

1247
261



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

SOBREELEVACION DE LA PRESA
"ADOLFO RUIZ CORTINES"
(MOCUZARI), SON.

T E S I S
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a

RAUL GOMEZ ESCAMILLA



México, D.F.

1992

FALLA DE ORIGEN



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 está 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.

**SOBREELEVACION DE LA PRESA "ADOLFO RUIZ CORTINES"
(MOCUZARI), SON.**

I. Introducción

I.1. Características de la cortina

I.2. Características generales actuales

II. Estudio hidrológico

II.1. Ubicación del problema hidrológico

II.2. Avenida de diseño

III. Comportamiento hidráulico del vertedor actual

III.1. Características hidráulicas actuales

III.2. Revisión del funcionamiento hidráulico del vertedor

IV. Alternativas de sobreelevación de cortina y diques

IV.1. Alternativas propuestas

IV.2. Comparación de alternativas

V. Alternativas de la obra de control

V.1. Política de operación

V.2. Soluciones a la obra de control

V.3. Ventajas y desventajas de la obra de control

VI. Comparación de resultados

VI.1. Cortina

VI.2. Vertedor

VII. Conclusiones

I. INTRODUCCION

La presa Adolfo Ruiz Cortines (Mocuzari) se localiza sobre el río Mayo, en el municipio de Alamos, Estado de Sonora. Se encuentra a 40 km aproximadamente al NE de la ciudad de Navojoa. Sus coordenadas geográficas son: $27^{\circ} 13' 13''$ latitud N y $109^{\circ} 06' 15''$ longitud W.

Su objeto principal es el de aprovechar los escurrimientos del río Mayo para el riego de 70,000 hectáreas y generación de energía eléctrica (12500 Kw).

Debido a los problemas que se han tenido en los últimos años en el aspecto del control de las crecientes, se realizó un estudio para analizar la factibilidad técnica de hacer una sobreelevación para lograr tener un mayor almacenamiento y como consecuencia de ello controlar las crecientes que se llegen a presentar, con lo cual se logre como beneficio el disponer de un volumen mayor de agua para riego.

En la presente tesis se presentan los elementos principales del estudio mencionado y son los siguientes

- I) Introducción .- Descripción de la cortina y las características generales actuales de la presa.

- II) Estudio hidrológico .- Se describen las características hidrológicas de la cuenca así como el cálculo de la avenida de diseño para la obra de excedencias.
- III) Comportamiento hidráulico del vertedor actual .- Se hace una revisión del funcionamiento hidráulico del vertedor de abanico.
- IV) Alternativas de sobreelevación de cortina y diques .- Se presentan tres propuestas de sobreelevación para cortina y diques.
- V) Alternativas de la obra de control .- Se presenta una breve descripción de la política de operación a utilizarse, las posibles soluciones a la obra de control, y ventajas y desventajas de cada una de ellas.
- VI) Comparación de resultados .- La discusión de las diferentes propuestas de sobreelevación y obra de control.
- VII) Conclusiones .- Se menciona una solución para toda la estructura de la presa.

I.1. Características de la cortina

La cortina, ver plano 1, es de enrocamiento con corazón impermeable central, simétrico, respaldos de material friccionante formados por grava y arena y chapa de roca tanto aguas arriba

como aguas abajo para protección contra oleaje y erosión, el ancho de corona es de 10 m, el corazón impermeable esta apoyado en roca basal (granito sano) mediante la excavación de una trinchera que tiene una profundidad máxima de 20 m y un ancho de 40 m en el contacto con la roca; los respaldos friccionantes descansan en el lecho del río sobre acarreos formados por grava y arena. La cortina está constituida por 4 zonas que se pueden apreciar en el plano 1 y que a continuación se describen brevemente.

- Zona 1. Corazón impermeable con taludes de 0.5:1 y 1.5:1 en la trinchera, para desplantarse en la roca sana, el ancho en la parte superior es de 5.3 m; se compactó con 6 pasadas de rodillo pata de cabra, en capas de 0.20 m de espesor.
- Zona 2. Filtro de grava y arena que se compactó en capas de 0.5 m de espesor con el paso de la banda del tractor y está colocado en ambos lados del material impermeable con taludes externos de 1:1.
- Zona 3. Respaldo permeable formado por grava y arena, complementado con rezaga (en menor cantidad) y roca. Este material se coloca en capas de 0.5 m y taludes externos de 2:1, y se compactó con el paso de la banda del tractor.
- Zona 4. Chapa de roca con un espesor de 2 m aguas arriba y 1 m de espesor aguas abajo.

La estructura de la presa esta conformada , ademas, por tres diques de las mismas características que la cortina, siendo el dique uno el que cierra los extremos del puerto de la margen derecha, ver plano 1, dejando un espacio intermedio para alojar la estructura vertedora, este dique en total tiene una longitud de 908 m y altura máxima de 23.3 m con ancho de corona de 6 m. El dique dos se encuentra localizado en la margen izquierda a corta distancia de la cortina, prácticamente es una prolongación de la cortina, teniendo 371 m de longitud, 23 m de altura máxima y 10 m de ancho de corona. El dique tres también se localiza en la margen izquierda a unos 700 m de la cortina, con una longitud de 1,640 m, 20.3 m de altura y 6 m de ancho de corona.

Los diques uno y tres tienen la misma sección, la cual esta formada por un núcleo de material impermeable con taludes de 0.6:1, protegido en ambos caras por zonas de grava y arena, con taludes de 2:1. En el talud de aguas arriba se colocó una chapa de enrocamiento seleccionado de 1 m de espesor para protección contra oleaje. El núcleo de material impermeable se prolonga hacia abajo relleno una trinchera de 10 m de anchura de base en el contacto con la roca sana, taludes de 1.5:1 y profundidad máxima de 3 m.

Con referencia al dique dos sus características generales son semejantes a las de la cortina, ver plano 1.

I.2. Características generales actuales

Las características principales de la presa son:

- Corriente: Río Mayo

	Capacidad, en	Elevación, en	
Nivel	10^6 m^3	msnm	
Corona	1,659.00	143.50	
NAME	1,376.00	140.11	
Capacidad de control	361.00	140.11	
Cresta del vertedor	1,014.00	135.00	
Almacenamiento útil	914.00	135.00	
Capacidad muerta	100.00	107.72	
Gasto máximo de la avenida de proyecto		12,300.0	m^3/s
Gasto máximo observado (14 Enero 1949)		6,390.0	m^3/s
Capacidad del cauce (aguas abajo)		300.0	m^3/s
Area de la cuenca hasta la presa		10,760.0	km^2
Escurrimiento anual (1942-1984)			
Máximo		2,356.0	Mm^3
Mínimo		431.0	Mm^3
Promedio		983.0	Mm^3
Extracción media anual		790.0	Mm^3
Vertedor en abanico (cresta libre)			
Longitud total		330.0	m
Capacidad máxima (H=15.11 m)		8,000.0	m^3/s
Capacidad de la obra de toma		70.0	m^3/s
Gasto máximo derramado (15 Enero 1960)		292.0	m^3/s

La obra de toma se encuentra alojada en la margen izquierda consistente en dos túneles de 6 m de diámetro y longitud total de 710 m, los cuales se utilizaron en la obra de desvío. En la entrada de cada una de las tomas se colocaron rejillas, las tomas se conectan a los túneles por medio de un codo de 90°; todo de concreto reforzado, ver plano 1.

En la zona central de los mismos túneles se tienen tapones de concreto y una galería de válvulas en la que se alojan equipos de operación para control de gastos. Las descargas de los gastos del túnel número uno se realizan directamente al mismo túnel, ya que en el túnel número dos se tiene una tubería que alimenta a la planta hidroeléctrica. Esta obra de control cuenta con una lumbrera por la cual se operan las compuertas de emergencia del túnel uno y que sirve de acceso a la galería de válvulas.

Existen dos canales para la operación de la obra de toma, un canal de acceso de 35 m de ancho de plantilla y una longitud de 145 m y el otro de descarga también de 35 m de ancho y 198 m de longitud que descarga al río.

La obra de excedencias está situada en la margen derecha; ésta es un vertedor de cresta libre en abanico con planta en curva, constituida por un arco de tres centros, el cual descarga por una rápida a un canal de desagüe con plantilla horizontal, quedando alojada, esta última, en granito compacto; en el capítulo tres se describe mas detalladamente toda la estructura vertedora.

