

110
2 ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA

**DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DE LOS
VERTEDORES DE CAIDA LIBRE EN PRESAS DE ARCO**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERA CIVIL

PRESENTA:

BEATRIZ VALLEJAN FLORES

MEXICO, D. F.

1996

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-036/95

Señorita
BEATRIZ VALLEJAN FLORES
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. ARTURO NAVA MASTACHE**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

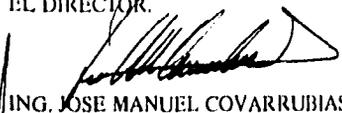
"DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DE LOS VERTEDORES DE CAIDA LIBRE EN PRESAS DE ARCO"

- INTRODUCCION**
- I. CONSIDERACIONES PRELIMINARES**
 - II. CRITERIOS HIDRAULICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL**
 - III. CRITERIOS HIDRAULICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA TERMINAL**
 - IV. VERTEDORES DE CAIDA LIBRE EN DIVERSAS PRESAS**
 - V. OBRA DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELECTRICO "EL CAJON", NAYARIT**
- CONCLUSIONES**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitario a 12 de abril de 1996.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/GMP*jbr

**Para mi mamá.
Gracias por hacer
mis sueños realidad.**

Agradezco a las personas que me ayudaron a la realización de este trabajo, especialmente quisiera agradecer al Ing. Arturo Rebollo por la idea, al Ing. Roberto Sánchez Trejo por ser un gran ejemplo a seguir, al Ing. Arturo Nava Mastache por las clases de hidráulica, al Ing. Alejandro Ramos por su ayuda, a mi pareja Alfredo Romero por su gran apoyo, y a Fino y a Fermín por poner el ejemplo.

DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DE LOS VERTEDORES DE CAÍDA LIBRE EN PRESAS DE ARCO

INTRODUCCIÓN		1
CAPÍTULO 1.- CONSIDERACIONES PRELIMINARES		
1.1	UNA IDEA DE LAS GRANDES PRESAS QUE SE CONSTRUYEN EN MÉXICO	5
1.2	ANTECEDENTES	7
1.2.1	Geometría de las presas arco	8
1.2.2	Seguridad	10
1.2.3	Partes que componen un vertedor de caída libre	11
1.2.4	El estudio en modelo	12
CAPÍTULO 2.- CRITERIOS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL		
2.1	GEOMETRÍA DE LA CRESTA	14
2.2	CAPACIDAD DE DESCARGA SOBRE UNA CRESTA DE CIMACIO SIN CONTROL	17
2.3	COEFICIENTE DE DESCARGA	18
2.3.1	Efecto del talud del paramento aguas arriba	19
2.3.2	Efecto de las cargas diferentes a las de diseño	19
2.4	CARGA DE DISEÑO	20
2.5	LONGITUD EFECTIVA O ANCHO EFECTIVO DE CRESTA	20
2.6	DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA QUE SE COLOCAN EN LA CRESTA DE LAS PRESAS DE CONCRETO. "CREST SPLITTERS"	22
CAPÍTULO 3.- CRITERIOS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DEL TANQUE AMORTIGUADOR		
3.1	GEOMETRÍA DE LA LÁMINA VERTIENTE	30
3.2	GEOMETRÍA DEL CHORRO INCIDENTE EN EL TANQUE	33
3.3	DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL TANQUE	39
3.4	PRESIONES MEDIAS SOBRE LA LOSA	41
3.5	ESTUDIOS REALIZADOS POR JERÓNIMO PUERTAS	46

3.5.1	Estudio de la similitud	47
3.5.2	Efectos de escala	49
3.5.3	Descripción de la estructura	52
3.5.4	Resultados obtenidos	60

CAPÍTULO 4.- DIVERSOS PROYECTOS HIDROELÉCTRICOS CON VERTEDOR DE CAÍDA LIBRE

4.1	LA PRESA BÓVEDA DE SUSQUEDA. ESPAÑA	64
4.1.1	El estudio del vertedor libre en la coronación	65
4.1.2	El problema de la aireación de la lámina vertiente	68
4.1.3	El tanque amortiguador	72
4.1.4	Entrada en servicio de la obra	78
4.2	LA PRESA MOSSYROCK , E.U.A.	80
4.3	LA PRESA P.K. LE ROUX EN SUDÁFRICA. EL VERTEDOR Y LA DISIPACIÓN DE LA ENERGÍA	82
4.3.1	El vertedor sin control	88
4.3.2	El tanque amortiguador	91
4.4	EROSIONES EN LA PRESA KARIBA EN EL RÍO ZAMBEZE. ÁFRICA	93
4.4.1	Erosiones finales esperadas	95
4.4.2	Diseño de un tanque amortiguador concebido formalmente	96
4.5	ALGUNOS PROBLEMAS PARTICULARES EN VERTEDORES DE GRAN CAPACIDAD EN PRESAS GENERADORAS EN FRANCIA	97
4.5.1	Generalidades	97
4.5.2	Observaciones sobre el funcionamiento de los vertedores en la corona	98
4.5.3	Daños observados en la zona de impacto de la lámina vertiente	99
4.5.4	Concepción de una losa de recepción	101
4.5.5	Continuidad de los materiales y formas	101

CAPÍTULO 5.- OBRA DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO "EL CAJÓN", NAYARIT

5.1	CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES	104
5.2	SOLUCIONES ESTUDIADAS	106

5.2.1	Presa de enrocamiento con cara de concreto	106
5.2.2	Presas rígidas: sección gravedad, arco y arco-gravedad	107
5.3	ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS SOLUCIONES ESTUDIADAS	110
5.4	DISEÑO DEL VERTEDOR DE CAÍDA LIBRE PARA LA PRESA ARCO B	112
5.5	DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DEL TANQUE AMORTIGUADOR	118
CONCLUSIONES		123

INTRODUCCIÓN

Las presas son estructuras que se construyen para retener y almacenar grandes volúmenes de agua de los cuales se obtienen beneficios tales como la generación de energía eléctrica, el riego, el abastecimiento de agua, el control de avenidas, entre otros.

La creación de un obstáculo para el agua en un río trae consigo diversos problemas que deben ser resueltos de manera satisfactoria para que la obra resulte exitosa. Uno de estos problemas es el relacionado con la regulación de los volúmenes en el embalse. La obra de contención, es decir la presa, está diseñada para resistir las acciones que sobre ella ejerce su embalse; cuando los niveles de éste alcanzan cotas mayores a las previstas es necesario derramar el volumen excedente para evitar que las acciones sobre la presa sean mayores a las previstas.

Para la disposición de estos volúmenes se diseña la obra de excedencias cuyo objetivo es permitir y controlar el derrame. Esta estructura debe tener la capacidad de descargar grandes cantidades de agua sin dañar la presa.

La forma de la obra de excedencias depende del tipo de presa, una de tierra por ejemplo, cuenta normalmente con un canal en una de las márgenes del cauce, fuera del cuerpo de la presa, que conduce el agua desde la superficie del embalse hasta el río.

En presas rígidas, se cuenta con diversos tipos de estructuras que son parte integral del cuerpo de la presa, existen los desagües de fondo, que se encuentran a cotas intermedias, y los vertedores de superficie que se colocan en la corona de la presa.

Dentro de los vertedores de superficie se encuentran los de perfil estricto, los cuales llevan el agua desde el embalse hasta el río manteniéndola siempre en contacto con el piso de la conducción y entregándola en el cauce a grandes velocidades.

En los vertedores de salto de esquí, por ejemplo, se guía el agua durante la primera parte del trayecto y posteriormente se proyecta hacia aguas abajo, provocando que en el aire y en el momento del impacto con el terreno pierda la energía que ha almacenado debido a la diferencia de cotas entre el embalse y el río.

Otro tipo de aliviadero es el de vertido libre por coronación, en este, el derrame ocurre cuando el agua alcanza la cota deseada (N.A.M.O.) rebasa la cresta del cimacio y se desliza a través de él para después caer libremente formando una lámina de agua sensiblemente vertical en su trayecto. Esta lámina chocará con el estrato aguas abajo de la presa, hay casos en los que se permite que el

agua se impacte directamente en el río, pero generalmente se crea con la ayuda de una ataguía aguas abajo, un tanque o colchón de agua que favorece la disipación de la energía

Este tipo de vertedores se colocan en el cuerpo de las presas tipo arco debido a que estas tienen la característica geométrica de contar con un desplome en su paramento de aguas abajo que permite que el agua al caer lo haga libremente sin dañar la estructura de la presa (ver Fig. 1).

El vertedor de caída libre presenta grandes ventajas económicas, estructurales y constructivas con respecto a otras obras de excedencias ya que no requiere de grandes obras civiles para su construcción, por el contrario, al aprovecharse el cuerpo de la presa para su colocación se evitan los grandes volúmenes de excavación de los vertedores que se colocan en las márgenes del río y los grandes volúmenes de concreto de los que se colocan en el cuerpo de la presa pero que requieren de estructuras especiales tales como el salto de esquí.

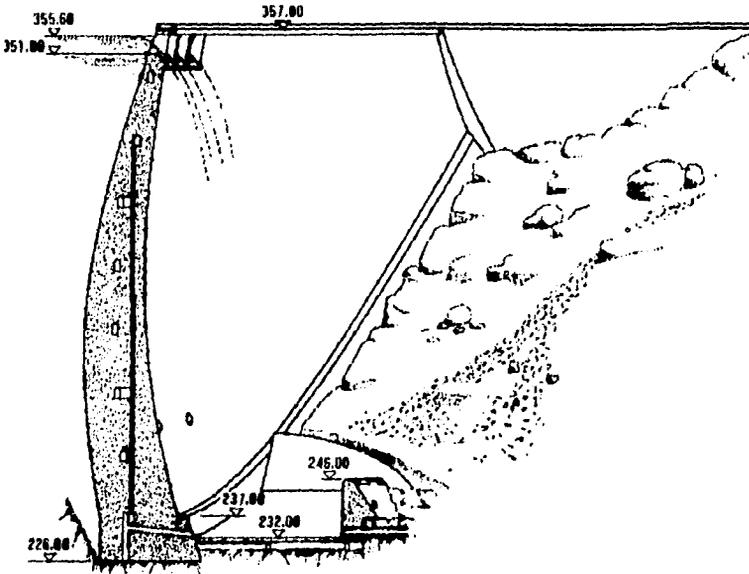


Fig. 1 Presa Bóveda de Susqueda, España.

Es de interés entonces estudiar este tipo de vertedor porque representa una solución simple y económica al problema de disponer, de manera segura y eficaz, del volumen de agua que excede al deseado en el embalse de la presa.

Por sus características, permitir que una gran cantidad de agua caiga libremente desde una altura considerable, se le ha tratado con escepticismo e incluso con cierto temor, no solamente en

México, sino en todos los países en los que por primera vez se le ha considerado como una alternativa para resolver el problema de la obra de excedencias en una presa.

Es por esto que el propósito de esta tesis es mostrar que se le ha utilizado de manera exitosa en un gran número de presas en el mundo, así como demostrar que puede empezar a ser utilizado en grandes presas mexicanas de manera segura. Es propósito también de este trabajo plantear los elementos básicos necesarios para diseñar este tipo de vertedores, así como presentar algunos de los criterios que se han utilizado para determinar los fenómenos hidráulicos que en ellos se presentan. El estudio a profundidad de estos fenómenos, el análisis de los criterios existentes y el planteamiento de nuevas y más exactas metodologías para su diseño presenta un amplio campo de investigación para los ingenieros mexicanos.

El trabajo se divide en cinco capítulos a través de los cuales se exponen diversos temas relacionados con este tipo de vertedores.

En el Capítulo 1, se da una idea del tipo de presas que se construyen en México y se presentan, en un cuadro comparativo, algunas presas mexicanas junto con algunas del resto del mundo con el fin de contar con parámetros que permitan familiarizarse con la magnitud de las obras. En este capítulo se presenta también un panorama general de lo que es una presa arco, su geometría, su seguridad y entrando un poco más al tema de esta tesis, de qué se compone un vertedor de caída libre en una presa arco y en qué consiste el estudio del mismo en un modelo hidráulico.

En el Capítulo 2, se trata a fondo el diseño de la estructura de control, la determinación de la geometría de la cresta y los factores que influyen en el diseño. Aquí también se exponen las recomendaciones dadas por Mason (1983) para el diseño de los bloques dispersores "crest splitters" que se colocan aguas abajo de la cresta con el fin de provocar la ruptura de la lámina vertiente.

En el Capítulo 3 se analizan los factores que permiten diseñar el tanque o cuenco amortiguador que se construye con la ayuda de una ataguía, aguas abajo de la presa a manera de piscina y cuya función es la disipación de la energía. Se expone el estado del conocimiento en cuanto a la geometría del chorro en su trayecto por la atmósfera, su forma una vez que se encuentra sumergido, la disipación de la energía en el tanque y las presiones medias sobre la losa que forma el piso del mismo. En la parte final de este capítulo se presenta la investigación en modelo realizada por J. Puertas, los resultados obtenidos y las gráficas que él presenta para obtener las presiones medias sobre la losa del tanque en función de la altura de vertido y la altura de la contrapresa.

En el Capítulo 4, se tratan ejemplos de presas que tienen como obra de excedencias un vertedor de caída libre y que se encuentran ahora en operación. Estas son: la Presa Bóveda de Susqueda en España, la Presa Mossyrock en E.U., la Presa P.K. Le Roux en Sudáfrica, la presa Kariba en África y algunas presas francesas como la presa Monceaux y la presa Grangent.

En el Capítulo 5, se presenta el tema del Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón" que construirá la Comisión Federal de Electricidad en el estado de Nayarit, México. Aquí se explica brevemente el proceso de la selección de la presa tipo arco como la estructura más viable que se puede implantar en su boquilla, además se exponen las principales características del vertedor de caída libre que se pretende implantar en ella, haciendo un análisis preliminar del funcionamiento del tanque en base a los estudios realizados por J. Puertas.

Finalmente se presentan las conclusiones, estas están enfocadas a concretar acerca de los beneficios que se obtienen de la implantación de este tipo de vertedor y a plantear recomendaciones de construcción útiles para cuando se tenga una presa arco y se piense en implantarle un vertedor de caída libre con tanque amortiguador aguas abajo.

CAPÍTULO 1

CONSIDERACIONES PRELIMINARES

1.1 UNA IDEA DE LAS GRANDES PRESAS QUE SE CONSTRUYEN EN MÉXICO.

Antes de comenzar a plantear las características de las presas arco y de los vertedores de caída libre, es importante hacer notar que las presas arco no son usuales en México, por tanto, su diseño y construcción no son temas que se dominen totalmente. En nuestro país, principalmente se construyen presas de materiales sueltos, estas en general se han ajustado a las condiciones geológicas y a la disponibilidad de materiales del lugar resultando, en la mayoría de los casos, más económicas que las de otro tipo. El diseño de estas presas sí se domina completamente, inclusive, su implementación se hace con base en estudios desarrollados en México.

Si la mayoría de las presas en México son de tierra y/o enrocamiento y la tecnología para su realización se domina totalmente, ¿por qué el interés por las presas arco?. Bueno, pues porque existen casos en los que es necesario implantar otro tipo de presa, ya sea porque no existen en el lugar materiales para construir una de tierra y enrocamiento o porque las condiciones geológicas de la boquilla son tales que permiten el aprovechamiento de su resistencia con otro tipo de estructura más económica, segura y eficiente. Aún cuando no se cuenta en el país con el conocimiento necesario para llevarlas a cabo y se tendrá que recurrir a empresas extranjeras para el desarrollo de los proyectos, debemos adquirir la tecnología necesaria para estar a la vanguardia en el diseño de todo tipo de obras hidráulicas, sobre todo, cuando estas resultan más económicas y seguras.

Para tener una idea más clara del tipo de presas que se han construido en México, a continuación se presentan algunas de ellas y sus características más representativas.

Para 1976 se tenían construidas 382 grandes presas en México que abarcaban prácticamente todos los tipos conocidos en el mundo. De estas, 133 eran de gravedad, 234 eran presas de tierra y enrocamiento y solamente 9 eran presas arco.

De las 10 presas tipo arco que se han construido hasta la fecha en nuestro país, pueden mencionarse la presa "La Angostura", en Sonora, construida en 1936, con altura de 91 m y longitud de corona de 178 m, la presa "La Soledad" (1962), en el Estado de Puebla con 92 m de altura y 154 m de longitud; la presa Manuel M. Diéguez que se construyó en el año de 1964 en el

estado de Jalisco, en el mismo año se realizó la Presa Plutarco Elías Calles (El Novillo), en Sonora, con altura de 134 m y longitud de corona de 188 m.

La última presa arco que se construyó en México (1992) es la de "Zimapan", en el estado de Hidalgo, con una altura de 207 m y 115 m de longitud de corona, cuenta con dos vertedores paralelos en túnel de 9.90 m de sección y con una longitud aproximada de 500 m cada uno. No cuenta con una estructura disipadora de energía, el agua simplemente recorre los 500 m de túnel y cae libremente al cauce del río.

Con el fin contar con parámetros que nos permitan comparar magnitudes, sobre todo cuando se hable en capítulos posteriores del Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón" y de otros proyectos hidroeléctricos de distintas partes del mundo, se presenta la siguiente tabla. Por su importancia, en ella se incluye todo el complejo Grijalva-Usumacinta en el que se ha creado un sistema que permite la utilización casi total del caudal del Río Grijalva con la construcción de cuatro proyectos hidroeléctricos. ("La Angostura", "Chicoasén", "Malpaso" y "Peñitas")

	ANGOSTURA	CHICOASEN	MALPASO	PEÑITAS
NAME (m.s.n.m.)	539.5	395	188	95.5
NAMO (m.s.n.m.)	523.6	392	170	87.40
NAMINO (m.s.n.m.)	491.8	380		85.0
Capacidad total al NAME	18,500x10 ⁶ m ³	1,680x10 ⁶ m ³	12,960x10 ⁶ m ³	1628x10 ⁶ m ³
OBRA DE EXCEDENCIAS	Canal a cielo abierto con cresta controlada	Tres Túneles	Dos canales a cielo abierto con cresta controlada	Canal a cielo abierto c/cresta controlada
Elevación de la cresta	519.6 (m.s.n.m.)	373(m.s.n.m.)	163.6, 167.64	76 (m.s.n.m.)
Longitud total de la cresta	49.98 m	75.50 m	60.45 m	116 m
Gasto máximo de descarga total	6,900 m ³ /s	15,000 m ³ /s	10,650 m ³ /s, 11,100 m ³ /s	18,700m ³ /s
Compuertas	6 radiales	3	3 y 4 radiales	8 radiales
PRESA	Enrocamiento con núcleo imperm.	Enrocamiento con núcleo imperm.	Materiales graduados	Materiales graduados
Altura máxima desde el desplante	146.70m	245 m	138 m	53m
Longitud de la corona	323.5m	584 m	478 m	560m
TURBINAS	5 unidades Francis	5 Unidades Francis	6 unidades Francis	4 unidades Kaplan
Potencia instalada	920 MW	1500 MW	1080 MW	426 MW
Generación media anual	2250 GWh	2 500 GWh	2800 GWh	1912 GWh

	AGUAMILPA, NAYARIT	SANTA ROSA JALISCO	ZIMAPAN, HIDALGO	EL CUCHILLO N. LEÓN
NAME (m.s.n.m.)	232	748	1563	166.66
NAMO (m.s.n.m.)	220	746	1561	162.35
NAMINO (m.s.n.m.)	191	710	1520	-----

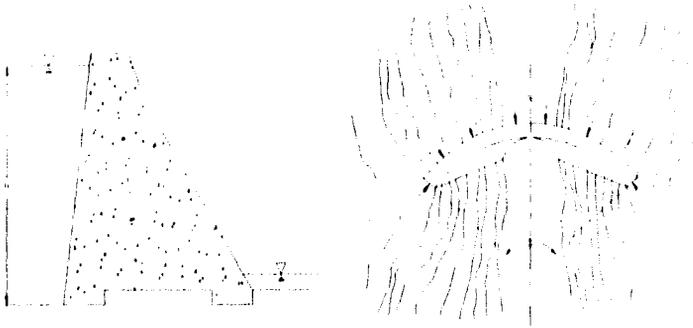
Capacidad total al NAME	56,35x10 ⁶ m ³	420x10 ⁶ m ³	996x10 ⁶ m ³	103x10 ⁶ m ³
OBRA DE EXCEDENCIAS	Canal a cielo abierto con control	Canal a cielo abierto con control	Túnel con superficie libre con control	Canal a cielo abierto con control
Elevación de la cresta	210 (m.s.n.m.)	731.5 (m.s.n.m.)	1.547(m.s.n.m)	147 (m.s.n.m.)
Longitud total de la cresta	72 m	56 m	19.80 m	91m
Gasto de diseño	17,900m ³ /s	7,300m ³ /s	2,520m ³ /s	5,000 m ³ /s
Compuertas	6 (12x19.5m)	4 radiales	2 radiales	?
PRESA	alivión-entrocamiento con cara de concreto	Arco de concreto	Arco de concreto	Materiales graduados
Altura máx. desde el desplante	185.5 m	114 m	207 m	44 m
Longitud de la corona	660 m	56 m	115 m	12,000 m
TURBINAS	3 Unidades Francis	2 Unidades Francis	2 Unidades Pelton	Presas para abastecimiento
Potencia instalada	960MW	61.2 MW	292 MW	
Generación media anual	1574 GWh	323 GWh	1292 GWh	

	EL CAJÓN, NAYARIT	SUSQUEDA, ESPAÑA	MOSSYROCK, E.U.A.	P.K. I.E ROUX, SUDAFRICA
NAME (m.s.n.m.)	394	355.6	237.3	1,180
NAMO (m.s.n.m.)	388	351	234.7	1,179
NAMINO (m.s.n.m.)	340		182.9	1,160
Capacidad total al NAME	2,369x10 ⁶ m ³	250x10 ⁶ m ³	1600x10 ⁶ m ³	3.255x10 ⁶ m ³
OBRA DE EXCEDENCIAS	Vertedor controlado con caída libre	Vertedor sin control y con caída libre	Vertedor controlado con caída libre	2 Vertedores. sin control y caída libre, controlado y salto de esquí
Elevación de la cresta	382 (m.s.n.m.)	351 (m.s.n.m.)	222.0 (m.s.n.m.)	1,170.5
Longitud total de la cresta	139.5 m	120.7	51.82 m	765 m
Gasto de diseño	9,142 m ³ /s	2,800 m ³ /s	7,800 m ³ /s	21,840 m ³ /s
Compuertas	9 radiales de 12.5x9 m	7 vanos sin control	4 compuertas de 12.75x15m	4 en el vertedor con control
PRESA	Arco de concreto	Arco de concreto	Arco de concreto	Arco de concreto
Altura máxima desde el desplante	194 m	135 m	184.8 m	108 m
Longitud de la corona	500 m	357 m	381 m	760 m
TURBINAS	3 Unidades Francis	2 Unidades Francis	2 Unidades Francis	2
Potencia instalada	750 MW	77 MW	300 MW	120 MW
Generación media anual	1630 GWh	180 GWh	1300 GWh	?

