

2931

DESCARTE

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA

AMORTIGUACION DE LA ENERGIA AL PIE  
DEL VERTEDEDOR DE LA PRESA "LA BEGO-  
ÑA", GUANAJUATO.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :  
MANUEL BOLTVINIK KALINKA

MEXICO, D. F.

1964





Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

A mis padres  
como homenaje de gratitud y cariño.



BIBLIOTECA  
CENTRAL

A mis queridos hermanos.

A mis maestros.

A todas las personas que me alentaron  
en el desarrollo de este trabajo.

A mis maestros.

A todas las personas que me alentaron  
en el desarrollo de este trabajo.

Quiero hacer patente mi agradecimiento al Dr Enzo  
Levi por las valiosas enseñanzas y numerosas aten-  
ciones que tuvo hacia mi persona.  
Y a mis compañeros del laboratorio Hidráulico de  
Tecamahulco por su desinteresada cooperación.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE  
MEXICO

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

Al Pasante señor Manuel BOLTVINIK KALINKA  
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 Enzo Levi, para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

AMORTIGUACION DE LA ENERGIA AL PIE DEL VERTEDOR DE LA  
PRESA "LA BEGOÑA", GUANAJUATO.

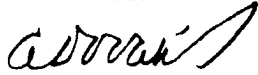
"Dicho tema deberá desarrollarse según los siguientes incisos:


- 1.- Introducción. Modelos hidráulicos de Froude. Descripción general de la obra y del modelo.
- 2.- Estudio experimental de la alternativa con dos vertedores; de cresta libre y de compuertas.
- 3.- Diseño de una alternativa reemplazando el vertedor de compuertas por tuneles.
- 4.- Alternativa con vertedor de compuertas únicamente.
- 5.- Conclusiones y recomendaciones."

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. 23 de Oebre. de 1964  
EL DIRECTOR

  
Ing. Antonio Dovalí Jaime

  
AJJ'MMO'eag.

## I N D I C E

Introducción	1
Descripción general de la obra	3
Descripción del modelo	6
Modelos de Froude	9
Alternativa 1	15
Diseño de tanque amortiguador	18
Cubeta tipo salto de esqui a 20°	25
Cubetas ahogadas ranuradas	30
Alternativa con túneles a través de la cortina	39
Alternativa con un vertedor de compuertas únicamente	46
Conclusiones y recomendaciones	50

## INTRODUCCION

A través de la historia, el agua ha tenido una importancia vital en la existencia y desarrollo del género humano. Si en un principio su uso se limitó a satisfacer las necesidades inmediatas del hombre, mas tarde sin embargo, con el establecimiento de sociedades mas perfectas, las necesidades aumentaron, esto no solo implicó buscar la mejor forma de aprovecharla sino de conducirla hasta los lugares más necesitados.

Posteriormente con la evolución de la ciencia y de la técnica, fué posible encauzarla y dirigirla hacia obras de mayor envergadura, en las que la energía de caída se aprovechó para transformarla en otro tipo de energías que permitieron acelerar el desarrollo industrial en el siglo pasado. A pesar de tal avance, no siempre fué posible prever el comportamiento de los fluidos en movimiento, por las numerosas variables que se conjugaban para producir fenómenos, poco estudiados hasta entonces. Esta incertidumbre se hizo más patente, en el caso de regímenes turbulentos en los que el agua se proyecta a grandes velocidades, como el caso de caídas al pie de vertedores; la energía adquirida por el agua en estas condiciones no es aprovechable, más aun, resulta muy peligrosa por su tremendo poder erosivo y de arrastre, estas condiciones hay que evitarlas, en todo caso amortiguar sus efectos para garantizar la estabilidad de la estructura y construcciones vecinas. Objeto que se ha conseguido mediante dispositivos adecuados, cuyo diseño esta basado en el conocimiento de las relaciones fuerzas - energía y el complemento indispensable de la experimentación, que no solo ha permitido verificar los resultados teóricos, sino que ha hecho posible comprender y cuantificar otros fenómenos, que no se habian podido explicar por medio de la ciencia matemática.

El objeto de esta tesis es presentar y analizar los resultados obtenidos experimentalmente en el modelo hidráulico de la presa " La Begoña " , al tratar de resolver el problema de la disipación de la energía al pie del vertedor. - Las pruebas realizadas permitieron considerar y adaptar los conocimientos teóricos para lograr un funcionamiento hidráulico óptimo. El problema resulta además muy ilustrativo, - pues las condiciones especiales de la obra, obligaron a los proyectistas a considerar varias alternativas, que al estudiarlas y experimentarlas, nos adentraron en el fascinante problema de la disipación de la energía al pie de vertedero - res u otras estructuras, lo que ha constituido sin duda uno de los problemas básicos que han tenido que afrontar los ingenieros e hidráulicos al proyectar las obras hidráulicas.

### DESCRIPCION DE LA OBRA.

La boquilla de la presa "La Begoña" se encuentra localizada en el Estado de Guanajuato a unos 12 km de San Miguel - Allende y a unos 50 km de Celaya.

La presa "La Begoña" tendrá como objeto:

- 1.- Regularizar las avenidas del Rio "La Laja" ( que forma parte del sistema Cnapala-Lerma-Santiago) que pueden resultar muy peligrosas para las zonas del valle de Celaya y Salamanca, pues llegan a coincidir con las del Rio Lerma.
- 2.- Alimentar un sistema de riego, que distribuye el agua en una extensión de 9 000 ha; para ello se cuenta con obras adicionales, como las presas derivadoras de Soria y Guadalupe. Con un canal proveniente de Soria en la margen derecha, será posible abastecer una area de 7 700 ha. Para las 1 300 ha restantes, probablemente se aprovechará un canal que parte de Guadalupe en la margen izquierda.

### TOPOGRAFIA DE LA BOQUILLA.

La boquilla de la presa "La Begoña" presenta las siguientes características: Regular en cuanto a su simetría, su angostura - en la cota 1805, casi al nivel del lecho del río tiene 41.0 m , en la cota 1830, muy cercana a la elevación de la corona, tiene solamente 84 m - resulta muy conveniente para localizar el cierre del vaso.

En cuanto a las laderas: La margen izquierda es bastante encañonada, teniendose taludes desde 0.3: 1 hasta 4: 1, este último talud se tiene entre las cotas 1830 y 1835, que constituyen practicamente la cima de un cerro localizado en las inmediaciones de la boquilla en la margen izquierda. Por lo que respecta a la margen derecha, se tienen pendientes menos bruscas, con un terreno más uniforme y regular a lo largo de la margen.

Finalmente del fondo del cauce podemos decir que es sensible - mente horizontal, con una anchura por el eje de la boquilla de 40 m. Todo esto se puede apreciar claramente en la sección - transversal respectiva que aparece a continuación.

**GEOLOGIA.** Los datos geológicos necesarios se obtuvieron mediante diversas exploraciones realizadas con pozos y túneles, practicados por el eje de la boquilla y en su prolongación en la - margen izquierda. De ellos se conoció la existencia de un man-to de arena, con espesores de 8.0 m en la margen izquierda has-ta espesores de 1.0 m en la margen derecha; este material nue-de ser fácilmente erosionable por el agua a grandes velocida-des.

Sin embargo el siguiente estrato está constituido por ma-terial basáltico, que resulta más adecuado para desplantar la-cimentación de la estructura, resultando además muy resistente a la erosión. Un corte geológico por el eje de la boquilla pue-de encontrarse a continuación.

#### DATOS HIDROLOGICOS GENERALES.

Los datos hidrólógicos han sido proporcionados por dos es-taciones hidrométricas situadas sobre el río " La Laja ".

La Begoña, que funciona desde Junio de 1939

Pericos, funciona desde Agosto de 1928

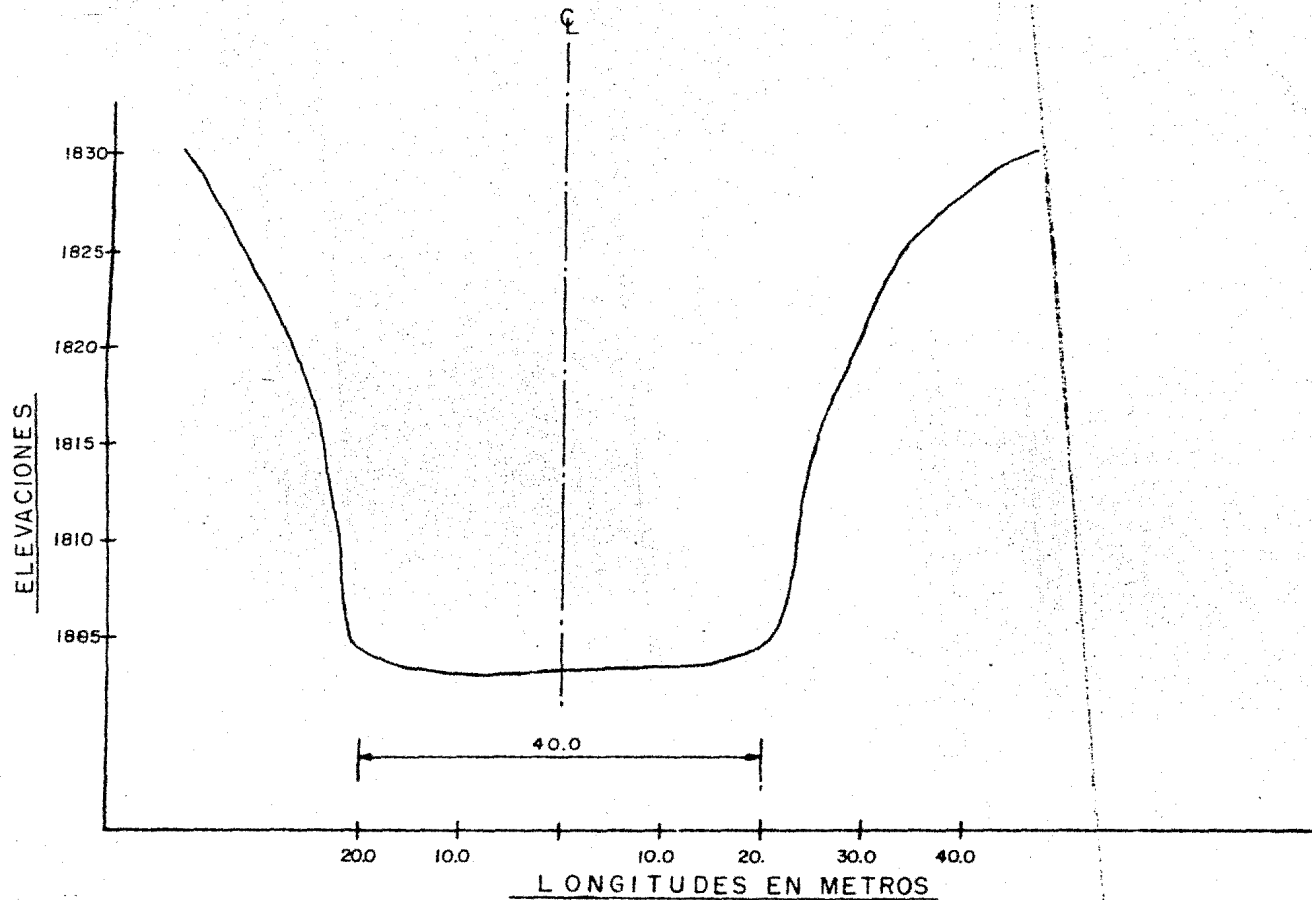
Se tienen además datos metereológicos desde 1939

La máxima avenida registrada fué la de Octubre de 1955, - con gasto de  $823 \text{ m}^3/\text{s}$  y duración de 4 días.

La máxima avenida probable, calculada con las envolventes de - Creager y Loury promediadas, resultó de  $1600 \text{ m}^3/\text{s}$ , que co - rresponde a una capacidad de 45 millones de metro cubicos.

A continuación una tabla con las diferentes capacidades - del vaso:

Capacidad de azolves .....	35 millones de $\text{m}^3$
Capacidad de Riego .....	115 millones de $\text{m}^3$
" de avenidas .....	45 " " "
Supercapacidad .....	66 " " "
Capacidad total del vaso ...	261 " " "



Sección transversal de la boquilla de la presa  
"La Recoña"

### DESCRIPCION DE LAS PRINCIPALES ESTRUCTURAS HIDRAULICAS

La presa vertedora es de tipo gravedad, de concreto simple. Sus principales dimensiones son:

Elevación de la corona .....	1 834.70 m
<del>Longitud de corona</del> .....	<del>133.00 m</del>
Ancho de corona .....	7.00 m

En cuanto a la sección vertedora, sus características se verán en detalle en los siguientes capítulos en los que se analizan dos alternativas.

Estructura Disipadora de Energía: Se tienen varias alternativas que se tratarán ampliamente en los siguientes capítulos. Obra de Toma.- Se encuentra en la margen derecha, a través de la cortina. Presenta las siguientes características:

Elevación umbral de la rejilla .....	1 819.50 m
" del acceso .....	1 818.50 m
" de la salida .....	1 814.00 m

La tubería es de lámina de acero de 1.45 m de diámetro, con una capacidad de descarga máxima de  $11 \text{ m}^3/\text{s}$ ; su longitud es de 52 m. Las compuertas son de tipo deslizante y las válvulas a la salida del tipo Howell-Bunger.

#### Dique de Cierre de Vaso:

Se encuentra localizado aproximadamente a 200 m al este y 100 m al sur del Monumento N° 2 ( punto de intersección del eje de la boquilla y la cota 1830) en el punto de cruce con el ferrocarril México- Laredo, cuya línea tendrá que ser desviada para poder levantar el mencionado dique. Todo ello se aprecia claramente en el plano general de la obra que aparece a continuación.

### DESCRIPCION DEL MODELO

El Laboratorio Hidráulico de la S.R.H. , en Tecamachalco-esta provisto de un sistema de recirculación del agua.

El agua contenida en un depósito subterráneo es extraída por medio de bombas y elevada hasta un tanque elevado, que sirve para regular y mantener la carga constante, objeto que se consigue mediante un derrame superior por vertedores tipo de-cola de gato, que por su gran longitud de cresta tienen muy -pequeñas variaciones en su carga.

En el tanque se tienen varias tomas que puedan trabajar -simultáneamente varios modelos. En el caso del modelo " La Be-goña", la toma consiste en una tubería de fierro fundido de -10" de diámetro, que termina en un tanque con un tranquiliza-dor, que reduce y prácticamente anula la velocidad de llegada, permitiendo que el agua permanezca quieta en el tanque, faci-litando con ello la medición del nivel del agua mediante una-escala. El tranquilizador consiste en dos mallas de 1cm, con-10 cm de separación y con grava colocada entre ambas.

Al final del tanque se tiene un vertedor Rehbock con las siguientes características:

b = 0.6945 m	b.- Longitud de cresta en metros.
p = 0.8025 m	p.- Altura de la cresta sobre el fondo del tanque.

$$\begin{aligned} \text{Y cuya fórmula de gasto es: } Q &= 2/3 \mu b \sqrt{2g} h_e^{3/2} \\ &= 0.6035 + 0.0813 h_e/p \end{aligned}$$

siendo  $h_e = h + 0.0011$  ( M. Rehbock - 1929 )

Inmediatamente después el agua pasa a un canal rectangu-lar que la conduce hasta el sitio del modelo, donde por medio de sifones vierte su contenido al modelo. Después de pasar -por el modelo, el agua sale a un canal de retorno que la con-duce finalmente al depósito, concluyéndose el ciclo de circula-ción.

El gasto requerido en el modelo se controla abriendo o cerrando una válvula de compuerta, que se encuentra al final de la tubería, antes de descargar en el tanque Renbock, y que se opera manualmente por medio de un volante; como elemento auxiliar se tiene un by-pass de 4", que se utiliza para controlar diferencias pequeñas de gasto.

Para un gasto determinado, se lee la carga correspondiente en la curva de gastos - obtenida a partir de la fórmula ya citada; se abre la válvula, se deduce la carga sobre el vertedor, restando de la cota del nivel del agua - medida por medio de una escala de gacno- la cota correspondiente a la cresta vertedora. Abriendo o cerrando la válvula se consigue igualarla con la obtenida directamente sobre la curva de gastos.- Un croquis del sistema de alimentación del modelo " La Begoña se puede ver adjunto al plano general de la obra.