II. ESTUDIO HIDROLOGICO

II.1. Ubicación del problema hidrológico

La región donde se encuentra la cuenca del río Mayo esta situada al noroeste de la república Mexicana, antes de 1962 esta región, estaba comprendida dentro de la clasificación propuesta por la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, como la región noroeste, zona norte, actualmente corresponde a la región hidrológica número 9 "Sonora sur".

Esta última región esta limitada al norte por la línea divisoria internacional con los Estados Unidos de América, al sur por el paralelo 26°30', aproximadamente, al poniente por el Golfo de Cortés o de California y al oriente por el parteaguas de la Sierra Madre Occidental. Dentro de ella quedan comprendidos parte de los estados de Sonora y Chihuahua.

Orográficamente se pueden distinguir tres zonas típicas en esta región

La primera zona queda comprendida entre la curva de nivel 500 y los parteaguas de la Sierra Madre Occidental, con elevaciones de más de 3000 metros sobre el nivel del mar. Se puede considerar como la principal zona productora de escurrimientos en los ríos que cruzan los estados de Sonora y Sinaloa, para desembocar en el Océano Pacífico. La segunda zona, que está comprendida entre las curvas de nivel 500 y 50 metros sobre el nivel del

mar, es la zona de transición entre la planicie costera y las laderas escarpadas de la Sierra Madre Oriental, es una zona en donde se encuentran localizados los grandes vasos potenciales de almacenamiento, destinados a regular el régimen torrencial que se genera en la parte alta de las cuencas de captación. La tercera zona es propiamente la planicie costera, la cual está situada, entre la curva de nivel 50 y el nivel del mar, en esta zona las pendientes transversales del terreno son suaves, propias para la agricultura, encontrándose dentro de ella grandes extensiones de tierra de cultivo.

Las cuencas más importantes, ver fig 1, que se localizan dentro de la región son las cuencas de los ríos Sonoita, Concepción, Sonora, Guaymas, Yaqui y Mayo.

Como el sitio en estudio esta localizado dentro de la última cuenca mencionada, a continuación se hará una breve descripción de las características más importantes de ella.

Cuenca del río Mayo

El río Mayo nace en la Sierra Madre Occidental en el estado de Chihuahua, se forma con la unión de los ríos Condameña y Moris; sigue una dirección suroeste, recibe por la margen derecha a los ríos Rábanos y Babanore y penetra en el estado de Sonora, siguiendo una dirección de norte a sur, recibiendo al arroyo Guajary por la margen derecha y a los arroyos Los Algodones, San

Bernardo, Tamayoco, Techobampo y Piedras Verdes por la izquierda. Recibe al arroyo Quiriego y sale a la planicie costera, donde su cauce tiene carácter divagante, para descargar por último en el Golfo de California.

En la confluencia del río Mayo con el arroyo Quiriego, la Secretaría de Recursos Hidráulicos construyó la presa Mocúzari con capacidad de 1015 millones de metros cúbicos para el riego de 70000 hectáreas. El área de la cuenca hasta la presa es de 10760 kilómetros cuadrados siendo el área total de la cuenca del río Mayo de 13590 kilómetros cuadrados.

La estación hidrométrica San Bernardo que inició su operación en enero de 1960, sobre el río Mayo y Tezocoma, funciona desde marzo de 1961 en el arroyo Quiriego, registrando en ella las aportaciones más grandes a la presa Mocúzari.

Aguas abajo de la presa se opera la estación hidrométrica Tres Hermanos que anteriormente medía el escurrimiento del río Mayo y ahora sirve para conocer las salidas de la presa. También se tienen estaciones en los principales canales.

Con referencia a la climatología se dispone de los registros de lluvia máxima anual en 24 hrs en 18 estaciones: Nuri, Minas Nuevas, Quiriego, La Junta, Tres Hermanos, San Bernardo, Alamos, Concheño, Santa Rosa, Palo Dulce, Cuiteco, Chinipas, Las Panelas, Tezocoma, Batacosa, San Antonio, Yécora y Tezopaco.

II.2. Avenida de diseño

Para el diseño de la obra de excedencias es de fundamental importancia conocer el gasto máximo de la avenida de entrada al vaso y en muchas ocasiones la forma de la avenida con respecto al tiempo.

Debido a que la cuenca cuenta con suficiente información hidrométrica, climatológica y topográfica, el pico de la avenida máxima se determinó por medio de varios métodos que se mencionan enseguida

- 1) Métodos probabilísticos, se aplicó el Gumbel Simple, Gumbel Doble y Log Pearson III.
- 2) Ecuaciones regionales de gastos máximos anuales, ubicando a la cuenca de Presa Adolfo Ruíz Cortínes en la Región II de la regionalización de gastos máximos anuales según la Subdirección de Procesos Hidrológicos de la SARH y se utilizó la distribución Gumbel.
- 3) La envolventes regionales y mundiales de Creager y de Lowry se aplicaron a la cuenca de la Presa, que se ubicó en la región hidrológica No. 9.

4) La aplicación del modelo precipitación-escorrentamiento, para lluvias máximas anuales en 24 horas.

A continuación se describe el proceso que se siguió para realizar este modelo, se aclara que, como es bien sabido, este tipo de modelos transforma la lluvia considerada sobre la cuenca en un hidrograma en el sitio de interés. Por lo que es de vital importancia la tormenta de diseño que se le da como dato de entrada. Es por ello que se hace mucho énfasis en este punto, y se aplicaron tres criterios para calcularla

- A) Análisis probabilístico de lluvias máximas anuales en 24 horas.
- B) Determinación de la PMP por el método estadístico de Hershfield.
- C) Aplicación del modelo con maximización de tormentas ocurridas.

Se explica como se aplicó el modelo para los dos primeros criterios, junto con la manera de calibrar el valor de "N", en seguida, como se aplicó el modelo con maximización de tormentas.

Como primer paso se recopiló y se analizó la información climatológica, hidrométrica y topográfica de la cuenca en estudio.

Generación del modelo

- Se divide la cuenca total en 10 subcuencas, seleccionando cada una de ellas según la topografía, ver fig 1.
- Para cada subcuenca se obtiene su área, longitud, desnivel y tiempo de concentración.
- En cada una de las subcuencas se obtuvo la altura de lluvia media total para periodos de retorno de 10 a 10,000 años; así como la PMP por el método estadístico de Hershfiel.
- Como el mecanismo de transformación de lluvia a escurrimiento es el uso del hidrograma unitario, el modelo utiliza la del hidrograma sintético triangular del S.C.S. (Soil Conservation Service); por lo tanto, en función de las características fisiográficas de dichas cuencas, determina el hidrograma unitario para una duración igual a la del tiempo de concentración, este proceso se hace para cada subcuenca.

Si se utiliza la relación propuesta por Ven Te Chow, para calcular la lluvia efectiva en función del número de escurrimiento N del SCS, se logra el cálculo de lluvia en exceso, para cada subcuenca y diferentes periodos de retorno, así como para la PMP. Dicho valor de N se calibró por medio de la comparación de los gastos obtenidos al aplicar el modelo precipitación-escurrimiento, hasta cada uno de los sitios donde se localizan las estaciones hidrométricas, con los que resultan de aplicar los métodos probabilísticos y las ecuaciones regionales en estos mismos sitios, se juzga,

después de un análisis, que el número de escurrimiento N más representativo en condiciones extraordinarias es de 90; por tanto, es el que se escogió para los dos primeros criterios de tormentas de diseño.

- Se aplica el principio de proporcionalidad entre lluvia efectiva y los hidrogramas unitarios con la hipótesis de que estas precipitaciones se acumulan en una duración igual a la del hidrograma unitario y con esto se obtienen los hidrogramas de escurrimiento directo por subcuenca.
- Finalmente, se calcula el hidrograma total integrando el evento hidrológico, esto se realiza transitando las avenidas y sumándolas en los sitios de confluencia hasta llegar al sitio de entrada a la presa. Para el tránsito de la avenida por el cauce se utiliza el método de Muskingum, considerando la constante K igual al tiempo de concentración entre el inicio y el final del tramo sobre el que se va a transitar la avenida y el valor de X se hace igual al recomendado por Linsley para cauces naturales $X = 0.35$.
- Al aplicar del modelo con maximización de tormentas, primero se calibran varias tormentas de las más severas que hayan ocurrido sobre la cuenca, esto consiste en reproducir con una aproximación aceptable en pico y volumen, el hidrograma de entrada a la presa, al darle al modelo como dato de entrada la lluvia real que generó dicho hidrograma, las tormentas máximas registradas son la de enero de 1949, enero

de 1960, octubre de 1971 y diciembre de 1984 corriendo varias veces el modelo, para cada tormenta, variando los coeficientes de Muskingum X y K; así como, los números de escurrimiento N, hasta lograr los hidrogramas que produce el modelo; una vez logrado esto, se maximizan las tormentas a los valores máximos que sea factible alcanzar, de acuerdo a las características meteorológicas de la región en que se ubique la cuenca, se hizo un análisis probabilístico por medio del método de Gumbel Doble, de lluvias máximas anuales en 24 horas de 18 estaciones pluviométricas, con influencia en la cuenca en estudio, obteniéndose la altura de lluvia para un periodo de retorno de 10,000 años, se calculó el coeficiente que resulta de dividir la altura de lluvia de 10,000 años entre el correspondiente valor máximo observado dándonos un promedio de 2.00 en toda la cuenca; a continuación, se alimenta el modelo con las alturas de las tormentas maximizadas, para que este, al transformarlas a escurrimientos, proporcione el hidrograma de la avenida máxima que es posible esperar.