1.2 ANTECEDENTES

Antes de entrar de lleno con el diseño hidráulico de los vertedores de caída libre, hablaremos un poco de las presas arco, del desarrollo de su geometría y seguridad.

Dentro de las presas rígidas existen las presas de gravedad y las presas arco. La típica presa de gravedad es una estructura masiva (ver Fig. 2). El enorme peso de la presa brinda la estabilidad necesaria para evitar que esta se voltee o bien que falle por cortante a lo largo de un plano horizontal. Una presa arco es una presa curva que transmite la mayor parte de la carga que le produce el agua horizontalmente hacia las márgenes por la acción del arco, la carga que transmite el arco depende del grado de curvatura del mismo.



Figs. 2 y 3 Presa de Gravedad y Presa Arco

Las presas arco normalmente se construyen sobre formaciones fuertes y sólidas de roca que proporcionan resistencia a las cargas que le son transmitidas por las acciones del arco (ver Fig. 3). En cuanto al tipo de material con el que se construyen se puede decir que prácticamente todas las presas arco que se han construido en los últimos 60 años son de concreto. La eficiencia con la que se utiliza la resistencia del material, y lo angosto de la base de la presa en comparación con su altura, hace de las presas arco la mejor opción en muchas ocasiones. Combinar la acción de las presas de gravedad con la acción de las presas arco es una práctica común, se les nombra presas arco-gravedad o gravedad-arco dependiendo de cual de las acciones predomina (el arco o el peso propio de la presa).

Algunas veces, las presas arco son clasificadas por el ancho de su cimentación. Las presas arco anchas tienen una relación de ancho contra altura de 0.3 o mayor, las medianas tienen relaciones entre 0.3 y 0.2, y las esbeltas relaciones menores a 0.2. La relación ancho/altura depende de la forma del cañón.

1.2.1 Geometría de las presas arco.

Las primeras presas arco se diseñaban como una placa cilíndrica de radio constante, la cara aguas arriba de la presa tenía una forma vertical. Este tipo de presas se conocen como de curvatura

simple. El diseño asumía que la carga hidráulica era resistida completamente por el arco sin considerar el efecto "cantilever". Actualmente este tipo de diseño es aceptado en presas pequeñas, aún cuando existe la posibilidad de que las deflexiones diferenciales entre los arcos, que no se consideran en el diseño, produzcan esfuerzos de tensión en la dirección del "cantilever" causando fracturas en el cuerpo de la presa, sin embargo, en el caso de presas pequeñas, no se afecta la seguridad de la presa porque los arcos son diseñados para resistir toda la carga hidráulica.

La presa arco de ángulo constante de Jorgensen fue un paso adelante sobre el diseño del arco cilíndrico. Este diseño disminuye gradualmente el radio, desde la cresta hacia la base, de tal forma que los ángulos centrales permanezcan prácticamente constantes, esto permite maximizar la acción del arco en todas las cotas.

El concepto de doble curvatura se introdujo después de la segunda guerra mundial. La presa es diseñada para ser curva en ambas direcciones horizontal y vertical. Las secciones verticales se diseñan para pandearse hacia aguas arriba de tal forma que las compresiones debidas a la carga muerta se compensen con las tensiones que causa la carga hidráulica. Este tipo de diseño es muy eficiente y se ha adoptado para la mayoría de las presas arco modernas, además, el desplome hacia aguas abajo permite la colocación del vertedor de caída libre.

La geometría del arco ha evolucionado gradualmente a través de los años gracias a la mejor comprensión de su comportamiento bajo la acción de cargas. La forma más sencilla se define por dos arcos concéntricos que forman una presa de ancho constante. Los esfuerzos cerca de la corona son relativamente uniformes a lo ancho, cerca de las márgenes los esfuerzos no son uniformes debido a la presencia de momentos flexionantes. Para reducir los esfuerzos debidos a la flexión, el ancho del arco cerca de las márgenes debe ser incrementado. Esto se puede lograr reduciendo el radio del intradós (aguas abajo). Los dos arcos no concéntricos forman un arco que se va ensanchando hacia las márgenes. Este tipo de diseño es muy satisfactorio para boquillas estrechas.

Para boquillas anchas, es deseable tener un arco de mayor curvatura (radio menor) cerca de la corona para desarrollar completamente la acción del arco, y menor curvatura cerca de las márgenes para reducir los momentos flexionantes en los contrafuertes. Esto nos lleva al desarrollo del arco de tres centros. En este diseño, el intradós (aguas abajo) y el extradós (aguas arriba) se definen cada uno por tres arcos circulares con un radio menor en el centro y mayor en los lados. Desarrollos posteriores han llevado al arco parabólico y al arco elíptico. Las ventajas de estos dos últimos diseños con respecto al arco de tres centros es que la curvatura cambia gradualmente a lo largo del arco en vez de un cambio súbito en la unión de dos arcos circulares de diferentes radios. Entre el diseño parabólico y el elíptico existen aparentemente pequeñas ventajas.

1.2.2 Seguridad

Las presas arco se diseñan y construyen para resistir las acciones de la naturaleza que podrían esperarse durante la vida útil de la presa, basándose en eventos anteriores e información. Aún cuando una presa arco es más segura que una presa de tierra debido a que resiste por más tiempo una avenida extraordinaria que exceda la capacidad de carga para la cual fue diseñada e inclusive llega a resistir que el agua alcance la corona y desborde, es necesario anticipar las acciones que podrían causar la falla de la presa.

Haciendo uso de los criterios actuales para determinar la capacidad de las estructuras de la presa para resistir o pasar avenidas, aún es posible que la avenida exceda la capacidad de la presa para resistirla. Es imposible dar una seguridad absoluta contra todos los riesgos, sobretodo contra aquellos que provienen de la naturaleza. El objetivo es balancear los beneficios de proyectar presas seguras junto con sus costos, y reducir los riesgos a niveles tolerables.

Para alcanzar este objetivo, es necesario que los criterios de diseño sean evaluados y modificados continuamente a la luz del desarrollo de nueva tecnología y nuevas experiencias en todos los campos relacionados con el diseño de presas arco para asegurarse que las prácticas de diseño permanezcan actualizadas y en concordancia con las prácticas ingenieriles más aceptadas.

Durante los últimos años se han llevado a cabo grandes esfuerzos para mantener al día las prácticas de diseño, lo que ha llevado a la creación de una gran cantidad de artículos, reportes y otras publicaciones sobre todo en el tema de la seguridad de la presa. Un ejemplo de lo anterior, es el énfasis que se ha puesto en un área donde el desarrollo en tecnología ha afectado el criterio de diseño, este es el criterio utilizado para evaluar el peligro de una avenida extraordinaria. Al parecer no existe aún una respuesta razonable a qué constituye prudencia en el proceso de decidir la avenida para la cual la presa debe diseñarse, esto es debido a que la duración y magnitud de una avenida son indeterminados, dicha evaluación no se puede basar en análisis rigurosos, pero puede hacerse analizando el comportamiento probable del proyecto durante el diseño hipotético de avenidas. La avenida hipotética que se utiliza generalmente para evaluar la capacidad de una presa para resistir condiciones extremas se conoce como la Avenida de Diseño del Vertedor (Spillway Design Flood).

En cuanto al desarrollo en las prácticas de diseño, existen muchos trabajos enfocados al diseño de los vertedores de caída libre, en los cuales se insiste en la comprensión a profundidad del fenómeno y en la evaluación de las presiones generadas en el tanque amortiguador.

1.2.3 Partes que componen un vertedor de caída libre

Una vez involucrados con las presas arco y las consideraciones de seguridad que deben tomarse en cuenta cuando se realiza el proyecto específico de un vertedor, entrará un poco más al tema de este trabajo comenzando por resumir las estructuras que componen generalmente a los vertedores. Dichas estructuras varían de acuerdo con las características específicas de cada tipo, pero en general podría decirse que cuentan con un canal de llegada, una estructura de control, una estructura terminal y un canal de descarga.

Cuando el agua entra directamente del embalse al vertedor y cae directamente al río, como es el caso de un vertedor de caída libre colocado en la corona de una presa de concreto, no existen los canales de llegada ni los de descarga. El agua del embalse está en contacto directo con la estructura de control, la cual limitará y evitará las descargas de tal manera que se puedan obtener los niveles deseados en el embalse, y permitirá el derrame cuando sea necesario. El tipo de estructura de control que se utiliza en las presas que estamos estudiando es el de sección cimacio, el cual tiene además la característica especial de contar con poca longitud, de tal manera que, después de que el agua recorra una longitud corta, caiga libremente.

La estructura terminal permite disipar la energía con la que cuenta el agua que derrama la estructura de control, esta energía existe debido a la diferencia de cotas entre el embalse y el río inmediatamente aguas abajo de la presa y que se manifiesta en forma de altas velocidades que si se tratan de disminuir producen grandes presiones; es por esto que se necesita una estructura que evite dañar el cauce y la propia cimentación de la presa.

En algunos casos, la descarga puede hacerse a altas velocidades directamente a la corriente, la energía se absorberá a lo largo del cauce por impacto, turbulencia y rozamiento. Este método es satisfactorio cuando existe roca firme con tirantes de poca profundidad en el canal y a lo largo de las laderas, o donde la salida del vertedor está suficientemente alejada de la presa o de otras estructuras auxiliares para evitar daños por socavación, arrastre o reblandecimiento de las laderas.

Las estructuras terminales típicas que se utilizan en presas arco con vertedores de caída libre, son:

- 1) de impacto en la lámina de agua de un tanque amortiguador que puede ser formado por, una atagüa cerca de la presa, p.e. la presa Vouglans (Francia) y la presa Morrow Point (Colorado, E.U.A.), o bien, de forma natural por el alto nivel en el cauce, p.e. la presa P.K. Le Roux en Sudáfrica,

- 2) En un tanque formado por erosión donde el nivel en el agua es provocado por una ataguía que se encuentre alejada aguas abajo de la presa, p.e. la presa Muhdiq, y
- 3) En un tanque formado por erosión en el cauce natural del río, p.e. la presa Kariba, África.

Normalmente, los tanques que se forman con la ayuda de una ataguía cuentan con una losa de concreto en su base que protege al terreno de fenómenos tales como la subpresión que se presenta por la acción del agua que penetra en la roca y que puede producir erosión, también contribuye a resistir la acción de los vórtices que se forman en el tanque cuando el chorro se sumerge y a resistir las presiones que se generan en el fondo del tanque.

1.2.4 El estudio en modelo

Al llevar a cabo el diseño del vertedor de caída libre que se implantará en una presa arco de grandes dimensiones se debe construir un modelo hidráulico a escala que simule el funcionamiento del vertedor y permita el estudio de los fenómenos hidráulicos. El estudio en modelo permite: anticipar los problemas que podrían presentarse durante la operación del prototipo, obtener las presiones que actuarán sobre la estructura disipadora de energía, definir la forma que tendrá el chorro una vez que incida en el tanque o en el río y definir la forma de la lámina vertiente.

Cuando se realizan estudios en modelo de vertedores de caída libre, se cometen errores debidos a los efectos de escala que son prácticamente imposibles de eliminar y que se deben a la imposibilidad de modelar ciertos fenómenos que se presentan en el chorro durante su caída. Buena parte de la disipación de la energía en este tipo de vertedores ocurre durante el trayecto del chorro por la atmósfera, esto se debe a que el agua absorbe aire provocando que el chorro pierda compacidad y se vea desmembrado perdiendo su forma. Para que este tipo de fenómenos, conocidos como la aireación y la atomización, se presenten; es necesario contar con fuertes velocidades de caída que son prácticamente imposibles de alcanzar en un modelo. Debido a esto, en el estudio en modelo a escala de un vertedor de caída libre se cometen errores que son difíciles de cuantificar pero que dejan los resultados del lado de la seguridad porque se registran presiones sobre el tanque mayores a las que se presentarían en el prototipo.

CAPÍTULO 2

CRITERIOS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CONTROL.

En esta sección se trata el diseño hidráulico de la estructura de control que como ya se mencionó en el capítulo anterior, para el caso de un vertedor con caída libre es de cimacio.

Las características de la lámina inferior que vierte sobre un vertedor de pared delgada fueron tomadas como la base para determinar la geometría de los vertedores tipo cimacio (ver Fig. 4).

Esta geometría constituye la forma ideal para obtener óptimas descargas debido a que el agua se adhiere al paramento del perfil evitando el acceso de aire a la cara inferior de la lámina.

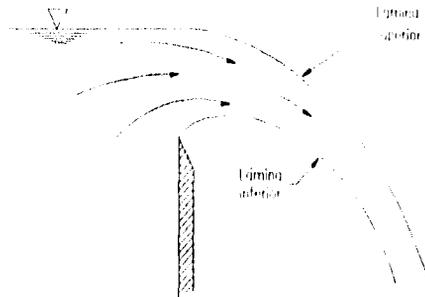


Fig. 4 Forma de la lámina inferior en un vertido sobre pared delgada

Cuando se utiliza la sección tipo cimacio en presas con vertedores de caída vertical, se tiene una sección corta del mismo que ocasionalmente se prolonga en la forma de boquilla volada para alejar el agua del paramento de la sección vertedora (ver Fig 5).

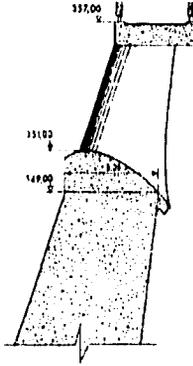


Fig. 5. Cimacio corto prolongado en forma de boquilla (Presa Bóveda de Susqueda, España)

2.1 GEOMETRÍA DE LA CRESTA

La lámina inferior presenta al principio una ligera ascensión después de la cual se produce propiamente el vertido; la cota ganada por la línea inferior hasta la cresta se ha notado con la letra e en la fig. 6. El valor de esta cota, según varios autores (Creager (1917), Morrison y Brodie (1916)), es del orden de 0.11-0.112 del valor de la sobreelevación H_0 . La distancia horizontal desde la arista del aliviadero hasta la cresta es del orden de $0.25H_0$, siempre según Creager.

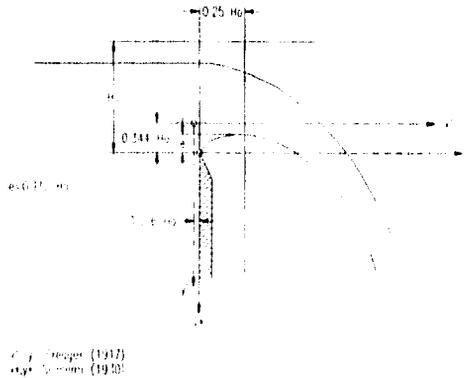


Fig. 6. Descripción de la lámina vertiente

La forma de esta curva ascendente ha sido modelada mediante dos arcos de circunferencia en el método definido por el U.S. Bureau of Reclamation (Diseño de Presas Pequeñas, (1974)) para cualquier talud de la cara aguas arriba y cualquier profundidad del paramento. Los valores x_C y y_C corresponden a los estimados por Creager, la relación que determina su valor es entre la energía

cinética $\frac{V_u}{2g} h_u$ y la sobreelevación H_o . Esta misma relación determina los valores de R_1 y R_2 (ver Fig 7) según las tablas contenidas en la referencia citada.

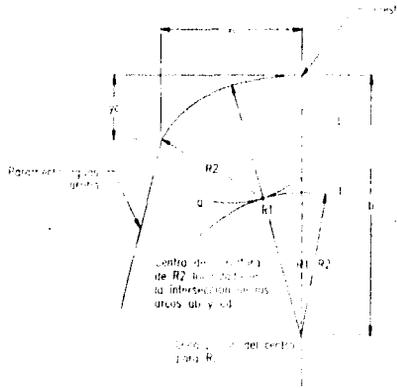


Fig 7. Forma de la rama ascendente en la lámina inferior de un vertedor de pared delgada

Existen muchas ecuaciones para modelar la geometría del vertido aguas abajo de la cresta, todas ellas interpolando parábolas o curvas similares con coeficientes ligeramente variables, de las más aceptadas se encuentran las siguientes:

Creager (1917)

$$\left(\frac{x'}{H_o}\right)^2 = 2.732 \frac{y'}{H_o} \dots (1)$$

Scimemi (1930)

$$\left(\frac{y^*}{H_o}\right)^2 = ((x^*/H_o + 1)/2.155)^{2.33} - 1 \dots (2)$$

Donde:

(x', y') y (x^*, y^*) corresponden a los ejes indicados en la Fig. 6

Estas dos expresiones, hacen referencia a la línea media entre las caras superior e inferior de la lámina vertiente; existen expresiones homólogas (Scimemi (1930)) para las líneas superior e inferior, cuyas formas son tales que representan la contracción de la lámina a medida que esta gana velocidad.