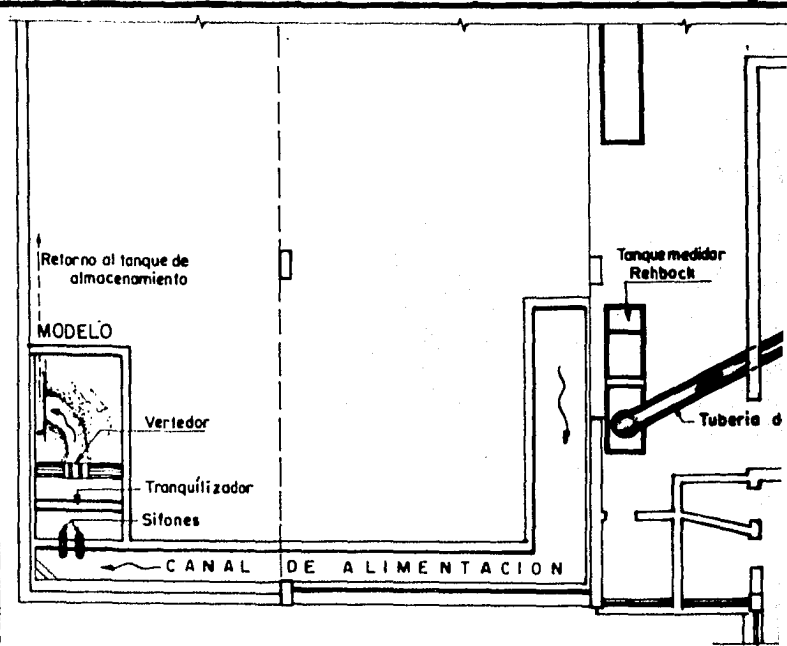
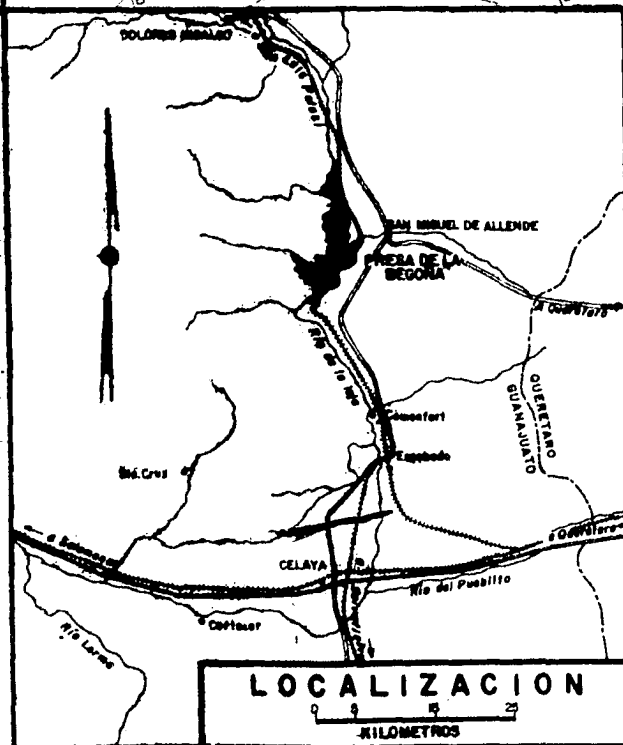
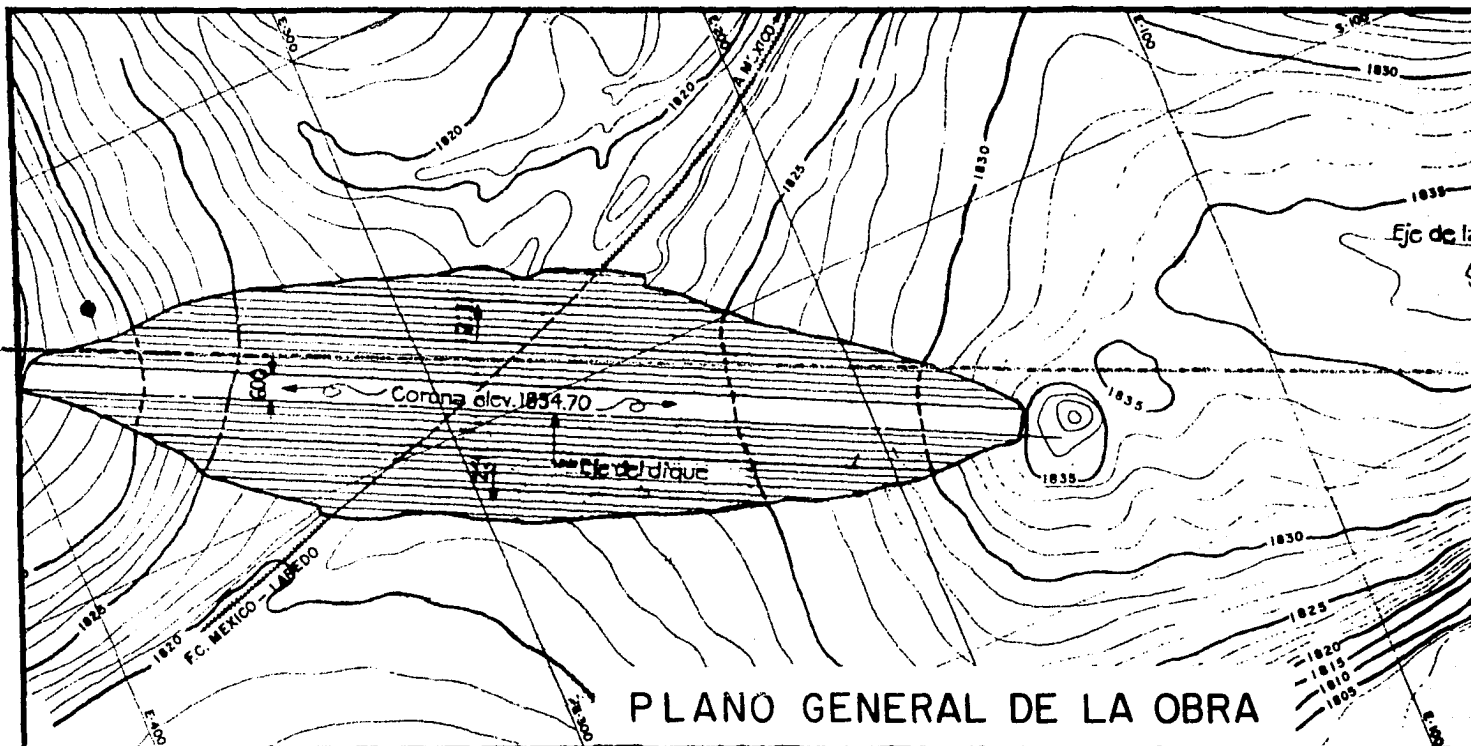
El modelo propiamente dicho, se encuentra localizado en el extremo Sur- Oeste del laboratorio. Su escala - vertical y horizontal- es de 1:50, con la cual se obtuvieron dimensiones adecuadas al espacio disponible, además de que cumple con las leyes de similitud hidráulica. Ocupa una extensión de 2.25 - 5.65 m, y esta construida sobre una plataforma de arena compactada, limitada en sus bordes con hiladas de tabique y rematada con una capa de cemento. Esta plataforma, a parte de ser base para la construcción del modelo, sirve como banco de nivel.

El modelo está construido con mampostería de tabique y acabado en cemento, lo que permite, además de darle la forma adecuada, obtener la rugosidad conveniente, que resulta de gran importancia en los modelos hidráulicos.

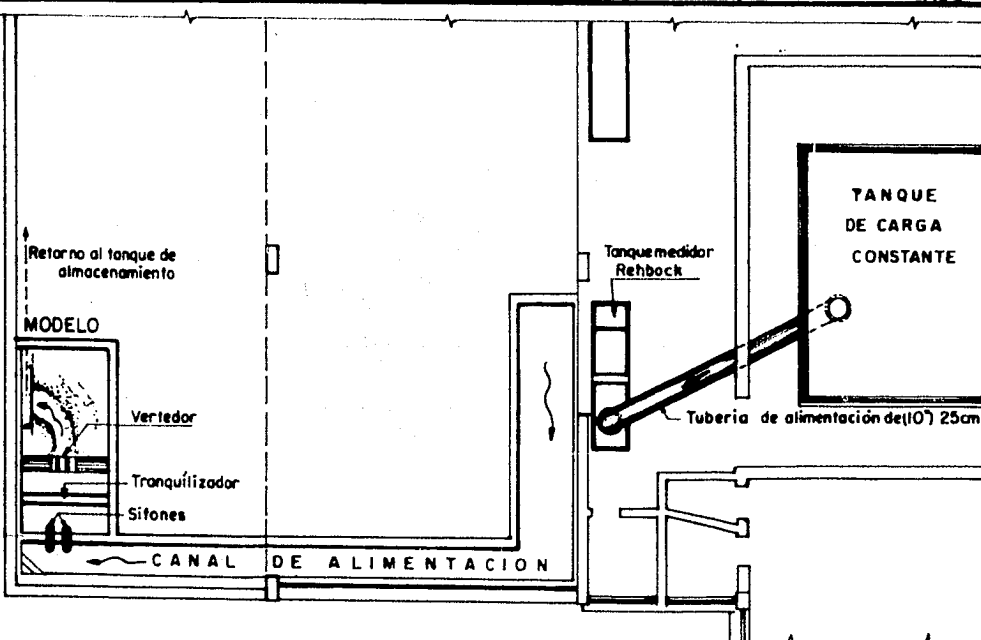
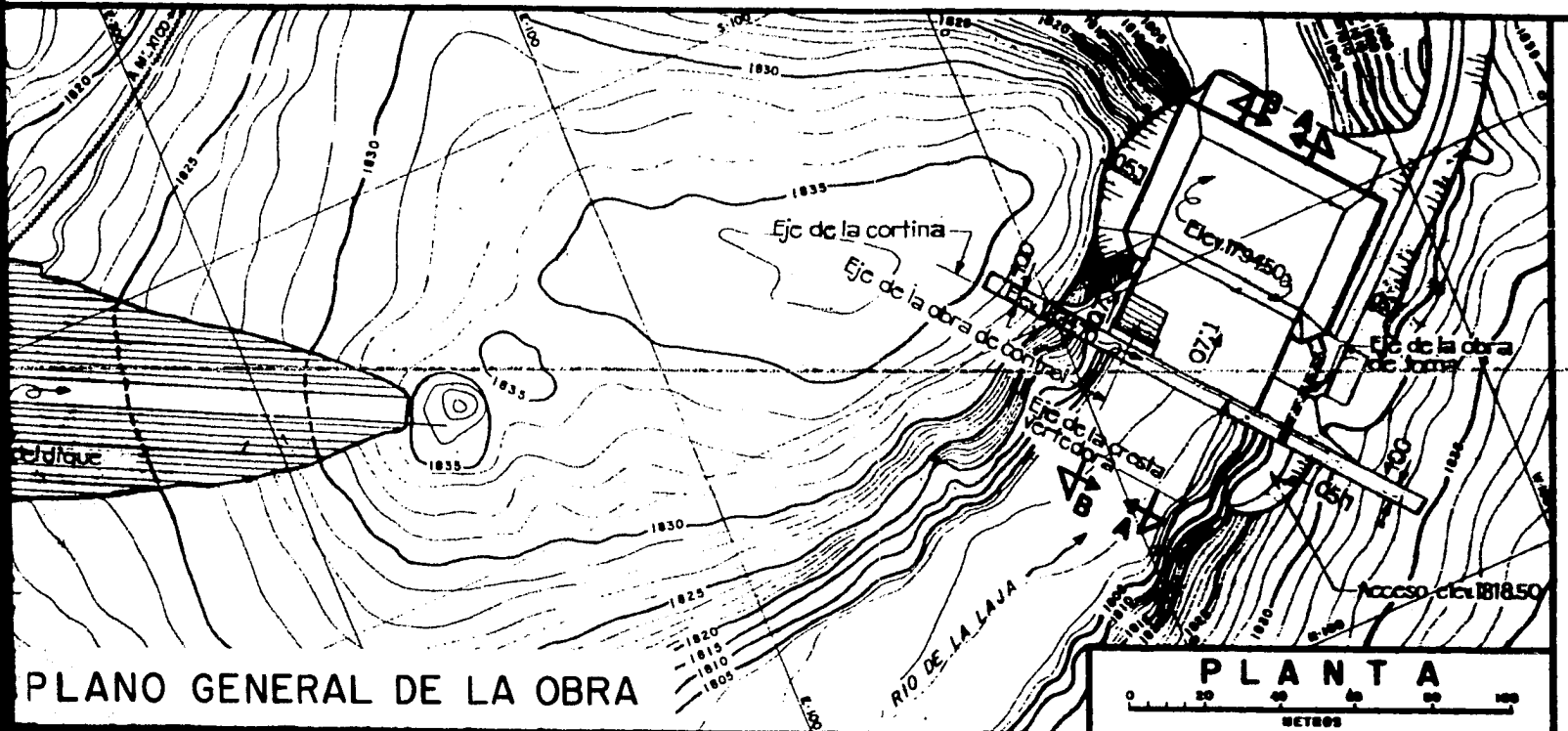
Podemos dividir el modelo en 4 partes importantes:

- 1.- Tanque tranquilizador
- 2.- Tonografía aguas arriba
- 3.- Cortina y sección vertedora.
- 4.- Río aguas abajo con su respectiva tonografía.

En la parte aguas arriba, o sea la correspondiente al vaso, se tiene una escala de gancho que nos permite conocer el nivel en el embalse, después de haber sido aquietada el agua con un tranquilizador de tiras de madera. El conocimiento de estos niveles permite conocer las cargas sobre el vertedor, para diferentes gastos, con lo que se obtuvo en el modelo la curva de gastos. Finalmente es conveniente mencionar que no se usó ningún vertedor a la salida del modelo nor considerarse suficiente la medición realizada con el Rehbock de aguas arriba.



SISTEMA DE ALIMENTACION DEL MODELO PRESA LA



SISTEMA DE ALIMENTACION DEL MODELO PRESA LA BEGOÑA, GTO.

U. N. A. M.  
FACULTAD DE INGENIERIA

PLANO N° 1

TESIS PROFESIONAL MANUEL BOLTVINIK K.

MODELOS HIDRAULICOS DE FROUDE.

Grandes avances en la Hidráulica y en las Obras Hidráulicas se han conseguido gracias a las experiencias obtenidas ensayando en modelos hidráulicos.

Estos han tenido en su desarrollo dos auxiliares que son:

- 1.- Leyes de Similitud Hidráulica
- 2.- Analisis Dimensional

El Analisis Dimensional nos permite encontrar la relación entre las diferentes variables que influyen en un fenómeno físico. Para ello nos auxiliamos de la propiedad de que una ecuación que expresa un fenómeno físico debe ser dimensionalmente homogénea; para ello es condición suficiente reducir la ecuación a una relación entre productos adimensionales. El número de estos parámetros adimensionales es igual al número de magnitudes físicas menos el número de magnitudes fundamentales, que en Hidráulica son: masa, tiempo y longitud. A continuación se expresan las variables en función de las magnitudes elementales. Se establece un producto adimensional con exponentes desconocidos.

$$\pi = (A)^{k_1} (B)^{k_2} (C)^{k_3} \quad \text{Siendo } A, B, C, \text{ las variables que intervienen en el fenómeno}$$

Que quedan expresados en unidades fundamentales.

Para que  $\pi$  sea adimensional, cada exponente deberá ser igual a cero. De esta manera se establecen un número de ecuaciones igual al número de unidades fundamentales - en Hidráulica, por lo tanto son 3-. Se resuelven, obteniéndose los valores de los exponentes de las variables y el número adimensional correspondiente; estos parámetros adimensionales que relacionan las variables en un fenómeno físico resultan de gran importancia y utilidad al establecer las leyes de similitud.

Las leyes de similitud nos indican las relaciones que deben existir entre prototipo y modelo; para ello es necesario se cumplan ciertos requisitos de semejanza, que se pueden clasificar en :

- a) Semejanza geométrica
- b) " cinemática
- c) " dinámica

Dos objetos son geoméricamente semejantes, si existen las mismas relaciones entre sus dimensiones lineales. homologas.

$$\frac{L_m}{L_p} = L_r \quad A_r = L_r^2$$

Siendo:  $L_m$  .... Longitudes en el modelo

$L_p$  .... " en el prototipo

$L_r$  .... "Escala de longitudes .

Dos movimientos son cinemáticamente semejantes, si sus trayectorias son iguales y si las relaciones de velocidad de sus partículas homólogas son iguales. Esta semejanza puede sintetizarse con la siguiente expresión:

$$V_r = \frac{V_m}{V_p} \quad \text{siendo: } V_m \text{.- Velocidad en el modelo.}$$

$V_p$ .- Velocidad en el prototipo

$V_r$ .- Escala de velocidades.

Por último se tiene semejanza dinámica cuando se tiene similitud cinemática y geométrica, y si se tienen las mismas relaciones de las masas de las partículas homólogas consideradas, además deberán tenerse las mismas relaciones de las fuerzas homólogas que afectan el movimiento. Para una similitud general :

$$F = m a$$

$$\frac{M_p a_p}{M_m a_m} = \frac{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_c)_p}{(F_p + F_g + F_v + F_t + F_c)_m} \dots\dots (1)$$

- Siendo:  $F_p$  .-. Fuerza de presión.  
 $F_g$  .-. " de gravedad.  
 $F_v$  .-. " de viscosidad  
 $F_c$  .-. " de compresión  
 $F_t$  .-. " de tensión superficial.

Para que exista una similitud perfecta:

$$\frac{M_p a_p}{M_m a_m} = \frac{(F_p)_p}{(F_p)_m} = \frac{(F_g)_p}{(F_g)_m} \dots\dots (2)$$

Sin embargo en la práctica es sumamente difícil reunir simultaneamente todas estas condiciones, implicando con esto que la ecuación 2, no se cumpla. Sin embargo, como varias de las fuerzas mencionadas no intervienen, o su efecto es despreciable en un fenómeno determinado, la ecuación (1) puede ser cumplida. Para el tipo de modelos hidráulicos a que nos estamos refiriendo, las fuerzas de gravedad y viscosidad son las predominantes.

Si son las fuerzas de gravedad las predominantes; su relación con las fuerzas de inercia es la siguiente:

$$\frac{M_p a_p}{M_m a_m} = \frac{(F_g)_p}{(F_g)_m} = \frac{M_p a_p}{(F_g)_p} = \frac{M_m a_m}{(F_g)_m} \quad \frac{M}{Fg} = \frac{\rho l^3}{\gamma l^3} = \frac{\text{masa específica}}{\text{peso específico}}$$

$$Cl^3 \times \frac{V}{\gamma L^3} = \frac{l}{\gamma} \frac{V^2}{L} = \frac{l}{g} \frac{V^2}{L} \quad a = \frac{L}{T^2} = \frac{V^2}{L}$$

$$\frac{V_p^2}{g_p L_p} = \frac{V_m^2}{g_m L_m} \quad \frac{\gamma}{l} = g \text{ aceleración de la gravedad.}$$

Extrayendo raíz cuadrada a ambos miembros, se obtiene la siguiente relación, que constituye el llamado Número de Froude

$$\sqrt{\frac{V_p^2}{g_p L_p}} = \sqrt{\frac{V_m^2}{g_m L_m}} = F$$

$$\frac{V_T}{\sqrt{g_r L_r}} = 1$$

La igualdad de estas relaciones, - que tambien puede indicarse como sigue, - constituyen la Ley de Froude, que indica la igualdad de número para modelo y prototipo.

Si las fuerzas de viscosidad son las predominantes, - su relación con las fuerzas de inercia es la siguiente:

$$\tau = \mu \frac{dv}{dz}$$

$\tau$  = Esfuerzo cortante

$$\frac{F}{L^2} = \mu \frac{L}{T} \frac{1}{L}$$

$\mu$  = Coeficiente de proporcionalidad llamado de viscosidad dinámica

$$F = \mu \frac{L^2}{T} = \mu LV$$

$\nu$  = Viscosidad cinemática

$$M_a = \rho L^2 V^2$$

$$\therefore \frac{M_p A_p}{(FV)} = \frac{\rho_p L_p^2 V_p^2}{\mu L_p V_p} = \frac{\rho_p L V_p}{\mu_p} \therefore \frac{L_p V_p}{\nu_p} = \frac{L_m V_m}{\nu_m} = R$$

Esta relación se denomina Número de Reynolds; la igualdad de ambas relaciones - constituyen la Ley de Reynolds, que establece la igualdad de número y prototipo.

$$\frac{L_r V_r}{\nu_r} = 1$$

Veamos ahora que relaciones se obtienen para que se cumplan simultaneamente las leyes de Froude y Reynolds.

Se puede considerar practicamente que:  $g_p = g_m$ ; que-- sustituido en la ecuación de Froude, da que  $V_r = L_r^{1/2}$

que sustituido en la ecuación de Reynolds nos da:

$$\frac{L_r^{3/2}}{\nu_r} = 1 \therefore \nu_r = L_r^{3/2}$$

Si se tiene el mismo líquido en prototipo y modelo:

$$\frac{\nu_p}{\nu_m} = \nu_T = 1 \therefore \begin{matrix} L_T^{3/2} = 1 \\ L_r = 1 \\ L_p = L_m \end{matrix}$$

Esta última igualdad desvirtua el uso de los modelos hidráulicos, pudiéndose considerar desde un punto de vista práctico, que ambas leyes no se pueden cumplir simultaneamente, teniendo un mismo líquido para prototipo y modelo.

Por lo que respecta a la relación de viscosidades cinemáticas, para la cual se cumple la condición establecida; veamos como se puede cumplir practicamente:

Para el caso particular del modelo de la presa " La Begoña ":

$$L_r = 50 \text{ ( escala del modelo )}$$
$$L_r^{3/2} = 353.5$$

Como el líquido en el prototipo es agua, la viscosidad - cinemática en el modelo será:

$$\nu_m = \frac{\nu_p}{L_r^{3/2}} = \frac{0.010068}{353.5} = 0.0000284$$

Siendo  $\nu_{H_2O} = 0.010068 \text{ stokes} = 0.010068 \text{ cm}^2/\text{s}$

Valor de " $\nu$ " que no corresponde a ningun líquido conocido, el Mercurio que tiene la viscosidad cinemática mínima tiene - un  $\nu$   $0.001142 > 0.0000284$

Con ello llegamos a la conclusión que en nuestro caso particular, resultará practicamente imposible cumplir simultaneamente con ambas leyes, aunque se quisiera trabajar con líquidos diferentes al agua.

Como estudio complementario, veamos la influencia que - tienen las fuerzas de viscosidad en el modelo de la presa " La Begoña ".

Para ello valorizamos el Número de Reynolds en el modelo, lo que nos permite apreciar la relación de las fuerzas de inercia a las de viscosidad.