Avenida de diseño adoptada

Según las recomendaciones mundiales, la avenida de diseño para una presa de las características que presenta la Adolfo Ruiz Cortines, debe corresponder a un período de retorno de 10,000 años o la PMP, de acuerdo a las condiciones de seguridad que se acepten.

Del análisis de resultados que se obtuvieron al aplicar los diferentes métodos hidrológicos descritos, se puede comentar lo siguiente:

Los valores que producen las ecuaciones regionales de gastos máximos y las envolventes regionales de Creager y de Lowry, se consideran bajos, y no se cree conveniente adoptarlos como valores de diseño, porque sería muy riesgoso.

Los métodos probabilísticos de Gumbel doble y Log Pearson III, arrojan gastos con períodos de retorno de 10,000 años, un poco mayores que los de las envolventes mundiales de Creager y de Lowry, por lo cual también se descartan.

En cuanto a los valores que produce el modelo precipitación-escurrimiento se observa que: Los que genera en la PMP por el método estadístico de Hershfield son demasiado grandes. El de la tormenta maximizada de diciembre de 1984, se considera bajo, ya que es del orden de los que se obtiene con las envolventes regionales de Creager y Lowry; por lo que estos últimos no se toman en cuenta, el primero por conservador y el segundo por riesgoso. Los valores de las otras tres tormentas maximizadas, así como el de la tormenta de diseño con el análisis probabilístico de lluvias máximas anuales en 24 horas, se considera que caen dentro de un orden de magnitud aceptable.

El método de Gumbel simple, aunque se reconoce de antemano que se utilizó un registro corto (14 años), da un valor para 10,000 años, que proporciona condiciones de seguridad adecuadas,

al igual que dos de los resultados del modelo precipitación-
escurrimiento.

En función de los resultados comentados, se sugiere como
gasto máximo de la avenida de diseño, el valor que produce el
modelo precipitación-escurrimiento, más próximo al de Gumbel
simple ($13000 \text{ m}^3/\text{s}$). Como forma del hidrograma, se adoptó el que
se genera con el modelo precipitación-escurrimiento, ajustando la
recesión igual a la de los hidrogramas observados, ya que de esta
manera representa condiciones de mayor seguridad, la forma de la
avenida de puede ver en el hidrograma 1.

Características principales de la avenida de diseño

Qmax	=	$13000 \text{ m}^3/\text{s}$
Tiempo Pico	=	14 Horas
Tiempo Base	=	120 Horas
Volumen	=	2070 Mm^3

III. COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL VERTEDOR ACTUAL

Como se menciona anteriormente la presa "Adolfo Ruiz Cortines" tiene como obra de excedencias un vertedor en abanico.

Se puede decir que el vertedor de abanico surgió como una consecuencia de la Segunda Guerra Mundial, la razón para decir esto es la siguiente:

En los años 40 no se proyectaban ni construían compuertas de gran magnitud en México, cuando las necesidades de los proyectos obligaban a usarlas ello se hacía en Europa, así, por ejemplo, las presas El Azúcar, El Palmito, etc., se proyectaron en México con vertedores controlados por grandes compuertas, al estallar la segunda guerra mundial no fue posible disponer de ellas, ante este problema basándose en el estudio que el matemático Dr. Roberto Vázquez García efectuó sobre la red de flujo de un orificio en un vaso semi-infinito bidimensional, el Ing. Fernando Hiriart inventó un vertedor de descarga libre con una longitud de cresta grande y un canal de salida relativamente corto, es decir lo que se conoce como un vertedor de abanico, finalmente él Ing. Salvador Ulloa al frente de los investigadores de la extinta Comisión Nacional de Irrigación modificó el diseño original obteniéndose las normas de diseño que se usan actualmente.

Las partes principales de un vertedor de abanico son mostradas en la fig 2, consta de un cimacio con cresta en forma de

curva cóncava con relación a la dirección media del escurrimiento y viendo en sentido del mismo, la cual descarga a un tanque que tiene una geometría que propicia un salto hidráulico al pie del cimacio y un escurrimiento lento dentro de este. En el extremo final del tanque se tiene una sección de control, después de la cual, a través de una transición en donde se va acelerando el escurrimiento, se llega a un canal de sección constante con régimen rápido.

Cimacio.- El perfil del cimacio, señalado en el número 2 de la fig 2, puede ser del tipo "Creager" o "Scimiemi" ($y=0.5*x^{1.85}$) o "Villa" (círculos osculadores sobre un Creager).

Plano a nivel.- El fenómeno de salto hidráulico es provocado por esta estructura, número 5 de la fig 2.

Sección de control.-Es la que permite igualar las energías aguas arriba y aguas abajo, asegurando con ello que el salto hidráulico se presente al pie del cimacio, número 3 fig 2.

Las reglas que deben seguirse para diseñar un vertedor de este tipo pueden verse en el trabajo presentado por el Ing. Macario Vega en el Congreso Internacional de Grandes Presas del año de 1976, volumen IV, pág 799.

El funcionamiento del vertedor de abanico de la presa Moczari es el siguiente:

El canal de acceso está formado prácticamente por el dique uno, de forma que los filetes líquidos entran perpendiculares al cimacio, que en nuestro estudio es de tipo Creager, el agua que escurre por el cimacio cae a un plano horizontal y por el cambio de pendiente (régimen rápido a tranquilo) se produce un salto hidráulico, siempre y cuando se tenga la energía necesaria aguas abajo para provocar este fenómeno, la energía aguas abajo esta fijada por la sección de control.

La geometría de la sección de control debe ser tal que la energía sea igual o mayor que la energía producida en el salto, es decir no debe existir la posibilidad de un salto barrido.

A partir de la sección de control se inicia el canal de descarga el cual tiene una pendiente mayor que la crítica hasta el límite del revestimiento de concreto que corresponde a la estación 0+400.00, de este punto en adelante el canal es horizontal y sin revestir hasta descargar en el río, ver plano 1.

III.1. Características Hidráulicas actuales

Los datos hidráulicos del proyecto son los siguientes:

$$Q_{dis} = 8000 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Elevación da la cresta vertedora 135.00 msnm

Elevación del NAME 140.11

Longitud de la cresta 330.00 m.

Perfil de cimacio "Creager".

Carga sobre el vertedor 5.11 m.

Verificando el coeficiente de gasto:

Para determinar el coeficiente "C" de descarga, se despeja de la ecuación de gasto de un vertedor de cresta libre dado por

$$Q = C L h^{3/2} \quad (3.1)$$

por lo tanto
$$C = \frac{Q}{L h^{3/2}} = \frac{8000}{330 * 5.11^{3/2}}$$

$$C = 2.098 \text{ m}^{0.5}/\text{s}$$

Creager recomienda un valor que en el sistema métrico decimal es igual a 2.197, es decir se tiene un error en menos del 4.47% lo cual es aceptable.

Las coordenadas del cimacio y de la superficie libre del agua para una carga de 5.11 m. son:

x	y	s.l.a.
0.000	0.64386	-4.24641
0.510	0.18396	-4.10333
1.022	0.03577	-3.94492
1.533	0.00000	-3.78140
2.044	0.03577	-3.58722
3.066	0.32193	-3.16820
4.088	0.78183	-2.61121
5.110	1.36437	-1.94180
6.132	2.09510	-1.11909
7.154	3.01490	-0.15330
8.676	4.70120	1.55855
10.220	6.69410	3.54123

Para encontrar las características hidráulicas en el punto de tangencia se dibuja una recta tangente con pendiente de 45° por el perfil Creager, ver fig 3, una perpendicular en ese punto hasta el perfil de la superficie libre del agua da el tirante en ese punto.