El U.S.B.R. dice que la porción aguas abajo está definida por la ecuación.

$$\frac{y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n \dots(3)$$

en la que K y n son constantes, cuyos valores dependen de la inclinación del paramento aguas arriba y de la velocidad de llegada. La Fig. 8 da valores de estas constantes para distintas condiciones.(ver la referencia citada)

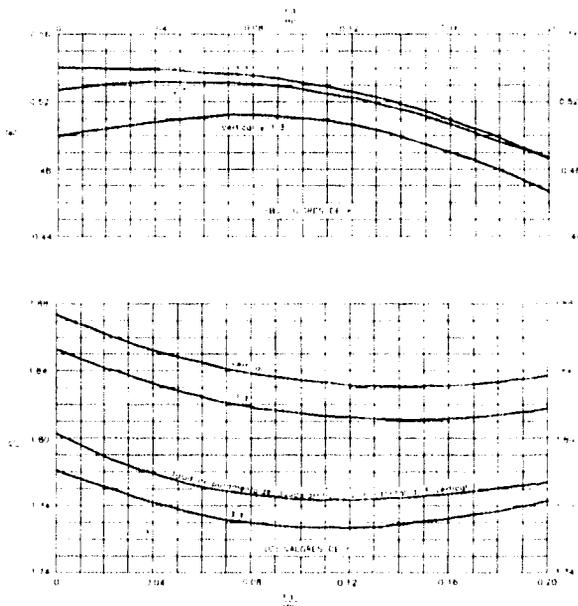


Fig. 8. Factores para la determinación de las secciones con la forma de la lámina vertedora

Las gráficas mostradas (Figs. 7 y 8), sirven para diseñar perfiles de cimacio con velocidades de llegada desde prácticamente cero hasta aquellas que dan una carga de velocidad de $0.2H_0$ y para paramentos aguas arriba del cimacio con diferentes taludes y paramento vertical.

El U.S. Army Corps of Engineers (Hydraulic Design Criteria, 1978) recomienda diferentes perfiles en función de la velocidad de llegada, el talud y de la relación P/H_0 , donde P es el desnivel entre la cresta del cimacio y el fondo el canal de acceso en m y H_0 es la carga de diseño del cimacio en metros.

Para una velocidad de llegada despreciable, talud vertical y $P/H_0 \geq 1$. El perfil del cuadrante de aguas abajo del cimacio tiene la ecuación:

$$X^{1.85} = 2 \cdot H_0^{0.85} \cdot Y \quad \text{-----(4)}$$

Donde:

- X y Y Son coordenadas de un sistema cartesiano como el indicado en la Fig 6.
- H₀ Carga de diseño del cimacio, en m.

Para el perfil del cuadrante aguas arriba del cimacio, se recomienda la fórmula

$$r = 0.724 \frac{(X + 0.27H_0)^{1.85}}{H_0^{0.85}} + 0.126H_0 - 0.4315H_0^{0.175}(X + 0.27H_0)^{0.625} \quad \text{.....(5)}$$

Donde las variables corresponden con las anteriormente especificadas.

La lámina inferior del agua en un vertido libre en una presa bóveda adopta la forma descrita en las ecuaciones 1 y 2, excepto al inicio del vertido. Esto es debido a que el vertedor normalmente está formado por un perfil estricto truncado que sólo coincidirá con la forma de la lámina libre en el caso de que la descarga coincida con la carga de proyecto. No obstante, dada la poca longitud del perfil estricto y las notables alturas de caída, puede suponerse que la influencia de dicho perfil en la geometría de la lámina inferior se circunscribe a las zonas próximas a la coronación.

2.2 CAPACIDAD DE DESCARGA SOBRE UNA CRESTA DE CIMACIO SIN CONTROL.

La capacidad de descarga de un cimacio sin control o con pilas para compuertas, pero sin que estas estén funcionando, es función principalmente de la carga con la que opera el vertedor, de sus dimensiones y de su geometría. El efecto de estos factores sobre el gasto se considera a través de un coeficiente C de descarga. (U.S.B.R., 1974)

$$Q = C L_e H_0^{3/2} \quad \text{.....(6) Fórmula General para Vertedores}$$

donde :

- C Coeficiente de descarga en $m^{1/2}/s$
- H₀ Carga total sobre la cresta en m
- L_e Longitud efectiva de cresta en m
- Q Gasto en m^3/s

Para orificios o compuertas parcialmente abiertas la descarga se determina con la fórmula general para orificios.

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} C L e (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \dots (7)$$

donde:

- C Coeficiente de descarga adimensional
- g aceleración de la gravedad en m/s^2
- H₁ Carga al fondo del orificio incluyendo carga de velocidad de llegada, en m
- H₂ Carga al labio inferior de la compuerta incluyendo carga de velocidad de llegada, en m.
- Le Ancho efectivo del orificio igual a la longitud de cresta efectiva, en m

2.3 COEFICIENTE DE DESCARGA

El coeficiente C depende de la carga H con la que opera el vertedor, de la carga H₀ elegida para el diseño del cimacio, de la altura del paramento y del talud de la cara aguas arriba, y del grado de ahogamiento de la descarga. La interrelación de C con todos estos parámetros se muestra en la Fig. 9, y es la gráfica obtenida de manera experimental por el U.S. Bureau of Reclamation en la que el valor del coeficiente de descarga es función del cociente: P/H₀.

Experimentos han demostrado que el coeficiente C permanece aproximadamente constante para diferentes valores de descarga si la lámina inferior está aireada. Más adelante se verá como este es nuestro caso.

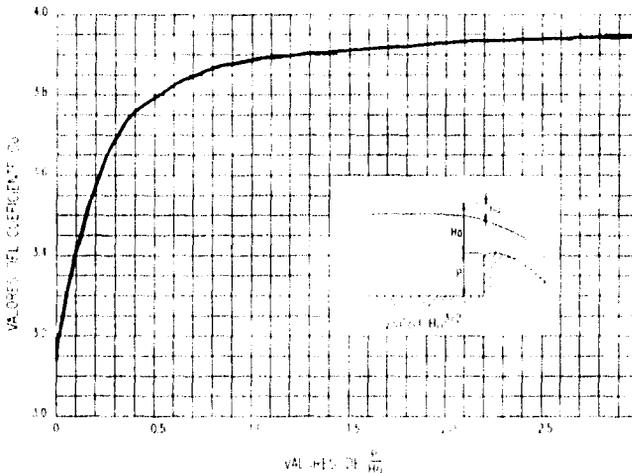


Fig. 9. Coeficientes de descarga para las crestas de cimacio en pared vertical

2.3.1 Efecto del talud del paramento aguas arriba

En relaciones grandes entre la altura del paramento aguas arriba y la magnitud de la carga H_0 , el efecto de la inclinación del paramento es disminuir el coeficiente de descarga.

2.3.2 Efecto de las cargas diferentes a las de diseño

Cuando a la cresta del cimacio se le da una sección de forma diferente a la ideal, o cuando se le ha dado una forma para una carga mayor o menor que la de diseño, el coeficiente de descarga diferirá del mostrado en la Fig 9. Las secciones más anchas darán por resultado presiones positivas a lo largo de la superficie de contacto con la presa, reduciendo la descarga, con una sección más angosta, se producirán presiones negativas a lo largo de la superficie de contacto, aumentando la descarga. La Fig 10 muestra la variación de los coeficientes en relación con los valores de H_e/H_0 , cuando H_e es la carga real que se está considerando.

El coeficiente de descarga aproximado para las crestas de forma irregular cuya sección no se haya construido ajustándose a la forma de la superficie inferior de la lámina vertiente, puede determinarse buscando la forma ideal que más se aproxime a ella. La carga de proyecto H_0 correspondiente a la forma parecida se puede usar como base para determinar los coeficientes. Los coeficientes para las descargas parciales sobre la cresta, para determinar las relaciones de carga-descarga se pueden obtener de la Fig 10.

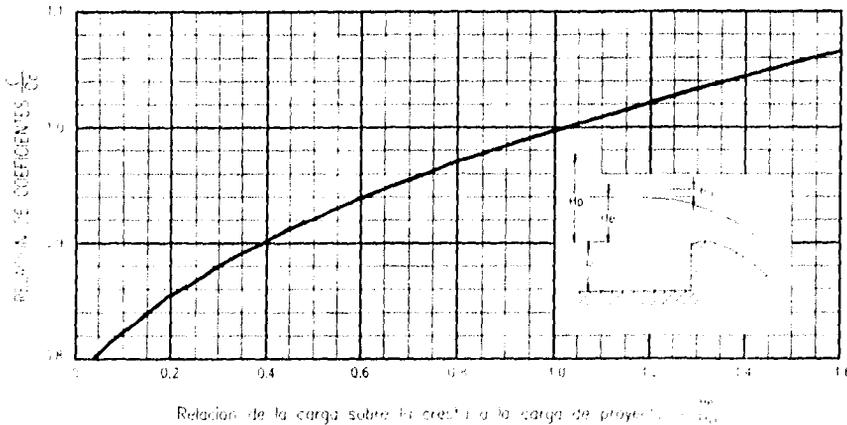


Fig. 10 Coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto (U.S.B.R. 1974)

En vertedores controlados con compuertas el coeficiente C depende de la forma de la compuerta y del arreglo de la cresta, de la altura del paramento y de la elevación de la superficie libre aguas abajo. Los valores de estos coeficientes han sido definidos por el U.S. Bureau of Reclamation en base a la relación entre la apertura de la compuerta y la carga total. La gráfica correspondiente se puede encontrar en la referencia citada.

2.4 CARGA DE DISEÑO

El caudal que vierte sobre un cimacio y la carga sobre la cresta son, en general, variables según la magnitud de los excedentes que se desea derramar, sin embargo, es evidente que el perfil del cimacio puede adaptarse de manera óptima a la lámina vertiente que corresponda a un solo gasto o carga, y funciona con menor o mayor eficiencia en otras condiciones de operación.

Cuando la carga sobre la cresta es igual a aquella para la cual fue diseñada, la presión a lo largo de ésta será la atmosférica para un fluido ideal. Sin embargo, con un fluido real se tendrá una presión ligeramente mayor a la atmosférica. Una carga menor a la de diseño resultará en presiones mucho mayores a lo largo de las caras curvas y en una menor capacidad de descarga. Por el contrario, una carga mayor a la carga de diseño provocaría presiones negativas en ciertas partes de la cresta, lo que puede resultar en pulsaciones, operación ineficiente del vertedor y daños por cavitación.

En los vertedores con caída libre, la lámina inferior del agua se ventila suficientemente para evitar pulsaciones en ella.

En lo sucesivo, se considerará que el paramento del vertedor es vertical y de altura P mayor a 3 veces la carga de diseño elegida H_o , de tal forma que el coeficiente de descarga no varíe fuertemente con la sobre elevación (U.S. Bureau of Reclamation, (1974)).

2.5 LONGITUD EFECTIVA O ANCHO EFECTIVO DE CRESTA

La longitud de cresta es aquella por donde escurre el gasto del vertedor; cuando las pilas y estribos de la cresta tienen una forma que produce contracciones laterales sobre la descarga, la longitud efectiva, L_e , será menor que la longitud real de la cresta. El efecto de las contracciones en los extremos (U.S.B.R.) puede tomarse en cuenta reduciendo la longitud de la cresta como sigue:

$$L_e = L - 2(N K_p + K_a) H_o \dots (8)$$

Donde:

- H_o Carga total sobre la cresta en m
- K_a Coeficiente de contracción por estribo
- K_p Coeficiente de contracción por pilas
- L Longitud total neta de cresta en m
- L_e Longitud efectiva de cresta en m
- N Número de pilas

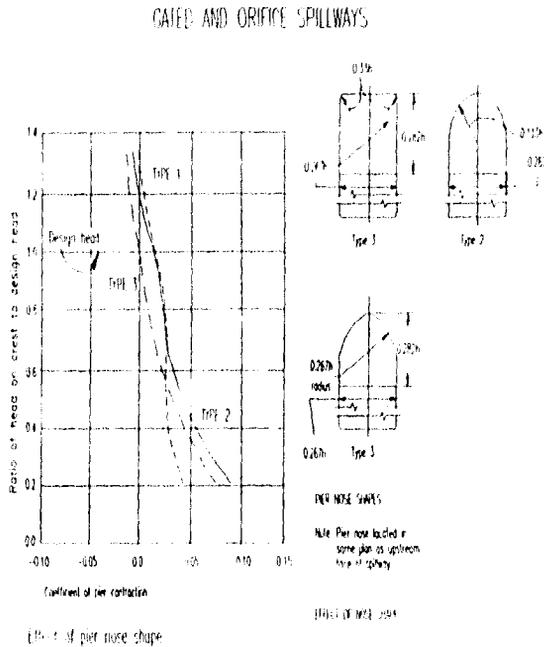


Fig. 11. Efecto de la forma de las pilas

En la Fig 11 se muestran distintos tipos de pilas. Al coeficiente de contracción de las pilas, K_p , lo afectan la forma y ubicación del tajamar de las pilas, el espesor de las mismas, la carga hidráulica en relación a la de proyecto y la velocidad de llegada. Para la carga de proyecto, H_o , se pueden suponer los coeficientes de contracción medios de las pilas (U.S.B.R) como sigue:

	Kp
Para las pilas de tajar cuadrado con esquinas redondeadas con un radio aproximadamente igual a 0.1 del espesor de la pila	0.02
Para pilas de tajar redondo	0.01
Para pilas de tajar triangular	0

Al coeficiente de contracción del estribo lo afecta la forma de éste, el ángulo entre el muro de llegada de aguas arriba y el eje de la corriente, la carga con relación a la de proyecto y la velocidad de llegada. En las condiciones de la carga de proyecto, H_o , se puede suponer que el promedio de los coeficientes son los siguientes:

	Ka
Para estribos cuadrados con los muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente	0.20
Para estribos cuadrados con los muros de cabeza a 90° con la dirección de la corriente, cuando $0.5H_o \geq r \geq 0.15H_o$	0.10
Para estribos redondeados en los que $r > 0.5H_o$ y el muro de cabeza está colocado a no más de 45° con la dirección de la corriente.	0

en las que r = radio con que se redondean los estribos.

2.6 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DISIPADORES DE ENERGÍA QUE SE COLOCAN EN LA CRESTA DE LAS PRESAS DE CONCRETO, "CREST SPLITTERS"

Hasta aquí se ha visto el diseño y la forma de la estructura de control, en esta sección se trata el diseño de los bloques dispersores que se colocan aguas abajo de la cresta y que provocan la ruptura de la lámina de agua permitiendo así la entrada de aire al chorro.

La lámina inferior del agua en un vertido libre en una presa arco adopta la forma descrita en las ecuaciones 1 y 2, excepto al inicio del vertido. Esto es debido a que el vertedor normalmente está formado por un perfil estricto truncado que sólo coincidirá con la forma de la lámina libre en el caso de que la descarga coincida con la carga de proyecto. No obstante, dada la poca longitud del perfil y las notables alturas de caída, puede suponerse que la influencia de dicho perfil en la geometría de la lámina inferior se circunscribe a las zonas próximas a la coronación.

El perfil teórico de la lámina vertiente se ve afectado en presas de gran altura por fenómenos que desvirtúan su forma original. Estos fenómenos son principalmente la aireación y la atomización del chorro (ver Capítulo 3), que tienen su origen en el arrastre de aire por parte del mismo. En este fenómeno juega un papel importante la turbulencia del chorro junto a su superficie y la tensión superficial.

En el caso de que, por métodos artificiales se aumente el nivel de turbulencia en el chorro, se pueden acelerar los procesos de la aireación y de la atomización.

Dado que ello favorece la disipación de energía en el recorrido del chorro por la atmósfera, ha sido utilizado en el diseño de presas de concreto con vertedores de cresta en el cuerpo de la presa. El método más habitual consiste en colocar dispersores (splitters) aguas abajo del perfil truncado con objeto de disgregar la lámina y aumentar la turbulencia, favoreciendo así la aireación del chorro. Estos dientes dispersores constituyen una forma efectiva, económica y bien establecida de disipar la energía hidráulica, su instalación permite disminuir las medidas precautorias necesarias aguas abajo para disipar la energía (tanque amortiguador) ya que disminuye substancialmente la fuerza de impacto del chorro.

El primero en desarrollar esto fue D.F. Roberts en 1936 en las presas Loskop y Vaalbank en Sudáfrica. Desde entonces se ha utilizado en muchas presas de ese país, en la presa Palawan en Zimbabue, la Presa Madupatty en la India y La Presa Victoria en Sri Lanka. Se ha utilizado tanto en presas arco como en presas de gravedad y en vertedores con y sin control.

El sistema desarrollado por Roberts consiste en dientes que sobresalen de la sección aguas abajo de la cresta inmediatamente arriba de un labio continuo. Una parte del agua que vierte sobre la cresta es proyectada por los dientes y el resto por el labio inferior. El correcto dimensionamiento de este arreglo puede asegurar que ambos chorros se impacten en el aire rompiéndose la concentración del chorro y ocasionando que este caiga atomizado.

El arreglo del Splitter se muestra en la Fig. 12 con la nomenclatura de las dimensiones principales basada en aquella que utilizó Roberts.

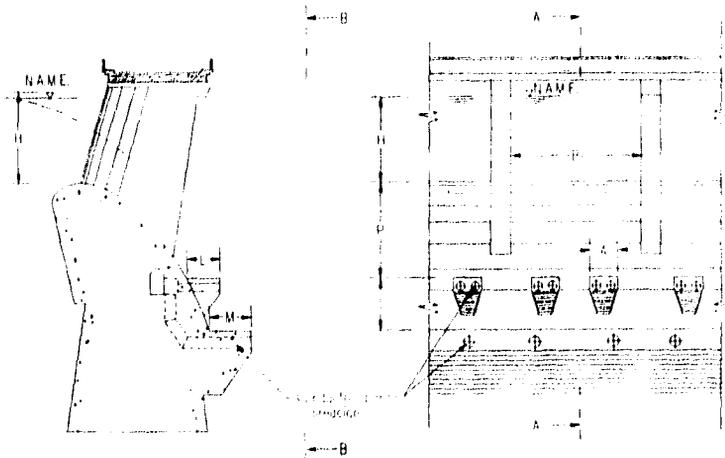


Fig. 12. Arreglo típico de los dientes dispersores

Notación:

- B = ancho entre pilas
- d = profundidad del flujo
- f = función
- g = aceleración gravitacional
- H = carga sobre la cresta
- H_{max} = carga máxima sobre la cresta correspondiente a la avenida máxima
- K, K' = constantes
- L = longitud del diente dispersor
- M = longitud del labio colocado aguas abajo
- N = número de dientes por vano
- P = diferencia de nivel entre los dientes y el labio
- v = velocidad del flujo
- W = ancho de cada uno de los dientes

Es una práctica común la aireación de los dientes y labios, como se muestra en la figura 12, para evitar riesgos de cavitación, aunque modelos de prueba han mostrado pequeños cambios en el comportamiento hidráulico si se omite la aireación.

En la Presa Victoria, los conductos de aireación fueron reemplazados por una galería larga que facilitó el acceso al labio aguas abajo para inspeccionar.

En el curso del desarrollo de los Splitters, Roberts hizo pruebas para producir una guía de diseño que consistió más o menos en lo siguiente:

- Seleccionar la dimensión P que diera la distancia de tiro requerida para el chorro
- Seleccionar el ancho del diente dispersor (W) de una gráfica W/P contra $1.2 H_{max}/P$ (realizada por Roberts en su modelos de prueba) y
- Basar las demás dimensiones en base a W al hacer:

$$S = T = L = 1.33W$$
$$\text{y } 1.25 L < M < 1.5 L$$

Mason (1983), muestra que las recomendaciones de Roberts son insuficientes para definir el óptimo arreglo de los dientes y el labio. Las presas Hendrik Verwoerd (presa arco de 82 m de altura) y P.K. Le Roux (presa arco de 108 m de alto) fueron examinadas hidráulicamente en Francia, la Presa Hazelmere (presa de gravedad de 45 m de altura) en Sudáfrica y la Presa Victoria en Inglaterra (presa arco de 122 m de altura). Las primeras dos tienen crestas sin control, la tercera tiene la instalación para compuertas y la cuarta tiene cresta completamente controlada. En cada caso la optimización necesitó de modelos de prueba extensos debido a las recomendaciones de Roberts.

Mason hizo la revisión de los parámetros utilizando la experiencia ganada en las cuatro presas mencionadas anteriormente para desarrollar una guía alternativa para la definición de este tipo de dispersores.

El enfoque utilizado fue el relacionar las dimensiones de las obras con la profundidad del flujo que se acerca a los dientes. Este enfoque es similar al que se utiliza para dimensionar los dientes de los tanques deflectores de salto hidráulico.