Para ello se tomaron datos sobre la cresta y el pie del - vertedor. La velocidad sobre la cresta se apreció por medio - de molinetes, el tirante se obtuvo, restando del nivel del - agua en el vaso, la cota de la cresta y la carga de velocidad, todo ello para un gasto de  $602 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$V = 1.022 \text{ m/s} \quad H_c = h_t - \frac{V^2}{2g} = 0.1329 - \frac{1.022^2}{19.60}$$

$$H_c = 0.0797 \text{ m}$$

Dividiendo entre el coeficiente " $\nu$ " del agua, se obtuvo el va - lor del número de Reynolds.

$$R = \frac{1.022 \times 7.97}{0.010068} = 80\ 900$$

Al pie de la rápida, se obtuvieron los siguientes datos:

Se obtuvo por medio de la ecuación de Bernoulli, que la velocidad al pie de la rápida fué de  $V_p = 22.0$  m/s. (también se chequeó en modelo)

$$V_p = 22.0 \text{ m/s}; d = 1.8 \text{ m}; V_m = \frac{V_p}{L_r^{3/2}} = \frac{22.0}{\sqrt{50}}$$

$$V_m = 3.11 \text{ m/s} \therefore R = \frac{3.11 \times 0.036}{1.0068 \times 10^{-6}} = 111\ 100$$

$$d_m = \frac{d_p}{L_r} = \frac{1.80}{50} = 0.036$$

Si la escala del modelo fuera 1: 100, el número de Reynolds sería:

$$R = \frac{V_m L_m}{\nu} = \frac{V_p}{L_r^{1/2}} \times \frac{L_p}{L_r} = \frac{22 \times 1.80}{1.0068 \times 10^{-6}} = 39\ 400$$

De todos estos resultados puede afirmarse lo siguiente:

Los números de Reynolds obtenidos para el modelo, no solo corresponden a régimen turbulento, sino que indican que las fuerzas de inercia tienen un enorme predominio sobre las fuerzas de viscosidad, el efecto de estas últimas es casi nulo y por lo tanto pueden ser despreciadas.

En otras palabras, en modelos como el considerado, en los que se tiene régimen turbulento con superficie libre de agua, las fuerzas de viscosidad pueden despreciarse, y para cumplir con la ley de similitud entre modelo y prototipo, solo es necesario que se satisfaga la Ley de Similitud de Froude, en la que las fuerzas gravitacionales son las causantes del movimiento.

ALTERNATIVA 1.

La sección vertedora de la presa "La Begoña" consiste en 2 vertedores contiguos y a diferentes elevaciones.

Uno de ellos constituye la obra de control, con las siguientes características:

Localización: margen izquierda  
Elevación de la cresta .... 1824.61 m

Tipo ..... Cresta controlada con 2 compuertas radiales de 5.00 6.50 m

Perfil ..... Creager para carga de 7.96 m

Longitud de cresta ..... 11.00 m , con una pila central de 1.0 m

Capacidad controlada .... 150 m<sup>3</sup>/s

La otra cresta vertedora, por su parte, constituye la obra de excedencias, con las siguientes características:

Localización: Contigua a la obra de control  
Elevación de la cresta ..... 1830.55 m

Tipo ..... Cresta libre

Perfil ..... Creager para carga de 2.02 m

Longitud de cresta ... 32 m con 2 pilas intermedias de 1.00 m

Capacidad de la obra de demasías, trabajando simultaneamente ambos vertedores: 602 m<sup>3</sup>/s

Dispositivo amortiguador:

Tanque amortiguador, común para ambos vertedores.

Profundidad ..... 7.5 m

Elevación del fondo del tanque: 1 794.50 m

Sección ..... Trapecial con taludes de los muros laterales de 0.5: 1

Longitud. .... 35.00 m  
Ancho ..... 44.00 m  
Elevación del umbral del tanque ..... 1 802.00 m

Acerca del dispositivo amortiguador de energía es conveniente mencionar, que las condiciones geológicas existentes probablemente influyeron en la elección del tipo y dimensiones. La profundidad de 7.5 m escogida, parece tener el objeto de desplantar directamente sobre el basalto y no sobre el manto de arena, que ofrece muchos inconvenientes.

La topografía limita además en cierta forma la longitud del tanque, pues a pocos metros del pie de la cortina, el río forma una curva de unos 80 m de radio.

La disposición de los vertedores y el tanque amortiguador pueden apreciarse en una planta y un corte que aparecen a continuación.

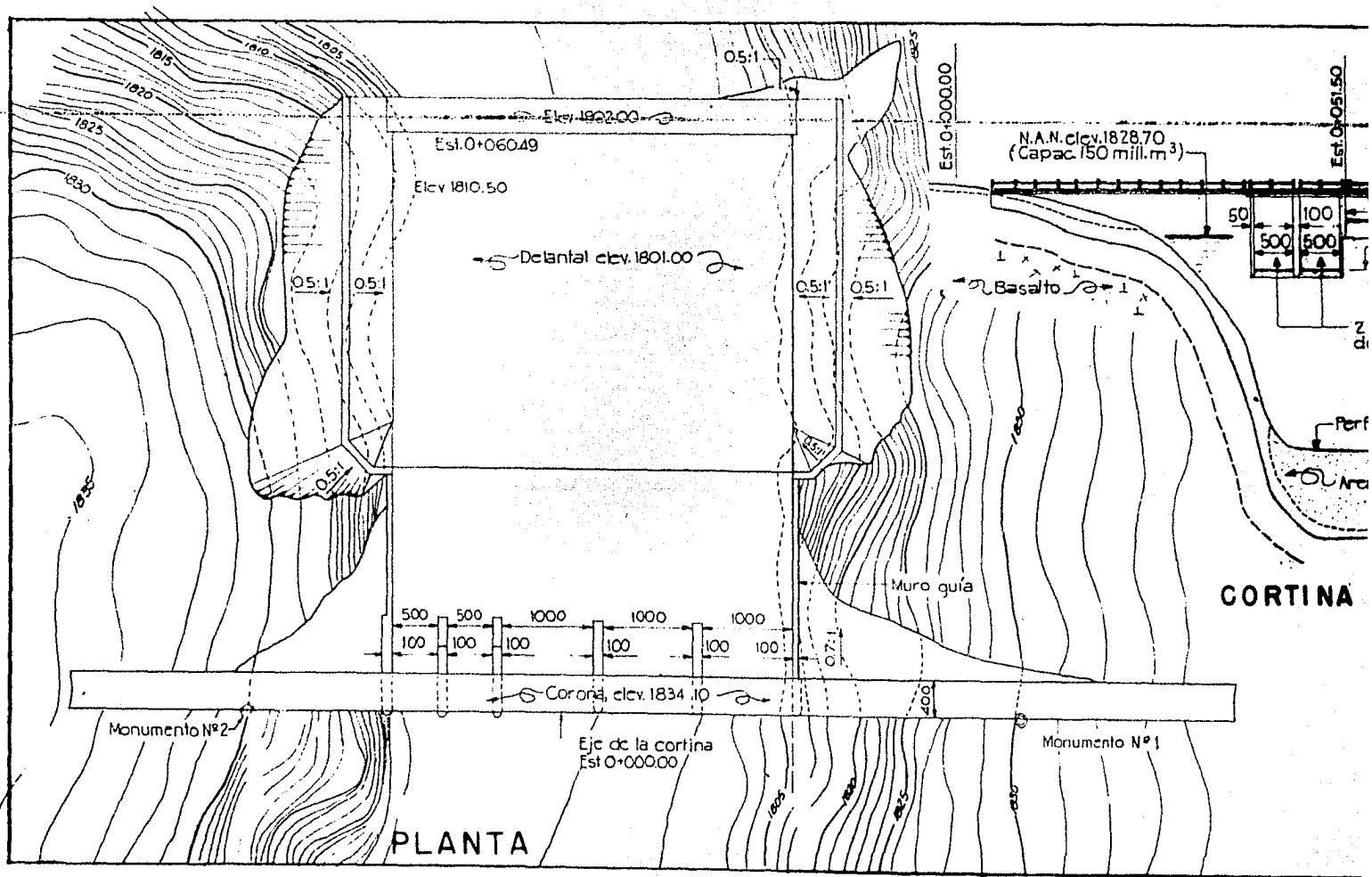
#### EXPERIMENTACION.

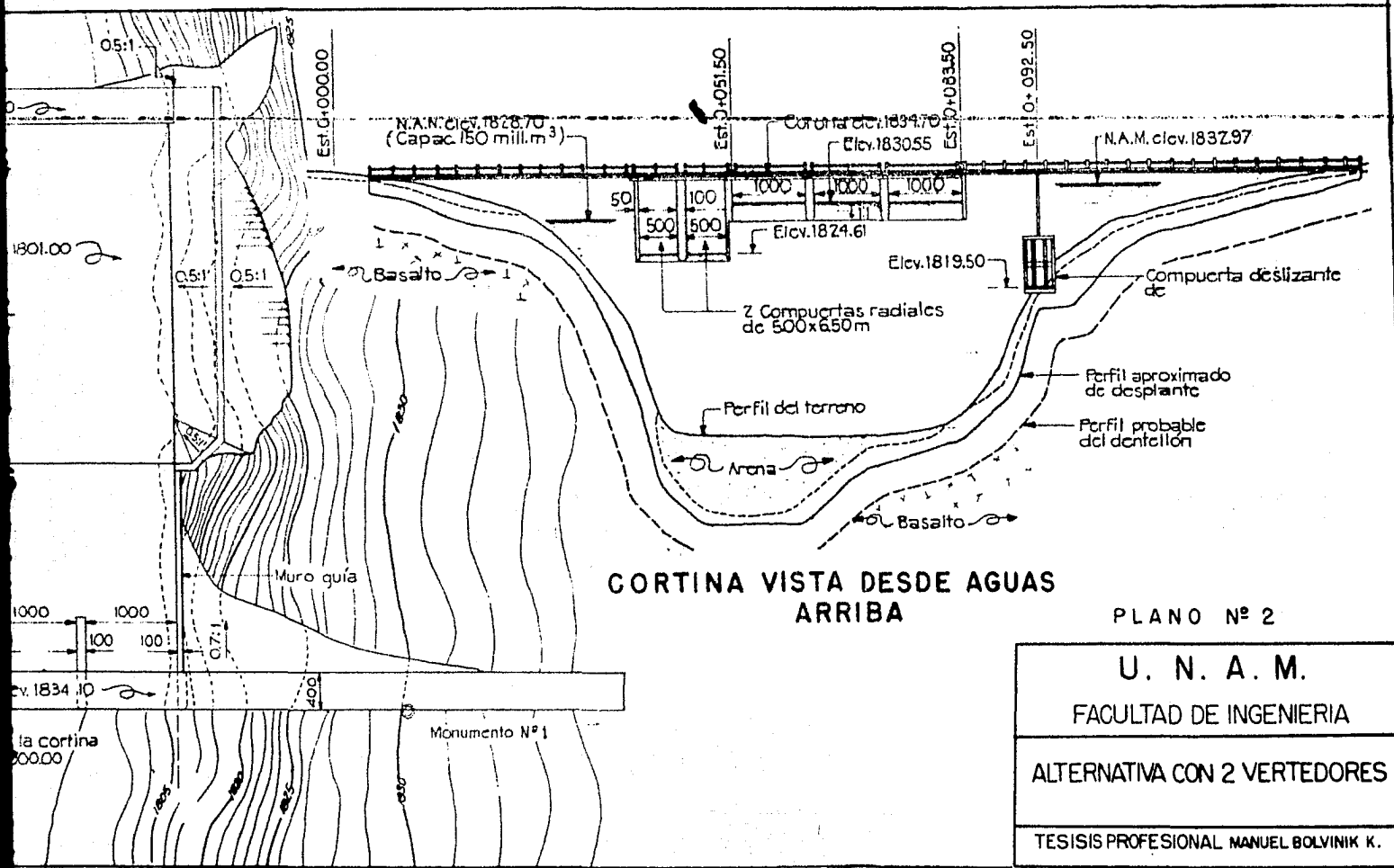
Se hicieron pruebas, haciendo pasar primeramente el gasto de control de  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  y posteriormente el gasto máximo de  $602 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Para  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ , el funcionamiento del tanque resultaba aceptable, presentando las siguientes características:

- 1.- El salto hidráulico no llegaba a precisarse.
- 2.- Las velocidades en el río no resultaban peligrosas a la estructura.
- 3.- Se formaban vórtices de eje vertical en el sentido de las manecillas del reloj, que regresaban al pie de la estructura. Este fenómeno se debió principalmente a la posición asimétrica del vertedor de control con respecto al tanque.

Por lo que respecta al gasto de  $602 \text{ m}^3/\text{s}$ , se repartió entre los dos vertedores como sigue:





**CORTINA VISTA DESDE AGUAS ARRIBA**

PLANO Nº 2

<p><b>U. N. A. M.</b></p> <p>FACULTAD DE INGENIERIA</p>
<p><b>ALTERNATIVA CON 2 VERTEDORES</b></p>
<p>TESIS PROFESIONAL MANUEL BOLVINIK K.</p>

435 m<sup>3</sup>/s .... en el vertedor a la elevación 1824.61 m  
167 m<sup>3</sup>/s .... en el vertedor a la elevación 1830.55 m

Valores estos, deducidos de las curvas de gastos de ambos -  
vertedores, obtenidas experimentalmente; que aparecen en el-  
anexo N<sup>o</sup> 1 y 2

Los resultados obtenidos para esta condición, fueron muy  
poco satisfactorios desde el punto de vista hidráulico.

El funcionamiento puede resumirse en los siguientes pun-  
tos:

- 1.- El salto hidráulico no se formó.
- 2.- Se produjeron fuertes choques con turbulencias en-  
el umbral del tanque.
- 3.- Los vortices se acentuaron más, produciéndose fuer-  
tes corrientes dirigidas contra el pie de la estruc-  
tura.
- 4.- Las velocidades en el río resultaron muy altas, con  
poder erosivo que parecía peligroso para la cimen-  
tación de la estructura.
- 5.- En el vertedor más bajo, o sea el de control, se -  
tienen cargas muy fuertes sobre la cresta que jun-  
to con las contracciones debidas a la vena interme-  
dia, separaban dos chorros que intermitentemente -  
se juntaban, impidiendo el buen funcionamiento hi-  
dráulico de la estructura.
- 6.- En la rápida, partes del chorro del vertedor bajo-  
se cruzaban con el líquido proveniente del verte-  
dor alto, creando con ello, turbulencias adiciona-  
les.

Es conveniente mencionar que, para evitar las deficien-  
cias mencionadas en los puntos "3" y "6", se colocaron en -  
el modelo; muros guía separando ambos vertedores y un muro -  
divisorio en el tanque - ambos de madera- con objeto de te-  
ner un trabajo independiente en cada vertedor. Las pruebas -  
demostraron que si se evitaban estas deficiencias, sin embar-

go no fué posible obtener en esta forma una disipación de energía adecuada al pie del vertedor bajo. Funcionamiento y disposición pueden apreciarse en las fotos N° 1 y N° 2

Suponiendo que estas deficiencias se debieren a un mal-diseño del tanque, se procedió a recalcularlo.

#### DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR

Uno de los métodos más eficaces y eficientes para la amortiguación de la energía cinética del agua, es el del salto hidráulico, que es un estado de transición del agua en movimiento, al pasar de un régimen rápido a un régimen lento, o sea de una velocidad supercrítica a una velocidad subcrítica.

Se caracteriza por la formación de una zona de turbulencias y la elevación del tirante en su parte final, indicando-nos esto último, el cambio de régimen. Este tirante junto con otro que se forma en la parte anterior al salto, constituyen los tirantes conjugados mayor y menor característicos del salto.

Para que el salto hidráulico se forme y constituya un disipador de energía eficiente, se requiere que la elevación del segundo tirante conjugado coincida con el tirante normal a la salida en el río o canal. Esta condición deberá cumplirse para toda la gama de gastos, condición que gráficamente significa que ambas curvas gastos-elevaciones de la superficie libre coincidan.

Esto rara vez se consigue, pudiendo suceder que  $D > t_n$ , - que el tirante conjugado mayor sea de mayores dimensiones que el tirante normal en el río, caso en el que el salto se barre, estabilizándose en un largo tramo de altas velocidades, que puede resultar peligroso por su tremendo poder erosivo.

En estos casos se recurre a estructuras adicionales, ya sea una ránida o un tanque, que tienen como función bajar el nivel del segundo tirante conjugado mayor, hasta hacerlo coincidir con el tirante normal en el río; confinando la zona de turbulencias característica del salto hidráulico, con el fin-

con el fin de evitar erosiones peligrosas que pudieran a la larga socavar la cimentación de la estructura.

El otro caso, cuando  $t_n > D$ , se producen fuertes corrientes de fondo que también resultan peligrosas por su poder erosivo; esta condición es permisible únicamente cuando el lecho del río está constituido por material difícilmente erosionable.

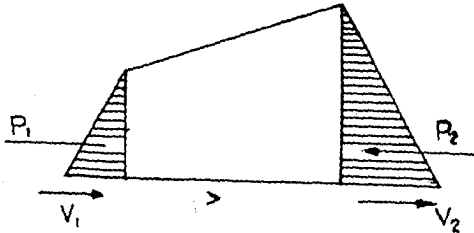
TEORIA DE DISEÑO.

Analizando dos secciones, anterior y posterior al salto respectivamente, se tiene: Impulso y la cantidad de movimiento en la unidad del tiempo, debe ser igual para ambas secciones; Que se puede expresar en la siguiente forma:

Cantidad de movimiento ....  $m v/t$  ( en la unidad de tiempo  $\frac{m v}{t} = \frac{W v}{g t}$ ; sustituyendo  $\frac{W}{t}$  por  $\gamma Q$ , se tiene:  $\frac{\gamma Q v}{g}$

que tiene dimensiones de Fuerza, el impulso es también una fuerza. Su suma por lo tanto puede expresarse como sigue:

$$P_1 + \frac{\gamma Q v_1}{g} = P_2 + \frac{\gamma Q v_2}{g}$$



- w = peso
- g = aceler. de la grav.
- v = velocidad.
- m = masa

La presión P sobre una superficie cualquiera:

$$dp = w h ds$$

siendo:  $w = \gamma =$  peso específico del agua.

$$P = w \int h ds$$

h.- carga sobre la superficie

$$\int h ds \text{ -- momento estático} = A \bar{h}$$

ds -- area elemental

$$P = \gamma A \bar{h}$$

$$y Q \dots \gamma A_1 \bar{y}_1 + \frac{\gamma Q}{g} v_1 = \gamma A_2 \bar{y}_2 + \frac{\gamma Q}{g} v_2 \quad \neq 0; \quad Q = \text{gasto en m}^3/\text{s}$$

$$A_1 \bar{y}_1 \frac{Q}{g} v_1 = A_2 \bar{y}_2 + \frac{Q}{g} v_2$$

Ecuación general de la cual se pueden derivar expresiones para las diferentes secciones.

En nuestro caso se tiene un tanque de sección trapezoidal.

$$A = B Y + K Y^2$$

O sea dividimos la sección en dos triángulos y un rectángulo; tomando momentos estáticos con respecto a la superficie del agua, pero considerando por separado el rectángulo y los triángulos tenemos:

B.- ancho de plantilla

Y.- Tirante en el tanque

K.- Talud de los muros laterales del tanque

$$A \bar{y} = \frac{B y^2}{2} + 2 \times \frac{K y \cdot y}{2} \times \frac{1}{3} y$$

$$A y \frac{B y^2}{2} + \frac{K y^3}{3}$$

Y sustituyendo  $v$  y  $V$  por  $Q/A_1$  y  $Q/A_2$ , se tiene:

$$\frac{B y_1^2}{2} + \frac{K y_1^3}{3} + \frac{Q^2}{g(B y_1 + K y_1^2)} = \frac{B y_2^2}{2} + \frac{K y_2^3}{3} + \frac{Q^2}{g(B y_2 + K y_2^2)}$$

Partiendo de esta ecuación podemos encontrar, conocido uno de los tirantes, su respectivo conjugado. Para ello se tienen varios métodos para facilitar el trabajo.

