encuentran tabulados en la tabla siguiente:

C_s \ P%	0.01	0.1	1	5	10	20
0.5	4.83	3.81	2.68	1.77	1.32	0.81
1.0	5.96	4.53	3.02	1.88	1.34	0.76
1.1	6.18	4.67	3.09	1.89	1.34	0.74
1.2	6.41	4.81	3.15	1.92	1.34	0.73
1.3	6.64	4.95	3.21	1.94	1.34	0.72
1.4	6.87	5.09	3.27	1.95	1.34	0.71
1.5	7.09	5.28	3.33	1.96	1.33	0.69
1.6	7.31	5.37	3.39	1.97	1.33	0.68
1.7	7.54	5.50	3.44	1.98	1.32	0.66
1.8	7.76	5.64	3.50	1.99	1.32	0.64
1.9	7.98	5.77	3.55	2.00	1.31	0.63
2.0	8.21	5.91	3.60	2.00	1.30	0.61

T A B L A 8

Nota: En la tabla anterior $P = 1$ es una probabilidad de 1 cada 100 años.

Después se calcula la amplitud del intervalo de confianza por medio de la fórmula siguiente

$$\Delta Q = \frac{AE_p}{\sqrt{n}} \left(Q'_r\right)$$

donde: A = Coeficiente que depende de lo estudiado y conocido del río o sea de las observaciones realizadas, oscila entre 0.7 en ríos muy estudiados a 1.5 en ríos poco conocidos.

E_p = Coeficiente que depende de la probabilidad deseada y del coeficiente de dispersión C_v, el valor de este coeficiente se encuentra en un ábaco, figura siguiente:

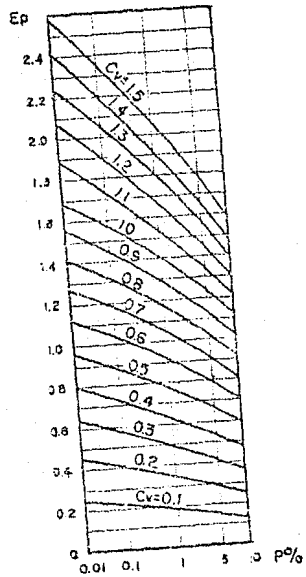


Figura 23

Aplicación. Determinación de la avenida máxima ordinaria, para una frecuencia de 1000 años.

Disponemos de gastos instantáneos máximos anuales desde 1935 a 1966 inclusive. Para facilidad de cálculo desarrollemos la siguiente tabla.

TABLA 9

n	Año	Qi	$\frac{Qi}{Qm}$	$\left(\frac{Qi}{Qm} - 1\right)$	$\left(\frac{Qi}{Qm} - 1\right)^2$	$\left(\frac{Qi}{Qm} - 1\right)^3$
1	1935	72	0.454	- 0.546	0.298	- 0.163
2	36	229	1.443	0.443	0.196	0.086
3	37	191	1.204	0.204	0.042	0.009
4	38	62	0.391	- 0.609	0.371	- 0.226
5	39	97	0.611	- 0.389	0.151	- 0.059
6	1940	109	0.687	- 0.313	0.098	- 0.031
7	41	132	0.832	- 0.168	0.028	- 0.005
8	42	158	0.996	- 0.004	0.000	- 0.000
9	43	156	0.983	- 0.017	0.000	- 0.000
10	44	146	0.920	- 0.080	0.006	- 0.001
11	1945	102	0.643	- 0.357	0.127	- 0.045
12	46	191	1.204	0.204	0.042	0.009
13	47	129	0.813	- 0.187	0.035	- 0.007
14	48	180	1.134	0.134	0.018	0.002
15	49	106	0.668	- 0.332	0.110	- 0.037
16	1950	152	0.958	- 0.042	0.002	- 0.000
17	51	155	0.977	- 0.023	0.001	- 0.000
18	52	274	1.727	0.727	0.528	0.384
19	53	131	0.825	- 0.175	0.031	- 0.005
20	54	137	0.863	- 0.137	0.019	- 0.003
21	1955	256	1.613	0.613	0.376	0.230
22	56	119	0.750	- 0.250	0.625	- 0.156
23	57	58	0.365	- 0.635	0.403	- 0.256
24	58	340	2.142	1.142	1.304	1.489
25	59	202	1.273	0.273	0.075	0.020
26	1960	103	0.649	- 0.351	0.123	- 0.043
27	61	83	0.523	- 0.477	0.228	- 0.109
28	62	60	0.378	- 0.622	0.387	- 0.241
29	63	121	0.762	- 0.238	0.057	- 0.014
30	64	206	1.298	0.298	0.089	0.027
31	1965	250	1.575	0.575	0.331	0.190
32	66	371	2.338	1.338	1.790	2.395
		5078			7.891	3.440