De relaciones básicas de la energía:

$$P+H = d + v^2/2g \dots (I)$$

para una cresta de vertido libre

$$q = KH^{3/2} \dots (II)$$

esto es,

$$v = KH^{3/2} \dots (III)$$

sustituyendo (II) en (I) tenemos :

$$P + H = d + K'H^3/d^2$$

donde $K' = K^2/2g$

$$(P + H) d^2 = d^3 + K' H^3$$

$$d^2 (P + H - d) = K' H^3$$

$$d = \sqrt{[(K' H^3)/(P + H - d)]} \dots\dots(III)$$

Asumiendo que d es pequeño en comparación a $P + H$, de la Eq. (III):

$$d \propto \sqrt{[H^3 / (P + H)]}$$

de tal forma que :

$$\begin{aligned} d/(P + H) &\propto [H / (P + H)]^{3/2} \\ d / (P + H) &\propto [h / (P * H)] \dots\dots (IV) \end{aligned}$$

La ecuación (IV) es adimensional y pone al parámetro $d/(P+H)$ en términos del parámetro $H/(P+H)$. Si varias de las dimensiones del arreglo de los dientes son tales que T , L y W sean proporcionales a la profundidad de flujo d , entonces cualquiera de ellas dividida entre $(P + H)$ debe ser proporcional también a $H / (P + H)$.

Para comprobar esta aseveración, los parámetros fueron probados en las geometrías adoptadas en el prototipo de las crestas de las cuatro presas. En estos casos los valores usados de H fueron aquellos que corresponden a la avenida máxima de diseño. Los parámetros fueron también probados para evaluar los resultados de la Presa Hazelmere. El modelo de prueba de los dispersores para esta presa cubrió un amplio rango de variaciones. El número de dientes por compuerta abierta se varió de dos a cuatro, la selección final fue tres, y la longitud y niveles de los dientes también se variaron, junto con el gasto unitario (aquí la profundidad de llegada del flujo hacia los dientes). Se encontró que ciertos arreglos ahogaban completamente los dientes de tal forma que se causaba una dispersión muy pequeña mientras que otras dividían el flujo en una serie de chorros individuales con poca interacción y dispersión en el aire, desempeños aceptables ocurrieron para un número limitado de gastos unitarios y de combinaciones de la geometría de los dispersores.

De estos resultados se encontró que la variación más grande ocurre con la dimensión W y que esta dimensión fue la que Roberts escogió como la base de las demás dimensiones. Esto puede explicar las dificultades encontradas al utilizar la guía de Roberts en el diseño.

Se encontró que en los 4 prototipos seleccionados el valor de P fue tal que:

$$H_{\max} / P_{\max} \approx 0.5$$

Esto implica que $P \approx H_{\max}$

por lo que se puede asumir para propósitos de diseño inicial que :

$$T = 0.4 P$$

$$L = 0.4 P$$

$$W = 0.3 P$$

Donde $P = H_{\max}$

Quedan dos parámetros por ser definidos, M y S. En ambos casos se puede recurrir a las geometrías de las crestas de las presas estudiadas. Si se compara M con L las relaciones M:L en los cuatro prototipos son de 1.12, 1.0, 1.05 y 1.05. Claramente se ve razonable suponer para todo fin práctico que :

$$M = L$$

Se puede notar que M es significativamente menor que el propuesto por Roberts de 1.25 y 1.5L.

El valor del espacio S entre los dientes dispersores no permitió hacer un análisis simple en términos de W, como proponía Roberts. Esto fue porque los espaciamientos de los prototipos fueron en todos los casos distorsionados por la presencia de pilas. Sin embargo, se encontró que si N es tomada como el número de dispersores aguas abajo de un ancho de cresta B, el valor para los 4 prototipos eran 0.43, 0.48, 0.52 y 0.48. Entonces se puede asumir que para cualquier ancho de cresta:

$$\sum S \approx \sum W$$

En la ausencia de pilas $S = W$

Esto también discrepa con lo propuesto por Roberts quien sugería $S = 1.33 W$, aunque desde el punto de vista del prototipo si la proporción NW:B es mayor que 0.43, la relación de Roberts puede ser aceptada

La efectividad de los dispersores en su aportación a la disipación de la energía fue particularmente bien ilustrado por el modelo de prueba de la Presa Victoria, Fig 13, bajo condiciones de avenida máxima, la caída desde el nivel del embalse era de 91m con una profundidad de agua en el colchón de 14 m. Esto da una carga potencial desde el nivel del embalse hasta el nivel en el tanque de 105 m.

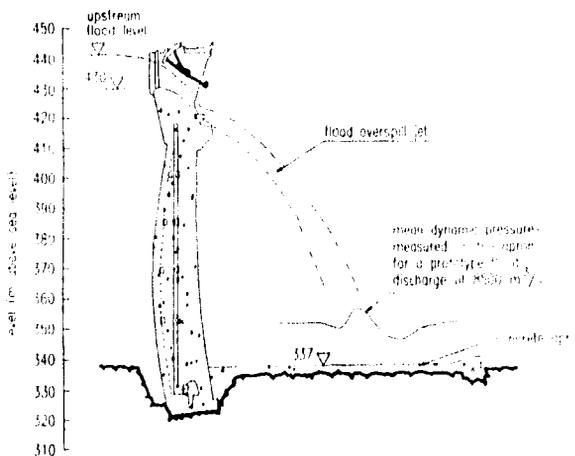


Fig. 13 Presa Victoria: Presiones en modelos de prueba sobre la losa aguas abajo, provocadas por la descarga libre de agua desde la cresta

Probando con dispersores de 3.5 m de largo y un labio se producían presiones dinámicas en la losa de tan solo 30 m.

Sin embargo, las pruebas también revelaron la sensibilidad del comportamiento hidráulico al arreglo de la cresta. Incrementando las longitudes de los dientes y del labio en un metro, las presiones dinámicas se redujeron otros 12 m mientras que un mayor alargamiento comenzó a incrementarlas de nuevo. El beneficio fue notorio en el diseño de la losa, en donde 12 m de reducción en la presión permitió reducir los requerimientos de anclaje en aproximadamente dos tercios.

Con el estudio de este modelo y el arreglo de la cresta adoptado en los cuatro prototipos mencionados, Mason sugiere que las siguientes relaciones representan una guía razonable para planear la geometría de los dispersores:

- $P \approx H \text{ max}$
- $M = L = T = 0.4P$
- $W = 0.3P$
- $\Sigma S = \Sigma W$ para la longitud de cualquier ancho de cresta

CAPÍTULO 3

CRITERIOS HIDRÁULICOS PARA EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA TERMINAL

Se ha reiterado a lo largo de los capítulos anteriores que en presas arco, la disipación de la energía del agua en un vertido libre por coronación mediante la construcción de un tanque a pie de presa responde a un esquema intuitivo que ha sido usado con profusión. La pérdida de energía en el vuelo de la lámina y sobre todo en el tanque, al incidir sobre una masa de agua en reposo, son ideas que cualitativamente son aceptadas pero sobre las que se sabe poco desde el punto de vista cuantitativo.

El objetivo de este capítulo es tratar los aspectos cuantitativos del comportamiento del tanque amortiguador como disipador de energía, usando como variable de contraste la presión que se registra en la losa del tanque -mayor cuanto mayor energía remanente tiene la lámina-. En base al estudio de estas presiones, se pueden obtener criterios de diseño en función de las sollicitaciones sobre la losa del tanque que el proyectista está dispuesto a asumir. En este sentido se presentarán gráficas elaboradas por J. Puertas (1992) que pondrán de manifiesto qué tipo de colchón corresponde a cada porcentaje de atenuación de la presión en el tanque.

3.1 GEOMETRÍA DE LA LÁMINA VERTIENTE

Se estudiará ahora la forma del chorro en su trayecto por la atmósfera, la apertura del mismo al momento de impactar en el colchón aguas abajo para pasar finalmente a la exposición de las expresiones que distintos autores han obtenido para calcular la presión en el tanque así como a la exposición de las gráficas elaboradas por J. Puertas.

Como ya mencionamos en el capítulo anterior, la influencia que ejerce el perfil truncado sobre la forma de la lámina vertiente, se circunscribe únicamente a las zonas próximas a la coronación, conforme el chorro avanza en su vuelo por la atmósfera, el perfil teórico de la lámina vertiente se ve afectado en presas de gran altura por fenómenos que desvirtúan su forma original. Estos fenómenos son principalmente la aireación y la atomización de la lámina

Los fenómenos de aireación y atomización tienen su origen en la inclusión de aire por parte de la lámina vertiente. En este fenómeno juegan un papel importante la turbulencia del chorro en su superficie y la tensión superficial.

La velocidad necesaria en el agua para que se dé la **aireación** de la lámina (entrada de partículas de aire) es de **entre 6 y 7 m/s** (Ervine y Falvey, (1987); Ramos, (1988)). En estas condiciones, la turbulencia del chorro tiene un efecto superior a la tensión superficial, y se produce la ruptura de la superficie, esto permite la admisión de partículas de aire.

En el caso de que, por métodos artificiales se aumente el nivel de turbulencia en el chorro, se pueden acelerar los procesos de aireación y de atomización. Acelerando estos procesos se favorece la disipación de la energía del chorro durante su recorrido por la atmósfera. El método artificial más habitual consiste en colocar bloques (splitters) en el extremo del perfil truncado con objeto de disgregar la lámina y aumentar la turbulencia. El diseño de estos elementos se presentó en el Capítulo 2.

Si la aireación prospera y el chorro va ganando velocidad, las partículas de agua cercanas a la superficie se van desprendiendo de la misma de un modo sistemático, viajando solas y viéndose frenadas por el aire hasta alcanzar su velocidad de equilibrio.

En estas condiciones, cuando una parte importante del chorro se ha separado, se habla de la atomización de la lámina. La velocidad a la que comienza la **atomización** (el desprendimiento sistemático de gotas de agua) es del orden de **20 a 30 m/s**, según Ervine y Falvey, (1987). En este momento, la geometría de la lámina atomizada dista mucho de parecerse al chorro original.

A medida que desciende la lámina se incrementan la zona aireada y la zona atomizada y disminuye la zona compacta del chorro que se sitúa en la **parte central** llegando, inclusive, a desaparecer.

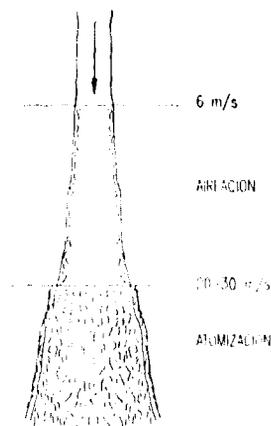


Fig. 14 Rango de actuación de la aireación y la atomización, según Ervine y Falvey (1987)

La turbulencia inicial del chorro tiene, como ya se ha mencionado, una importancia capital en la cuantificación de estos fenómenos. Los valores de la velocidad límite supuestos anteriormente cuentan con un amplio contraste; existen expresiones más elaboradas en que la relación entre la velocidad media y la fluctuación transversal de la velocidad en el chorro se usa como indicador del nivel de aireación. Estas expresiones, recogidas por Ramos fruto de su propia experiencia y la de otros autores (Ervine, Falvey, Elsayy), se presentan en Martins 1989.

El estudio en modelo reducido del vertido por coronación de una presa tiene un importante efecto de escala que incrementa las presiones incidentes en el tanque amortiguador, esto se debe a que es prácticamente imposible modelar el efecto de la aireación y el de la atomización que provocan la disipación de gran cantidad de energía. Por ejemplo, en el modelo de una presa con altura de vertido del orden de 2 m, la velocidad de caída que alcanza el chorro a la entrada del tanque es del orden de 6 m/s y apenas existe aireación. En una presa de 50 m de altura, el valor de la velocidad supera los 30 m/s con lo que cabe esperar un efecto importante de la aireación. Estos efectos de escala pueden sobrevalorar en más del doble las presiones reales.

Estudios sobre la cuantificación de los efectos de escala esperables, dependiendo del número de Froude (Ivoilov (1982)) muestran que la relación entre presiones adimensionalizadas ($P/\gamma H$) en el tanque de disipación de energía de un vertedor en salto de esquí en prototipo y en modelo varía de 0.8 a 0.4, para valores de número de Froude entre 6 y 9 (el índice señala condiciones en el extremo inferior del salto de esquí).

Estos fenómenos hacen que en el estudio en modelo reducido del campo de presiones producido por el vertido sobre la corona en una presa se cometa un error por exceso, que, si bien sitúa el estudio del lado de la seguridad, puede hacerlo con valores de un orden bastante superior al real, sobretodo en presas de gran altura.

Otro efecto de escala es el debido a la tensión superficial. Como se cita en (D'Alpaos y Ghetti, (1984)), para vertidos (en modelo) con una sobreelevación (carga sobre la cresta) inferior a 4 cm, el efecto de la tensión superficial en la geometría del vertido es importante. Los autores experimentan con vertidos sobre el modelo reducido de una presa arco y fluidos con distinta tensión superficial, encontrando que las desviaciones de la lámina de agua son notables según el fluido que circula, así como la ecuación de descarga del vertedor.

Otro efecto también debido a la tensión superficial es la contracción lateral de la lámina vertiente a lo largo del descenso. Lemos y Ramos (1984) para el modelo reducido de una presa con vertido sobre la coronación y caída libre, encuentran presiones en el tanque de amortiguamiento cuatro veces superiores en un caso con un acusado efecto de la tensión superficial que en un caso

homólogo con menor relevancia de ese efecto, esto es debido a que la lámina contraída penetra con mayor compacidad en el tanque.

D'Alpaos y Ghetti midieron el efecto de la tensión superficial sobre la contracción lateral, observando que se reduce drásticamente si el perfil del vertedor no es estrictamente delgado sino que tiene cierto desarrollo (como es el caso habitual de los perfiles estrictos truncados), y sobre todo, cierta rugosidad. En cualquier caso, la cota de 4 cm de altura sobre la cresta parece garantía suficiente para asegurar que no existan efectos de escala debidos a la tensión superficial que pueden alterar la lámina vertiente.

Las dimensiones de la parte compacta de la lámina de agua en el momento de su incidencia en el colchón de agua definen, como se verá más adelante, el efecto sobre éste; así pues, es importante evitar los efectos de escala en la medida de lo posible, y muy en particular los asociados a la tensión superficial al momento de hacer estudios en un modelo.

3.2.- GEOMETRÍA DEL CHORRO INCIDENTE EN EL TANQUE AMORTIGUADOR.

El estudio de la geometría de un chorro incidente en un colchón de agua ha sido objeto de ensayos teóricos y de experimentación desde mediados del siglo XX. Albertson et al. (1948) presentan resultados anteriores y propios sobre el tema. El problema a resolver es la geometría del chorro, expresada como forma de sus contornos y perfiles de velocidad para cada sección.

Una descripción aproximada de los fenómenos hidráulicos relacionados con la difusión de un chorro que cae libremente en un colchón de agua es posible cuando se aplica la teoría de la turbulencia de un chorro libre. Esta teoría se ha confirmado muchas veces al experimentar con chorros entrando a través de un cohete y dirigidos hacia un fluido en calma. Hartung y Hausler verificaron esta teoría en estudios en modelo, comprobaron que existe un comportamiento análogo en un chorro circular que cae libremente.

Cuando un chorro cae en un espacio ilimitado lleno con el mismo fluido en reposo, se dispersa de forma casi completamente lineal. El flujo de la masa se incrementa porque las partes del medio quieto se aceleran conforme la velocidad de las partículas del cuerpo exterior se frenan por el intercambio de momento.

Como se observa en la Fig. 15, existe una primera zona, una vez que el agua ya ha incidido en el colchón de agua, en que la velocidad de una parte central del chorro (corazón o núcleo del chorro) es igual a la que tenía previamente a su inmersión. En esta fase, el chorro se va abriendo

lentamente (α_2 aumenta) y el corazón se va estrechando (según α_1), a medida que las tensiones entre la zona de agua quieta y en movimiento van generando vórtices. Esta fase se conoce como **zona de establecimiento del flujo**. Es sabido de experimentos y revisiones teóricas que en el núcleo del chorro, existe casi la misma presión que en la parte que lo rodea, p.e. ocurre una distribución hidrostática de presiones.

Una vez que el corazón del chorro se ha desvanecido (**profundidad y_k**), comienza la **zona llamada de flujo desarrollado o establecido**. El ángulo exterior (α_3) se abre y ya no hay ninguna partícula que conserve la velocidad inicial.

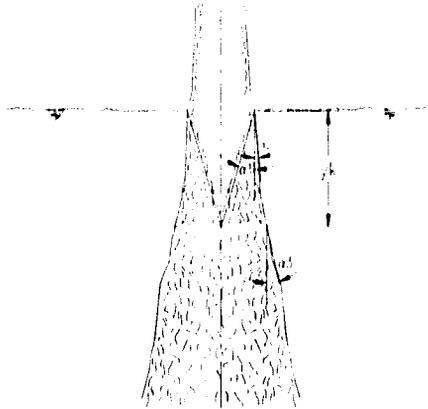


Fig.15. Desvanecimiento de un chorro en un volumen de fluido

Finalmente, se puede demostrar que los datos medidos de la velocidad y la distribución de las presiones dinámicas perpendiculares al chorro pueden ser bastante bien reproducidas con la ayuda de una curva de distribución normal (Gauss) de los errores observados.

De todo esto se concluye que el análisis cuantitativo de las distintas variables del problema se hace en base a la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento, y tomando como hipótesis que la distribución de velocidades en una sección es gaussiana en la zona de flujo establecido:

$$\frac{v_y(x)}{v_{max}} = e^{\frac{-x^2}{2\sigma^2}}$$

y que esta hipótesis se basa en la observación cualitativa del fenómeno, según se comenta en Albertson (1948). Esta expresión se presenta para un chorro bidimensional; las variables x y y se definen en la Fig. 16.

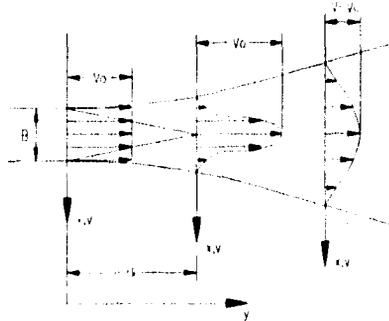


Fig.16 Perfil de velocidades en un chorro sumergido

En esta figura se aprecia cómo todas las partículas al momento de entrar en la masa de agua ($y=0$) tienen la misma velocidad. A la profundidad y_k solamente las partículas que forman el núcleo conservan la misma velocidad. A profundidades $y > y_k$, ninguna partícula conserva la velocidad inicial v_0 .

La varianza (σ^2), se expresa en función del coeficiente (C_1), relación entre la desviación típica y la distancia recorrida. Aplicando la ecuación de conservación del momento lineal, Albertson (1948) llega a:

$$\frac{v_y}{v_0} = e^{-\frac{(x + \sqrt{\pi} C_1 \frac{y}{2} - \frac{B}{2})^2}{2(C_1 y)^2}}$$

para la zona de establecimiento de flujo ($y < y_k$), fuera del núcleo o corazón de chorro bidimensional (v_0 : velocidad del agua al penetrar en el colchón; B : ancho inicial del chorro).

El mismo autor define la ecuación para la zona de flujo establecido ($y > y_k$):

$$\frac{v_y}{v_0} = \sqrt{\frac{B}{\sqrt{\pi} C_1 y}} e^{-\frac{x^2}{2C_1^2 y^2}}$$

de donde:

$$\frac{v_{max}}{v_0} = \sqrt{\frac{B}{\sqrt{\pi C_1 y}}} \quad \dots (*)$$

El máximo se dará siempre a lo largo del eje y . Existen expresiones homólogas recogidas en la misma referencia y también de carácter teórico, para chorros circulares.

En una campaña experimental, en ensayos de tipo bidimensional con aire como fluido y con dimensiones ($B = 2.54$ cm, $v_0 = 44.4$ m/s, $y = 2.54; 5.08; 7.62; 10.16$ cm), Albertson establece los siguientes ajustes numéricos:

$$\log_{10} \frac{v_y}{v_0} = -18.4 \left(0.096 + \frac{x - \frac{B}{2}}{y} \right)^2$$

para la zona establecimiento del flujo y

$$\log_{10} \frac{v_y}{v_0} \sqrt{\frac{y}{B}} = 0.36 - 1.84 \frac{x^2}{y^2}$$

de donde:

$$\frac{v_{max}}{v_0} \sqrt{\frac{y}{B}} = 2.28$$

para la zona de flujo establecido. Teniendo en cuenta la última expresión y la ecuación (*), el coeficiente C_1 se ajusta al valor 0.109. Asimismo se obtiene que $y_k = 5.2B$ según esta expresión (haciendo $v_{max} = v_0$).