Para los perfiles sólidos dados por una ecuación, el punto de tangencia es mas preciso, basta encontrar la primera derivada e igualarla con la pendiente de la recta obteniéndose las coordenadas del punto, el valor del tirante de todas maneras depende de la precisión del dibujo. En este caso el tirante tiene el valor de 2.10 m.

III.2. Revisión del funcionamiento hidráulico del vertedor

Como la longitud de cresta es 64 veces mayor que la carga se puede trabajar como un vertedor de sección rectangular de ancho unitario sin que el error sea considerable, teniéndose un gasto

unitario igual a

$$q = \frac{8000}{330} = 24.242 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

Las características hidráulicas en el punto de tangencia son:

$$v = \frac{q}{t} = \frac{24.242}{2.10} = 11.544 \text{ m/s}$$

Para encontrar el tirante en el pie del vertedor se puede aplicar la ecuación de Bernoulli, despreciando la pérdida por fricción, teniendo esta ecuación la forma siguiente

$$z + t_1 \cos \alpha + \frac{v_1^2}{2g} = t_2 + \frac{v_2^2}{2g} \quad (3.2)$$

z es la diferencia de elevaciones entre el punto de tangencia y la elevación del plano horizontal, obteniéndose un valor de

$$z = 4.132 \text{ m}$$

Al sustituir los valores en la ec 3.2, se obtiene que

$$\begin{aligned} z + t_1 \cos \alpha + \frac{v_1^2}{2g} &= 4.132 + 2.10 \cos 45^\circ + \frac{11.544^2}{19.62} \\ &= 12.409 \end{aligned}$$

procediendo por tanteos para encontrar el tirante t_2 se llega a que

$$t_2 = 1.671 \text{ m}$$

$$v_2 = 14.507 \text{ m/s}$$

$$t_2 + \frac{v_2^2}{2g} = 12.398 \text{ m}$$

un error de -0.09 %

Como por la teoría de los vertedores en abanico debe existir un plano a nivel al pie del vertedor, este se encuentra a la elevación 127.57, donde el agua tratará de formar un salto, el tirante después del salto se puede calcular con la siguiente ecuación, dado que es un canal rectangular, las siguientes estaciones se pueden localizar en el plano 1

$$t_2 = \frac{t_1}{2} ((1 + 8f_1^2)^{1/2} - 1) \quad (3.3)$$

en donde el número de Froude al cuadrado se calcula con

$$f_1^2 = \frac{v^2}{gt} = \frac{14.507^2}{9.81 * 1.671}$$

sustituyendo en la ec 3.3 se tiene que

$$t_2 = 7.673 \text{ m y } v = 3.159 \text{ m/s}$$

El salto se presentará si existe la suficiente energía aguas abajo, en este caso para que el salto se presente al pie del

vertedor es necesario que el tirante conjugado mayor del salto sea igual al tirante crítico de la sección del canal de descarga, lo cual se logra al igualar la energía en ambas secciones.

$$t + \frac{v^2}{2g} = t_c + \frac{v_c^2}{2g} \quad (3.4)$$

La sección de control en la estación 0+128.059 plano 1, es un canal de sección trapecial de 156.00 m de ancho de plantilla y talud 1:1.

El tirante crítico para un canal de cualquier tipo de sección transversal se calcula con la ecuación siguiente

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B} \quad (3.5)$$

donde A área de la sección

B ancho de superficie libre del agua

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{8000^3}{9.81} = 6523955 = \frac{[(156 + t_c) t_c]^3}{2t_c + 156}$$

Por tanto al resolver esta ecuación se encuentra que el tirante crítico es igual a

$$t_c = 6.359 \text{ m}$$

$$v_c = 7.748 \text{ m/s}$$

Por consiguiente al sustituir valores a la ec 3.4 se tiene que del lado izquierdo

$$t + \frac{v^2}{2g} = 7.673 + \frac{3.159^2}{19.62} = 8.182$$

y del lado derecho

$$tc + \frac{vc^2}{2g} = 6.359 + \frac{7.748^2}{19.62} = 9.419$$

$$8.182 < 9.419$$

La energía en la sección de control es mayor que la energía del salto en el pie del vertedor lo que obliga al salto a presentarse antes del pie, lo que está de acuerdo con la teoría del Ing Fernando Hiriart.

Prosiguiendo aguas abajo, el tirante en la estación 0+236.987 plano 1, la sección transversal es trapecial de 90.00 m de ancho de plantilla 0.06 de pendiente y talud 1:1, sus características hidráulicas se obtienen aplicando la ecuación de la energía entre la sección de control y ésta sección.

$$z + tc + \frac{vc^2}{2g} = t + \frac{v^2}{2g} + 0.1 \frac{vc^2 - v^2}{2g} \quad (3.6)$$

$$z = 0.06 (236.987 - 128.059) = 6.535$$

del lado izquierdo de la ec 3.6 se tiene

$$6.535 + 6.359 + \frac{7.748^2}{19.62} = 15.954$$

$$\text{Si } t = 6.265 \text{ m}$$

el lado derecho de la ecuación es igual a 15.950 con

$$v = 13.264 \text{ m/s}$$

Revisando el tirante en la sección 0+400.00 (final del revestimiento) con pendiente igual a 0.03 se tiene aplicando de nuevo la ecuación de la energía que

$$z + t_1 + \frac{v_1^2}{2g} = t_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \left(\frac{v_m n}{r m^{2/3}} \right)^2 l \quad (3.8)$$

donde

$$z = 0.03 (400.00 - 236.987) = 4.890$$

$$l = 163.013$$

del lado izquierdo

$$4.890 + 6.265 + \frac{13.264^2}{19.62} = 20.123$$

$$\text{Si } t_2 = 5.054 \text{ m}$$

$$\text{entonces } a_2 = 480.403 \text{ m}^2$$

$$v_2 = 16.653 \text{ m/s}$$

$$r^2 = 4.6062 \text{ m}$$

y la energía sera igual a 20.122

cumpliéndose así la ecuación de la energía en este tramo.

El valor del número de Froude para la sección 0+400.00 es

$$f = \frac{v}{(gd)^{1/2}} \quad (3.9)$$

en donde d es igual a

$$\begin{aligned} d &= \frac{a}{B} = \frac{480.402}{2 \times 5.054 \times 90} \\ &= 4.798 \end{aligned}$$

sustituyendo en la ec 3.9 se tiene que

$$f = \frac{16.652}{(9.81 \times 4.798)^{1/2}}$$

$$= 2.427 > 1 \quad \text{RAPIDO}$$

De la estación 0+400.00 hasta el final del canal, estación 0+800.00, este no está revestido y la pendiente es nula, es de esperarse que al existir un cambio de pendiente $s=0.03 > s_c$ a $s=0$ se pueda presentar un salto hidráulico pero existen dos factores que ponen en duda la presencia del salto, el cambio del valor de la n de Manning de 0.015 a 0.030 y el valor tan bajo del número de Froude 2.427

Si se aplica la ecuación de la energía (ec 3.10) entre las estaciones 0+400.00 y 0+450.00 y esta ecuación es posible igualarla indicará que no existe salto a menos que la disipación de la energía en el salto (espuma, calor, sonido) sea igual a la

pérdida de carga por fricción cosa muy improbable.

$$t_1 + \frac{v_1^2}{2g} = t_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \left(\frac{v_m n}{r_m^{2/3}} \right)^2 l$$

$$t_1 + \frac{v_1^2}{2g} = 5.054 + \frac{16.653^2}{19.62} = 19.189$$

Si $t_2 = 5.945$ m, la energía es igual a 19.186

Se puede verificar el teorema de Bernoulli es decir no salta.

IV. ALTERNATIVAS DE LA SOBREELEVACION DE CORTINA Y DIQUES

IV.1. Alternativas propuestas

Las alternativas propuestas en este trabajo son las siguientes y posteriormente se hará una descripción detallada de cada una de ellas.

- A) En forma tradicional, como se ha hecho para las presas "Miguel Hidalgo", "Lázaro Cárdenas" y "Solís", tratando de continuar con la geometría de la sección prolongando los materiales, ver fig 4.
- B) En base a un cajón de concreto con relleno de arcilla y grava-arena, ver fig 5.
- C) Consiste en llevar a cabo la sobreelevación de la presa mediante muros tipo "L" desplantados directamente sobre la corona actual, con relleno grava-arena y dentellón de material impermeable, ver fig 6.