$$Qm = \frac{5078}{32} = 158.7$$

$$C_v = \sqrt{\frac{7.891}{32}} = \sqrt{0.2466} = 0.4966$$

$$C_s = \frac{3.440}{32 \times 0.4966} = 0.2165$$

$$C_s = 4 \times 0.4966 = 1.9864$$

Para un período de retorno de 1000 años, p = 0.1, tenemos:

para	$C_s = 1.9864$	$K = 5.91$
para	$C_v = 0.5$	$E_r = 0.89$

y por lo tanto

$$Q'r = (5.91 \times 0.5 + 1)\ 158.7 = 628$$

$$\Delta Q = \frac{1.5 \times 0.89}{5.66} \times 628 = 148$$

$$Qmax = 628 + 148 = 776\ m^3/seg. \doteq 780\ m^3/seg.$$

B.- Método de Gumbel.

Para el cálculo de la avenida máxima aplicaremos el método de Gumbel para compararlo con el método de Levediev y fijar la avenida máxima con un mejor criterio.

Procedimiento de cálculo.

Datos n = número de años

Qi = gastos máximos anuales observados

Con estos gastos se procede a calcular el gasto máximo probable de la forma siguiente:

Qm ⇒ Valor medio de los gastos máximos anuales.

$$Qm = \frac{\Sigma Qi}{n}$$

σ_x ⇒ desviación estandard

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\Sigma (Qi - Qm)^2}{n}}$$

$$a = \frac{1}{0.7797\,\sigma_x}$$

$Q_f = Qmed - 0.45\,\sigma_x$

$T_r \Rightarrow$ Período de retorno

$yt_r \Rightarrow$ Variable reducida según período de retorno.

$$yt_r = -\left(0.834 + 2.303 \log \log \frac{T_r}{T_r - 1}\right)$$

$Qt_r \Rightarrow$ Gasto máximo a presentarse según período de retorno y sin tomar en cuenta ningún intervalo de confianza.

$$Qt_r = \frac{yt_r}{a} + Q_f$$

$\Delta Q \Rightarrow$ Intervalo de confianza

$$\Delta Q = t(\alpha) \cdot S_e$$

$t(\alpha) \Rightarrow$ nivel de confianza

$\alpha = 90\%$ $\quad t(\alpha) = 1.645$

$\alpha = 80\%$ $\quad t(\alpha) = 1.282$

$\alpha = 68\%$ $\quad t(\alpha) = 1.000$

$$S_e = Bt_r \frac{\sigma_x}{\sqrt{n}}$$

$$Bt_r = \sqrt{1 + 1.3\,K + 1.1\,K^2}$$

$$K = \frac{yt_r - yn}{Sn}$$

$yn \Rightarrow$ media reducida, depende del número de años de observación, su valor se encuentra en la tabla 10.

$Sn \Rightarrow$ Desviación estandard reducida, también depende del número de años de observación, su valor se encuentra en la tabla 11.

Entonces el gasto máximo a presentarse según el período de retorno t_r es

$$Q = Qt_r + \Delta Q$$

T A B L A 10

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5126	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5268	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5402	0.5410	0.5418	0.5424	0.5430
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5600									

Valor de y_n según el número de años observados.

T A B L A 11

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065									

Valor de S_n según el número de años observados.