Hartung y Hausler (1973) presentan otra cuantificación teórica de las características del chorro incidente, para dos geometrías de chorro: chorro plano (lámina vertiendo) y circular. Las características de disipación del núcleo del chorro han sido extrapoladas de la literatura. Los autores comentan que el ángulo de disipación del núcleo α_f está entre 4 y 6 grados, citando la referencia (Diffusion of Submerged Jets, Discussion. Transactions, A.S.C.E., 115, 1950)(sic).

Los autores escogen el valor $\tan \alpha_f = 0.1$ ($\alpha_f = 6$ grados).

A continuación se resumen los resultados más significativos obtenidos por Hartung y Hausler:

	Circular	Rectangular
y_1	$10 R$	$5B$
Ángulo de Desvanecimiento α_1	6 grados	6 grados
Energía disipada hasta el desvanecimiento	30%	20%

(R : radio del chorro; B : espesor del chorro)

Hartung y Hausler no estudian el ángulo de expansión del chorro, ni sus variaciones según se esté en la zona de establecimiento del flujo o de flujo establecido. En este sentido, Ervine y Falvey (1987), experimentando con un chorro circular, definen estos ángulos en función de la intensidad de la turbulencia en el chorro incidente en el colchón:

	α_1	α_2	α_3
Chorro sumergido	4.5 grados	6 grados	11 grados
Chorro laminar	5 grados	6-7 grados	10-12 grados
Chorro turbulento liso	7-8 grados	10-11 grados	10-12 grados
Chorro turbulento rugoso	8 grados	13-14 grados	14-15 grados

entendiéndose:

- por chorro sumergido aquel que no tiene en ningún momento contacto con la atmósfera
- por chorro laminar aquel en que la intensidad de la turbulencia es despreciable y no hay aire en el chorro
- se habla de chorro turbulento liso cuando la intensidad de la turbulencia es pequeña, el aire se supone del orden del 2% en volumen;
- el chorro es turbulento rugoso cuando el nivel de turbulencia es elevado, pudiendo alcanzar el aire porcentajes del orden del 40%.

Este último es el caso del vertido que aquí interesa, en el que la turbulencia del chorro incidente es alta. En este caso, el valor de α_1 es de 8 grados en lugar de los 6 propuestos por Hartung y

Hausler. Se observa que el chorro se abre más (mayores valores de α_2 y α_1) a medida que el grado de aireación a la entrada del chorro en el colchón aumenta.

Otro dato de interés al definir la geometría del chorro será la longitud a partir de la cual se puede considerar que ha desaparecido el chorro. Hartung y Hausler estiman que la longitud es $40R$ en ensayos con chorro circular de 6 cm de diámetro, donde R es el radio del chorro en el momento de su inmersión; la energía remanente es del 15%.

Para chorros planos, R. Cola (1965), citado por Hartung y Hausler (1973) obtiene el resultado $y=40B$, donde B es el ancho del chorro plano; la energía remanente en este caso es del 30%. En este momento, la amplitud horizontal del chorro es del orden de un tercio de la distancia recorrida, según aproximaciones de los autores basadas en estudios previos: Hausler, (1966).

Hartung y Hausler, también de modo teórico, y basándose en su propia experimentación, proponen para chorros circulares lo siguiente:

$$\frac{v_y}{v_o} = e^{-0.5 \left(1 + \frac{y_k}{R_y} - \frac{y_k}{y} \right)^2}$$

para la zona de establecimiento del flujo ($y < y_k$) y;

$$\frac{v_y}{v_{mix}} = e^{-0.5 \left(\frac{y_k}{R_y} \right)^2}$$

para la zona de flujo ya establecido.

Todos estos resultados tienen como nexo común la existencia de un lecho de agua de altura ilimitada. A continuación se discutirán las variaciones de la expresión general si no se cumple esta hipótesis.

La existencia de una superficie rígida horizontal en el fondo del tanque de amortiguamiento, hace que las expresiones anteriores no tengan una completa validez sino en la zona superior del colchón de agua. A medida que el chorro va profundizando, encuentra dificultades para continuar su trayectoria y debe tender a cambiarla pasando de un movimiento en la dirección vertical a uno horizontal. Esto lleva a una transformación de la energía del chorro; la energía cinética del chorro provoca una sobrepresión sobre el fondo del tanque. Desde el punto de vista de la morfología del

chorro, se observa una deflexión del mismo. A la circulación horizontal del chorro una vez deflectado se le conoce como chorro de pared.

R. Cola (1966) plantea la ecuación del movimiento del chorro de pared, considerando la hipótesis de Albertson de que no existe disipación de energía en la apertura del chorro. El valor de la velocidad máxima, haciendo la hipótesis de fluido perfecto es, según R. Cola:

$$v_{x_{max}} = v_0 \sqrt{\frac{B}{\sqrt{\pi} C_1 h (1 - \eta_A)}} \left[1 - e^{-\frac{1}{4 C_1^2 (1 - \eta_A)^2} \left(\frac{x}{h} \right)^2} \right]$$

donde los valores C_1 y η_A son la constante de Albertson y la relación entre la cota del punto donde se advierte la deflexión (y_A) y la altura total del colchón h . Esta ecuación es válida para valores de x inferiores a h . A raíz de ensayos en laboratorio, se fija el valor de η_A en 0.276. (Ver figura 17)

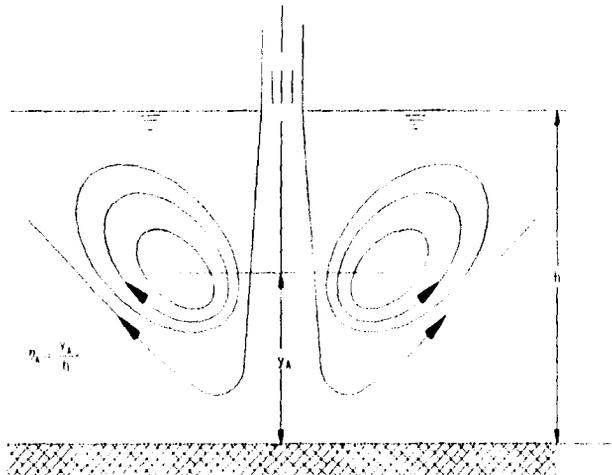


Fig. 17 Definición de variables en la expresión de R. Cola

3.3.- DISIPACIÓN DE ENERGÍA EN EL TANQUE

El tránsito del agua desde el vertedor hasta el tanque y el movimiento en éste provocan una pérdida de energía cuyo valor interesa cuantificar. El comportamiento del agua en el tanque depende del calado o profundidad del mismo en relación al caudal vertido. Cui Guang Tao et al. (1986) proponen una clasificación de los tanques en función de este calado:

- Tipo 1 - La altura de agua no es suficiente para crear un resalto ahogado, que dé lugar a lo que se conoce como colchón eficaz. Se puede observar o no un resalto hidráulico aguas abajo de la zona de impacto, pero existe una zona de flujo en régimen rápido. Aguas arriba del impacto se crea una zona de calado superior al calado aguas abajo del vertido. Este hecho, que la experiencia corrobora, ya fue probado por Moore (1941) de modo teórico mediante la aplicación de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento.
- Tipo 2.- Hay suficiente nivel para crear un resalto ahogado. El perfil de la superficie libre se curva hacia abajo en las cercanías del chorro tanto aguas arriba como aguas abajo del mismo, por el efecto de sendos vórtices. La condición para que se dé este tipo de flujo es que la relación entre el calado en el tanque en la zona de impacto y el espesor del chorro incidente estén en una relación inferior a 20 (Aki (1969), citado por Cui Guang Tao et al.(1986))
- Tipo 3- Cuando se supera la relación definida en el Tipo 2, no hay curvatura apreciable en el perfil del agua en el tanque. La influencia de los vórtices no es suficiente para condicionar los niveles en el tanque.

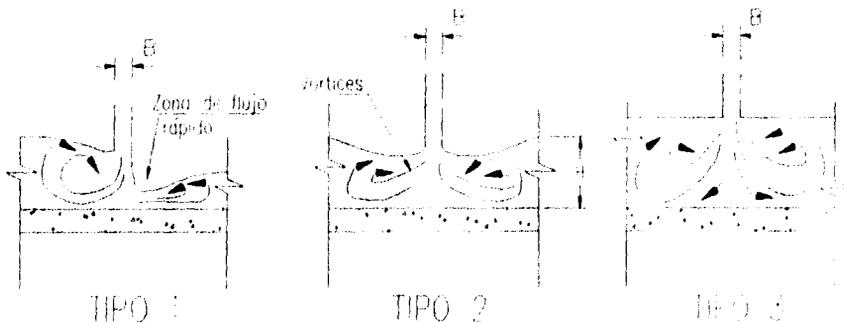


Fig. 18. Clasificación de los tanques dada por Cui Guang Tao con respecto a su profundidad

Moore (1941) realiza una campaña de ensayos utilizando un vertedor de labio grueso y una altura de colchón nula. Midiendo la energía en las secciones anteriores al vertido y de aguas abajo, calcula la energía disipada, y obtiene unas gráficas cuyos resultados fundamentales son que la máxima energía disipada es del orden del 65% de la inicial, y que esto sucede para valores bajos del caudal específico.

En los ensayos de Moore, se contaba con una altura nula de colchón de agua (colchón Tipo 1); evidentemente si contamos con una cierta altura habrá una disipación de energía suplementaria en el tránsito del agua a través del colchón, debido a la energía disipada en los vórtices.

3.4.- PRESIONES MEDIAS SOBRE LA LOSA

La incidencia del chorro y su deflexión provocan un incremento en la presión que soporta la losa que forma la base del tanque de amortiguamiento. Esta sobrepresión se debe a la variación en la cantidad de movimiento del chorro, que pasa de tener una dirección ortogonal a la losa, a circular paralelamente a ella. Al tratarse de un fenómeno esencialmente dinámico, la losa estará sometida a una presión variable con el tiempo: así, se podrá hablar de una presión media temporal (p) y de una fluctuación de presión respecto de la media (p'). Así mismo, dado que el colchón ejerce sobre la losa una presión constante (hidrostática), se puede distinguir entre presión media y presión dinámica media (Δp), que se obtiene restando a la presión media la componente hidrostática. Del mismo modo cabe hablar de presión dinámica máxima, mínima, etc. Es frecuente hablar de sobrepresión para referirse a la presión dinámica.

R. Cola (1966) considerando el principio de conservación de la cantidad de movimiento, plantea la expresión, totalmente teórica:

$$\Delta p = \rho \frac{v_0^2}{2} \frac{B}{h} \frac{1}{(1 - \eta_A)} \frac{1}{\sqrt{\pi} C_1} e^{-\frac{1}{4C_1^2(1-\eta_A)^2} \left(\frac{x}{h}\right)^2}$$

donde la variable x representa la distancia a la intersección del eje del chorro con la base (punto de impacto o de estancamiento), donde se registran las mayores presiones. En esta expresión hay varias hipótesis aceptadas: por un lado, no se considera la pérdida de energía debida a la entrada de aire y su emulsión en la zona del impacto; además, se asume que el perfil de presiones a partir del punto de impacto tiene una distribución normal (tipo Gauss) (Hausler (1966)).

Para contrastar el estudio teórico, R. Cola (1966) realiza una campaña de ensayos; se trabajó con un chorro sumergido para evitar la entrada de aire, de tipo bidimensional y simétrico, es decir, no existía una pared que hiciese el efecto de una presa, sino que el agua podía circular en dos direcciones. Se trabajó con distintas variables: ancho del chorro B (12-24 mm), altura de colchón h (0.165-0.835 m) y velocidad inicial del chorro v_0 (1.30-4.80 m/s). En estas condiciones se da siempre la relación $y > y_k$ en el tanque. De este modo se llega a definir la expresión experimental:

$$\Delta p_{max} = 7.18 \rho \frac{v_0^2}{2} \frac{B}{h} \dots\dots (*)$$

que adopta como constante de Albertson C_1 el valor 0.1085 y ajusta la constante η_1 al valor 0.276; es decir, que la deflexión se produce según resultados del ajuste experimental a una distancia $0.276h$ del fondo. La presión a lo largo del tanque, para puntos no directamente sobre la zona de impacto, será:

$$\Delta p = \Delta p_{max} e^{-40.5 \left(\frac{x}{h} \right)^2} \dots (**)$$

Hartung y Hausler (1973) a partir de estudios teóricos llegan a la relación, válida para un chorro bidimensional y simétrico:

$$\frac{\Delta p_{max}}{\rho_0} = \frac{y_t}{y}$$

donde $\rho_0 = v_0^2 / 2g$ y $y_t = 5B$. Sustituyendo se llega a:

$$\Delta p_{max} = 5\rho \frac{v_0^2}{2} \frac{B}{h}$$

Si consideramos los resultados de Ervine y Falvey ya citados (3.2), el ángulo de disipación del chorro es de 8 grados para chorros turbulentos rugosos. En estas condiciones se tiene $y_t = 3.56B$ y la expresión anterior se transforma en:

$$\Delta p_{max} = 3.56\rho \frac{v_0^2}{2} \frac{B}{h}$$

que debe ajustarse mejor a las condiciones de un vertido libre por coronación en una presa arco, donde el nivel de turbulencia del chorro es alto.

Hartung y Hausler postulan la bondad de la distribución normal para describir el campo de presiones alrededor del punto de estancamiento, avalada por estudios previos (Hausler, 1966). Considerando la expresión teórica, propuesta en la referencia y válida para la zona de flujo establecido:

$$\frac{\Delta p}{\Delta p_{max}} = e^{-\frac{\pi}{16} \left(\frac{xy_t}{B \cdot 2y} \right)^2}$$

y aceptando, $y_k = 5B$ llegamos, para $y = h_k$:

$$\Delta p = \Delta p_{max} e^{-19.6 \left(\frac{x}{h}\right)^2}$$

Si aceptamos la relación, para chorros turbulentos rugosos $y_k = 3.56B$, el coeficiente 19.6 se transforma en 9.92. Se observa que los resultados son muy distintos a los obtenidos experimentalmente por R. Cola, con chorros sumergidos de baja velocidad.

Beltaos (1976) estudia un fenómeno que todavía no se ha comentado: la inmersión de un chorro oblicuo. No es un fenómeno que se dé con frecuencia en vertidos por coronación, ya que la lámina alcanza el suelo con una dirección sensiblemente vertical. Tiene importancia, no obstante, por la gran cantidad de ensayos de que consta el trabajo de Beltaos, muchos de los cuales contemplan incidencia vertical. Una primera limitación al trabajo de Beltaos es el medio fluido que utiliza para su estudio: aire. Si bien usa velocidades de aire dentro del campo incompresible, no se podrán simular sino vertidos sumergidos. Evidentemente, los ensayos no contemplarán emulsión alguna y el perfil de presiones del aire será sensiblemente constante en una vertical, lo que hace que el flujo de pared se establezca de modo distinto a como lo haría en un tanque. Con estas salvedades, y aceptando los resultados para un ángulo de ataque ortogonal, con geometría bidimensional y dispersión simétrica, Beltaos contrasta los resultados teóricos de Schauer y Eustis (1963), para perfil simétrico y obtenido mediante la aplicación de la ecuación de conservación de la cantidad de movimiento, proponiendo las siguientes expresiones, válidas para $y > y_k$:

$$\Delta p_{max} = 8 \rho \frac{v_0^2 B}{2 h}$$

$$\Delta p = \Delta p_{max} e^{-42 \left(\frac{x}{h}\right)^2}$$

Estos resultados son muy similares a los obtenidos por R. Cola, y están muy lejos de los de Hartung y Hausler. El coeficiente (42) incluido en la expresión de distribución espacial indica una gran concentración de las presiones en el punto de estancamiento; cabe decir que este valor parece difícilmente extrapolable de un flujo monofásico (aire en aire) a otro sensiblemente bifásico (agua con aire absorbido en agua), por lo que las experiencias de Hartung y Hausler, considerando los ángulos de apertura del chorro propuestos por Ervine y Favley para chorros turbulentos rugosos parecen adaptarse mejor al problema que aquí se está tratando.

El grupo de autores comentado considera que el chorro penetra en una vasija o tanque en condiciones axisimétricas en el caso de chorro circular, o simplemente simétricas respecto del eje del chorro, en el caso de vertidos planos. Este no es el caso del vertido por coronación en una presa, en que la propia presa impide el desarrollo del flujo de pared hacia aguas arriba, habiendo por lo tanto, una clara asimetría en el fenómeno. A la hora de considerar trabajos experimentales, serán pues más útiles aquellos basados en el estudio sobre modelos reducidos de presa o sobre estructuras morfológicamente similares.

Franzetti (1980) ensaya sobre el modelo de una presa arco, con una altura de vertido de 1.60 m, lo que garantiza ausencia de efectos de escala de aireación y atonización, con objeto de contrastar las teorías de R. Cola, expuestas con anterioridad. La lámina vertiente, con espesores comprendidos entre 17 y 63 mm obtenidos de los datos que aporta el artículo, deja en algún caso a los experimentos expuestos al efecto de la tensión superficial, por lo que cabe esperar un registro de presiones superior al real, al caer el chorro de forma más compacta. Los resultados de Franzetti, a pesar de lo apuntado, presentan presiones medias inferiores (en un 30 a un 80%) a las esperadas aplicando la teoría de R. Cola, lo que supone que el coeficiente (7.18) que aparece en su expresión (*) (pp.41), pasa a tener en estos ensayos el rango (2.154; 5.744). Adicionalmente, las curvas de atenuación de la presión a medida que el punto de medida se aleja del punto de impacto son más tendidas en el ensayo que en la formulación de R. Cola: de nuevo el valor (40.51)(**) (pp.42) que aparece en la expresión de R. Cola parece alto para este tipo de ensayo.

Hay además un dato muy relevante; la variación de las sobrepresiones máximas respecto de las medias obtenidas es muy importante, del orden de 4 veces su valor en sentido de las presiones positivas, y del orden del valor obtenido en sentido negativo. Esta importante fluctuación, unida al hecho de que las expresiones para la presión media no tienen la precisión deseable, apuntan a la necesidad de considerar el fenómeno no como determinante sino desde el punto de vista estadístico, considerando la presión en un punto como una variable aleatoria.

Cui Guang Tao et al. (1986) ensayan sobre una estructura que reproduce las condiciones del vertido por coronación de una presa cuyas dimensiones en modelo no se especifican. La base de cálculo es el principio de conservación de la cantidad de movimiento en el interior del colchón, introduciendo pérdidas de energía por fricción y difusión del chorro, a ajustar experimentalmente. Aki (1969), citado en la referencia anterior y con un planteamiento similar, obtiene las expresiones:

$$\Delta p_{max} = 5.20 \rho \frac{v_0^2 B}{2 h}$$

El ajuste de Cui Guang Tao lleva a:

$$\Delta p_{max} = 6.35 \rho \frac{v_0^2 B}{2 h}$$

$$\Delta p = \Delta p_{max} e^{-12.56 \left(\frac{x}{h}\right)^2}$$

En este artículo se observa que se ha trabajado con grandes espesores de colchón, siendo la relación más pequeña 32.5 m de colchón frente a 187 m de altura de vertido en prototipo. Este valor de la altura de colchón, que según la experiencia recogida por las presas ya construidas parece un valor alto, es sin embargo el menor de los tres presentados (32.5, 43.5, 54.9). A este último valor se asocia en el estudio una altura de vertido de 165.1, que a juzgar por las experiencias realizadas en este trabajo parece una relación desproporcionada. En cualquier caso se recogen unas distribuciones de presión que no registran una total atenuación ni aún en el último caso citado.

El ajuste presentado parece ofrecer un valor del coeficiente que representa disipación longitudinal demasiado alta. Al desconocer las dimensiones reales de los ensayos no se puede saber el posible efecto de escala de la tensión superficial en el incremento de las presiones, pero a raíz de la poca atenuación que el colchón genera cabe pensar en un posible efecto de compacidad excesiva del chorro.