- 1.- Para un gasto constante, El impulso mas la cantidad de movimiento en la unidad de tiempo, son función del tirante en el río :  $P + M/t = f(y)$ . Dando valores a "y", se obtienen pares de valores  $P + M/t$  y Y, con lo que se traza una curva, como la número 3 que aparece al final, en esta curva quedan perfectamente delimitadas las zonas de régimen supercrítico, crítico y subcrítico. Conocido uno de los tirantes, generalmente el primero, que se obtiene a partir de las condiciones iniciales, se deduce el otro llevando una vertical de la intersección de la recta  $y_1 = c$  y la curva, hasta intersectar nuevamente la curva, punto cuya ordenada nos da el valor del segundo tirante conjugado. Para operar con mayor rapidez y eficacia, se llevan estos pares de valores de los tirantes conjugados a otra gráfica, en la cual se obtiene directamente uno en función del

otro. Una gráfica como esta aparece al final, como gráfica -  
Nº 4.

Con objeto de obtener un resultado más aproximado en el diseño del tanque por este método, es necesario suponer una profundidad de tanque, aplicar la ecuación de Bernoulli entre la sección (1) y la sección (0), con lo que se obtiene el valor del primer tirante conjugado, con dicho valor entramos a la curva  $y_1 - y_2$ , de la cual obtenemos el valor del conjugado mayor. Con estos datos establecemos un nuevo Bernoulli entre la sección correspondiente al conjugado mayor y otra en el río, a la salida del tanque, esto se expresa como sigue:

$$D + \frac{V^2}{2g} + h_t = t_n + \frac{V_s^2}{2g}$$

- Siendo: D.- Tirante conjugado mayor  
V.- Velocidad en el tanque  
 $h_t$ .- profundidad del tanque  
 $t_n$ .- Tirante normal en el río  
 $V_s$ .- Velocidad en el río.

$V_s$  se encuentra con la ecuación de continuidad  $V = Q/a$ , el valor de el área "A" también se encuentra fácilmente a partir de una curva Tirantes- Areas en el tanque, cuyas características geométricas conocemos.

De esta forma se encuentra el valor "h" de la profundidad del tanque, que se compara con el valor supuesto, el ciclo se repite hasta que el valor supuesto y el obtenido sean prácticamente iguales.

El otro método de que hablabamos, consiste en agrupar - terminos de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento, obteniéndose una ecuación de quinto grado en D. Que se puede simplificar a otra de cuarto, aprovechando que la ecuación se satisface cuando  $D = d$  o sea en régimen crítico. Esta ecuación puede resolverse por los métodos conocidos para resolver ecua

ciones, que requieren una labor larga y tediosa. Sin embargo el Prof. Domínguez de la Universidad de Chile, haciendo unas modificaciones e introduciendo unos parámetros adimensionales, resuelve esta ecuación por medio de gráficas, estos -- parámetros son:

$r = \frac{v^2}{2 g d}$	v y d.- velocidad y tirante correspondientes al conjugado menor.
$t = \frac{B}{K d}$	B.- Ancho de plantilla
$J = \frac{D}{d}$	K.- Talud de los muros laterales D.- Tirante conjugado mayor.

En esta forma podemos valuando estos parámetros adimensionales, encontrar facilmente valores de los conjugados mayores.

Pero para el diseño del tanque, se procede de la forma siguiente: Conocido ya el perfil del vertedor y de la rábida, se aplica Bernoulli a diferentes niveles, lo que permite calcular los tirantes reales de escurrimiento, que graficamente nos dan el perfil real de escurrimiento; con estos valores y ya sea por el método del prof. Domínguez o con la curva de tirantes conjugados, se obtienen los conjugados mayores respectivos. Se llevan estos valores sobre los niveles en la gráfica, obteniendo con ello el perfil denominado hipotético tranquilo. Por continuidad se deduce la velocidad en el tanque, para cada tirante mayor, lo que nos permite conocer la carga de velocidad  $V^2/2g$  para cada punto. La suma  $D + V^2/2g$  nos da puntos con los que obtenemos la curva de gradiente de energía; a la que agregamos los valores que representan la pérdida de carga a la salida del tanque y que se calcula por la fórmula de Borda  $(V_s^2 - V_2^2) \frac{1}{2g}$ , se procede inmediatamente a valorar la energía  $t_n + V^2/2g$  en el río; sobre la elevación del fondo del cauce se lleva el valor de esta energía, se traza una horizontal hasta intersectar el perfil hipotético tranquilo, de la intersección -

se baja una vertical hasta cortar la prolongación del perfil de la rábida, de este punto se traza una horizontal que constituye el fondo del tanque amortiguador. Este método aparte de ser muy ilustrativo y claro, evita el hacer tanteos. Por lo que respecta al cálculo de la longitud del tanque, la fórmula que más se acerca a los resultados prácticos es la de Sienchin.  $L = a ( D - d )$

En la que L ... Longitud del tanque

D y d ..... tirantes conjugados a la elevación - del fondo del tanque.

a ..... Coeficiente que depende de los taludes en el tanque.

Esta longitud puede sin embargo reducirse hasta la mitad ( Elevatorsky ), con la adición de disipadores ( dientes ) al pie de la rábida y en el fondo del tanque.

Dadas las condiciones hidráulica tan diferentes para los dos vertedores de la presa " La Begoña " y el deficiente funcionamiento con un solo tanque amortiguador; se procedió a diseñar un tanque para cada uno de los vertedores.

Se escogió para ello el método gráfico del perfil tranquilo hipotético, cuyo cálculo aparece en las tablas 1 y 2 y la determinación gráfica de la profundidad de los tanques en los planos 3 y 4. La fórmula en que se operó fué la siguiente: Con las condiciones iniciales se calcularon los tirantes reales con sus respectivas velocidades, después se utilizaron las gráficas 3 y 4 para la determinación de los tirantes conjugados mayores. Algunos valores se sustituyeron en la ecuación del impulso con el fin de checar el valor obtenido gráficamente, en algunos casos se afinaron los valores por tanteos. Posteriormente se determinaron los otros elementos del perfil, todo ello se hizo en forma de tabla para facilitar y ordenar el trabajo. Los resultados fueron los siguientes:

TABLA 1.

DISEÑO TANQUE A LA ELEVACION 1824.61

Q = 435 m<sup>3</sup>/s

q = 39.5 m<sup>3</sup>/s

Punto	d. (m)	v (m/seg)	D	V (m/s)	$\frac{v^2}{2g}$ (m)	$h_s$ (m)	Energia total H.	$V_s$ (Rio) m/s	$T_s$ (m)	$\frac{v^2}{2g} + T_s$
Elev. m.	Tirante Conj. menor	Conjugado menor	Conjugado mayor	Conjugado mayor	Carga de - velocidad.	Pérdidas por salida				
1821.61	3.20	12.40	7.22	4.10	0.86	0.66	8.74	1.96	7.45	0.20 + 7.45
1818.61	2.65	14.90	8.40	3.40	0.59	0.40	9.39	"		7.65
1814.61	2.23	17.80	9.48	2.91	0.43	0.24	10.15	"		"
1809.61	1.95	20.20	10.20	2.65	0.36	0.16	10.72	"		
1804.61	1.74	22.70	10.83	2.44	0.30	0.11	11.24	"		"
1799.61	1.58	25.00	11.32	2.30	0.27	0.08	11.67	"		
1794.61	1.48	26.70	11.58	2.24	0.25	0.06	11.89	"		"
1789.61	1.38	28.60	12.18	2.08	0.22	0.04	12.44	"		"

TABLA 2.

DISEÑO TANQUE AMORTIGUADOR AL PIE DEL VERTEDOR A LA ELEVACION 1830.55

Q = 167 m<sup>3</sup>/s

q = 5.23 m<sup>3</sup>/s

Energía total H.     $V_n$  (m/s)     $T_n$  (rio)     $\frac{V_n^2}{2g} + T_n$

Elev. (m)	Conjugado menor	Conjugado menor	Conjugado mayor	Conjugado mayor	Carga de-velocidad	Pérdidas por salida		Rio	m.	
1821.61	0.47	11.0	3.14	1.59	0.202	0.020	3.36	1.96	7.45	7.65
1818.61	0.319	16.37	4.02	1.22	0.076	0.120	4.22	"	"	"
1813.61	0.280	18.64	4.31	1.13	0.065	0.131	4.51	"	"	"
1808.61	0.248	21.00	4.60	1.06	0.057	0.139	4.80	"	"	"
1803.61	0.224	23.30	4.74	1.02	0.053	0.143	4.94	"	"	"
1798.61	0.206	25.30	4.94	0.98	0.049	0.147	5.14	"	"	"



ELEVACIONES EN METROS

1812  
1811  
1810  
1809  
1800  
1799  
1790

Perfil de la caída

Elev. 1808.70

Elev. 1804.65

Elev. 1802.00

7.70

Plano N° 11

PLANO N° 4

U. N. A. M.

FACULTAD DE INGENIERIA

DETERMINACION GRAFICA DE LA  
PROFUNDIDAD DEL TANQUE AMORTIGUADOR  
DE SECCION TRAPEZIAL DEL VERTEDOR  
DE LA OBRA DE EXCEDENCIAS

TESIS PROFESIONAL: MANUEL BOLTVINIK

Para el vertedor a la elevación 1824.61 y  $Q = 435 \text{ m}^3/\text{s}$  se requirió un tanque con 4 m de profundidad, o sea a la elev. 1 798.0 m, la longitud resultó de 78.0 m.

Por lo que respecta al vertedor con elev. 1830.55 m y  $Q = 167 \text{ m}^3/\text{s}$ , se encontró que la energía en el río resultó superior a la que se tiene al pie del vertedor a la misma elevación ( 1802.00), indicando que  $t_n > D$ , lo que implica fuertes corrientes de fondo. Para subsanar esa posible deficiencia, algunos autores recomiendan la construcción de una rampa ascendente, con objeto de igualar los valores de  $D$  y  $t_n$ .

Una solución como la indicada requiere:

- 1.- La construcción de un muro que separe ambos dispositivos con el objeto que trabajen independientemente evitando la formación de los vórtices ya mencionados.
- 2.- La construcción de un muro guía, que evite se crucen los chorros provenientes de ambos vertedores.

Es de observarse que tanto el muro separatorio como el muro guía requieren ser altos, pues se tienen para el primer tirantes hasta de 11.0 m y en el segundo hasta de 7.00 m. Todo ello a lo largo de la rápida y del tanque amortiguador, lo que se traduce en un costo adicional muy fuerte, al que hay que agregar el costo de grandes volúmenes de excavación y recubrimiento. Desde otro punto de vista, la construcción de un tanque de tales dimensiones implica provocar un choque directo del agua contra la ladera derecha, lo que a la larga alteraría el cauce del río provocando un sin número de trastornos.

CUBETA DEFLECTORA TIPO DE ESQUI.

Como la solución con tanque amortiguador no resultó -- satisfactoria desde el punto de vista hidráulico y económico, se pensó probar una cubeta de salto libre, que por sus características resulta adecuada para resolver el problema de la - concentración de energía al pie del vertedor.

Las ventajas que presenta este dispositivo se pueden sintetizar en:

- 1.- Lanza el chorro lo suficientemente lejos para no - causar daños a la estructura.
- 2.- Resulta conveniente cuando se tiene aguas abajo, - un tirante menor que el requerido.
- 3.- Su costo resulta muy reducido comparado con el de - un tanque amortiguador.

Para cumplir con los objetivos deseados, se probó una - cubeta de salto libre con las siguientes características:

Elevación de la nariz de la cubeta .....	1 810.50 m
Radio " " " .....	8.00 m
Angulo de salida .....	20°

EXPERIMENTACION

Se colocó una cubeta con las características menciona- das, a la escala del modelo haciendose pasar el gasto de - - 150 m<sup>3</sup>/s y posteriormente el de 602 m<sup>3</sup>/s. Para el gasto de -- 150 m<sup>3</sup>/s, el funcionamiento no presentó mayores problemas, el agua proveniente del vertedor bajo unicamente, formó un chorro bastante uniforme que caía lo suficientemente lejos, las velo- cidades en el rio no resultaban peligrosas para la estructura. Para 602 m<sup>3</sup>/s se presentaron algunos problemas:

- 1.- El flujo proveniente del vertedor de control, resul - tó muy irregular, que puede en parte atribuirse a la pila in- - termedia.

- 2.- El flujo tendía a cruzarse por un lado con el líquido proveniente del otro vertedor y por el otro algunos chorros se senaraban de los centrales dirigiendose -- contra la ladera izquierda.
- 3.- Las velocidades en el rio resultaron peligrosas para la estructura.

Es conveniente además mencionar que: la distancia a la que aproximadamente llegó el salto fue de 40.00 m.

Para contrarrestar algunas de las deficiencias mencionadas se colocó un muro guía para independizar los efectos de -- ambos vertedores. El funcionamiento mejoró, pues el chorro del -- vertedor más bajo fué mejor dirigido; sin embargo se siguieron -- presentando algunas irregularidades que dejaban dudas acerca de la seguridad y funcionamiento de la estructura. (Los dispositivos y su funcionamiento pueden apreciarse en las fotos Nos 3 y 4)

Como complemento a la experimentación se hicieron los -- siguientes estudios de índole teórica.

La longitud o distancia teórica de lanzamiento se calculó como sigue:

$$x = \frac{V_0^2 \operatorname{sen} 2\varphi}{g}$$

deducción si es necesaria.

x ..... distancia horizontal

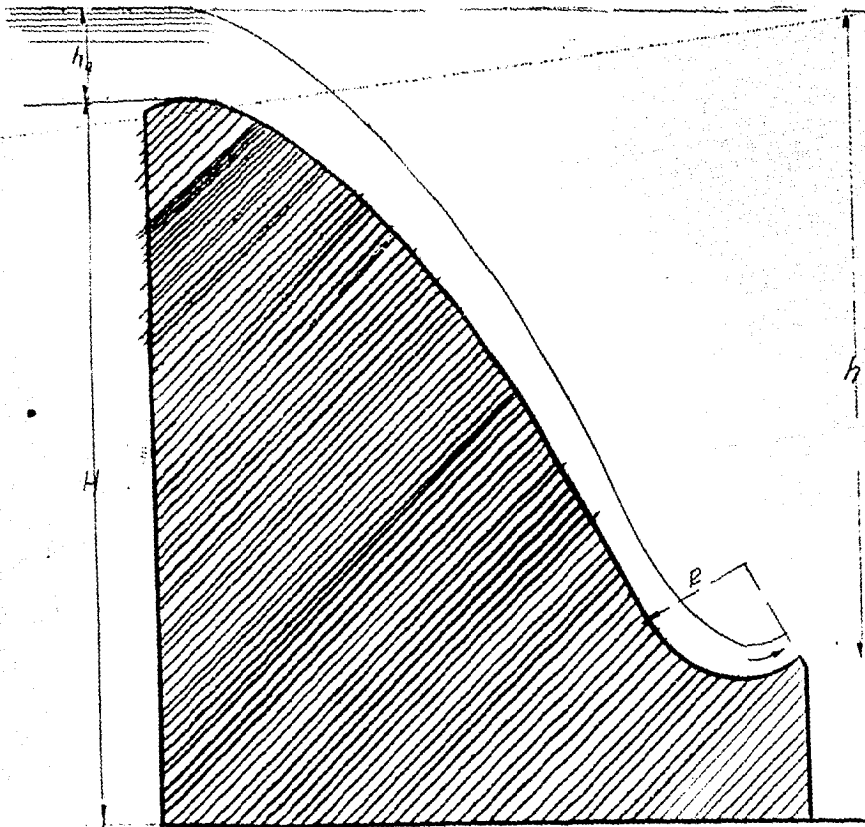
$V_0$  ..... velocidad al nivel de la cubeta

$\varphi$  ..... Angulo de salida de la cubeta.

y que por facilidad puede expresarse como sigue:

$$\frac{x}{H} = \frac{2}{H} \frac{h}{H} x \operatorname{sen} 2\varphi$$

que puede entenderse con mayor claridad con la figura siguiente:



CUBETA DEFLECTORA TIPO SALTO DE ESQUI

$$H = 30.57 \text{ m}$$

$$h = 22.07 \text{ m}$$

$$h_0 = 7.96 \text{ m}$$

$$\frac{x}{30.57} = 2 \times \frac{22.07}{30.57}$$

$x = 28.4 \text{ m}$  ..... a la elevación 1810.50 m

Pero nos interesa la distancia al nivel del lecho del río; como la trayectoria es una parábola de eje vertical, si tomamos como origen de coordenadas el vértice de la parábola.

para valuar a tenemos que:  $x^2 = a y \quad \frac{dy}{dx} = \frac{2x}{a}$

$$a = \frac{2x}{\frac{dy}{dx}}$$

En la salida  $dy/dx = \tan \varphi = 0.36397$

con este valor estamos en condiciones de valuar el parámetro "a".

$$a = \frac{2 \times 14.20}{0.36397} \therefore a = 78.0$$

Para poder valuar la distancia de lanzamiento al nivel - 1 802.00 m (lecho del río), debemos conocer su desnivel con respecto al eje de coordenadas. Para ello, con la abscisa correspondiente a la posición de la cubeta, encontramos el valor de "y".

$$y = x^2/a = \frac{14.2^2}{78.0} = 2.58 \text{ m}$$

El desnivel entre el origen y la cota 1 802.00 será por lo tanto:  $1810.50 - 1802.00 + 2.58 = 11.08 \text{ m}$

como  $x = \sqrt{a y} = \sqrt{78 \times 11.08} = 29.30 \text{ m}$

La distancia total será por lo tanto:  $29.30 - 14.20 = 43.50 \text{ m}$

$$D = 43.50 \text{ m}$$

Podemos ahora valuar la distancia para un gasto inferior,  
de 300 m<sup>3</sup>/s

$$x = 2 h \operatorname{sen} 2 \varphi$$

$$x = 2 \times 20.61 \times 0.6428 = 26.70 \text{ m}$$

$$\text{al nivel 1802} \dots\dots x^2 = a y$$

$$\text{y con el eje de coords. } \frac{dy}{dx} = \frac{2x}{a} = \frac{26.70}{a} = \tan 20^\circ$$

en el vértice.

$$a = \frac{26.70}{\tan 20^\circ} = 73.5$$

$$\therefore y = \frac{x^2}{a} = \frac{13.75}{73.5} = 2.425$$

$$Y_{\text{Tot.}} = 8.50 + 2.43 = 10.93 \text{ m}$$

$$X = \sqrt{a y} = \sqrt{73.5 \times 10.93} = 28.35 \quad X_{\text{Tot.}} = 28.35 + 13.85 = 41.70 \text{ m}$$

Hagamos ahora el estudio de las velocidades aguas abajo y sus efectos sobre la ladera derecha.

La dirección de la velocidad al chocar el chorro contra el lecho del río-la refracción por el agua del río es despreciable-

$$\text{es } \frac{dy}{dx} = \frac{2x}{a}$$
$$\tan \theta = \frac{2 \times 29.30}{78.0} = 0.75$$

Con ello encontramos las componentes vertical y horizontal de la velocidad.

$$V = \vec{V}_x + \vec{V}_y \quad \text{como } V = c \sqrt{2g H} \quad \text{c.- para estos casos}$$

anda alrededor de 0.8

$$V = 0.8 \times 4.43 \times \sqrt{30.57}$$

$$V = 19.60 \text{ m/s} \quad V_x = V \cos \theta = 19.60 \times \cos 37^\circ = 15.70 \text{ m/s}$$

$$V_y = V \operatorname{sen} \theta = 19.60 \times \operatorname{sen} 37^\circ = 11.80 \text{ m/s}$$

Cuantifiquemos ahora el empuje dinámico sobre la ladera derecha: Si el ángulo que forma la ladera con un eje perpendicular al eje de la cortina es de  $55^{\circ} 14'$  apreciado gráficamente, la velocidad se descompondrá en una dirección normal y otra tangencial. Como la ladera tiene a su vez un talud cercano al ángulo de  $37^{\circ}$  con que choca el chorro, consideraremos el valor de la velocidad  $V = 19.60$  m/s

$$V_n = V \sin 55^{\circ} = 19.60 \times 0.8215 = 16.10 \text{ m/s}$$

La presión dinámica sobre una superficie es:

Si el chorro es perpendicular a la superficie:  $F = m \frac{v}{t}$

$$F t = m(v_2 - v_1)$$

Que puede expresarse:  $F = \frac{w Q v}{g}$

Sustituyendo valores:  $F = \frac{1\,000 \times 435}{9.80} \cdot 16.10$

Resultando un valor de  $F = 715$  Ton

Sumando un área de  $7.45$  m (tirante en el río)  $\times$   $11.0$  (ancho del chorro) =  $82.0$  m<sup>2</sup>

Se hace esta suposición ya que, el chorro no choca con la ladera directamente, sino que produce el impacto mencionado, pero estando incluido en el tirante del río.