Aplicación.- Determinaremos la avenida máxima ordinaria, para una frecuencia de 1000 años, a partir de los gastos instantáneos máximos anuales desde 1935 a 1966 inclusive. (Estos mismos datos son los que se tomaron en el cálculo que desarrollamos con el método de Levediev). Para facilidad de cálculo desarrollemos la siguiente tabla:

T A B L A 12

n	Año	Qi	Qi - Qm	$(Qi - Qm)^2$
1	1935	72	87	7569
2	36	229	70	4900
3	37	191	32	1024
4	38	62	97	9409
5	39	97	62	3844
6	1940	109	50	2500
7	41	132	27	729
8	42	158	1	1
9	43	156	3	9
10	44	146	13	169
11	1945	102	57	3249
12	46	191	32	1024
13	47	129	30	900
14	48	180	21	441
15	49	106	53	2809
16	1950	152	7	49
17	51	155	4	16
18	52	274	115	13225
19	53	131	28	748
20	54	137	22	484
21	1955	256	97	9409
22	56	119	40	1600
23	57	58	101	10201
24	58	340	181	32761
25	59	202	43	1849
26	1960	103	56	3136
27	61	83	76	5776
28	62	60	99	9801
29	63	121	38	1444
30	64	206	47	2209
31	1965	250	91	8281
32	66	371	212	44944
		5078		184546

$$Qm = \frac{5078}{32} = 158.7 \doteq 159$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{184546}{32}} = 75.94$$

$$a = 0.0169$$

$$Q_r = 159 - 34.173 = 124.827$$

Para $t_r = 1000$ $\quad y_{t_r} = 6.9073$

$$Q_{t_r} = \frac{6.9073}{0.0169} + 124.827 = 533.55$$

De las tablas 10 y 11, para $n = 32$ tenemos

$$y_n = 0.5380$$

$$s_n = 1.1193$$

$$K = \frac{6.9073 - 0.5380}{1.1193} = 5.69$$

$$\beta_{t_r} = \sqrt{1 + 1.3 \times 5.69 + 1.1 \times 32.38} = 6.634$$

Si $\alpha = 90\%$ $\quad t\ (\alpha) = 1.645$

$$S_e = \frac{6.634 \times 75.94}{5.66} = 89.01$$

$$\Delta Q = 1.645 \times 89.01 = 146.42$$

$$Q = 533.55 + 146.42 = 679.97 = 680\ m^3/seg.$$

La comparación de resultados del cálculo del pico de la avenida por los 2 métodos, el de Gumbel y el de Levediev, permite ver que no hay gran diferencia y el resultado mas desfavorable para el problema de determinar la capacidad del vertedor es el de 776 m^3/seg, de manera que este es el gasto que se empleó para mayorar la avenida.

Se supuso para el tránsito que en el instante inicial de la avenida, el embalse estaba a la elevación de la cresta libre (2109 m) y una operación de las compuertas tal que se mantuviese hasta lo posible el embalse en dicha elevación, cuando esto ya no se lograra mantener, las compuertas se abrirían

totalmente.

El estudio del tránsito de la avenida dió como resultado un gasto máximo de descarga por el vertedor de 480 m^3/seg y una elevación máxima del embalse de 2110.29 m, cabe decir que en el modelo correspondiente se estudió hasta para un gasto de 500 m^3/seg y se observó un buen funcionamiento.