Armengou (1991) realiza sobre la estructura en la que se desarrolla la tesis de Jerónimo Puertas una campaña de ensayos, con un rango de caudales de hasta 50 l/s y alturas de vertido de 5.5 y 1.8 m; presenta como parámetro representativo de la presión media máxima el valor (3.19), y como parámetro representativo de la distribución de presiones el valor (25). El primero de los dos valores presentados se aproxima al que se puede deducir de las expresiones de Hartung y Hausler con chorros turbulentos rugosos, y a los obtenidos por Franzetti. El segundo parámetro, que presenta una gran dispersión, no responde a lo esperado según el análisis de los ensayos previos realizado, ya que es superior al obtenido por Hartung y Hausler para chorro compacto, y del orden del doble del obtenido por Cui Guang et al., cuyos resultados apuntan también a la existencia de un chorro compacto. Los ensayos de Armengou, al realizarse con caudales pequeños respecto de las alturas de vertido, contaron con una importante presencia de aire, lo que hace que los chorros con los que trabajó fuesen turbulentos rugosos. El limitado número de ensayos realizados, debido a condicionantes (caudal disponible), hace que el valor presentado para la distribución de presiones pueda estar sujeta a algún tipo de imprecisión.

Los resultados obtenidos por distintos autores se pueden resumir en la tabla siguiente, donde los coeficientes C y K son respectivamente los que ajustan las ecuaciones:

$$\Delta p_{max} = C \rho \frac{v_0^2}{2} \frac{B}{h} = \frac{C q \gamma H^2}{\sqrt{2 g H^3 h}}$$

$$\Delta p = \Delta p_{max} e^{-K \left(\frac{x}{h}\right)^2}$$

	C	K	Características del ensayo	Medio	Observaciones
R. Cola	7.18	40.51	B=12.24mm h=0.165-0.835m v ₀ =1.3-4.8 m/s	Agua Chorro sumergido (sin aireación) Bidimensional simétrico	
Hartung y Hausler	5	19.6	Teórico, Basado en (y-5)l, inferido de experiencias anteriores	Agua Chorro de profundidad ilimitada	Si se considera el chorro turbulento rugoso (Ervine y Falvey), se obtiene: C=3.56, K=9.92
Beltaos	8	42	B=0.224 cm h/B=45.5-68.2	Aire, bidimensional Distintos ángulos de ataque	Comprueba el ajuste de la expresión teórica de Schauer y Eustis
Cui Guang Tao et al.	5.2-6.35	12.56	Modelo sin escala conocida En prototipo: Q=80m ³ /s, H=165-187m h=32.5-54.9 m	Agua Bidimensional no simétrico (modelo reducido de presa boveda)	No se conocen los posibles efectos de escala en el ensayo
Armengou	3.19	25	H=1.8-3.5 m Q=50l/s h=1.2	Agua Bidimensional no simétrico Chorro aireado (v=6-10.4 m/s)	Primeros valores obtenidos en la puerta a punto de una instalación experimental.

Tabla 1 Presiones máximas y distribución de presiones, según diversos autores

Se observa una importante dispersión en los datos, lo que no nos debe extrañar ya que la naturaleza de los ensayos es distinta.

3.5 ESTUDIOS EN MODELO REALIZADOS POR J. PUERTAS (1992)

En los anteriores apartados de este trabajo se ha presentado el estado del conocimiento acerca de los temas relacionados con la disipación de la energía, estos temas fueron: la forma del chorro en su trayecto por la atmósfera, la apertura del mismo al incidir en el colchón de agua y se presentaron las expresiones obtenidas por distintos autores para cuantificar las presiones sobre el tanque.

Ahora este amplio apartado se dedica a la presentación de los estudios realizados por J. Puertas en el año de 1992. Interesa de sobremanera presentar el desarrollo de este trabajo porque permite contar con algunos antecedentes acerca de la forma en que se realiza el estudio en modelo

reducido de un vertedor de caída libre y de los resultados que se han obtenido hasta el momento. El objetivo de este apartado es que lo que aquí se presenta sirva para realizar estudios similares que sean aplicables a las presas mexicanas.

3.5.1 Estudio de la similitud.

El estudio del campo de presiones debido al vertido libre por coronación de una presa arco se realiza de modo experimental sobre una estructura de tamaño relativamente reducido. Para su extrapolación a vertidos de dimensiones reales se debe considerar una ley de semejanza o similitud que permita la conservación de los valores relativos de las diferentes fuerzas actuantes en el movimiento del fluido (presión, peso, debidas a la viscosidad, a la elasticidad y a la tensión superficial). Estas fuerzas están ligadas a diferentes variables.

La decisión sobre cuales van a ser las variables de mayor interés condiciona la forma de la estructura y sus límites de utilización, y representa también una limitación en la interpretación y credibilidad de los resultados. La elección de la forma del modelo y las condiciones que ello representa se definen mediante la teoría de la semejanza.

La "Ecuación General de la Hidráulica" es una relación entre todas las variables físicas y geométricas que provocan o condicionan el movimiento de un fluido.

Se consideran variables o parámetros geométricos aquellos que definen el marco donde discurre el movimiento, y variables físicas o hidráulicas a las características de los fluidos o parámetros físicos con relevancia en su movimiento.

Las características físicas son las siguientes :

- Densidad del fluido (ρ)
- Tensión superficial (σ)
- Módulo de compresibilidad volumétrica (K)
- Viscosidad dinámica (μ)
- Aceleración de la gravedad (g)

La variable cinemática asociada al movimiento es la velocidad (v) y las variables que definen la geometría (con unidades de longitud) se notarán l .

Las acciones que recibe o produce el fluido se expresarán como una relación entre las variables presentadas

$$P = \phi(\rho, \sigma, E, \mu, g, v, l_1, l_2, \dots, l_n)$$

donde P es la acción y ϕ una función que relaciona las distintas variables.

El teorema Π o de Buckingham (ver Langhaar, 1951) transforma la anterior ecuación en otra función de un conjunto de números adimensionales:

$$\frac{P}{\rho l_1^2 v^2} = \Phi\left(\frac{v^2}{gl_1}, \frac{\rho l_1 v}{\mu}, \frac{\rho v^2 l_1}{\sigma}, \frac{\rho v^2}{E}, \frac{l_2}{l_1}, \dots, \frac{l_n}{l_1}\right)$$

cada uno de los cuales representa la relación entre las fuerzas de inercia y una acción concreta: así, se definen los siguientes números:

- $\frac{P}{\rho l_1^2 v^2}$: Número de Newton, (Ne); relación entre fuerzas de presión y fuerzas de inercia.
- $\frac{v}{\sqrt{gl_1}}$: Número de Froude (Fr); relación entre fuerzas de inercia y fuerzas gravitatorias.
- $\frac{l_1 v \rho}{\mu}$: Número de Reynolds (Re); relación entre fuerzas de inercia y fuerzas debidas a la viscosidad.
- $\frac{\rho v^2 l_1}{\sigma}$: Número de Weber (We); relación entre fuerzas de inercia y fuerzas de tensión superficial.
- $\frac{\rho v^2}{E}$: Número de Cauchy o de Mach (Ca); relación entre las fuerzas de inercia y las fuerzas de carácter elástico.

La ecuación resultante es :

$$Ne = \Phi(Fr, Re, We, Ca, P_2, P_3, \dots, P_n)$$

donde P_i son las relaciones entre parámetros geométricos.

Una estructura hidráulica (p.e. el aliviadero de una presa) y su modelo a escala deben presentar semejanza geométrica: para todas las características geométricas l_1, \dots, l_n , la razón entre valores homólogos medidos en modelo y prototipo debe ser constante. A la constante de proporcionalidad se le llama escala ($k = l_p / l_m$) (l_p : prototipo, l_m : modelo)

Al observar una estructura hidráulica en funcionamiento y su modelo, diremos que entre ambas hay semejanza cinemática si los tiempos en recorrer distancias homólogas por el agua mantienen una relación de proporcionalidad. A esta razón de proporcionalidad se le llama escala de tiempos ($k_t = t_p / t_m$). Obtenida la escala de tiempos y la geométrica se pueden definir las variables cinemáticas (velocidad y aceleración). Si el modelo y el prototipo están sometidos en puntos homólogos a fuerzas proporcionales de razón constante, se habla de semejanza dinámica y si existe semejanza geométrica, cinemática y dinámica se habla de semejanza mecánica. Si entre un modelo y un prototipo existe semejanza mecánica, las fuerzas que sobre ellos actúan en puntos homólogos, sean de la naturaleza que sean, serán proporcionales. De este modo debe cumplirse:

$$K_{Ne} = K_{Ft} = K_{Re} = K_{We} = K_{Ca} = 1$$

Sin embargo no es posible cumplir simultáneamente todas las igualdades derivadas de la ley de semejanza mecánica para fuerzas de cualquier naturaleza, ya que al imponer las condiciones que las igualdades proponen se entra en incompatibilidades en el sistema de ecuaciones que se genera. No obstante no es necesario asegurar todas las igualdades si tenemos en cuenta que no todas las fuerzas actuantes tienen la misma importancia.

3.5.2 Efectos de escala

En el caso del vertido libre por coronación, todos los autores coinciden en que hay varios efectos de muy pequeña importancia.

La compresibilidad del agua no tiene relevancia alguna por tratarse de un flujo sin ningún tipo de confinamiento o a superficie libre.

El efecto de la viscosidad suele despreciarse por considerarse que en este tipo de modelos el grado de turbulencia es suficiente para que las tensiones viscosas tengan una influencia menor. Estudios en este sentido, citados en Fuentes (1992), apuntan a que existe un valor del número de Reynolds a partir del cual se puede despreciar cualquier efecto de la viscosidad. Sin que haya unanimidad en el valor de Re_{cr} , se maneja (para $Re = q/v$: q : caudal unitario, v : viscosidad cinemática) el valor de 50,000 a 100,000. Es de destacar que un gran número de modelos de

aliviadero no cumplen esta condición, que para un metro de longitud necesitarían un caudal de 50 a 100 l/s.

Las instalaciones en las que J. Puertas realizó sus ensayos, disponían de un equipo de bombeo que si cumplía con esta condición, aunque si se realizaron ensayos con caudales inferiores. Se considera que en cualquier caso (D'Alpaos y Ghetti, (1984)) que el efecto de las tensiones viscosas condiciona esencialmente la zona de vertido, prevaleciendo otros efectos en la zona de impacto con el tanque amortiguador, donde el grado de turbulencia es notablemente mayor.

La tensión superficial tiene una notable influencia en varios aspectos: la forma y alcance de una lámina vertiente depende fuertemente de la tensión superficial cuando la altura del agua respecto del labio del vertedero es pequeña; estudios de D'Alpaos y Ghetti (1984) dan como una cota el valor de 4 cm de sobreelevación (carga sobre la cresta) para asegurar la ausencia de efectos en la geometría de la lámina. Novak y Cabelka (1981) consideran que el efecto es importante para valores inferiores a 2 cm y completamente despreciable para valores superiores a 6 cm. Estos valores están en consonancia con los anteriores y apuntan a que para evitar este efecto basta con considerar sobreelevaciones superiores a 4 o 5 cm. En la estructura base de los ensayos realizados por J. Puertas, esto se logró con un gasto unitario $q = 0,20 \text{ m}^3/\text{s/m}$.

Al alcanzar el agua elevadas velocidades en su caída, se producen rozamientos con el aire que generan un nivel de turbulencia que propicia la disgregación de las zonas más superficiales del chorro (que tiende a mantenerse compacto fundamentalmente por la acción de la tensión superficial). La ruptura superficial del chorro permite la inclusión de burbujas cuyo tránsito genera a su vez turbulencia, dándose un proceso de realimentación que lleva a una ruptura progresiva ya no de la superficie sino de todo el chorro. Se llama aireación de la lámina a la primera fase, que comienza con pequeñas distorsiones en la superficie del líquido, pero manteniendo una zona (núcleo del chorro) compacto. Cuando el nivel de aireación es tal que deja de existir un chorro compacto, se habla de atomización de la lámina.

Un estudio de los esfuerzos predominantes en el proceso de la aireación fue llevado a cabo por Zenn y Zanker (1967) -citados en Fuentes (1992)-, llegando a la conclusión de que las fuerzas gravitatorias tenían un efecto despreciable frente a las de viscosidad y tensión superficial en el estudio de la aireación: de este modo se definió el número de Kenn ($Ke = \frac{\mu}{\sigma}$) como representativo del proceso.

Este último párrafo pone de manifiesto que si el objeto de una investigación fuese el estudio de la aireación, no se podría dejar de tener en cuenta tanto la viscosidad como la tensión superficial: si

además se persigue un campo de presiones generado esencialmente por energía potencial gravitatoria, los números de Froude, Reynolds y Weber deberían estar presentes en el estudio. La similitud mecánica de estas fuerzas incurre en incompatibilidad por lo que no se podrá considerar en la investigación.

Se debe reiterar que el no considerar el efecto de la aireación genera un efecto de escala importante: en un modelo de presa con altura de vertido de 2 m, la velocidad de caída libre a la entrada del tanque es del orden de 6 m/s y apenas hay aireación. En una presa de 50 m de altura, el valor de la velocidad supera los 30 m/s, con lo que cabe esperar un efecto importante de la aireación. Esto provoca que se obtengan en modelo presiones superiores a las obtenidas en prototipo, debido a que no se disipa la energía que se pierde en la aireación y la atomización.

En todo caso debe destacarse que este efecto de escala existe en cualquier modelo a escala de presa, y por lo tanto, los resultados que se obtengan de una investigación sí serán comparables sin efecto alguno a los obtenidos en el modelo de una presa concreta. Para presas de poca altura, o chorros de gran espesor, es posible que no se alcance una completa atomización, llegando a impactar en la lámina de agua del tanque con un núcleo compacto cuyo efecto sería, sin fenómenos de escala, reproducible en un modelo que no contemple aireación.

Aceptando que la aireación es un efecto de escala del que no se puede desprender, se mantiene como base de la semejanza la relación $K_{Fr} = 1$, que se conoce como ley de semejanza o similitud de Froude o ley de semejanza de modelos eulerianos. En estas condiciones las fuerzas (presiones) debidas al impacto de un chorro cuya velocidad ha sido adquirida a partir de energía potencial gravitatoria guardan una relación de proporcionalidad. La ley de semejanza de Froude se formula como:

$$k_{Fr} = 1 = \frac{k_v}{\sqrt{k_g k}}$$

donde $k_g = 1$ (escala de aceleraciones; g es una constante), k es la escala de longitudes y k_v , la escala de velocidades que se puede expresar como $k_v = \sqrt{k}$ a partir de los demás valores.

Para el gasto, se tiene:

$$k_Q = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{A_p v_p}{A_m v_m} = k^2 \sqrt{k} = k^{5/2}$$

Para el tiempo y la frecuencia (t^{-1}):

$$k_v = \frac{k}{k_v} = \frac{k}{\sqrt{k}} = \sqrt{k} \qquad k_j = \frac{l}{\sqrt{k}}$$

Para las fuerzas y presiones (ley de Newton)

$$k_F = k_p k^2 \qquad k_v^2 = k_p k^3 \qquad k_P = k_p k$$

Si en modelo y prototipo el fluido es el mismo $k_F = k^3$ y $k_P = k$

Una vez tomadas en cuenta estas condiciones, en la siguiente tabla se recogen los valores de proporcionalidad que traducen los resultados de un modelo a su prototipo, multiplicándolo por la escala correspondiente:

MAGNITUD	ESCALA
Longitud	k
Tiempo	\sqrt{k}
Frecuencia	$\frac{1}{\sqrt{k}}$
Velocidad	\sqrt{k}
Aceleración	1
Gasto	$k^{3/2}$
Fuerza	k^3
Presión	k

3.5.3 Descripción de la estructura

J. Puertas realiza varios ensayos para la investigación de la disipación de la energía en tanques de amortiguamiento de una presa arco, los ensayos se llevaron a cabo sobre una estructura experimental similar a un vertedor en el Laboratorio de Hidráulica y Mecánica de Fluidos del Departamento de Ingeniería Hidráulica, Marítima y Ambiental de la Universidad Politécnica de Cataluña.

La estructura consta esencialmente de los siguientes elementos.

- Aportación de agua: el sistema de bombeo del laboratorio cuenta con una derivación que lleva el caudal deseado a la estructura.

- Tanque superior: el agua bombeada se remansa en esta estructura donde se estabiliza el flujo y desde el cual se vierte a través de un vertedor de sección rectangular de pared delgada, creándose así el salto.
- Tanque inferior: se recoge el agua del tanque superior con un desnivel variable, registrándose en su base la presión debida al impacto y al posible colchón de agua creado por una contrapresa de altura variable.
- Desagüe y aforo: el agua sale del cuenco inferior hacia una estructura donde se tranquiliza el flujo (en general con gran energía cinética) y donde se mide el caudal que ha llegado al tanque inferior (puede haber una diferencia entre el caudal que se vierte y el que alcanza el tanque inferior debido a la disgregación lateral de la lámina provocada por la aireación y que provoca que el agua se salga del tanque inferior) mediante un vertedero triangular de pared delgada.
- Los sensores que se utilizaron para la medición del campo de presiones en el tanque de disipación de energía eran marca FGP Instrumentation (Francia), los que permiten recoger presiones por debajo de la atmosférica, tienen una señal de salida estándar (de 4 a 20 miliamperes) suficientemente alta como para no verse afectada por el ruido del laboratorio y con una precisión razonable dado el amplio rango de medida (0.3% sobre 20 m de fondo de escala supone 6 cm como máximo).

Cada ensayo consistió en fijar unas condiciones (altura, caudal, altura de la contrapresa, puntos de medida) y en medir presiones durante un cierto intervalo una vez que se tenían garantías de que el movimiento era estacionario. Los datos obtenidos se registraron en una computadora. Se tomaron 2400 datos por ensayo, de tal forma que se tuvieran los necesarios para realizar un análisis en el campo de la frecuencia.

La estructura permitió fijar los siguientes parámetros:

1. Altura (H) de energía de la lámina vertiente respecto de la base del tanque de amortiguamiento: la distancia del labio del vertedero a la base del cuenco está en el rango 1.85-5.45 m, sumando la sobreelevación en el vertedero y la componente dinámica ($v^2/2g$) se define el rango real 1.90-5.67 m.
2. Altura (h) de la contrapresa, dentro del rango 0-1.2 m
3. Caudal unitario (q) dentro del rango 0-200 m³/s

4. Coordenadas x , y del punto de medida. El eje x coincide con el eje central de la base del cuenco y el eje y está situado bajo la línea de impacto de la lámina vertiente en el cuenco.
5. Distancia (L) entre el paramento de aguas abajo de la presa y el paramento de aguas arriba de la ataguía, variable a lo largo de toda la longitud del cuenco (hasta 4.10 m)

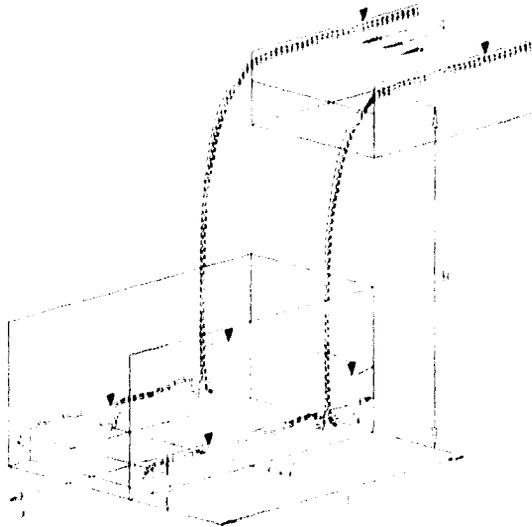


Fig. 19 Variables del modelo

Debido al número de grados de libertad es necesario hacer restricciones en el número de medidas a tomar. Estudios anteriores (Armengou, Castillo) apuntan a que el flujo tiene un marcado carácter bidimensional: es decir, que no tendrá relevancia la coordenada y , midiéndose presiones iguales sobre líneas paralelas al labio del vertedero.

En la estructura utilizada no se considera el posible efecto de desplome existente en una presa arco de doble curvatura por lo que las dimensiones del colchón aguas arriba del punto de impacto son comparativamente mayores en el prototipo que en el modelo.

La distancia (L) entre presa y ataguía se considera suficientemente grande como para que no tenga incidencia en el campo de presiones sobre la losa.

El campo de presiones, en las condiciones apuntadas, depende solamente de las variables H, h, q y x , es decir, quedan cuatro parámetros en juego, tres de ellos con unidades de longitud y uno con unidades de gasto por unidad de longitud. Para caracterizar por completo la presión, además de los parámetros anteriores, se consideran los parámetros asociados a las propiedades del fluido o del medio.