Las alternativas B y C son semejantes distinguiéndose una de otra por la presencia de un corazón de arcilla que prácticamente divide el cajón propuesto en la alternativa B, en dos muros tipo "L" que constituyen a la alternativa C.

En estas alternativas debe considerarse que

- La sobreelevación deberá ser de 4.5 m.

- Deberá considerarse la remoción de 2 m de altura de materiales de la cortina y diques.

Los datos de partida para todas las alternativas son:

- El factor de sismo a considerar en el análisis estructural será de 0.10, el cual fue seleccionado con base a lo que recomienda el "Manual de Diseño de Obras Civiles", de C.F.E. capítulo C.1.3., considerando que la región en la que se ubica la presa es la zona B de la República Mexicana.
- El esfuerzo máximo permisible en la cortina y diques para el desplante del cajón y muros sera de aproximadamente 2.0 kg/cm^2 (20 ton/m^2).

Alternativa A - Tradicional

Descripción

La alternativa de sobreelevación, tanto de la cortina como de los diques, consiste en hacer una prolongación de las capas de los materiales que forman el cuerpo de la cortina, fig 4, para ello deberá hacerse la remoción de una capa de 2 m de espesor de los materiales de la cortina, con objeto de realizar la liga del corazón impermeable.

Se considera que con taludes de 1.75:1, a partir del nivel de la remoción (elevación 141.50), aguas arriba y 2:1 aguas

abajo, se obtiene una buena solución y resultados satisfactorios en los factores de seguridad mínimos, además con esta altura de sobreelevación y esos taludes no se provoca que la cortina se extienda muy lejos de sus condiciones actuales teniendo por ello excesos de material en la cortina. El talud de aguas abajo se prolonga hasta la banquetta existente a la elevación 91.00.

En esta solución el ancho de la corona y del dique número 2 se reducirá de 10.00 m. a 8.00 m., manteniéndose el ancho de 6.00 m. en los diques números 1 y 3.

Aspectos constructivos

Con referencia a los materiales que forman el respaldo del talud aguas abajo estos se deben colocar desde la elevación 91.00, donde se localiza actualmente una banquetta, hasta llegar a la elevación 141.50, a partir de esta se deberán remover los materiales actuales de la cortina en un espesor de 2.00 m., debiéndose renivelar y escarificar la superficie resultante del corazón impermeable para que pueda recibir adecuadamente los materiales de la sobreelevación.

La colocación de materiales de la sobreelevación se hace en capas de 0.20 m., para que la unión de los materiales antiguo-nuevo sea estrecha y no exista un posible plano de falla, esto se hará hasta la elevación 148.00, que corresponde el nivel de la corona, y el corazón impermeable se debe compactar hasta tener el 95% de la prueba próctor de la SARH.

Alternativa B - Cajón de concreto

Descripción

Esta alternativa consiste en realizar la sobreelevación mediante un cajón de concreto reforzado, fig 5, con relleno de arcilla y grava y un dentellón de concreto colocado en una zanja excavada previamente dentro del corazón de material impermeable de la cortina y diques; en esta alternativa se considera, al igual que en la alternativa A, una remoción de los materiales de la cortina en una capa de 2 m. de espesor, con lo que se llegara a un nivel de desplante del cajón que corresponda a la 141.50 m.

Al igual que en la alternativa A el ancho de la corona se reduce de 10 a 8 m. en la cortina y en el dique número 2, mientras que en el dique número 1 y dique número 3, el ancho permanece de 6 m.

Análisis estructural

El análisis estructural del cajón de concreto, se hizo para el empuje activo del terreno de material grava-arena, con $\Gamma=2.07$ ton/m³ y $\phi=35^\circ$, los empujes producidos por el sismo se consideran actuando en el relleno y en el cajón, bajo estas restricciones, el espesor de los muro del cajón resulta ser de 0.35 m en la corona, y 0.7 m en la base del muro, transmitiéndose un esfuerzo máximo a la cortina de $f=1.584$ kg/cm².

Aspectos constructivos

Inicialmente se remueve una capa de 2 m. de espesor a partir de la corona con la que se llegará a la elevación 141.50.

Para recibir el cajón de la sobreelevación, la superficie de remoción se renivelará y compactará. La zanja del dentellón de concreto tendrá 1 m. de ancho y 2 m. de profundidad en tramos de 20 m. de longitud alternados a lo largo de la corona.

El cajón se rellenará con material grava-arena en capas de 0.20 m., compactándose al 100% de la densidad relativa, siguiendo de esta manera hasta alcanzar el nivel de la superficie de rodamiento, que corresponde a la elevación 146.35.

Alternativa C - Muros tipo "L"

Descripción

Esta alternativa consiste en realizar la sobreelevación con muros en "L" fabricados de concreto reforzado, desplantándose directamente sobre la corona, fig 6, renivelándose previamente al igual que en las alternativas A y B por ello los anchos de las coronas de la cortina y diques se reducirán.

Análisis estructural

Los muros en "L" se proponen de 4.5 m. de altura y sometidos al empuje activo del terreno con sobre carga de 0.60 m. y el empuje producido por el sismo actuando en el relleno y en el

muro. El esfuerzo máximo transmitido a la cortina es de 1.3 kg/cm^2 para los muros de 0.35 m de espesor y con zapata de 3.15 m de ancho y 0.35 m de espesor.

Para el dentellón de material impermeable, que une al material impermeable de la cortina y el relleno entre los muros de material grava-arena producto de las excavaciones, se excavará una zanja de 1 m de ancho y 2 m de profundidad.

Aspecto constructivo

Desde el punto de vista constructivo se tiene que observar que previamente se renivele y se compacte la corona para recibir los muros de sobreelevación, la zanja del dentellón de material impermeable que liga con el corazón se alojara en zanjas de 1 m de ancho, 2 m de profundidad y 20 m de longitud en tramos alternados a lo largo de la corona, este dentellón debe compactarse al 95% de la prueba proctor de la SARH.

Los muros "L" de concreto reforzado, se colocarán y, posteriormente, se rellenarán con grava-arena y se prolongará el dentellón de material impermeable hasta 2 m arriba del nivel de la corona actual, dentro del relleno de los muros. El relleno se colocará en capas de 0.20 m hasta alcanzar el nivel de la superficie de rodamiento (elevación 146.25).

IV.2. Comparación de alternativas

Alternativa A - Tradicional

Ventajas:

- No es necesario remover los materiales de la cortina hasta que la colocación de los materiales en el respaldo aguas abajo haya alcanzado la cota 141.50, lo cual permite continuar operando los niveles en la presa sin variación hasta que se alcance dicha cota.
- Existe experiencia en este tipo de sobreelevación en la SARH que ya lo ha hecho para otras presas.

Desventajas:

- El tiempo de ejecución en esta alternativa es mayor en relación con las otras alternativas.
- Se requiere de una remoción de material lo que conlleva a una reducción en la seguridad de la estructura durante el tiempo que dure la remoción.

Alternativa B - Cajón de concreto

Ventajas:

- El tiempo de ejecución es menor que en la alternativa A, dado que no se tiene que colocar material en el respaldo aguas abajo.

Desventajas:

- La remoción del material lleva a una reducción en la seguridad de la presa.
- El cajón de sobreelevación es una estructura rígida que no es compatible con la estructura flexible de la cortina ó diques; siendo el cajón susceptible de agrietamiento al deformarse la estructura (cortina ó diques) por efecto de la consolidación que sufran los materiales que la constituyen.

Alternativa C - Muros tipo "L"

Ventajas:

- El tiempo de ejecución es menor que en las otras alternativas debido a que no se requiere remover ningún material de la cortina ó diques.
- Por la misma razón no se reduce el factor de seguridad de las estructuras.

Desventajas:

- Los muros "L" forman una estructura rígida que como ya se anoto anteriormente no es compatible con la estructura flexible de la cortina.

V. ALTERNATIVAS DE LA OBRA DE CONTROL

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos impuso como condición a la solución

- A) Elevación del NAME 145.50 msnm
- B) Que exista, a parte de la obra de control, el vertedor de abanico o parte del vertedor de abanico
- C) Una política de operación que a continuación se expone.

V.1. Política de operación

La S.A.R.H. propuso la política de operación siguiente

Partiendo del nivel de conservación, elevación 135.00 , que es la elevación actual de la cresta del vertedor de abanico se tiene que:

- i) La avenida registrada en enero de 1971, hirograma 2, será controlada con un gasto de $500 \text{ m}^3/\text{s}$, llegándose a una elevación determinada, a esta elevación se le llamará elevación máxima de control "A".
- ii) La avenida máxima registrada presentada en enero de 1949, hidrograma 3, se controlará de la forma siguiente, con un gasto de salida de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta llegar a la elevación de control "A", de este punto en adelante se controlará con un gasto de salida de $2000 \text{ m}^3/\text{s}$. hasta llegar a una elevación, denominada elevación

máxima de control "B".