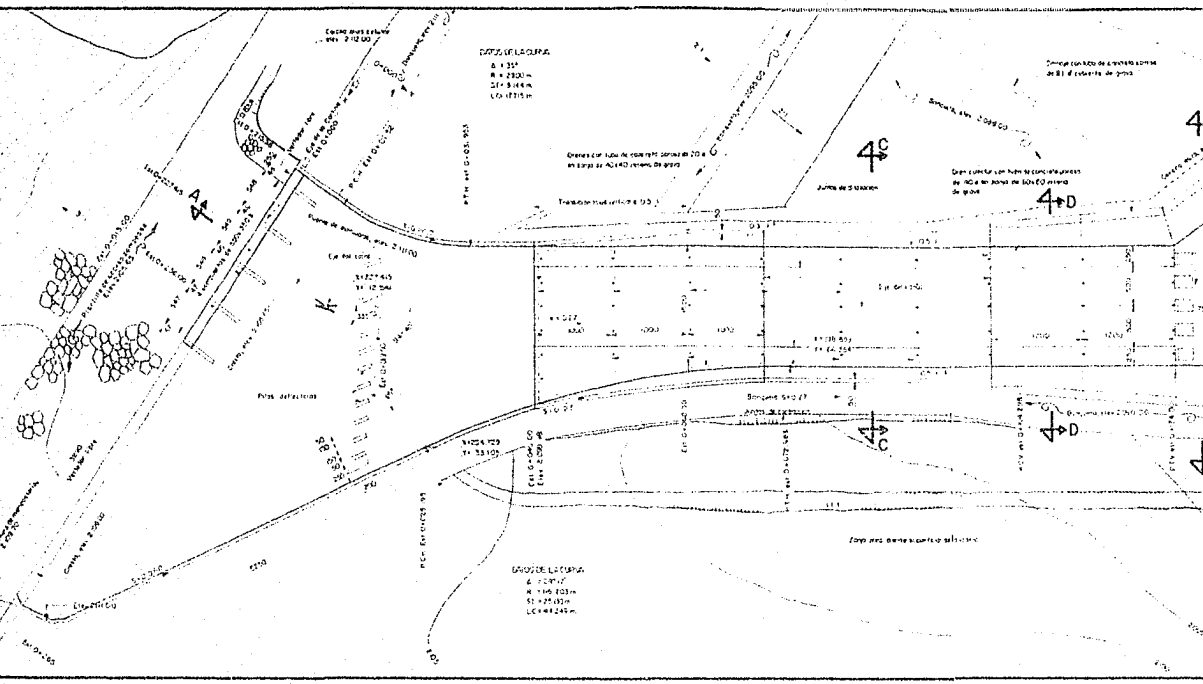
IX.- CONCLUSIONES.

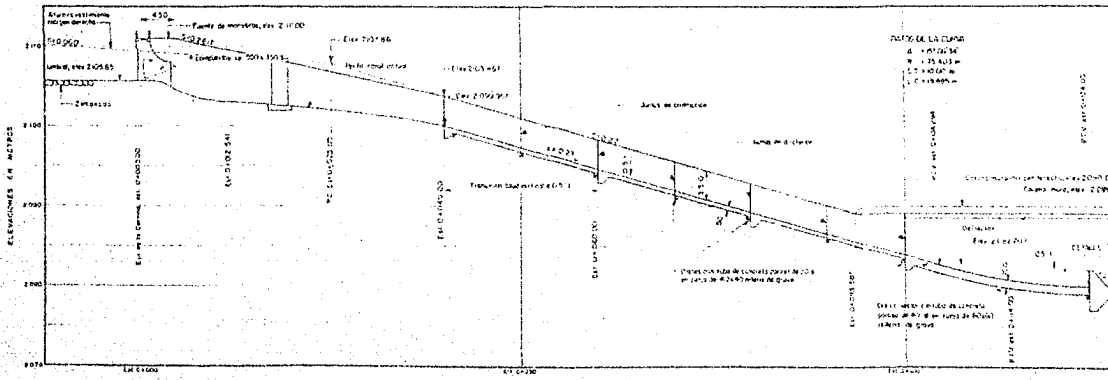
En las estructuras de entrada de los vertedores, los coeficientes empleados en teoría fueron correctos en lo referente a las observaciones hechas en los modelos.

Respecto al canal del vertedor actual el estudio del modelo fué básico, ya que el canal presentaba una serie de ondas y vórtices que desaparecieron al hacer estudios en el propio modelo, concluyendo que la mejor solución es la de poner unos muros deflectores como se indica en el anexo 1.