Al considerar que el efecto de la tensión superficial y de la viscosidad son despreciables, las variables relevantes propias del fluido quedan reducidas a su densidad ρ , y el campo de fuerzas exteriores es el campo gravitatorio, representado por la aceleración de la gravedad g . Se hace la hipótesis de que la velocidad inicial vertical es cero, ya que la aproximación al vertido es sensiblemente horizontal. La velocidad horizontal inicial importante para determinar el alcance horizontal de la lámina, no tiene relevancia en este problema ya que la variable longitudinal x siempre es relativa a este alcance. Así, el punto de impacto o punto de estancamiento tendrá asociada la abscisa $x=0$, independientemente del alcance de la lámina.

El juego de variables que definen la presión son por tanto:

$$p = p(H, h, q, x, \rho, g) = 0$$

o bien

$$F(p, H, h, q, x, \rho, g) = 0$$

Para cubrir un campo que incluya los modelos a escala de presas reales, se establece un marco adimensional donde los parámetros en juego puedan tener su homólogo en las características hidráulicas y geométricas de aquellas presas que sean estudiadas. Para ello, se establecen relaciones entre todos los parámetros relevantes, llegando a una expresión adimensional. Esto se realiza mediante el análisis dimensional de la expresión obtenida anteriormente.

Dado que las fuerzas con relevancia, son aparte de la presión, las de gravedad y las de inercia, la ley que rige el estudio en modelo será la ley de semejanza de Froude. En ese marco, se deducen a continuación las variables adimensionales que describen el fenómeno objeto de estudio.

El sistema de variables relevantes es el definido en la relación:

$$F(p, H, h, q, x, \rho, g) = 0$$

Aplicando el teorema 11 de Buckingham y considerando como sistema fundamental de magnitudes el reconocido por el Sistema Internacional, que para fenómenos mecánicos está formado por tres magnitudes: Longitud (l), Masa (m) y Tiempo (t), la tabla de coeficientes para las variables del problema es:

	p	H	h	q	x	ρ	g
l	-1	1	1	2	1	-3	1
m	1	0	0	0	0	1	0
t	-2	0	0	-1	0	0	-2
	v_1	v_2	v_3	v_4	v_5	v_6	v_7

Eligiendo las magnitudes H, p y g (vectores v_2, v_6 y v_7), la matriz de coeficientes es:

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ -3 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & -2 \end{pmatrix}$$

cuyo determinante es distinto de cero, lo que indica que pueden representar cualquier otro vector mediante combinación lineal. Formulando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned} v_1 &= \alpha_1 v_2 + \beta_1 v_6 + \gamma_1 v_7 \\ v_3 &= \alpha_3 v_2 + \beta_3 v_6 + \gamma_3 v_7 \\ v_4 &= \alpha_4 v_2 + \beta_4 v_6 + \gamma_4 v_7 \\ v_5 &= \alpha_5 v_2 + \beta_5 v_6 + \gamma_5 v_7 \end{aligned}$$

O sea:

$$\begin{aligned} (-1, 1, -1) &= \alpha_1 (1, 0, 0) + \beta_1 (-3, 1, 0) + \gamma_1 (1, 0, -2) \\ (1, 0, 0) &= \alpha_3 (1, 0, 0) + \beta_3 (-3, 1, 0) + \gamma_3 (1, 0, -2) \\ (2, 0, -1) &= \alpha_4 (1, 0, 0) + \beta_4 (-3, 1, 0) + \gamma_4 (1, 0, -2) \\ (1, 0, 0) &= \alpha_5 (1, 0, 0) + \beta_5 (-3, 1, 0) + \gamma_5 (1, 0, -2) \end{aligned}$$

A continuación se plantea la solución de cada una de las cuatro ecuaciones vectoriales. Para v_1 , correspondiente a la magnitud p (presión), obteniendo:

$$\begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 \\ -3 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & -2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \alpha_1 \\ \beta_1 \\ \gamma_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -1 \\ 1 \\ -2 \end{pmatrix}$$

resultando:

$$\alpha_1 = 1$$

$$\beta_1 = 1$$

$$\gamma_1 = 1$$

es decir, que las dimensiones de p son, en el sistema H, ρ, g : $\langle p \rangle = \langle H^1 \rho^1 g^1 \rangle$. El primer número adimensional ($N1$) será :

$$N1 = \frac{p}{\rho g H}$$

Para la magnitud h , correspondiente a v_3 se obtiene el número adimensional $N2 = h/H$.

El número adimensional $N3^*$ tiene la forma:

$$\frac{q}{g^{1/2} H^{3/2}}$$

Por último del número asociado a la abscisa x , correspondiente al vector v_3 se obtiene directamente siendo $N4 = x/H$.

El significado físico de los números adimensionalizados es el siguiente:

1. $N1 = p / \rho g H = p / \gamma H$ (presión adimensionalizada)
2. $N2 = h/H$ (altura de contrapresa adimensionalizada)
3. $N3^* = q/g^{1/2} H^{3/2}$ (caudal adimensionalizado). En la bibliografía aparece frecuentemente este número, que es conceptualmente un número de Froude, como la relación entre el espesor del chorro en la base (b) y la altura de vertido: en efecto, en ausencia de pérdidas de energía, la

velocidad del chorro en vertido libre desde una altura H es $v = \sqrt{2gH}$; dado que el caudal unitario q se puede expresar como $q = vB$, el espesor del chorro sería q/v , o sea, $q/\sqrt{2gH}$. La relación entre este espesor y la altura de vertido es $q/\sqrt{2gH} H$, expresión idéntica a $N3^*$ salvo en el factor $1/\sqrt{2}$ que evidentemente no afecta al análisis dimensional. A esta relación se le llamará en adelante $N3$ y será la utilizada.

4. $N4 = x/H$ (abscisa adimensionalizada respecto al punto de impacto)

La ecuación que rige el estudio es $N1 = N1(N2, N3, N4)$. La representación gráfica de los resultados experimentales pasa por la elaboración de gráficas cuyas variables serán los números definidos. Hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- a) La altura H de energía de la presa no era un valor a escoger con libertad: la estructura que sustentó el tanque superior admitió solamente algunas posiciones, con una distancia mínima de 50 cm. entre ellas y entre los extremos 1.85 m a 5.45 m.
- b) Asimismo, la posición de los sensores no se eligió con libertad porque los agujeros para ellos están a cada 6 cm.
- c) La altura h de la ataguía fue un valor múltiplo del ancho de los segmentos que la definieron, 8 cm.
- d) El valor del intervalo de gastos que se manejó fue tal que siempre se encontrara un sensor bajo el punto de impacto, los caudales utilizados se regularon de forma visual hasta que coincidiera el punto de máxima presión con el sensor.

El resultado de los ensayos son presiones ($N1$) para distintos valores de las demás variables ($N2, N3, N4$). El objetivo de J. Puertas es llegar a una relación del tipo $N1 = N1(N2, N3, N4)$ cuya representación sea una serie de gráficas con $N4 = 0$ (punto de estancamiento) sobre los que, bajo los ejes $N3$ (abscisas) y $N1$ (ordenadas) se describan las curvas $N2 = \text{cte}$ (altura de la contrapresa = cte.) y que permitirán la lectura de $N1$ (presión) a partir de $N3$ (caudal). Cabe indicar que $N1$ se refiere a cualquier tipo de presión: media, máxima, mínima, etc., por lo que hay una gráfica para cada tipo de presión considerada.

Una vez definidas las variables a estudiar y su tratamiento, se plantea con qué grado de generalidad se podrá hacer el estudio dadas las condicionantes de geometría y caudal en las instalaciones del laboratorio. Esto es, se calcula cual es el rango de $N1, N3$ y $N2$ que se puede

cubrir y cuál es el rango de estos mismos números correspondientes a las presas españolas. Cabe indicar que dado el carácter adimensional de estos parámetros, su valor en el modelo debe ser idéntico al del prototipo objeto de dicho modelo. Los resultados de J. Puertas pueden aplicarse a vertidos de las siguientes características, propias de la tipología de presa estudiada.

1. Altura menor de 250 m, considerándose además, únicamente a aquellas cuya altura sea superior a los 25 m.
2. Altura de la contrapresa inferior a 25 m ($0 \leq N_2 \leq 1$). Esta cota superior de N_2 es irreal, no cabe pensar en una presa de 25 m con una ataguía de 25 m. La instalación permite llegar a $N_2=0.649$ para $H=1.85$ y a $N_2=0.22$ para $H=5.45$. Incluso en este último caso el colchón de agua parece suficiente: 5.5 m para una altura de presa de 25 m.
3. Caudal unitario menor que $25 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$. Dada la anterior condición ($25 \text{ m} \leq H \leq 250 \text{ m}$) se puede definir el rango N_3 posible en una presa. El valor mínimo de N_3 se dará para un caudal mínimo (supongamos $q=0$) y para una altura máxima (supongamos $H = 250 \text{ m}$) es decir, el valor mínimo para $N_3=0$.
4. El valor máximo de N_3 se obtiene para un caudal máximo (de $25 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$) y una altura mínima (de 25 m). De esta forma el valor máximo de N_3 es de 0.045. El rango de N_3 posible es ($0 \leq N_3 \leq 0.045$)

El rango de caudales cubiertos en el ensayo, fue distinto al rango teórico. Para evitar los efectos de la tensión superficial en vertidos con sobreelevaciones menores a 4 cm se tomó como gasto unitario mínimo $q=0.02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y como altura máxima de vertido 5.45 m. Para estas condiciones el valor de N_3 fue 0.000355.

El máximo valor de N_3 se obtiene con el gasto unitario máximo $q=0.02 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ y la altura mínima ($H = 1.85 \text{ m}$) obteniéndose un valor de $N_3=0.0179$

Con objeto de fijar un rango dentro de lo que se puede considerar usual en España, J. Puertas muestra el valor del parámetro para diez presas españolas con vertido libre por coronación, cubriendo un amplio rango de alturas (se considera en algunos casos la altura de la presa algo superior a la altura del vertido debido a la cimentación y a la coronación):

Nombre	Altura	Caudal Unitario	N3
Baserca	78	9.61	0.00315
El Atazar	134	11.11	0.00160
Eume	103	10.00	0.00216
José Torán	78	9.80	0.00320
La Llosa del Cavall	112	9.85	0.00188
La Tajera	63	7.93	0.00358
Las Cogotas	66	6.50	0.00274
Los Ángeles	37	8.57	0.00859
Llauset	82	12.52	0.00380
Susqueda	135	23.53	0.00340

De aquí se puede observar que estas presas se encuentran dentro del rango $0.000355 < N3 < 0.0179$

El valor de N4, fue suficiente en la medida en que se llegó a medir hasta una distancia tal que el efecto del vertido no tuviera influencia sobre la medida. Armengou (1991) comprobó que a distancias superiores a 8 cm apenas se registran variaciones de presión considerando la media de los datos obtenidos con caudales de hasta 50 l/s. Para gastos superiores este valor puede ser superado pero se mantiene en el orden de magnitud.

3.5.4 Resultados obtenidos

Los principales resultados obtenidos por J. Puertas son los siguientes:

- Se puede considerar que una presa de altura h genera un colchón efectivo (que no será barrido por un resalto hidráulico), si, para una altura de vertido H y un caudal específico q , se da la relación:

$$\frac{h^2 \sqrt{2g}}{q \sqrt{H}} > 0.6$$

- La presión dinámica media* en el punto de impacto, se puede expresar, si existe un colchón efectivo como:

* Se entiende por presión dinámica media la presión total actuante sobre la losa del cuenco menos la presión debida a la altura del colchón de agua.

$$\Delta p_{max} = 3.8N \frac{M\sqrt{H}}{h\sqrt{2g}}$$

En esta expresión no se considera la altura H hasta el fondo del cuenco sino hasta la superficie libre del agua del cuenco de tal forma que se pueda comparar esta expresión con las ya existentes. En el resto de las expresiones se considera como altura de vertido la total hasta el fondo del tanque.

- En ausencia de colchón efectivo, el valor de h no tiene influencia alguna, y la presión sobre el cuenco se reduce únicamente por efecto del rozamiento con el aire en el vuelo. Para el rango $\frac{q}{\sqrt{2gH^3}} < 0.0011$ el efecto de la aireación y disgregación del chorro se hace particularmente patente, provocando importantes disminuciones de la presión. La presión máxima esperable si una parte del chorro alcanza el cuenco de modo compacto es la equivalente a la altura de vertido.
- La distribución de la presión dinámica media en el cuenco de amortiguamiento para puntos distintos de los de la línea de impacto, alejados de ésta a una distancia x corresponde a la expresión (válida para cualquier situación con o sin colchón efectivo):

$$\Delta p = \Delta p_{max} e^{-2\left(\frac{x}{h}\right)^2}$$

- En el caso de existir colchón efectivo, la presión dinámica media en la línea de impacto, y la superada por un 5% de los registros correspondientes a cada ensayo, indicativa de la máxima salvo singularidades, se pueden relacionar con las variables de flujo según las gráficas que se presentan a continuación, Figs. 20 y 21.
- Se puede considerar que, de existir colchón efectivo, no se dan presiones por debajo de la atmosférica. Si el colchón no es efectivo, el porcentaje de tiempo en que se registran presiones negativas rara vez supera el 2%, y el valor absoluto de estas presiones es prácticamente despreciable.

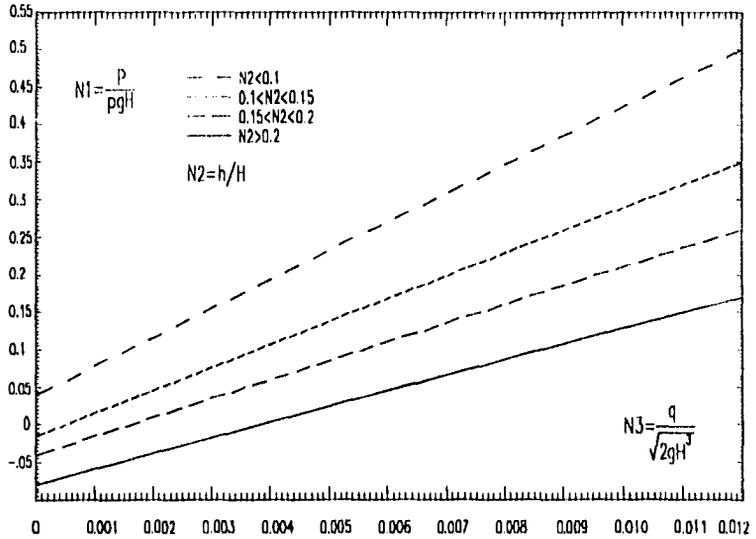


Fig. 20 Presión dinámica media. Gráfico Adimensionalizado

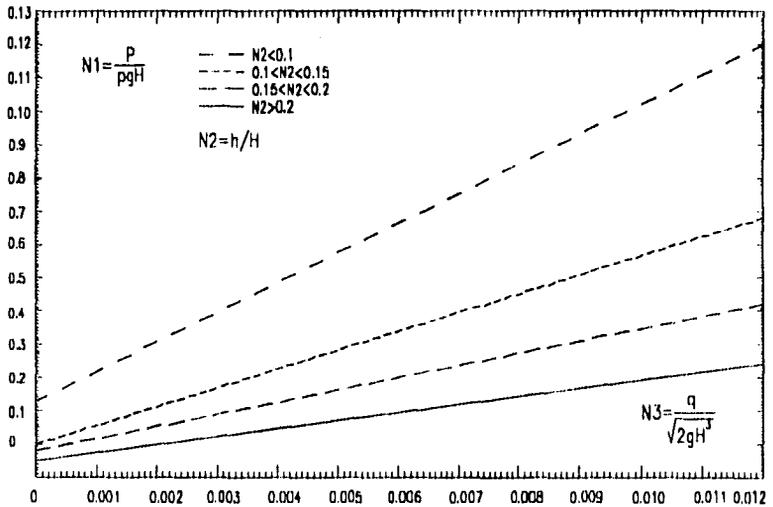


Fig. 21 Presión dinámica superada por un 5% de los datos. Gráfico Adimensionalizado

J. Puertas extrae las siguientes conclusiones de sus ensayos:

- La presiones mínimas rara vez superan el valor de $0.1H$, y apenas se han registrado presiones negativas.
- El uso definido por las presiones superadas por el 95% y por el 5% de los datos es tanto más ancho cuanto menor es el espesor del colchón. Si bien las presiones superadas por un 95% de los datos son prácticamente nulas independientemente del espesor del colchón, las superadas por un 5% de los datos crecen de modo claro al decrecer dicho espesor.
- La presión dinámica media crece a medida que el espesor del colchón decrece. Para el rango de $N3$ habitual en presas españolas ($0.001-0.006$) la presión dinámica media es prácticamente despreciable para colchones con un valor de $N2$ superior a 0.15 ($N1 < 0.1$), y aún para menores colchones apenas supera el valor $N1=0.25$.
- La presión dinámica superada por un 5% de los registros, representativa de la máxima puede superar, para colchones con $N2 < 0.1$ y caudales importantes ($N3=0.006$), el valor $N1=0.6$. Para mayores caudales, infrecuentes pero posibles, se puede alcanzar prácticamente el global de la energía de vertido: grandes relaciones caudal/altura propician que el chorro alcance el tanque sano y compacto, e incluso con núcleo definido.
- Para los espesores de colchón superiores a $0.15H$, hay rangos de $N3$ para los que el efecto dinámico se elimina completamente: así, la presión dinámica media es nula, considerando $N2 > 0.2$ para todos aquellos vertidos con $N3 < 0.0037$. La ausencia total del efecto dinámico se da para este espesor de colchón para valores de $N3$ inferiores a 0.002 , donde se anula también la presión superada por el 5% de los registros.

El estudio del campo de presiones y de las formas y dimensiones de los resaltos que se dan en el caso de que un colchón no sea eficaz está fuera del ámbito de su trabajo, los datos que se dan sobre colchones no eficaces no tienen la fiabilidad del resto. La caracterización de este tipo de tanques tiene su utilidad al considerar el funcionamiento de presas ya construidas con tanques de escasa altura o directamente sin tanque, en que el nivel del río aguas abajo marca la altura del colchón.

CAPITULO 4

VERTEDORES DE CAÍDA LIBRE EN DIVERSAS PRESAS

4.1 LA PRESA BÓVEDA DE SUSQUEDA, ESPAÑA

Se dedicará gran parte de este espacio para presentar el diseño, proyecto, construcción y comportamiento del vertedor de la presa bóveda de Susqueda. Gracias al creador del proyecto, el Ing. Arturo Rebollo, contamos con una gran cantidad de información acerca del desarrollo del mismo.

La presa bóveda de Susqueda forma parte del aprovechamiento del río Ter en España, este río, nace en el Pirineo gerundense, desciende en dirección Norte-Sur hasta la planicie de Vich, gira en dirección Este-Oeste, bordea la ciudad de Gerona y desemboca en el mar mediterráneo en la bahía de Palsen, Cataluña, España. La presa forma parte de un sistema en el cual se encuentran los siguientes aprovechamientos: El salto de Sau, Susqueda y Pasteral.

La presa de Susqueda entró en operación en 1967. Su cuenca receptora es de 1,775 km² y su volumen útil es de 228x10⁶ m³. La toma de agua en el embalse está formada por dos torres de algo más de 100 m de altura cada una y 12 m de diámetro: en la primera, con cuatro entradas a diversas cotas, se selecciona el agua que ha de consumir Barcelona; en la segunda van alojadas la compuerta y ataguía de apertura y cierre.

La casa de máquinas es subterránea y cuenta con dos equipos generadores de eje vertical con turbinas tipo Francis de una potencia instalada de 77,100 KW y una potencia en alternadores de 92,500 kVA. El caudal es de 50 m³/s y la carga total es de 162 m. La generación media anual es de 180 GWh, existiendo con el embalse lleno una reserva de 78 GWh.

Desde que se inició el desarrollo del proyecto se pensó en adoptar una solución de tipo arco con doble curvatura para la estructura de la presa, no solamente por las condiciones fisiográficas del terreno, que en los estudios mostró ser apto para soportar los esfuerzos que le serían transmitidos, sino por ser la solución más económica para su realización y la más segura para su explotación, habida cuenta su capacidad para adaptarse a cualquier tipo de sobrecarga que se pudiera presentar. Después de estudiar distintas opciones para seleccionar la mejor alternativa, se escogió la más completa, la solución adoptada consistió en una presa bóveda simétrica de doble curvatura, con zócalo de repartición, estribos de gravedad y vertedero libre en la coronación.