Utilizando la elevación máxima de control "B" se calculará la sobreelevación del cimacio del vertedor de abanico de manera que pasen exclusivamente $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ por las compuertas.

- iii) La avenida máxima de diseño, hidrograma 1, se controlará de la forma siguiente, $500 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta la elevación "A", $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta la elevación "B", cuando el agua alcance este nivel se cerraran las compuertas y todo el gasto pasará por el vertedor de abanico.

Esta política de operación se adoptó por las condiciones aguas abajo del vertedor, ya que existen poblados que sería imposible desalojar si repentinamente se presentara un gasto fuerte de salida por el vertedor.

V.2. Soluciones a la obra de control

Localización

Se plantean tres posibles soluciones a la localización de la obra de control, estas fueron seleccionadas de visitas de campo y registros de geología existente de los posibles lugares de localización.

Solución I

Esta se encuentra localizada en el cuello del vertedor de

abanico plano 2.

Solución II

Localizada en el dique número uno existiendo dos variantes, que son

- a) Colocar la estructura de control sobre el propio dique, teniéndose que construir una ataguía aguas arriba del dique, plano 3.
- b) Colocar la estructura de control aguas abajo del dique, construyendo una "S" para la unión del dique y la estructura, en esta forma el dique haría la veces de ataguía, plano 4.

Solución III

Colocar la estructura en la parte frontal de el vertedor de abanico haciendo una semejanza con la presa Miguel Hidalgo resuelta de esta manera, plano 5.

Número y magnitud de las compuertas

Para seleccionar el número y magnitud de las compuertas se procedió de la manera siguiente

Con la elevación 135.00 y gasto de $500 \text{ m}^3/\text{s}$ se da un intento de la elevación del umbral de las compuertas, cuando la superficie libre del agua alcance la elevación de control "A", la obra de control sea capaz de desalojar $2000 \text{ m}^3/\text{s}$, esto confirma la

elevación del umbral de las compuertas dado que el nivel del agua alcanzado durante el tránsito de la avenida no sobrepasa la elevación máxima de 145.50 propuesta por SARH.

Dado que la magnitud y el número de compuertas es aleatorio se hicieron una serie de tránsitos de avenidas con diferentes números de compuertas y ancho, dando una amplia gama de resultados, seleccionando de entre todos estos como mejor solución número y dimensiones de la compuerta.

V.3. Ventajas y desventajas de las soluciones

Alternativa I

Ventajas:

- Se usa el vertedor actual como atagüía hasta la elevación 135.00. En caso necesario se colocan las agujas en el vertedor.
- No se rompe ninguno de los diques.
- Se usa el mismo canal de descarga construyendo una transición de salida de las compuertas al ancho del canal de descarga.
- Es relativamente fácil de construir.

Desventajas:

- En caso de que exista una falla en los malacates y no

se puedan izar las compuertas no existe una obra de descarga adicional poniendo a la presa en peligro, esto mismo se refleja también en la etapa de construcción.

Alternativa II

Ventajas:

- La descarga de la obra de control sería aguas abajo del actual canal de descarga del vertedor de abanico.
- Se tendría toda la longitud del vertedor de abanico para desalojar cualquier avenida esto da un programa de construcción bastante holgado.

Desventajas:

- En el caso en que el dique se usara como atagüía , la remoción de éste para formar la "S" sería un poco complicada, necesitándose caminos de construcción con fuerte pendiente.

Alternativa III

Ventajas:

- El costo de construcción es un poco menor.
- Las atagüías que serían de concreto son de menor altura con referencia a las otras alternativas.
- En caso de presentarse una avenida imprevista descarga-

ría sobre la obra en construcción sin causar graves daños.

Desventajas:

- Hidráulicamente el vertedor de abanico no trabajaría como los tradicionales dado que no existe gasto por el centro cuando están cerradas las compuertas, cuando descargan las dos ramas del vertedor chocarán en el centro produciendo una ola (llamada burro) ,analíticamente no se puede asegurar que su forma de trabajo es satisfactoria por lo que es indispensable un estudio cuidadoso en el laboratorio hidráulico.
- La longitud del vertedor de abanico se reduciría al alojar las compuertas en la parte central.

VI. COMPARACION DE RESULTADOS

A continuación se muestra los costos de las alternativas de sobreelevación y obra de control.

VI.1. Cortina

Los costos de las alternativas son:

Alternativa I

Terracerías

Excavación 27`599,500.00

Obtención, acarreo
y colocación de los
materiales 398`520,050.00

Sobre acarreo de
terracerías 156`365,000.00

582`484,550.00

Alternativa II

Terracerías

Excavación 37`198,000.00

Obtención, acarreo
y colocación de los
materiales 40`413,050.00

Sobre acarreo de
terracerías 15`628,200.00

Estructuras

Concreto en la presa 2,179`541,000.00

Conceptos diversos 8`260,000.00

2,281`040,350.00

Alternativa III

Terracerías

Excavación 5`992,250.00

Obtención, acarreo y colocación de los materiales	35`537,450.00
Sobrecarreo de terraceras	12`886,200.00
Estructuras	654`171,900.00
Conceptos diversos	3`570,000.00

	712`157,800.00

VI.2. Obra de control

Alternativa I

Excavación	9`075,000.00
Concreto reforzado	227`370,000.00
Concreto simple	662`000,000.00
Acero de refuerzo.	203`250,000.00
Demolición de concreto	19`800,000.00

	1`121`495,000.00

Alternativa IIA

Excavación	71`057,250.00
Concreto reforzado	302`608,800.00
Concreto simple	559`390,000.00
Acero de refuerzo	195`000,000.00
Material permeable	675,025.00
Material impermeable	18`480,350.00
Enrocamiento	73`102,330.00
Remoción ataguia	39`113,200.00

	1`259`426,955.00

Alternativa IIB

Excavación	66`275,000.00
Concreto reforzado	295`374,300.00
Concreto simple	541`185,000.00
Acero de refuerzo	193`350,000.00
Material permeable	65`746,765.00
Material impermeable	28`248,500.00
Enrocamiento	9`024,365.00
Remoción dique 1	53`917,500.00

	1`253`119,430.00

Alternativa III

Excavación	2`090,000.00
Concreto reforzado	206`700,000.00
Concreto simple	352`515,000.00
Acero de refuerzo	184`800,000.00
Demolición de concreto	88`200,000.00

	834`305,000.00

Según los estudios realizados y mostrados en esta tesis podemos observar que la alternativa optima de sobreelevación de cortinas y diques es la número I, sobreelevación tradicional, dado su bajo costo, mayores ventajas que desventajas y la amplia experiencia por parte de las autoridades de la Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos en este tipo de sobreelevaciones.

Para las alternativas de la obra de control se elige la numero III, obra de control en el vértice del vertedor de abanico, dado que el costo de esta es menor que las otras y sus ventajas superan a sus desventajas.

VII. CONCLUSIONES

En los capítulos anteriores hemos analizado el problema planteado para la presa Adolfo Ruiz Cortinez, se dieron los parámetros para acotar el problema y finalmente se presentaron una serie de soluciones tanto para la sobreelevación de la cortina como para la ubicación y forma del vertedor.

Para la sobreelevación de la cortina y diques, se adopta la sobreelevación tradicional ó la prolongación de las capas de materiales que forman el cuerpo de la cortina.

En la solución del vertedor, se toma la alternativa de colocarlo en la parte frontal de el vertedor de abanico, teniendo este, tres compuertas de 13 x 14 m, cumpliendo con las políticas impuestas por la S.A.R.H.

Durante el presente trabajo se llevo a cabo la construcción de esta obra, con las soluciones presentadas aquí, cabe señalar que se presentaron lluvias extremas y que el conjunto de soluciones propuestas funcionaron satisfactoriamente controlando el caudal del río.

PRESA ADOLFO RUIZ CORTINES, SON.