El esfuerzo normal sobre la ladera será:  $f = \frac{715\,000}{82.00}$

$f = 8\,730$  kg/m<sup>2</sup> =  $0.873$  kg/cm<sup>2</sup> (esfuerzo normal debido al efecto dinámico del chorro)

Comparemos ahora con la presión Hidrostática:

$$p = \frac{w h^2}{2} = \frac{1\,000 \times 7.45^2}{2.0} = 27\,800 \text{ kg}$$

Para una sección de  $1$  m de ancho:  $f = \frac{27\,800}{7.50 \times 1.0}$

El esfuerzo normal "f" por la presión es:  $0.3730$  kg/cm<sup>2</sup>

Como se ve el efecto dinámico es superior al hidrostático, implicando con ello cierto peligro para la estabilidad de la ladera.

Como el funcionamiento de la cubeta "tino salto de esquí", adoleció de las deficiencias ya citadas; se procedió al diseño y experimentación de otro tipo de cubetas que trabajan ahogadas, a un nivel inferior al tirante normal en el río, caracterizándose además por el contacto interior y superior a que esta sujeta la corriente principal con el agua normal del río y que permite la formación de dos remolinos, el inferior bajo el cnorro de salida y en el sentido contrario a las manecillas del reloj; el otro sobre la cubeta siguiendo el sentido de las manecillas del reloj. El movimiento de los remolinos en combinación con los chorros de salida, visitan gran parte de la energía, evitando socavaciones peligrosas para la estructura.

Dentro de las cubetas deflectoras ahogadas se distinguen dos tipos:

- 1.- Lisa
- 2.- Ranurada ( con dientes )

En la primera, el cnorro a altas velocidades es dirigido ascendentemente, creando turbulencias en la superficie líquida, con la adición de un remolino inferior.

La segunda cubeta o sea la dentada, lanza el cnorro con un ángulo menor, dirigiendo solo una parte de él hacia la superficie, que no llega a formar turbulencias de importancia. La colocación de los dientes permite además una mejor dispersión del flujo.

Comparando los resultados obtenidos de los numerosos experimentos desarrollados por el " Bureau of Reclamation", se llegó a la conclusión que las cubetas ranuradas funcionaban con mayor eficacia que las lisas que presentaban los siguientes inconvenientes:

- 1.- El remolino inferior deposita material suelto en la cubeta, produciendo a la larga abrasión en la misma.
- 2.- Las turbulencias superficiales provocan remolinos adicionales aguas abajo que pueden provocar erosiones de importancia.

Las cubetas ranuradas presentan por su parte las siguientes ventajas:

- 1.- Las turbulencias superficiales son casi imperceptibles.
- 2.- Esparce mejor el flujo, evitando con ello concentraciones del mismo.

- 3.- El flujo al distribuirse entre las ranuras, permite la formación de pequeños remolinos que levantan el material suelto, reduciendo con ello la abrasión sobre la cubeta.
- 4.- Los dientes protegen a la cubeta del material suelto, -- que el remolino inferior tiende a depositar.

Como desventaja de la dentada con respecto a la lisa, se tiene que presenta un ramo más reducido de tirantes útiles de funcionamiento.

Todos estos factores han inclinado a los proyectistas a considerar con preferencia el tipo de cubetas ranuradas, que han tenido gran éxito ya en su funcionamiento normal, el caso más notable es el de la presa " La Angostura " en Estados Unidos, que ha servido como patrón para subsiguientes proyectos.

#### DESCRIPCION DE LA CUBETA

La cubeta anogada tipo "La angostura" consta de las siguientes partes:

- 1.- Cubeta proviamentea dicna, de forma circular, deberá ser tangente en su parte superior con la rápida, con objeto de permitir uniformidad en el flujo. ( El diseño del radio se verá a continuación)
- 2.- Las ranuras deberán ser de dimensiones tales que impidan el depósito de material suelto en la cubeta, permitiendo una adecuada dispersión y distribución del flujo. La pendiente ascendente de las mismas tiene el objeto de impedir el arrastre y socavación del material contiguo a la cubeta. Deberá además ser tangente a la cubeta para evitar discontinuidades.
- 3.- Los dientes que separan las ranuras, deberán tener un radio igual al de la cubeta para mantener la continuidad del flujo, el radio de los mismos deberá ser tal que evite presiones demasiado bajas e inclusive fenómenos de cavitación. Los mejores resultados al respecto se obtuvieron con dientes de 0.125 R y 0.05 R de ancho y separación respectivamente, siendo R, el radio de la cubeta.
- 4.- En cuanto a la losa o plantilla de salida, se encontró que resultaba más conveniente con un ángulo de salida de  $16^{\circ}$  y 0.5 R de longitud. Con esa longitud se obtiene una mejor distribución del flujo, mientras que con los  $16^{\circ}$  de pendiente se impide que los chorros sean dirigidos hacia el lecho del río.

Una planta y un corte de este tipo de cubetas puede apreciarse en las páginas siguientes.

DISEÑO. El diseño de estas cubetas - elevación de la nariz y radio de la cubeta - está regido por 4 condiciones que limitan el buen funcionamiento de la estructura:

Radio mínimo.- Si se aumenta el radio, disminuye el rango de tirantes útiles.

Tirante de barrido.- Aquél que por ser insuficiente, origina el barrido del chorro ( altas velocidades del agua )

Tirante mínimo.- Aquel para el cual la cubeta queda ahogada, ligeramente mayor que el de barrido.

Tirante máximo.- Aquel para el cual, el chorro se clava, camina por el fondo, creando un cuenco, que cuando se hace lo suficientemente grande, permite la formación de un remolino inferior - que deposita el material nuevamente en la depresión. El ciclo se vuelve a repetir, con sus dos fases bien definidas.

Para fijar estos límites es necesario valuar antes algunas variables:

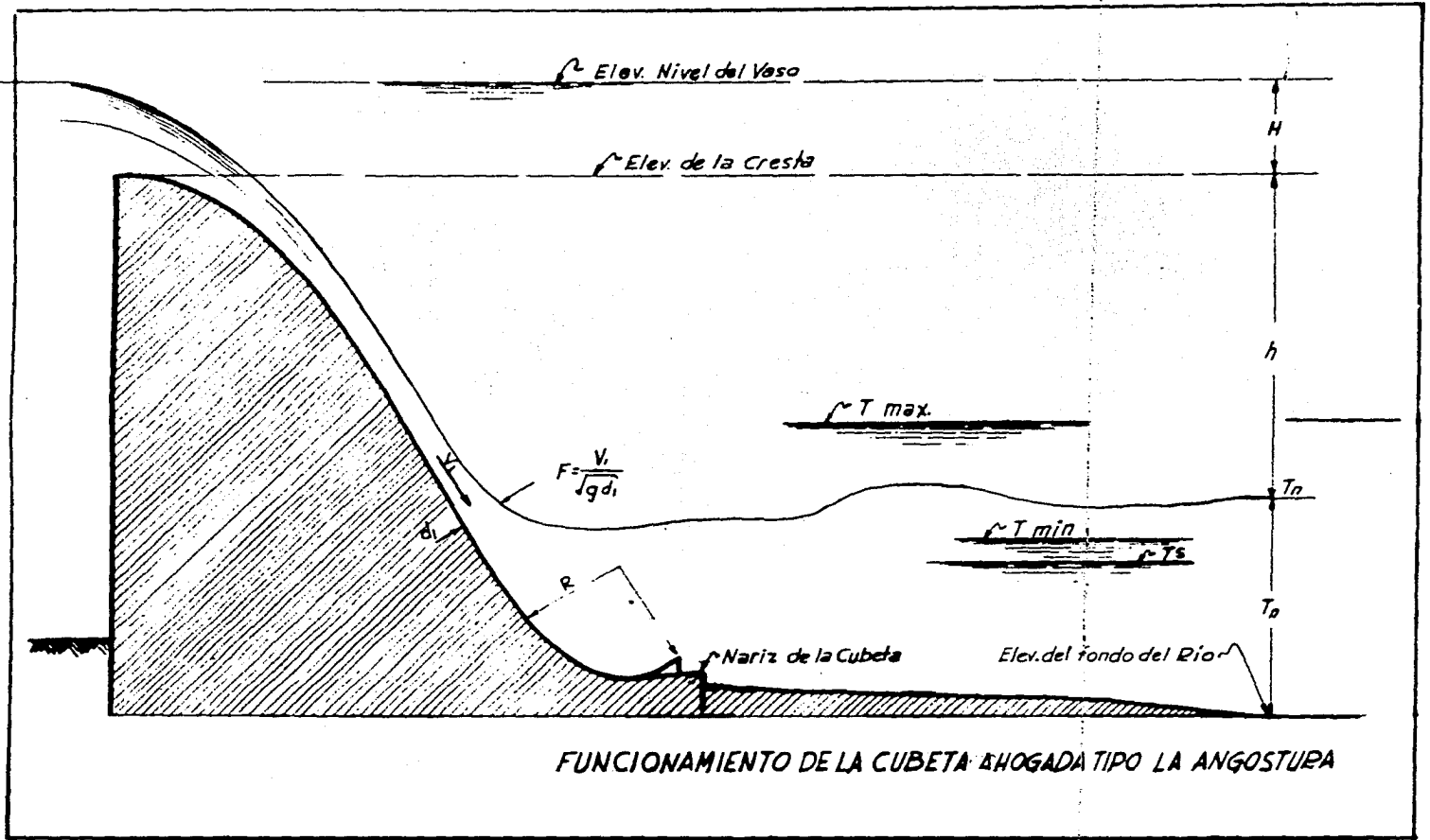
El tirante mínimo y el de barrido  $T_{\min}$  y  $T_s = f ( H, R, h )$  siendo:

- H .- desnivel entre la cresta y el nivel aguas abajo
- R .- radio de la cubeta
- n .- carga sobre la cresta para un gasto unitario " q " .

Como " h " = f ( q ) ;  $T_{\min}$  y  $T_s = f ( H, R, q )$

Para ello se ha considerado que el perfil de la rábida y su rugosidad influyen poco en las variaciones del  $T_{\min}$  y  $T_s$

Por lo que respecta a  $T_{\max}$ , este depende además del desnivel entre la nariz y el lecho del río.



FUNCIONAMIENTO DE LA CUBETA AHOGADA TIPO LA ANGOSTURA

$$T_{\text{máx}} = f ( H, R, q \text{ y elev. del lecho del río } )$$

La cubeta por su parte, deberá funcionar para un amplio-rango de gastos y por lo tanto es función de  $H$  y  $q$ , pero como la velocidad y el tirante son funciones a su vez de  $H$  y  $q$ , se puede reemplazar  $f ( h, q )$  por  $f ( F )$ , función del número de Froude. Y por lo tanto:

$$T_{\text{min}} \text{ y } T_s = f ( R, F )$$

$$T_{\text{máx}} = f ( R, F \text{ y elev. del lecho del río } )$$

Para valuar estos límites se recurre a curvas obtenidas por el B. R. durante extensos experimentos y para diversas condiciones.

$R_{\text{min}}$  se valua entrando en la gráfica respectiva con el valor de  $F$  en el eje de ordenadas, se encuentra en la curva la abscisa correspondiente a dicha ordenada, que nos da el valor de la relación adimensional:  $\frac{R}{V_1^2/2g + D_1}$

Con el valor del denominador ya conocido, se despeja el valor de  $R_{\text{min}}$ .

Para  $T_{\text{min}}$  y  $T_s$ , entramos a las gráficas con los valores de  $F$  y  $\frac{V_1^2}{2g + D_1}$ , localizándose un punto entre curvas con valor igual  $T_{\text{min}}/D_1$  y  $T_s/D_1$ , relación que nos permite conocer los tirantes de barrido y mínimo.

Para el valor de  $T_{\text{máx}}$ , se entra también a la respectiva gráfica, con el valor de  $F$  y  $\frac{V_1^2}{2g + D_1}$ , pero teniendo que escoger entre:

- a) Lecho del río aproximadamente  $0.05 R$  abajo de la nariz de la cubeta.
- b) Lecho del río con pendiente ascendente.

La elevación de la cubeta de radio " $R$ ", deberá quedar-comprendida entre  $T_{\text{min}}$  y  $T_{\text{max}}$ , lo que asegura un funcionamiento

to adecuado y con amplio margen de seguridad, además se debe-revisar que  $T_{\min} > T_s$ .

Pasemos ahora al diseño de las cubetas ahogadas tipo-La Angostura, para los dos vertedores de la presa " La Begoña ".

Para el vertedor de la obra de control tenemos los si-guientes datos:

$$Q = 435 \text{ m}^3/\text{s} \quad Q \dots \text{Gasto total}$$

$$q = 167 \text{ m}^3/\text{s} \quad q \dots \text{Gasto unitario}$$

Elevación del agua en el embalse: 1 832.57 m

" del nivel del agua en el río: 1 809.45 m

Con estos datos obtenemos los correspondientes de:  $d_1$  y  $v_1$  a la elevación 1 832.57 m. El valor de  $d_1$ , se obtiene a -provechando la curva Energías- tirantes, que aparece en el a -nexo , o bien estableciendo la ecuación de Bernoulli entre esa sección y otra sobre la cresta vertedora. Los valores obtenidos fueron:

$$d_1 = 1.96 \text{ m} ; \quad v_1 = 20.20 \text{ m/s}$$

$$d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 22.66 \text{ m}$$

La carga total de 22.66 m se consideró al tomar en cuen-ta pequeñas pérdidas por fricción entre ambas secciones. La-carga teórica resulta igual a :  $1832.57 - 1809.45 = 23.12 \text{ m}$

El número de Froude:  $F = \frac{v}{\sqrt{gd_1}}$  será igual a  $\frac{20.20}{9.79 \times 1.96}$

$$F = 4.60$$

Con este valor de F, se obtuvo  $\frac{R}{\frac{v^2}{2g} + d_1} = 0.38$ , en la -gráfica respectiva.

Y el valor de  $R_{\min}$  de la cubeta será:  $R = 0.38 \times 1.96 = 8.60 \text{ m}$ ; con los valores de  $\frac{R}{\frac{v^2}{2g} + d_1} = 0.38$  y  $F = 4.60$ ; encon-tramos en las correspondientes gráficas los valores de  $T_{\min}$  y

$$T_s: \quad T_{\min}/d_1 = 7.0 \quad T_{\min} = 7.0 \times 1.96 = 13.72 \text{ m}$$

$$T_s/d_1 = 6.5 \quad T_s = 6.5 \times 1.96 = 12.75 \text{ m}$$

El valor correspondiente a  $T_{m\acute{a}x}$ , se encuentra entrando también con la relación  $\frac{R}{2g + d_1}$  y  $F$ , pero considerando además, la posición del lecho del río con respecto a la cubeta, para este caso se consideró: lecho del río con pendiente ascendente.

$$T_{m\acute{a}x}/d_1 = 7.5 \quad T_{m\acute{a}x} = 7.5 \times 1.96 = 14.70 \text{ m}$$

Conocidos ya los valores de los tirantes límites; la posición de la cubeta deberá ser tal que produzca un tirante intermedio entre los tirantes límites. En este caso se consideró un tirante  $T = 14.10 \text{ m}$ , que cumple con  $T_{\min} < T < T_{m\acute{a}x}$

Quedando la cubeta a la elevación  $1809.45 - 14.10 = 1795.35 \text{ m}$ , que cumple con la condición impuesta de tener el lecho del río con pendiente ascendente.

Por lo tanto la cubeta más conveniente para el vertedor de control de la presa "La Begoña", deberá tener un radio mínimo  $R = 8.60 \text{ m}$  y estar colocada a una elev. ...  $1795.35 \text{ m}$

Para el vertedor de excedencia a la elevación  $1830.55 \text{ m}$   
 $Q = 167 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $q = 5.23 \text{ m}^3/\text{s}$ , con la misma elevación del agua en el vaso y en el río que el anterior.

Se obtuvieron los siguientes valores de  $d_1$  y  $v_1$ :

$$d_1 = 0.253 \text{ m} ; \quad v_1 = 20.60 \text{ m/s} \quad d_1 + v_1^2/2g = 22.00$$

Habiéndose considerado una pérdida por fricción de  $1.12 \text{ m}$

$$\text{El valor del número de Froude } F = \frac{v_1}{\sqrt{gd_1}} = \frac{20.60}{\sqrt{9.79 \times 0.253}}$$

$F = 13.10$  ; entramos a la gráfica del radio mínimo, encontrando un valor para  $\frac{R}{\frac{v_1^2}{2g} + d_1} = 0.1$ , que corresponde en realidad a  $F = 10.6$ .

Entrando a las siguientes gráficas se encontró:

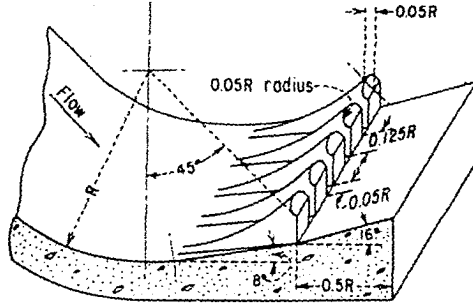
$$T_{\min}/d_1 = 16.0 \quad T_{\min} = 16 \times 0.253 = 4.05 \text{ m}$$

$$T_s/d_1 = 13.0 \quad T_s = 13.0 \times 0.253 = 3.29 \text{ m}$$

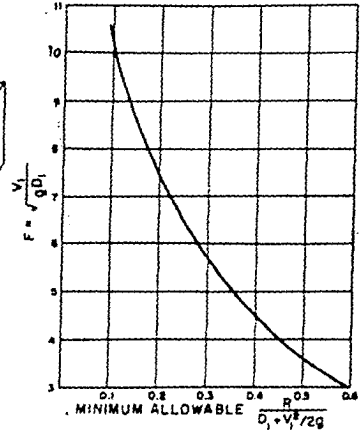
De estos valores vemos que se cumple la condición que:

$$T_{\min} > T_s$$

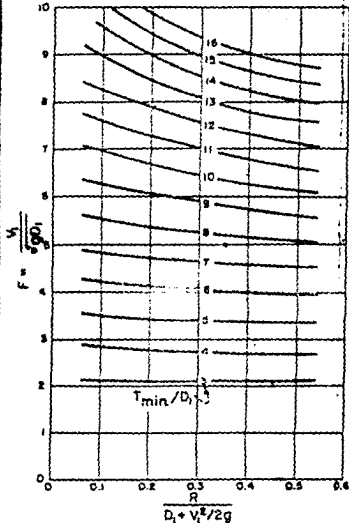
# GRAFICA Nº 5



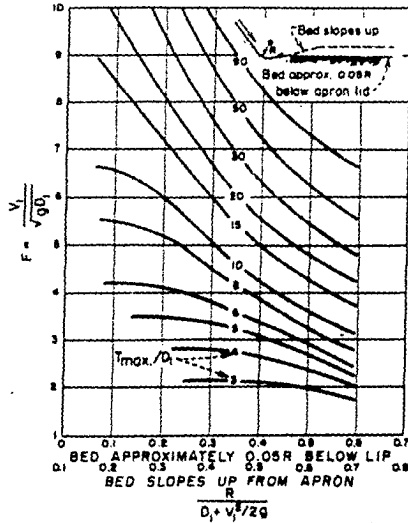
ANGOSTURA TYPE SLOTTED BUCKET



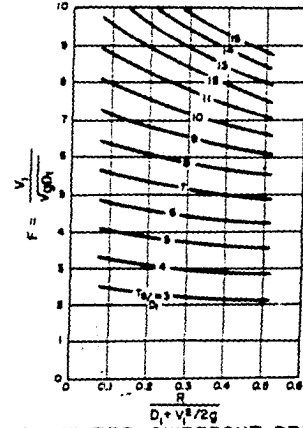
MINIMUM ALLOWABLE BUCKET RADIUS



MINIMUM TAILWATER LIMIT



MAXIMUM TAILWATER LIMIT



TAILWATER SWEEPOUT DEPTH

El valor de  $T_{\text{máx}}/d_1$ , se obtuvo considerando la condición de lecho del río a 0.05 R abajo de la nariz de la cubeta.

$$T_{\text{máx}}/d_1 = 25.0 \quad ; \quad T_{\text{máx}} = 25.0 \times 0.253 = 6.34 \text{ m}$$

La posición de la cubeta queda fijada por la condición  $T_{\text{mín}} < T < T_{\text{máx}}$ ; Habiéndose escogido una elevación tal que produce un tirante intermedio igual a  $T = 5.10 \text{ m}$  con elevación  $1809.45 - 5.10 = 1804.35$ , que es mayor que  $1802 - 0.05 R$ , cumpliendo con la condición impuesta inicialmente.