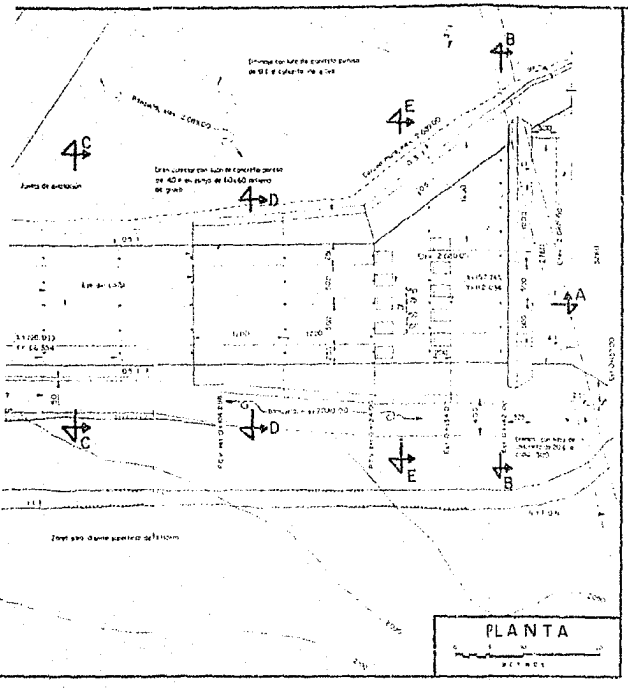
De acuerdo con las conclusiones y consideraciones hechas, se debe subrayar que es absolutamente necesario la experimentación hidráulica por medio de modelos, no sólo para obras de gran importancia y magnitud, sino también en aquellas donde se encuentren complicaciones de índole teórica.

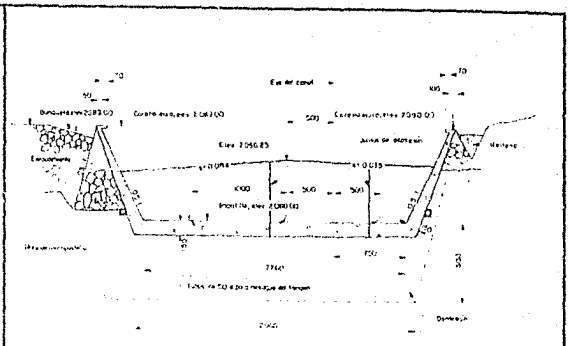
En el estudio de la predicción de la avenida máxima, los métodos que se usaron dieron resultados muy apegados; como estos métodos son estadísticos se observa de inmediato que mientras más años de observación se tengan, mayor confianza se tendrá en la predicción hecha.

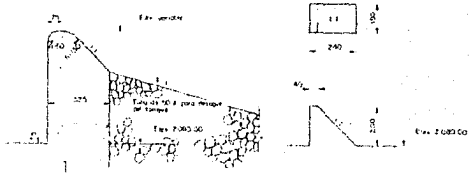


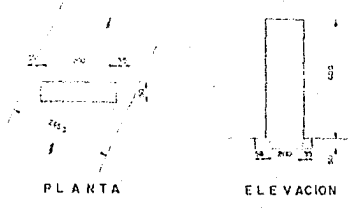


PERFIL POR EL EJE A - A

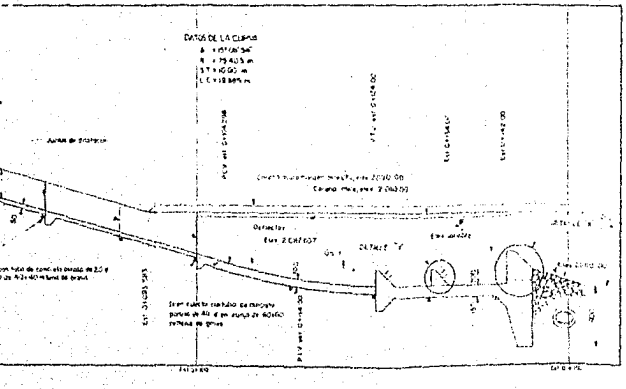








DETALLE PILAS DEFLECTORAS



EL EJE A - A

NOTAS: Acotaciones en centímetros excepto las señaladas en otra unidad, elevaciones y elevaciones en metros. Para detalles estructurales y constructivos de acero, ver el plano S-3-C-RA1. En este plano no se muestra el acero de refuerzo. Demarcar el muro deflector actual, el muro de la margen derecha y plantear en lo zona bloqueada por la nueva estructura de desvío. Los desplantes de muros y revestimientos deberán garantizar una cimentación adecuada.

FECHA	MODIFICACIÓN	INTERVENIO	REVISÓ	APROBÓ	

UNAM	FACULTAD DE INGENIERIA
	TESIS PROFESIONAL
	"PRESA REQUENA"
	VERTEDOR.- PLANO GENERAL
	Alejandro López Amor
	1 9 6 7
	1