Delimitación y subdivisión de cuencas

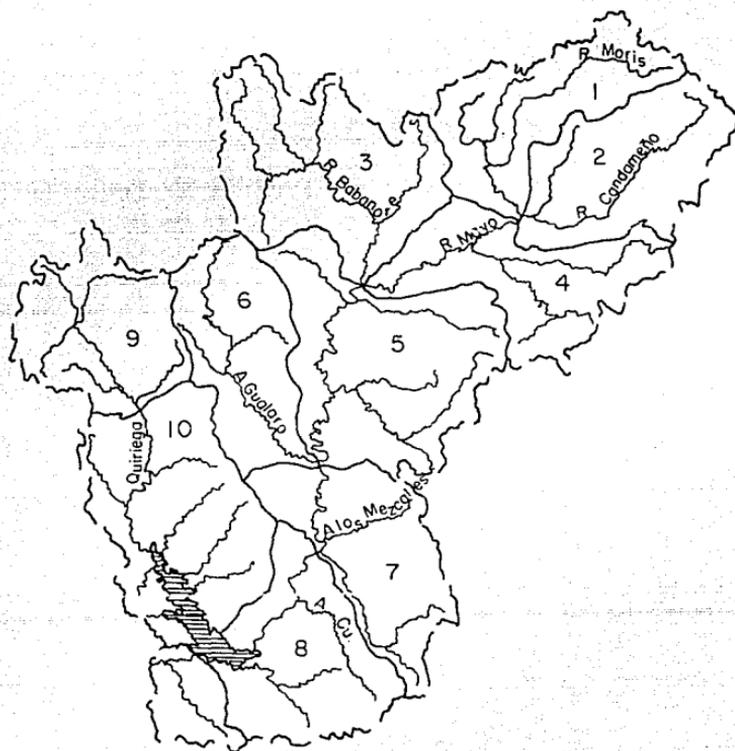


FIG. 1

VERTEDOR DE ABANICO
Partes Principales

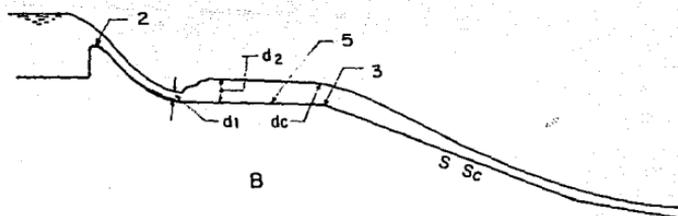
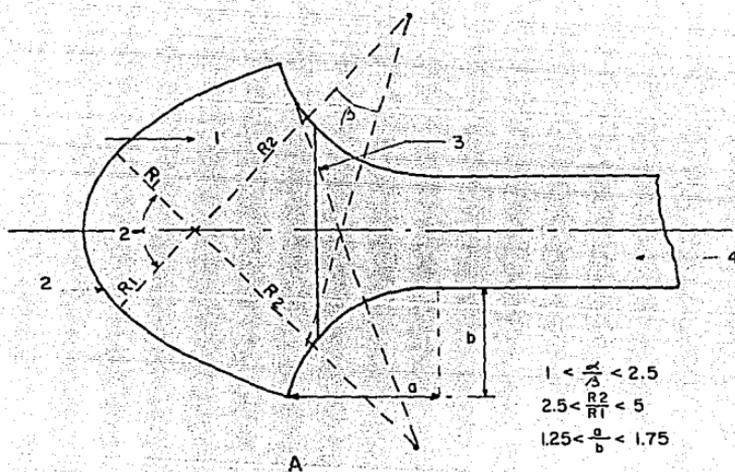


FIG. 2

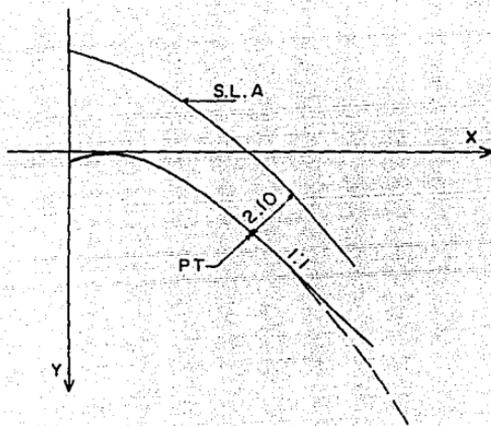
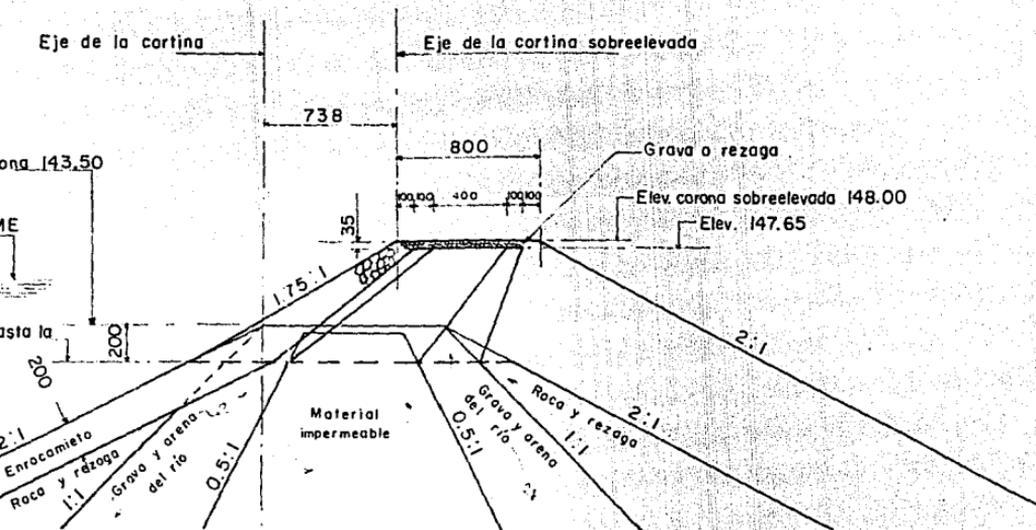
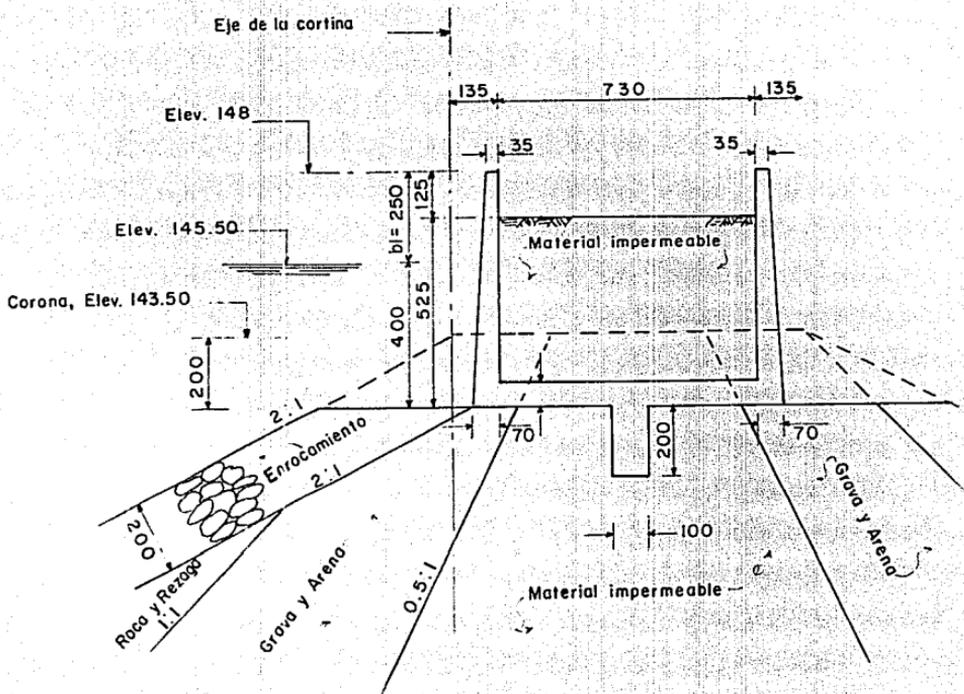