El diseño final de esta cubeta resultó con  $R = 2.50 \text{ m}$  y elev.  $1804.35 \text{ m}$ . También se hizo un diseño considerando un radio de cubeta mayor, que puede en la práctica resultar más conveniente.

Con  $R = 4.00 \text{ m}$ , se obtuvieron los siguientes valores de  $T_{\text{mín}}$ ,  $T_s$  y  $T_{\text{máx}}$   $T_{\text{mín}} = 4.30 \text{ m}$ ;  $T_s = 3.54 \text{ m}$ ;  $T_{\text{máx}} = 6.60 \text{ m}$

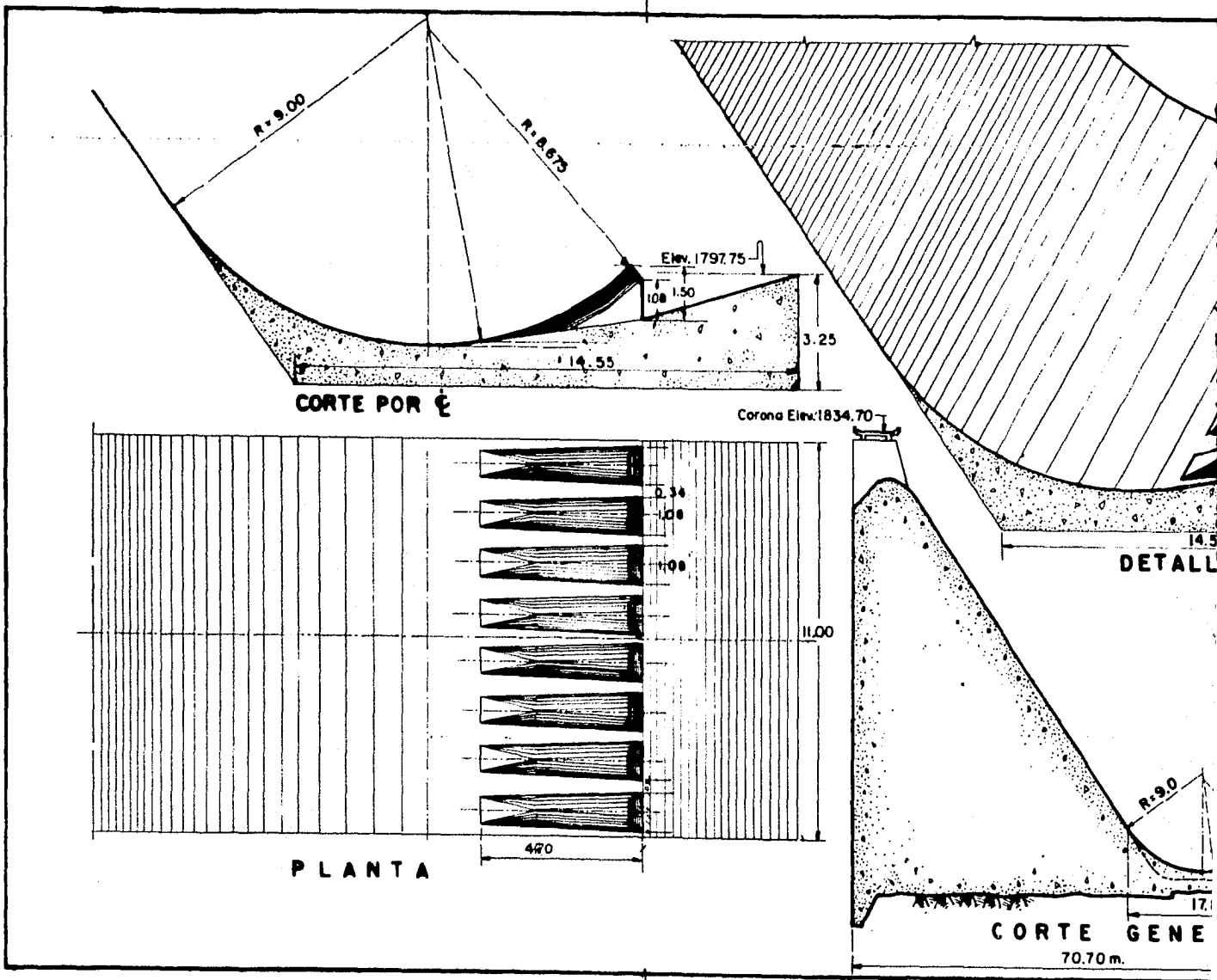
Habiéndose considerado un tirante intermedio  $T = 5.50 \text{ m}$  con la cubeta a la elevación  $1802.20 \text{ m}$

Las gráficas que se utilizaron para obtener los valores de  $R_{\text{mín}}$  y de los tirantes límites aparecen a continuación, un esquema indicando estos límites también ayuda a comprender mejor este diseño, por último una planta y un corte de la cubeta correspondiente al vertedor de la obra de control puede apreciarse también a continuación.

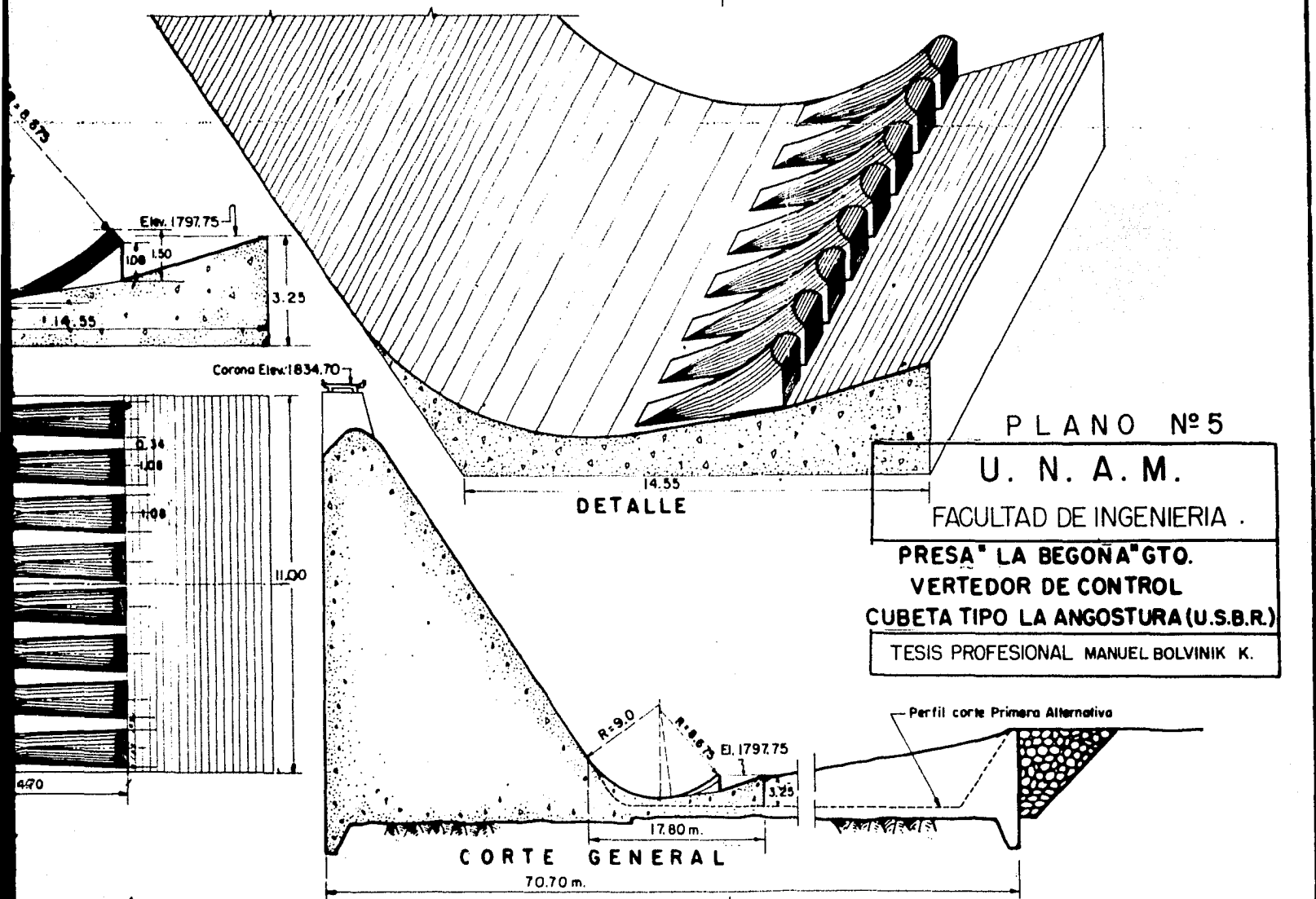
#### EXPERIMENTACION

Con el diseño anterior, adoptando las condiciones existentes en el modelo, se probó una cubeta ahogada tipo "La Angostura" al pie del vertedor de control, con las siguientes dimensiones:

ELEMENTO	PROTOTIPO m	MODELO cm
Radio de Cubeta	9.00	18.00
Altura de dientes	1.50	3.00
Radio " "	0.45	0.90
Long. de la salida	4.50	9.00



12.8.873



PLANO N° 5

U. N. A. M.

FACULTAD DE INGENIERIA .

PRESA LA BEGOÑA GTO.

VERTEDOR DE CONTROL

CUBETA TIPO LA ANGOSTURA (U.S.B.R.)

TESIS PROFESIONAL MANUEL BOLVINIK K.

DETALLE

CORTE GENERAL

70.70 m.

17.80 m.

EI. 1797.75

R=9.0

R=12.873

Corona Elev. 1834.70

Elev. 1797.75

10.8

3.25

14.55

10.8

10.8

11.00

4.70

Perfil corte Primera Alternativa

Ancho de dientes	1.08	2.16
Ancho de ranuras	0.34	0.68
Elevación de la cubeta	..... 1796.70 m	

Por lo que respecta al otro vertedor, no se consideró necesario probarlo, pues su amortiguación de energía no ofrece serios problemas.

Las pruebas en el vertedor de control arrojaron los siguientes resultados:

- 1.- Haciendo pasar el gasto de control de  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ 
  - a) Gran parte de la energía se disipaba.
  - b) Se formaron turbulencias mayores de las esperadas
  - c) Las velocidades en el río resultaron bajas.

Todo ello puede apreciarse en las fotos N/

- 2.- Haciendo pasar el gasto de excedencias de  $602 \text{ m}^3/\text{s}$ , de los que le corresponden  $435 \text{ m}^3/\text{s}$  al vertedor controlado. Se observaron los siguientes efectos:
  - a) Se formaron fuertes turbulencias, con una elevación de tirante muy superior a la esperada en una sección localizada aproximadamente a unos 30 m del pie de la estructura.
  - b) Se formaron vórtices, no esperados, de eje vertical.
  - c) Se obtuvieron altas velocidades en el río, que pueden resultar peligrosas para la estabilidad de la estructura.
  - d) No se depositó material en la cubeta.

Al respecto podemos decir:

- 1.- Las turbulencias y la poca disipación de la energía se debieron probablemente a que la cubeta colocada en el modelo tenía una elevación en prototipo de  $1797.75 \text{ m} > 1796.70 \text{ m}$ , para la cual se produce el fenómeno de barrido, indicando con ello, que la elevación en el modelo no era la adecuada. La posición de la cubeta a la elevación  $1795.35 \text{ m}$  probablemente hubiera dado mejores resultados.

- 2.- Los vértices verticales se debieron principalmente a la asimetría existente, debido a la presencia en un lado - margen derecha- de un muro vertical divisorio y en la margen izquierda, el talud natural del terreno.
- 3.- Las altas velocidades en el río son consecuencia directa de la baja disipación de energía obtenida

CONCLUSIONES:

De lo anterior podemos concluir que :

- 1.- El tipo de cubetas ahogadas resulta conveniente - cuando se tienen altos tirantes en el río.
- 2.- Su rango de tirantes útiles es muy reducido.
- 3.- En el caso particular de " La Begoña ", resulta - inconveniente por quedar la cubeta a una profundidad mucho mayor que la del lecho natural del río. Lo que implica excavaciones por un lado y - mayores posibilidades de que se deposite material suelto en la cubeta.
- 4.- En este caso se requiere además la construcción - tanto de muros guía, como muros divisorios que elevan grandemente el costo de la obra.

ALTERNATIVA SUSTITUYENDO EL VERTEDOR DE LA OBRA DE CONTROL-  
CON TUNELES ATRAVES DEL CUERPO DE LA CORTINA.

La disipación de la energía al nie del vertedor de la presa " La Begoña " con los dispositivos mencionados anteriormente no resultó satisfactoria. Por lo que se pensó en una alternativa que sustituye el vertedor a la elev. 1824.61 - que presenta muchos inconvenientes- por tuneles a través de la cortina.

Esta solución ofrece las siguientes ventajas:

- 1.- Se consigue concentrar el flujo, lo que permite -- lanzarlo lejos e inclusive dirigirlo en la forma -- mas conveniente.
- 2.- Se disipa una parte de la energía al ampliarse -- bruscamente a la salida.
- 3.- La construcción de los tuneles no representa un -- gasto excesivo, puesto que la cortina no ha sido -- construida aún, lo que implica un menor volumen -- de concreto para la cortina, equilibrando en par -- te las fuertes erogaciones debidas a las formas -- y acabados de los túneles.
- 4.- La estructura deflectora resulta muy económica, -- pues queda reducida a su mínima expresión.

Antes de pasar al diseño hidráulico de los túneles, es necesario mencionar algunas consideraciones de tipo práctico:

- a) Se hace necesaria una estructura de rejillas, para impedir la entrada al túnel de troncos y objetos -- mayores que puedan dañarlo.
- b) Resulta conveniente con objeto de no causar impac -- tos fuertes a la rejilla, que la velocidad a la en -- trada no exceda de 1.00 m/s
- c) De la sección de rejillas se pasará a la sección -- del túnel con una transición conveniente para no -- incrementar las pérdidas por entrada.

- d) La elevación del umbral de las rejillas se obtuvo al considerar la elevación del volumen de azolves, sin embargo como la entrada al túnel o túneles de cierta cantidad de azolves no causaría daños mayores, no se siguieron al pie de la letra las recomendaciones respectivas.
- e) Los tuneles serán de concreto bien acabado, con el fin de reducir al mínimo las pérdidas por fricción; se utilizarán para ese objeto formas de acero preferentemente. - Para este tipo de acabados en concreto se consideraron:  $n = 0.011$  (rugosidad en la fórmula de Manning),  $N = 36$  en la fórmula de Kozeny y  $e = 0.005$  en el Diagrama de Moody.
- f) Los túneles se calcularon con las fórmulas de Darcy, Kozeny y Manning en lo que respecta a las pérdidas por fricción.

#### DISEÑO HIDRAULICO DE LOS TUNELES.

Se pensó en utilizar 3 túneles con objeto de dividir el gasto de  $435 \text{ m}^3/\text{s}$  y no obtener túneles y compuertas demasiado grandes.

- 1.- Localización del umbral de la rejilla. Encontramos en la curva de elevaciones- capacidades del vaso, - la elevación correspondiente al volumen de azolves; que resultó de 1820.80, la elevación del lecho del río es 1802, quedando una altura de 18.80 m, de la cual tomamos el 50% que se recomienda. Esto implica colocar los túneles con el umbral a la elevación - 1802 - 9.40 = 1811.40. Sin embargo considerando lo dicho en el punto " d " de esta misma página y para no disminuir la carga útil; se colocaron los túneles con su eje a la elevación 1813.00 m
- 2.- Se les consideró una pendiente de aproximadamente el 5% con objeto de aumentar la carga útil.

Cálculo de la rejilla: Considerando la velocidad recomendable de 1.0 m/s y un gasto igual a  $435/3 = 145 \text{ m}^3/\text{s}$ , se tiene por-continuidad que:  $A = Q/V = \frac{145}{1.00} = 145 \text{ m}^2$

Considerando sección circular para los túneles como para la sección de rejillas:  $0.785 D^2 = 145 \quad D = \frac{145}{0.785} = 1360\text{m}$

Siendo "D" el diametro de la sección de rejillas.

Valuemos ahora las pérdidas precisamente por rejilla; - para ello la consideramos formada por una cuadrícula de redondos de  $1/2"$ , separados 10 cm de paño a paño interior.

La fórmula recomendada para la determinación de las pérdidas por rejillas es la siguiente:

$$h_r = \beta \left(\frac{s}{b}\right)^{4/3} \text{sen } \varphi \frac{V_0^2}{2g}$$

en la que:  $\beta$  - Coeficiente de forma de las rejillas que para - sección circular vale 1.79

s.- espesor de las rejillas.

b.- Separación entre paños interiores de las mismas

$\varphi$  Angulo que forma la rejilla con la horizontal

$V_0$  Velocidad inmediatamente antes de la rejilla.

Sustituyendo valores en la fórmula:

$$h_r = 1.79 \times \left(\frac{1.27}{10.0}\right)^{4/3} \times 1.0 \times \frac{1.0^2}{19.60}$$

$$h_r = 0.0058 \text{ m}$$

Veamos ahora las pérdidas por entrada:

Si utilizamos una transición con un ángulo de  $60^\circ$ , las - pérdidas por reducción son igual a  $K_r \frac{V_1^2}{2g}$ ;  $K_r$  para una ---

transición gradual es función del ángulo de transición. Para-  $60^\circ$ ,  $K_r = 0.32$ ; siendo además  $V_1$  la velocidad en la sección anterior a la transición, en nuestro caso es igual a 1.00 m/s

$$h_{\text{red.}} = 0.32 \frac{V_1^2}{19.60} = 0.0163 \text{ m}$$

Establezcamos la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2, o sea sobre la cresta del vertedor y a la salida de los túneles.

$$H = h_{rej.} - h_{red.} + h_f + V_s^2 / 2g$$

Siendo:  $h_{rej.}$  - pérdidas por rejillas

$h_{red.}$  - " " reducción de sección.

$h_f$  - " " fricción

$H$  - Carga total disponible.

$V_s$  - Velocidad a la salida del túnel.