FIG. 3



SOBREELEVACION TRADICIONAL

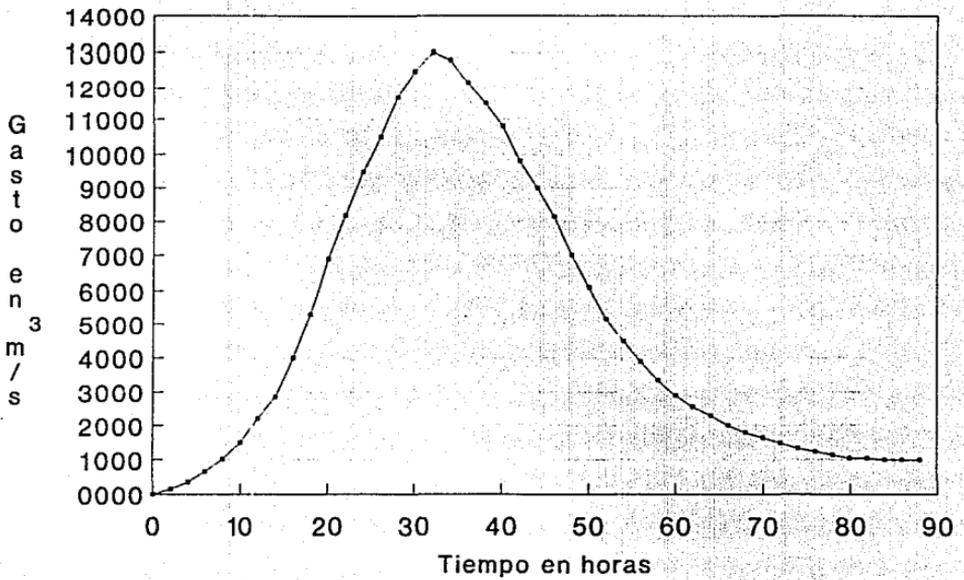
FIG. 4



SOBREELEVACION CAJON DE CONCRETO

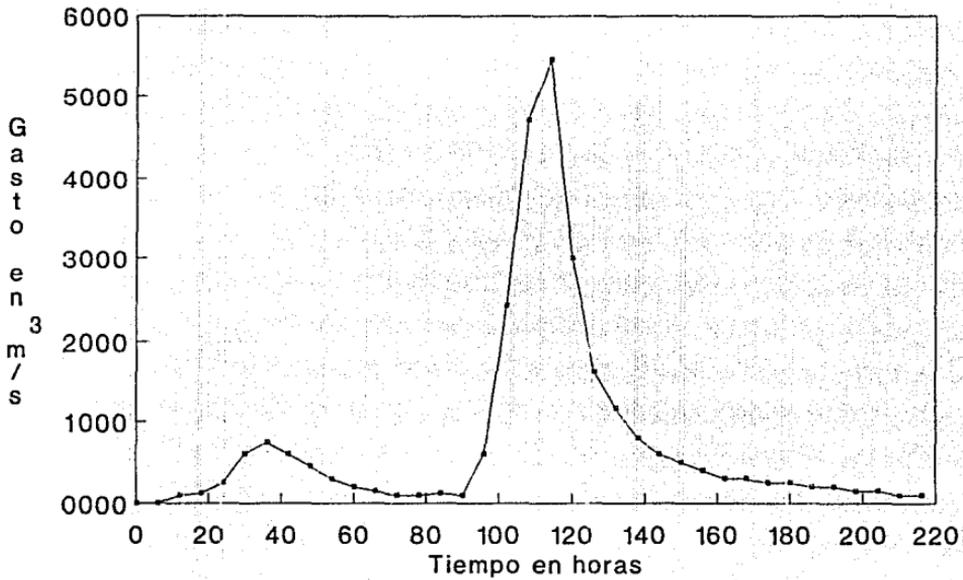
FIG. 5

Avenida de diseño Mocuzari



Hidrograma 1

Avenida de Enero de 1971 Mocuzari

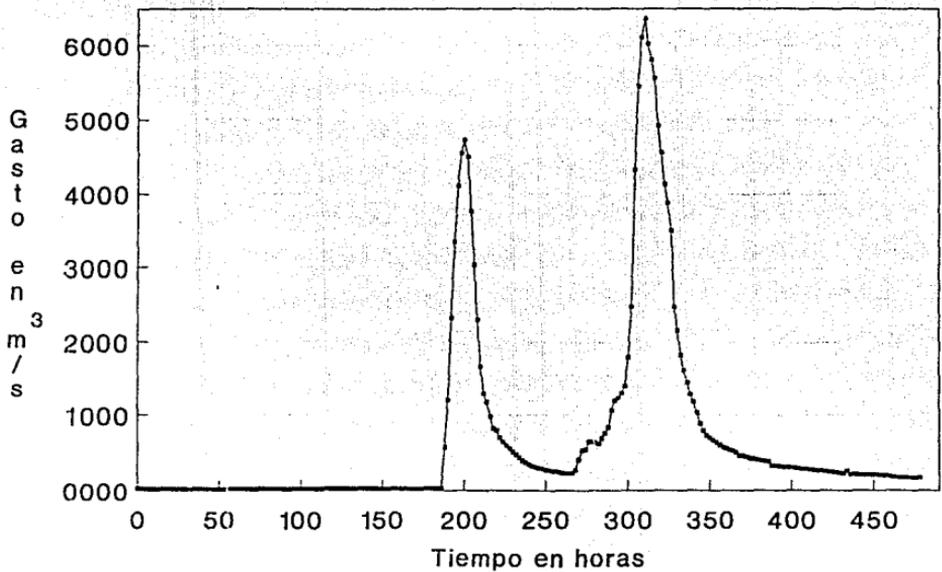


Hidrograma SARH

Hidrograma 2

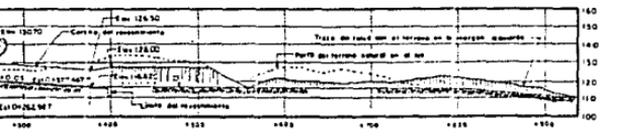
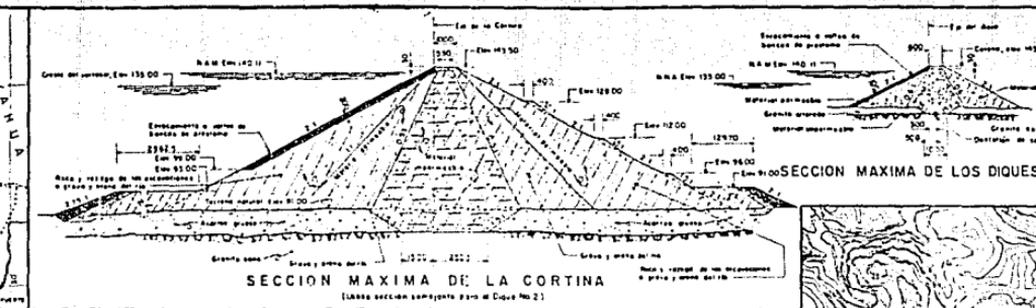
Avenida Enero 1949

Mocuzari

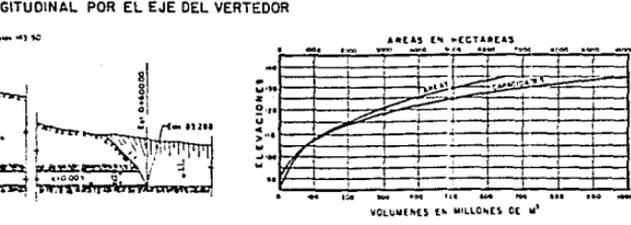


Hidrograma maximo registrado

Hidrograma 3



CANTIDADES ESTIMADAS PRINCIPALES		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
CORTINA		
Excavación para torres y desagües	80 000	m ³
Excavación en material de acarreo	75 107	m ³
Materiales para muros	209 100	m ³
Materiales para muros	2 553 800	m ³
Concreto	122 000	m ³
DIQUES		
Excavación para torres y desagües	461 300	m ³
Materiales para muros	81 900	m ³
Concreto	89 107	m ³
Excavación para el drenaje de la cortina	3 375	m ³
Concreto siempre en el drenaje	6 242	m ³
VERTEDOR		
Excavación	915 200	m ³
Concreto siempre en el torbellino y fondo de los vertederos	45 183	m ³
Concreto reforzado en las contrapendientes	24 000	m ³
Acero de refuerzo	450 000	kg
OBRA DE TUBA		
Excavación a todo el ancho	213 900	m ³
Excavación de "canchales" y tuberías	30 781	m ³
Concreto simple	7 120	m ³
Concreto reforzado	7 850	m ³
Acero de refuerzo	294 400	kg
Acero inoxidable	65 100	kg
Tubo de 4.00 m	14 400	kg
Tubo de 1.60 m	17 000	kg
Acero en el anillo de 1.60 m y muestreo	1	kg
Concreto de reparos y mantenimiento	1	kg
Alambre de púas de 2.28 m de diámetro	2	Paa



EJE DEL TUNEL No. 1

CURVAS DE AREAS Y CAPACIDADES