Las pérdidas por reducción y rejillas, las hemos valuado ya. Las pérdidas por fricción son función de la velocidad y pueden expresarse:

$$H_f = K \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

En la que  $K = f = \varphi \left( \frac{e}{D}, R \right)$

Para la fórmula de Darcy

$$K = \frac{2g}{(8.86 \log D + N)}$$

Fórmula de Kozeny

Desarrollando la fórmula de Manning, se encuentra que -

$$K_m = 124 \frac{n^2}{d^{1/3}}$$

Si calculamos las pérdidas por medio de la fórmula de -- Darcy, el valor de " f ", lo encontramos por medio de la gráfica de Moody, a la que se entra con el valor de la rugosidad  $e/D$  y con el número de Reynolds.

En nuestro caso el número de Reynolds resulta muy elevado, pues nuestro caso trata un régimen claramente turbulento. Esto en la gráfica significa que la curva correspondiente a un valor de  $e/D$ , sea practicamente horizontal para altos valores de  $R$ . En otras palabras se puede decir, que el coeficiente " f " en este caso, es solo función de la rugosidad relativa. El valor de " f ", puede también apreciarse con la fórmula de Von Mises :

$$f = 0.0096 + \sqrt{\frac{32 e}{D}} + \sqrt{\frac{2.88}{R}}$$

En la cual si R es muy grande, f resulta practicamente fun --  
ción única de " e/d", sucediendo lo mismo que al consultar -  
la gráfica de Moody.

Si entramos a esta última con e = 0.005 y D = 3.00 m, --  
encontramos un valor de " f " = 0.0125; con lo que calculamos  
la relación  $f \frac{L}{D}$ , siendo " L " , la longitud real de la tu-  
beria, en este caso a 17.35 m - 2.90 m ( transición ) = 14.45m  
y por lo tanto  $f \frac{L}{D} = 0.0125 \times \frac{14.45}{3.00} = 0.06$

Sustituyendo este valor y los de las nérdidas menores en  
la ecuación de Bernoulli:

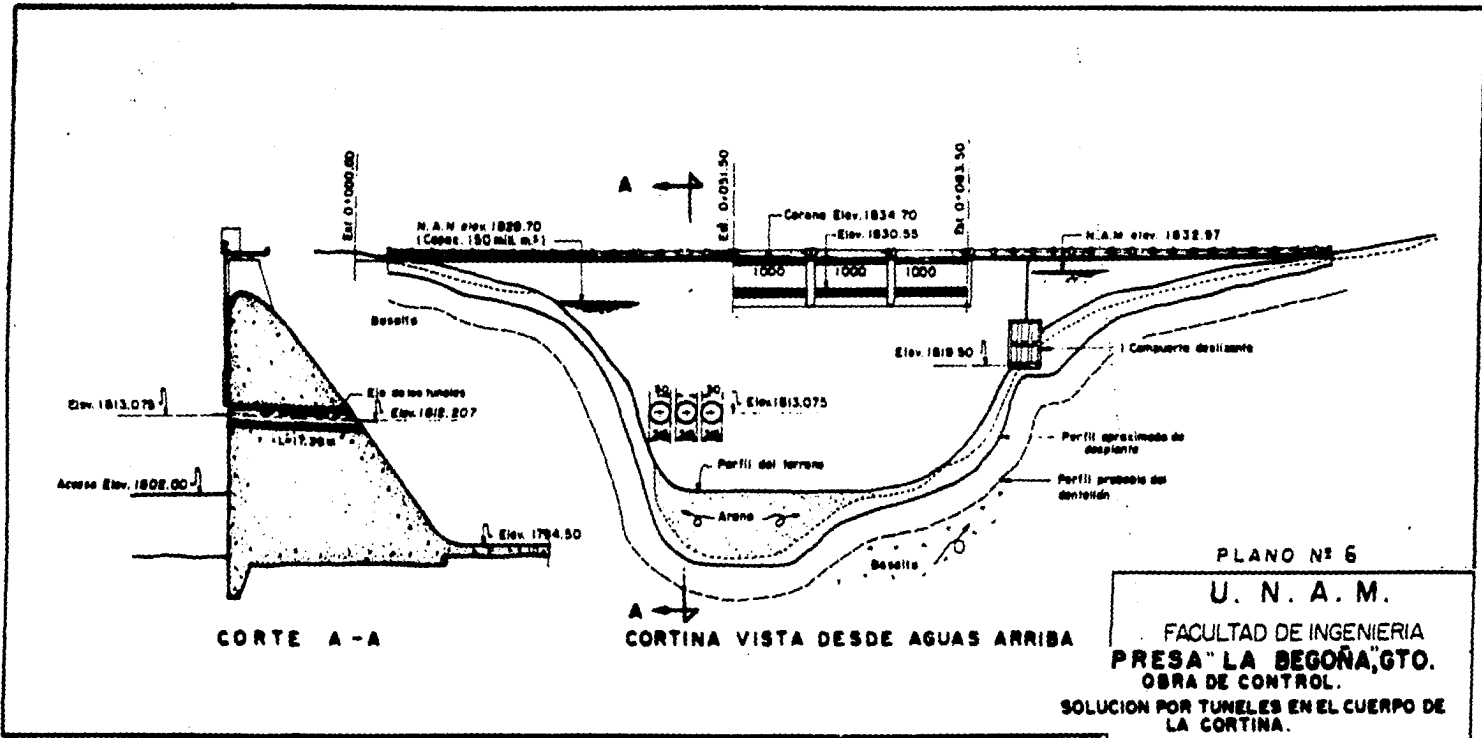
$$20.59 = 0.02 - 0.06 \frac{v^2}{2g} + 1.00 \frac{v^2}{2g}$$
$$20.57 = 1.06 \frac{v^2}{2g} \quad v = 4.43 \sqrt{\frac{20.57}{1.06}} = 19.50 \text{ m/s}$$

Checando por continuidad:  $V \times A = 19.50 \times 0.785 \times 3.0^2$   
 $Q = 137.8 \text{ m}^3/\text{s} < 145 \text{ m}^3/\text{s}$

La sección resulta un poco reducida, se hace ahora el tan-  
teo para una de 3.10 m de diámetro.  $f = 0.0122$ ;  $f \frac{L}{D} = 0.055$  -  
que nos da un valor de  $V = 19.52 \text{ m/s}$ , checando por continui-  
dad:  $V \times A = 19.52 \times 0.785 \times 3.10^2 = 147 \text{ m}^3/\text{s} \approx 145 \text{ m}^3/\text{s}$

Aplicando la fórmula de Kozeny, se obtuvieron practicamente -  
los mismo valores, Por lo que respecta a la fórmula de Manning  
los resultados tampoco variaron substancialmente con respecto  
a los obtenidos con la fórmula de Darcy.

Por lo tanto, la solución consiste en tres túneles a tra-  
vés de la cortina, de 3.10 m de diámetro. Las elevaciones de-  
entrada y salida de los ejes de los túneles son respectivamente  
1813.0 m y 1812.0 m, que constituyen la obra de control. El  
vertedor a la elev. 1830.55 de la primera alternativa se con-  
serva como obra de excedencias. La disposición de los túneles  
puede apreciarse claramente en el anexo N<sup>o</sup> 6.



PLANO N° 6

U. N. A. M.

FACULTAD DE INGENIERIA  
**PRESA "LA BEGOÑA", GTO.**  
 OBRA DE CONTROL.

SOLUCION POR TUNELES EN EL CUERPO DE LA CORTINA.

TESIS PROFESIONAL MANUEL BOLVINK K.

DEFLEXION DEL CHORRO. - Para el lanzamiento del chorro se pensó en cubetas deflectoras a la salida de los túneles; estas cubetas deberán tener continuidad con el resto de la estructura y permitir dirigir el chorro a una distancia, tal, que no ponga en peligro la estabilidad de la estructura; al menor costo posible. Considerando un ángulo a la salida de  $45^\circ$ , para el cual se lanza el chorro más lejos; con la nariz de la cubeta a la elevación 1812.00 m tenemos:

$$\text{Si } \phi = 45^\circ; \text{ sen } 2\phi = 1.0$$

$$h \text{ ( carga de velocidad )} = 19.50 \text{ m}$$

$$x = \frac{v_0^2 \text{ sen } 2\phi}{g} = 2 h \text{ sen } 2\phi = 2 \times 19.50 \times 1.0$$

$x = 39.00 \text{ m}$  ..... valor de la distancia a la elevación 1812.00 m, para 1802 m que es la elevación del fondo del cauce - se tiene:

Considerando el eje de coordenadas en el vértice de la parábola:

$$x^2 = a y$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{2x}{a} \cdot 1.0 \quad \therefore a = 2x = 39.0$$

$$y = \frac{x^2}{a} = \frac{19.50^2}{39.00} = 9.75 \text{ m} \quad Y_{\text{máx}} = 1812 - 1802 + 9.75$$

$$Y_{\text{máx}} = 19.75 \text{ m}$$

$$x = \sqrt{a y} = \sqrt{39.0 \times 19.75} = 27.70 \text{ m}$$

$$\text{La Distancia Total} = 27.70 + 19.50 = 47.20 \text{ m}$$

CONCLUSIONES:

- 1.- Con esta disposición de túneles y vertedor, libre, se tiene teóricamente una solución adecuada.
- 2.- Se requiere sin embargo, un estudio experimental, probando en el modelo la estructura diseñada; esto permitiría-

cerciorarnos del buen funcionamiento del conjunto; lle -  
vando simultaneamente a cabo las modificaciones necesarias -  
para un óptimo funcionamiento hidráulico, al menor precio po -  
sible. Dentro de las pruebas que se recomiendan hacer en estos  
casos se tiene: probar diferentes formas de deflectores, va -  
riando ángulos tanto vertical como horizontalmente con objeto  
de definir mejor el chorro y dirigirlo al lugar mas adecuado.  
Otros estudios necesario para este caso, son los relativos a  
la erosión, que nos permitirían conocer posibles peligros -  
para la estabilidad de la estructura.

3.- Habiendose obtenido un funcionamiento hidráulico adecuado  
para está alternativa, se requeriría hacer un estudio e -  
conómico que nos permitiría comparar el costo de la al -  
ternativa con túneles, con el costo y magnitud total de  
la obra y con el costo de otras alternativas; pues a sim  
ple vista esta solución resulta muy costosa pues se re -  
quieren compuertas de alta presión ( cargas de 20 m ), -  
que generalmente son del tipo deslizante, requiriendo --  
para ello de un mecanismo elevador accionado por malaca -  
tes; tambien podrán requerirse galerías. El acabado de -  
los túneles y las formas para el colado, también elevan  
el costo de la obra.

ALTERNATIVA CON UN VERTEDOR DE COMPUERTAS UNICAMENTE.

Está solución consiste en hacer pasar el gasto de control y el de excedencias por un vertedor único con compuertas.

Localización.- El eje de simetría del vertedor coincide con la estación 0 0 56.20, estando simétricamente colocado con respecto a ambos márgenes; la cresta está a la elevación 1825.85 m

Características.- Vertedor de cresta controlada por tres compuertas radiales de 6.00 x 7.25. Longitud de cresta de 20.00 m con 2 pilas intermedias de 1.00 m c/u, que dividen al vertedor en 3 claros de 6.00 m .

Perfil.- Creager para 6.65 m de tirante.

Capacidad del vertedor: 602 m<sup>3</sup>/s

Carga máxima sobre el vertedor, obtenida en el laboratorio ...  
6.645 m

Ventajas que ofrece esta alternativa:

- 1.- Se tiene un solo vertedor en lugar de dos, lo que se traduce en un menor costo.
- 2.- Se evita la asimetría que se tenía en la otra alternativa, con esto se consigue un flujo más regular y mejor dirigido.
- 3.- Se requiere una sola estructura disipadora o deflectora de energía en lugar de dos.
- 4.- Se disminuye el gasto unitario, - de 39.5 m<sup>3</sup>/s en el vertedor bajo de la primera alternativa, a 30.1 m<sup>3</sup>/s, que se tiene con esta alternativa- permitiendo con ello una mejor disipación de la energía.
- 5.- Se puede extraer sin ninguna dificultad, tanto el gasto de control de 150 m<sup>3</sup>/s, como el gasto máximo de 602 m<sup>3</sup>/s.

Disipación de la Energía.- Se pensó en un tanque amortiguador, - pero para el gasto requerido y el desnivel que se tiene, el tanque resulta de grandes dimensiones, lo que redundaría en una eleva



ción del costo de la obra; además se tienen los inconvenientes tonográficos ya mencionados. Por lo que respecta a cubetas ahogadas, no resultan convenientes para tirantes tan bajos en el río. Mientras que una cubeta deflectora de lanzamiento libre, ofrece la ventaja de lanzar el chorro lo suficientemente lejos para no llegar a producir socavaciones peligrosas al pie de la estructura, siendo además su costo muy reducido. Al respecto se hicieron en el laboratorio, ensayos con diferentes cubetas y con ángulos de salida de  $20^{\circ}$ ,  $45^{\circ}$  y  $60^{\circ}$ , con radio de 8.00 m y con elevaciones comprendidas entre la 1810.50 m y 1812.00 m. Estas pruebas se hicieron con el fin de observar la trayectoria y forma del chorro, distancia a la que era lanzado y sobre todo la erosión producida.

El estudio de la erosión se hizo únicamente en forma cualitativa comparativa, es decir no se reprodujo exactamente el fenómeno, pero sí se establecieron las mismas condiciones para las diferentes cubetas. En ningún momento se pensó considerarlo un modelo fiel de fondo móvil, pero se trató de reproducirlo más fielmente posible, las condiciones existentes en la obra.

El material que se utilizó fue grava, que se hizo pasar por la malla de 1", colocándose el material por capas sobre un firme de cemento que representa el estrato de basalto, a una elevación correspondiente a la que se tiene aproximadamente en la realidad. Posteriormente se colocó una capa de material más fino, se vibró y compactó el material con el fin de que pudiera ofrecer una mayor resistencia a la erosión.

Se probaron dos cubetas de 8.00 m de radio con  $45^{\circ}$  y  $60^{\circ}$ , ángulos con los cuales se habían obtenido buenos resultados al ensayar en otros modelos.

Cubeta  $45^{\circ}$ .- Teóricamente es aquella que lanza el chorro más lejos, se hizo el estudio teórico de la distancia alcanzada por el flujo, habiéndose obtenido un valor de 47.20 m. Experimentalmente se apreció una distancia muy semejante a la teórica.

El chorro parabólico quedó claramente definido, presentando ligeros fenómenos intermitentes debidos a las contracciones de las pilas. Se hicieron pruebas haciendo pasar los gastos de  $602 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $150 \text{ m}^3/\text{s}$  en una forma instantanea para poder apreciar mejor los efectos erosivos. La prueba en cada caso duró 30 min. La socavación producida presentó las siguientes características:

1.- Cono de forma semicircular con su diámetro principal coincidiendo con la ladera derecha; diámetro aproximadamente de  $85 \text{ cm}$ , equivalente en prototipo a  $42.5 \text{ m}$ ; el radio transversal fué de aproximadamente  $25 \text{ m}$ . La distancia del centro aproximado del cono al borde de la cubeta fué de  $101.40 \text{ cm}$ , equivalente a  $50.7 \text{ m}$  en prototipo; de la cota  $1800$  del cono de erosión ( en la foto equivale a la cota  $-2$  ) a la estructura se tienen  $25.5 \text{ m}$ . La distancia entre las cotas  $1800$  por el eje del río fué de  $53 \text{ m}$ . Aguas abajo del cono, donde se tuvo un abundante depósito de material grueso se tuvo una pendiente de  $0.44$ .

El arrastre de material fué de tal magnitud que el fondo del cono quedó desnudo el cemento, equivalente en prototipo al basalto. Todas estas características pueden apreciarse claramente en las fotos correspondientes, donde con cordones blancos se indican las curvas de nivel.

Tambien es conveniente mencionar que el empuje dinámico sobre la ladera derecha resulta peligroso para la estabilidad de la misma; las velocidades en el río resultaron mayores de las esperadas.

A continuación se realizó la misma prueba pero con la cubeta de  $60^\circ$  a la salida. El chorro se levantó a una mayor altura que con la anterior, la distancia de lanzamiento fué sin embargo menor. La componente de la velocidad en el sentido horizontal resultó menor que para la anterior; los efectos contra la ladera resultaron menos acentuados, las velocidades en el río resultaron ligeramente mas bajas; no se notó la existencia de algún vórtice de importancia.

Los resultados obtenidos en cuanto a la erosión fueron los siguientes:

- 1.- El cono de erosión se formó mas cerca de la estructura, pero presentando una forma más regular, casi circular.- La distancia del centro del cono al baño exterior de la cubeta fué de 38 m, de la cota 1800 del cono de erosión ( cota -2 en la fotografía ), se tiene aproximadamente - 18.0 m. La erosión resultó sin embargo menor en cuanto a profundidad, pues todavía quedó material granular sobre el cemento, es decir no quedó al desnudo el basalto. La distancia de lanzamiento resultó teóricamente de 40.5m que chequea aproximadamente con el valor obtenido experimentalmente. También es conveniente aclarar que el material cercano a la cortina practicamente no resultó alterado.

De las pruebas realizadas podemos llegar a las siguientes conclusiones:

- 1.- Ambas cubetas producen erosiones de importancia, pero lo suficientemente lejos de la estructura.
- 2.- Cuantitativamente resultó mayor la erosión causada con el lanzamiento a  $45^{\circ}$ ; sin embargo el cono producido por la de  $60^{\circ}$  se encuentra localizado más cerca de la estructura.
- 3.- El chorro con salida a  $45^{\circ}$  produce mayores perturbaciones al chocar contra la ladera de la margen derecha, podemos sin embargo argüir que en la zona cercana la margen derecha se tiene una capa muy delgada de arena, anareciendo inmediatamente el estrato basáltico que es bastante resistente a la erosión, lo que contrarresta en cierta forma las deficiencias mencionadas.

Concluimos diciendo que ambas soluciones son recomendables, - pues no ponen en peligro la estabilidad de la estructura, - sin embargo nos inclinamos más hacia la cubeta de  $60^{\circ}$ , que puede resultar mas eficiente si se amplía el radio de 8.00 m- que se usó, esto permitiría una mayor continuidad en el flujo, produciéndose con ello un lanzamiento mas definido y uniforme.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES:

De los estudios teórico y experimentales realizados, con relación al vertedor de la presa " La Begoña ", se deducen las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- 1.- El uso de dos vertedores a diferentes elevaciones, para descargar los gastos de control y excedencias, resulta -- conveniente desde el punto de vista hidrológico, pero por lo que respecta a la disipación de energía presenta numerosos problemas.
- a.- Si se utiliza una sola obra disipadora de energía para ambos vertedores, la excentricidad y diferencia de tirantes crean vórtices y fenómenos desfavorables para el buen funcionamiento de la estructura.
- b) Como se tienen diferentes condiciones hidráulicas en cada vertedor, resulta más conveniente separarlos con el fin de obtener un funcionamiento independiente, que evite los inconvenientes mencionados en el punto anterior, esto se consigue separando los vertedores y las estructura disipadoras de energía por medio de muros guía y muros divisorios respectivamente, implicando con ello un aumento considerable en el costo de la obra.
- c) En el caso particular de la disipación de la energía por medio del salto hidráulico, en la que se recurre generalmente al uso de tanques amortiguadores; se obtienen generalmente resultados muy satisfactorios, siendo su uso altamente recomendable cuando las condiciones hidráulicas y topográficas son favorables. Sin embargo para el caso del vertedor bajo de la primera alternativa del proyecto de la presa " La Begoña ", en el que se tiene un gasto unitario grande con una fuerte carga sobre el vertedor, que coincidiendo con un tirante bajo en el río, requiere para la formación del salto hidráulico de un tanque profundo y largo, que da como resultado mayores costos.

Se recomienda al respecto, hacer el estudio comparativo del costo de vertedores con diferentes longitudes de cresta y sus respectivos tanques amortiguadores. De esta forma se obtiene un funcionamiento adecuado al más bajo costo.

- 2.- Para el caso de cubetas ahogadas, se recomiendan únicamente cuando se tienen tirantes grandes en el río, pues el rango de tirantes útiles de este dispositivo resulta mayor que el obtenido con el salto hidráulico; en el caso del vertedor de control de la presa "La Begoña", los tirantes en el río resultan bajos, requiriendo colocar la cubeta debajo del lecho del río, esto implica gastos de excavación y mantenimiento continuo de la cubeta por la constante erosión producida por el material que se depositaría sobre la cubeta.
- 3.- Las cubetas deflectoras tipo "salto de esquí" resultan convenientes cuando se tienen bajos tirantes sobre el lecho del río, pues para esta condición los tanques amortiguadores y las cubetas ahogadas resultan inconvenientes. Esta solución también se recomienda cuando el lecho del río está formado por estratos resistentes a la erosión. El ángulo de salida de estas cubetas debe diseñarse para lanzar el corroyo lo más lejos posible del pie de la estructura, sin embargo una solución definitiva no debe adoptarse sin antes haber realizado suficientes ensayos en el modelo para garantizar un mejor funcionamiento y un amplio margen de seguridad para la estructura.

Resumiendo podemos decir: El salto hidráulico es el método más eficaz para la disipación de la energía al pie de un vertedor, sin embargo su uso queda limitado prácticamente al caso en que los tirantes conjugados queden debajo de los tirantes normales en el río, estas diferencias no deberán ser muy grandes, pues de lo contrario se requerirían tanques largos y profundos. Por otro lado si los tirantes conjugados pasan por abajo

de los tirantes en el río, existe el peligro de fuertes corrientes inferiores, esto se soluciona colocando cubetas ahogadas de tipo ranurado, que permiten igualar los tirantes con jugados y normales en el río, permitiendo con ello una mejor distribución de la energía a un bajo costo.

Por último, si los tirantes en el río quedan muy por abajo de los tirantes conjugados, que es precisamente el caso de "La presa La Begoña", se recomienda mejor una cubeta de lanzamiento libre, que dirige el corroyo lejos del pie de la estructura, evitando con ello socavaciones peligrosas, sin embargo su uso es recomendable únicamente en el caso de que el lecho del río sea resistente a la erosión, de lo contrario es conveniente zambear la zona de impacto con objeto de proteger mejor el fondo del cauce y por ende la estructura.

EXPLICACION DE FOTOS.

- Foto 1 .- En esta foto se puede apreciar la disposición de los vertedores en la primera alternativa, también se distingue claramente el muro de separación del tanque amortiguador.
- Foto 2 .- Esta foto permite apreciar el funcionamiento del tanque amortiguador al pie del vertedor de control, el gasto que está pasando en esos momentos es de  $435 \text{ m}^3/\text{s}$ , mientras que el gasto que está pasando por ambos vertedores es de  $602 \text{ m}^3/\text{s}$ . En la foto se puede apreciar que el salto hidráulico no llega a formarse.
- Foto 3 .- puede verse en esta foto, el funcionamiento de la cubeta deflectora a  $20^\circ$ , sin muro guía, se ve claramente que los chorros del vertedor de control invaden los provenientes del vertedor de excedencias.
- Foto 4.- Se tiene la misma condición anterior, pero funcionando con muro guía, lo que permite un lanzamiento mejor definido y claro.
- Foto 5 .- En esta foto se ve la disposición de la cubeta ahogada tipo " La Angostura " , la disposición de los dientes y el muro guía se distinguen claramente.
- Foto 5 .- Se ve el funcionamiento de la cubeta ahogada para un gasto de  $150 \text{ m}^3/\text{s}$ , se nota la formación de turbulencias, que no deberían de formarse con este dispositivo, sin embargo se ve salir el agua con cierta tranquilidad.
- Foto 7 .- En esta foto se ve claramente el funcionamiento deficiente de la cubeta ahogada cuando pasa por ambos vertedores el gasto máximo de  $602 \text{ m}^3/\text{s}$ . Las turbulencias y vórtices llegan a distinguirse.

Foto 8 .- En esta foto se ve claramente la alternativa 2 , - consistente en un solo vertedor, las pilas que dividen el vertedor en tres claros de 6.0 m, se distinguen muy bien. En la parte baja de la rábida se aprecia una cubeta deflectora tipo " salto de esquí " con salida a  $45^{\circ}$ .

Foto 9 .- Se aprecia claramente el funcionamiento de la cubeta salto de esquí a  $45^{\circ}$ , el lanzamiento parabólico se ve claramente, el funcionamiento es para un gasto de  $150\text{m}^3/\text{s}$

Foto 10 .- En esta foto se ve el funcionamiento de una cubeta-deflectora a  $60^{\circ}$  y para un gasto de  $602\text{ m}^3/\text{s}$ . El impacto del chorro con el río se aprecia claramente.

Foto 11.- Se ve en esta foto, el cono de erosión producido por el chorro lanzado a  $45^{\circ}$ , las curvas de nivel se aprecian claramente, con números que indican el desnivel con respecto a la cota 1802, que es el fondo del cauce. Se ve claramente como el cemento queda desnudo, - lo que en prototipo equivale al manto de basalto.

Foto 12.- En esta foto se aprecia muy bien el cono de erosión producido con un lanzamiento a  $60^{\circ}$ , las curvas de nivel tienen la misma disposición que en el caso -- presentado en la foto 11. Este cono ofrece una forma mas regular, sin que llegue a descubrirse el cemento. Sin embargo se encuentra mas cerca de la estructura.



FOTO 2



FOTO 4

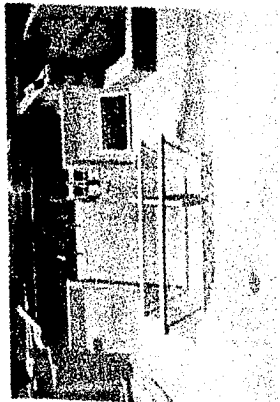


FOTO 1



FOTO 3



FOTO 6



FOTO 8



FOTO 5



FOTO 7

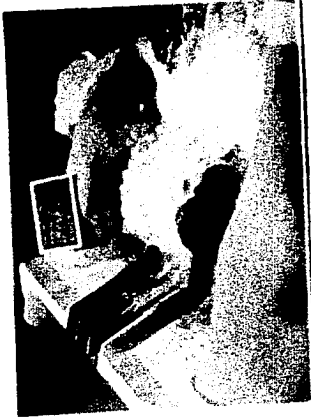


FOTO 10

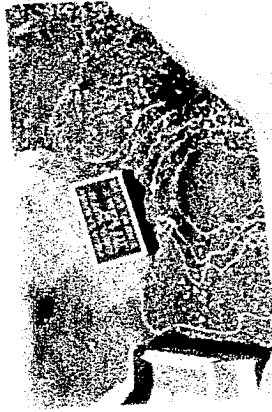


FOTO 12

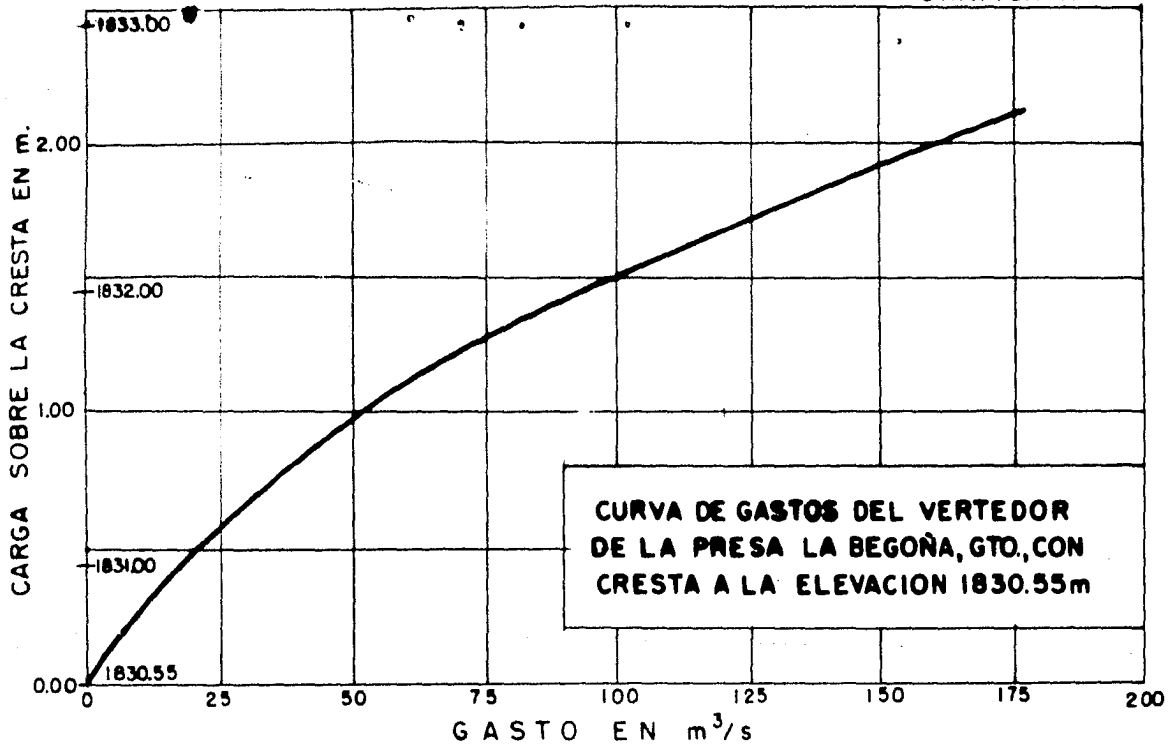


FOTO 9

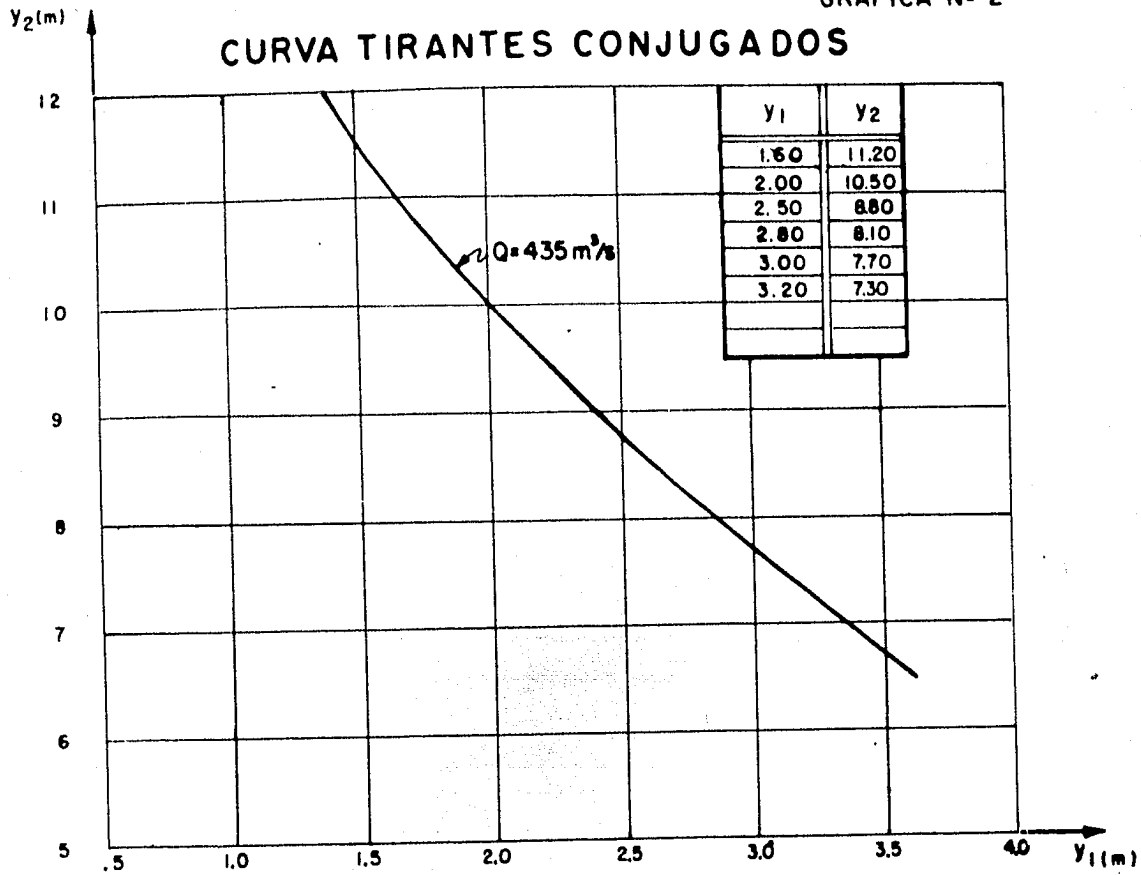


FOTO 11

GRAFICA N° 1



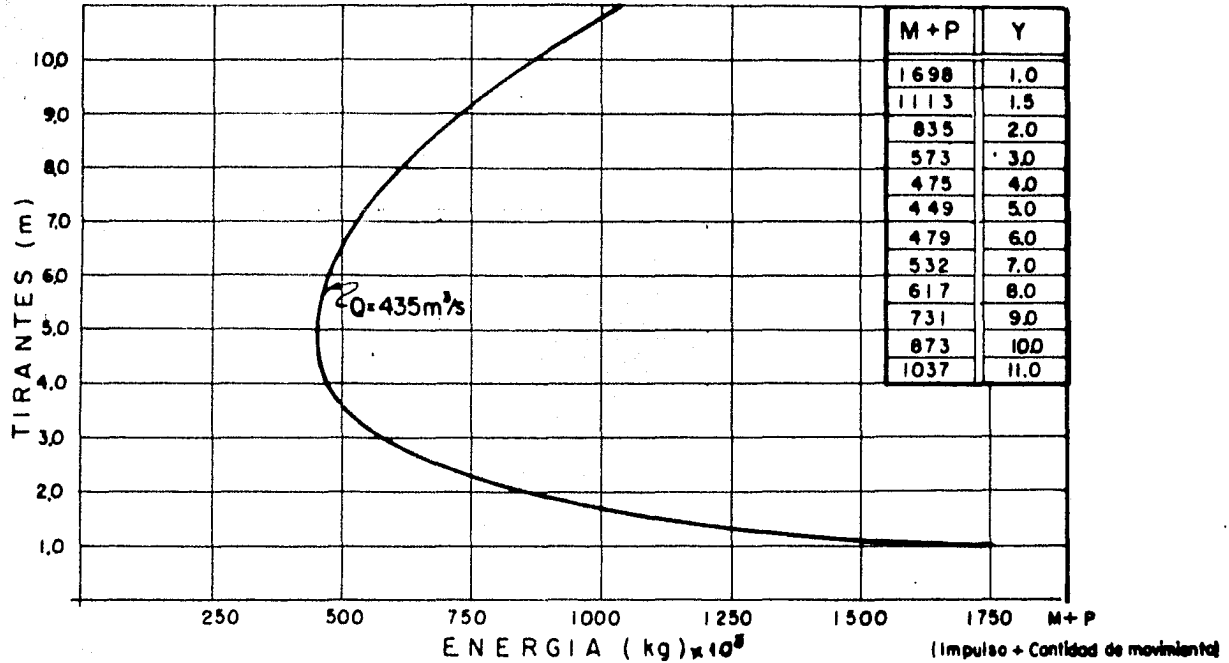
### CURVA TIRANTES CONJUGADOS



VERTEDOR DE LA OBRA DE CONTROL

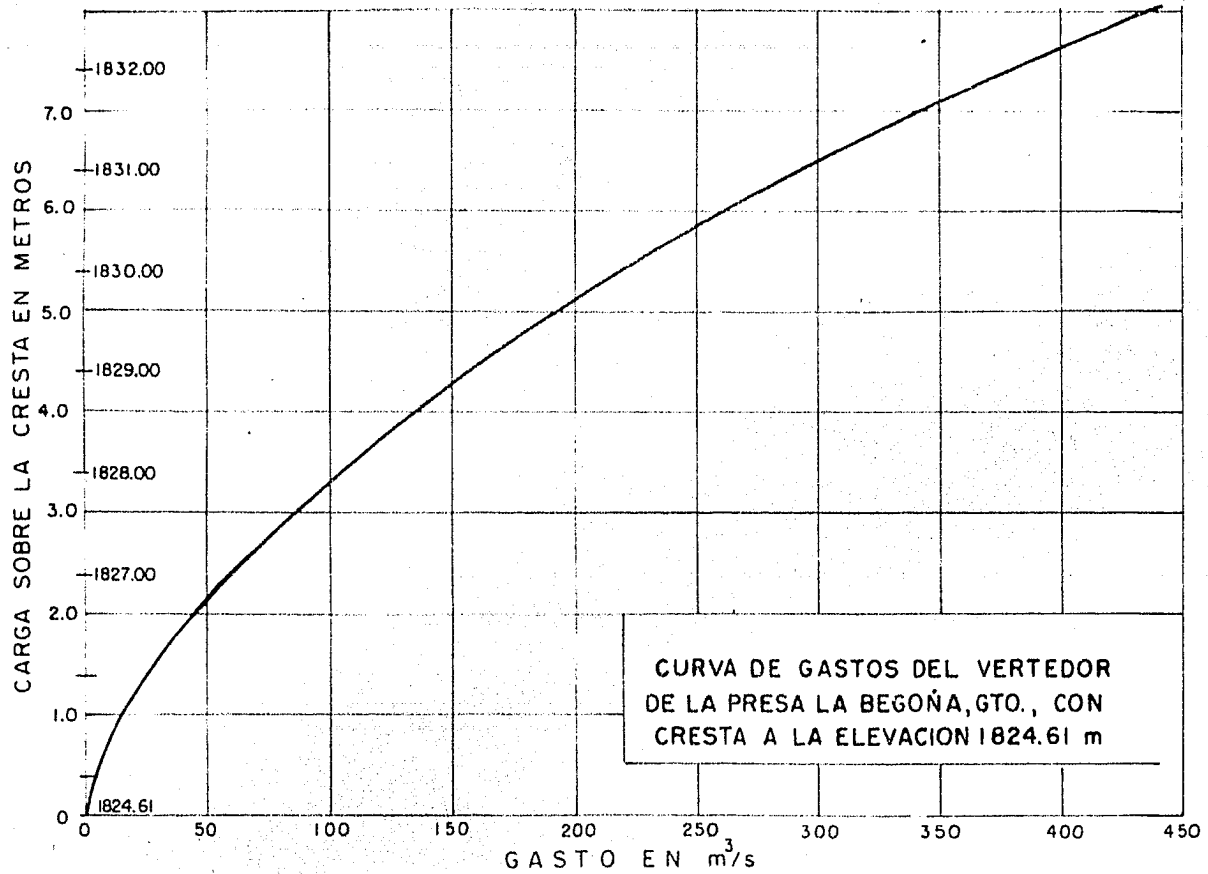
GRAFICA N° 3

CURVA TIRANTES-ENERGIAS



VERTEDOR DE LA OBRA DE CONTROL

GRAFICA N° 4



CURVA DE GASTOS DEL VERTEDOR  
DE LA PRESA LA BEGOÑA, GTO., CON  
CRESTA A LA ELEVACION 1824.61 m

## BIBLIOGRAFIA

Energy.

Hidraulic Design of Stilling Basins  
and Bucket Energy Dissipators.

Design of Small Dams.

Calculo de tanques de Amortiguación  
de sección trapecial.

Hidraulic Engineering.

Tesis Profesional.

Dissipators E. Elevatorsky.

Bureau of Reclamation.

Bureau of Reclamation.

Artículo de Ingeniería Hidráulica  
en México por el Ing. G. Sotelo A.

Linsley & Franzini.

Carlos Cruickshank