Algunos de los valores más representativos del proyecto son los siguientes :

Altura desde el desplante	135.00 m
Longitud media de la bóveda en la coronación	352.18 m
Espesor máximo de la bóveda en la clave	21.50 m
Espesor máximo de la bóveda en los arranques	24.80 m

El volumen de concreto es de 662,128 m³, incluyendo los estribos y el tanque amortiguador.

4.1.1 El estudio del vertedor libre en la corona.

En función de las aportaciones anuales y de las características hidrológicas de la cuenca, fue fijado un gasto para la máxima avenida de 2800 m³/s, este gasto fue el tomado en cuenta para el dimensionamiento general del aliviadero.

Desde la primera solución en 1954, ya se preveía de manera esquemática la disposición de un vertedor libre en la coronación. Posteriormente en 1958, C.Semenza, en su estudio preliminar sobre las posibilidades de esta estructura (una solución de bóveda muy delgada, con junta perimetral y con un importante desplome hacia aguas abajo) justificaba el vertedor libre en la coronación de la presa, al caer la lámina vertiente fuera de la influencia de la cimentación de la presa.

Esta solución resultaba la fórmula más económica para el desagüe de las excedencias, al no necesitar obras complementarias de protección contra la erosión mecánica del agua.

En las soluciones que siguieron a estos estudios preliminares, se adoptó siempre esta disposición de vertedor libre en la coronación.

Más tarde, al decidir modificar la concepción estructural de la obra, la disposición del vertedor en la coronación jugó un papel decisivo, sobretodo porque, dadas las condiciones morfológicas y geológicas de las laderas de la boquilla, la disposición de vertedores laterales daba lugar siempre a soluciones mucho más costosas por el excesivo volumen de concreto que necesitaban los saltos de esqui hasta el cauce del río.

Además, el notable ancho del cauce en el lugar donde se decidió fijar la ubicación de la presa, permitía fijar una longitud para el vertedero de unos 110 m a 130 m; longitud que estaba perfectamente de acuerdo con la magnitud del caudal de máxima avenida, para obtener unas dimensiones y un vertido completamente proporcionados para la obra, al repartir en un área considerable la caída del agua: área que además estaba constituida por rocas de buena calidad.

En resumen, las ventajas funcionales se unían no sólo a las económicas de la construcción, sino también a las de la explotación del vaso.

El vertedor en la coronación también ponía un límite en el proceso de ir desplomando la presa hacia aguas arriba para compensar las tensiones de la carga hidráulica, ya que un desplome excesivo en aquel sentido podía originar un vertido de la lámina sobre el mismo pie de aguas abajo, o sea sobre el mismo paramento de concreto de la presa, lo que debía evitarse para no originar erosiones mecánicas de consideración sobre la estructura; por ello este desplome debía mantenerse hasta el límite que asegurara un vertido de la lámina separado suficientemente del paramento.

La disposición general del vertedero y la proximidad del pie del paramento exigían una obra de protección contra las erosiones mecánicas de la lámina; para ello, esta solución general del vertedor libre fue preciso completarla con la presencia de un tanque aguas abajo que originara un colchón de agua para amortiguar la energía de la caída.

En las Figs. 22, 23 y 24 se expone la planta, la sección central y el alzado de la presa, en las que se refleja la disposición general del vertedor.



Fig. 22 Planta general de la presa bóveda de Susqueda con las torres de la toma de agua

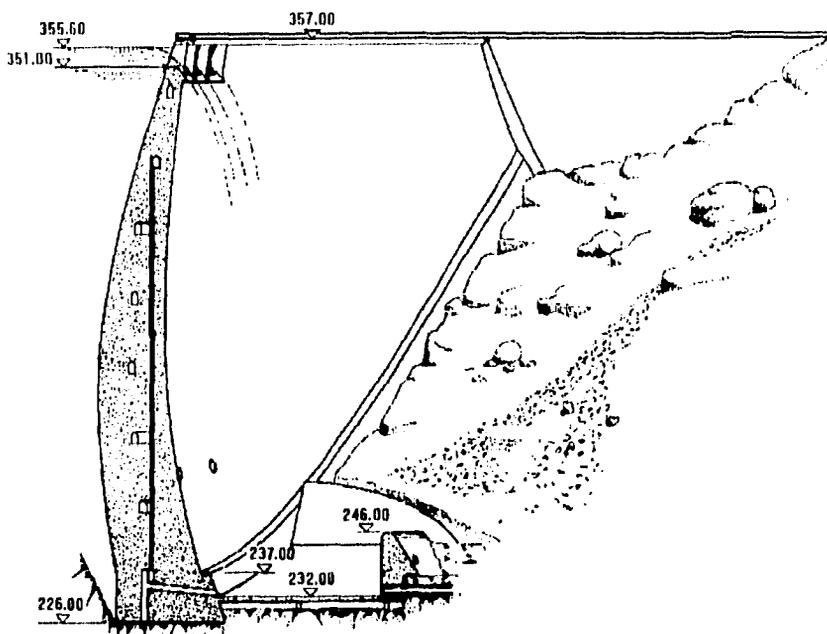


Fig. 23 Sección central con la disposición del vertedor y el tanque amortiguador

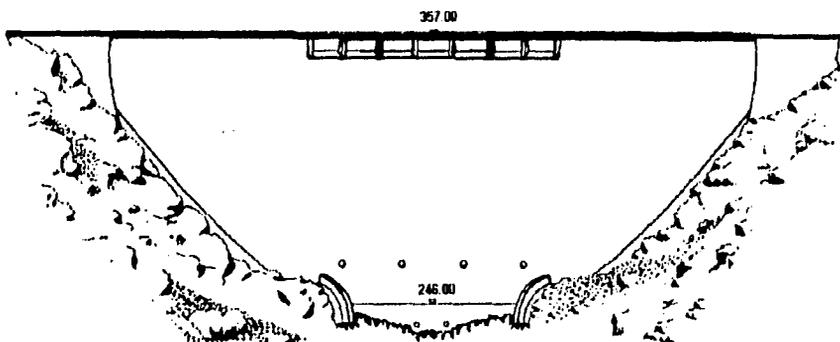


Fig. 24 Alzado desde aguas abajo

La disposición del vertedero libre venía completada por la presencia de cuatro desagües de fondo encajados simétricamente en el cuerpo central de la presa, a la cota 263 m; cada uno con un diámetro útil de 1.5 m, estando equipados con una válvula de guarda tipo mariposa y otra de chorro hueco que permite la salida de los caudales, pudiendo maniobrar ambas en carga. Cada

desagüe puede evacuar hasta un total de 50 m³/s, lo que unido al caudal instalado de la central, 50 m³/s, podían desaguar globalmente de 20 a 25 x 10⁶ m³/día.

Con estos desagües se asegura plenamente el suministro de agua a los regadíos y abastecimiento en el caso de que por la central no se puedan derivar estos caudales.

4.1.2 El problema de la aireación de la lámina vertiente

El vertido libre presentó dos problemas fundamentales: el relacionado con la aireación de la lámina vertiente, y el planteado por el amortiguamiento de la energía de caída de dicha lámina. El primero había de resolverse con la propia forma del vertedero, mientras que el segundo debía solucionarse con un tanque amortiguador.

La longitud del vertedero se fijó en 120.7 m, según el trasdós de la cota 349 m, dándole un perfil Creager correspondiente a una altura de lámina de 3.80 m.

Al ser el caudal de máxima avenida de 2,800 m³/s, el caudal por metro lineal de vertedero sería :

$$q=2,800/120.7 =23.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Y por lo tanto, la correspondiente altura, h, de lámina sobre el umbral del vertedero es:

$$h=4.60 \text{ m}$$

Con esta altura de lámina para la máxima avenida, se situó la cota de la pasarela de servicio sobre el vertedero en la cota 357 m, que permitía ampliamente el paso del agua.

A partir de aquí se presentó, por un lado, el problema funcional de la disposición de las pilas para lograr la ruptura de la lámina, y por otro lado, el problema estético para lograr un conjunto armónico del vertedero con el resto de la bóveda. En primer lugar se decidió poner 7 vanos, que delimitaban 6 pilas equidistantes a unos 17 m; un número mayor de vanos disminuía la luz libre entre pilas, con el consiguiente peligro de quedar obstruidos por los arrastres producidos de la abundante vegetación del embalse; mientras que un número menor aumentaba considerablemente la luz entre pilas, desproporcionando las luces libres y la propia obra de la pasarela.

En segundo lugar se dispuso la forma de las pilas como continuación de las ménsulas correspondientes, al igual que las zonas laterales de la bóveda, para dar unidad y continuidad a todo el conjunto de la obra. Las pilas como prolongación de las ménsulas tenían la ventaja de incidir sobre la lámina una vez que había recorrido parte del perfil Creager del vertedero, ya con cierta velocidad y con su espesor muy disminuido, facilitando su ruptura, y por tanto su propia aireación, y no provocando ningún efecto de estrechamiento que pudiera producir remanso aguas arriba en perjuicio de la capacidad de desagüe, especialmente en vertidos importantes.

Quedaba por definir su espesor, que se fijó en principio en 1.30 m, por ser suficientemente proporcionado al conjunto. Un espesor mayor aseguraba un mayor grado de ruptura y aireación

de la lámina, pero no guardaba proporción con el conjunto estructural del aliviadero. En la Fig. 25 se reflejan las dimensiones generales.

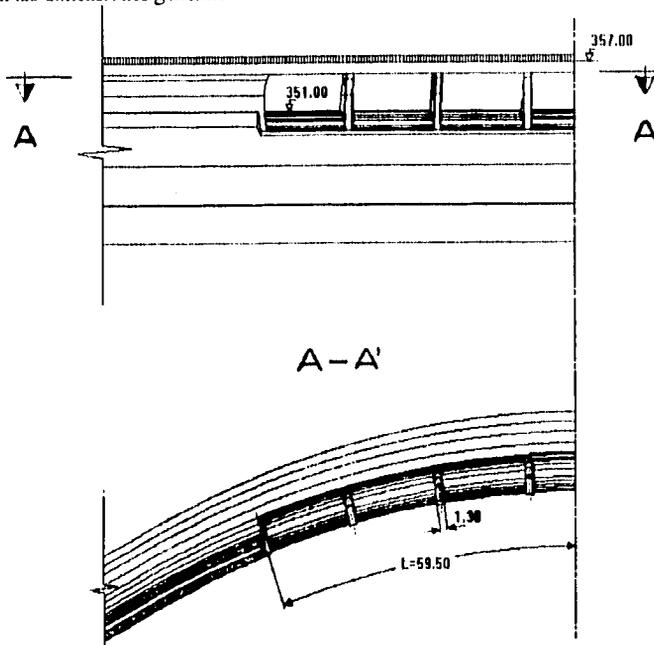


Fig. 25 Semialzado y semiplanta del vertedor libre en coronación

Sin embargo después de estas consideraciones, parte funcionales y parte estéticas, restaba por comprobar en un ensayo el funcionamiento hidráulico de todo este conjunto antes de emprender su construcción.

Para el ensayo, se construyó un modelo completo de la presa, a escala 1/100, reproduciéndose también el terreno, tanto aguas arriba como aguas abajo, en una distancia de 250 m.

Teniendo en cuenta esta escala geométrica para el modelo, $L_m = L/100$ y expresando la conservación del número de Froude

$$F = F_m,$$

o sea,

$$\frac{v^2/L}{\gamma/L} = \frac{v_m^2/L_m}{\gamma_m/L_m}$$

se tiene:

$$v^2/L = v_m^2 \cdot L_m^2 = q/10^5$$

o sea, que 1 m³/s en realidad equivalen a 0.01 l/s en el modelo

El ensayo se efectuó en circuito cerrado, controlando los caudales en un aforador triangular. En la Fig. 26 se muestra su funcionamiento para 1,500 m³/s.



Fig. 26 Vertido en el modelo de 1500 m³/s

Inmediatamente la lámina vertiente acusó unas oscilaciones muy fuertes que se acentuaban de manera notable hacia los 1,000 m³/s. Estas oscilaciones eran originadas por las depresiones que se producían entre la lámina y el paramento de aguas abajo de la presa, al no tener dicho espacio suficiente aireación; al mismo tiempo dichas oscilaciones desaparecían radicalmente al interponer en la lámina cualquier objeto que provocara su ruptura.

Al analizar el problema de la ruptura de la lámina se observó que ésta no se provocaba a causa de la forma que inicialmente se le había dado a las pilas deflectoras del aliviadero. Estas pilas venían definidas por la simple prolongación de las ménsulas de la bóveda, atravesando el labio del vertedero, sin llegar a tocar su borde de aguas abajo; ello facilitaba ya desde la propia salida del vertedero la unión de los diversos brazos de la lámina, lo que determinaba las consiguientes depresiones sobre el paramento de la presa, con las correspondientes oscilaciones de la masa de agua tendiendo a unirse al concreto.

Esta disposición de las pilas, que hubiera provocado un vertido anormal, con importantes efectos de succión de consecuencias difíciles de prever, fue corregida prolongando su base hasta el mismo borde del vertedero; con ello se logró producir en el modelo una ruptura total de la lámina en

todos los vanos, al facilitar esta prolongación de las pilas la entrada de aire a través de dicha lámina.

En la Fig. 27 se refleja gráficamente esta sustancial modificación en las pilas de la pasarela, que permitió estabilizar el vertido.

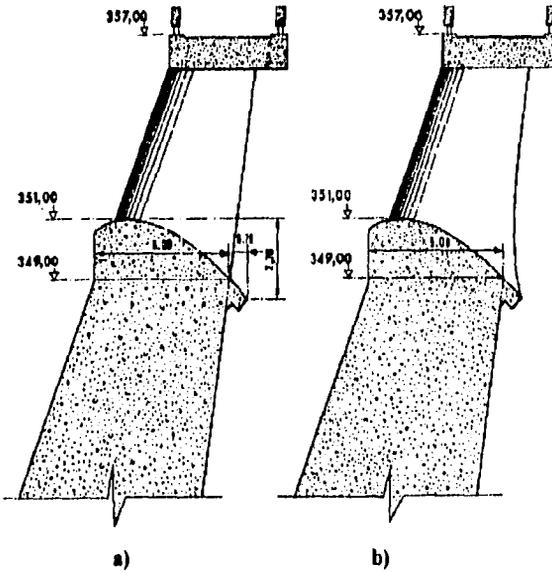


Fig. 27 a) Disposición inicial de las pilas del vertedero originando en el modelo una lámina sin airear y con fuertes oscilaciones. b) Disposición final de las pilas permitiendo la aireación y estabilización de la lámina vertiente.

Una consecuencia marginal, pero de indudable interés dentro de esta parte del ensayo, fue disponer los cuatro desagües de fondo anteriormente mencionados, con la posibilidad de que contribuyeran también a la aireación de la lámina, aprovechando la circunstancia de encontrarse ubicados bajo la propia lámina vertiente.

Para ello, el interior de las cámaras de los mecanismos y válvulas se dejó en comunicación libre por un lado con la red de galerías de la presa, comunicadas directamente con el exterior, y por otro lado con el paramento de aguas abajo de tal modo que a efectos de la circulación del aire no existieran obstáculos, habiéndose previsto incluso puertas enrejadas, a fin de que la aireación hasta el paramento, y por consiguiente la aireación de la lámina vertiente, se pudiera realizar a través de la sección completa de las galerías y conductos de acceso a dichos desagües de fondo. Ver Fig. 27-A

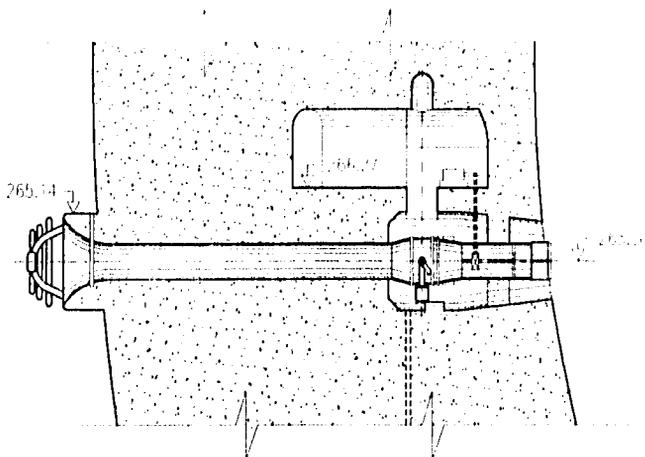


Fig.27-A Sección longitudinal de un desagüe de fondo

4.1.3 El tanque amortiguador

El impacto que podría producir la lámina vertiente en el piso de aguas abajo, junto con los correspondientes fenómenos de erosión exigió la disposición de un tanque en dicha zona al objeto de crear un nivel de agua suficiente que actuara como amortiguador de aquella energía de caída.

Este tanque debía estar formado fundamentalmente por una contrapresa que embalsara un determinado nivel de agua, unos muros laterales que contuvieran los empujes del terreno, y finalmente una losa que protegiera contra los desgastes de la erosión mecánica, tanto en su propia superficie como en el interior, a la roca de apoyo.

Esta losa, desde un punto de vista estrictamente funcional debería ser horizontal, al objeto de crear una profundidad uniforme en el colchón de agua ya que el impacto de la lámina también era uniforme a lo largo de su trazado; sin embargo se decidió que se ceñiera no solo a la topografía del terreno, sino a las formas generales del contorno de la bóveda a fin de no realizar aguas abajo excavaciones más profundas que las de la propia traza de la presa.

Los muros laterales no presentaron otra dificultad formal que la de ceñirse los más equilibradamente posible a las características topográficas del terreno.

En cambio la contrapresa presentó dos incógnitas previas: la primera se refería a la forma de su paramento de aguas arriba, que podía ser vertical o inclinado; y la segunda, referente a la propia forma resistente, ya que sobre ella habría de incidir no solo la carga del agua, sino también, y en un momento dado, los posibles impactos de los chorros de los desagües de fondo.

El ensayo en modelo reducido demostró la importancia de la forma del paramento aguas arriba de la contrapresa en la disminución de la energía de caída de la lámina vertiente. A igualdad de gasto,

las alturas piezométricas en la losa disminuían para cuando dicho paramento adoptaba una forma vertical y aumentaban gradualmente a medida que se le daba una pendiente con desplome hacia aguas abajo; de ahí que se dispusiera este paramento vertical completamente normal a la superficie de la losa, adoptando en planta una disposición en arco que se conjugaba en definitiva con la proyección también en arco del propio vertedero de la presa y, por tanto, con la incidencia de la propia lámina sobre el tanque.

Los posibles impactos del agua procedentes de los desagües de fondo impedían proyectar la contrapresa como una estructura delgada, siendo preciso disponer el paramento de aguas abajo con una cierta inclinación sobre la roca a modo de presa de gravedad, favoreciendo además el vertido del agua sobre su propia coronación.

Con estas consideraciones quedaban delimitadas en superficie para el tanque amortiguador unas dimensiones medias del orden de 100 m de longitud por 40 m de ancho.

Para comprobar la dimensión que experimentaba la energía potencial del agua, se midió en el modelo las cotas piezométricas de once puntos distribuidos sobre la losa del tanque según se indica en la Fig. 28.

Estas medidas se realizaron para diferentes alturas de la contrapresa, fijando finalmente para la coronación de la misma la cota 246, esto es, 14 m por encima del punto más bajo de la losa.

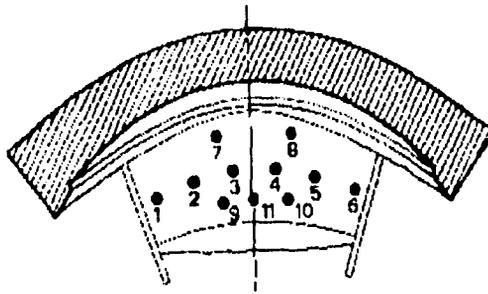


Fig. 28 Situación de los puntos piezométricos sobre la losa del tanque para el ensayo del modelo

Esta altura de la contrapresa debía responder no solo a su cometido de crear un colchón de agua para aminorar lo más posible la energía de caída, ya que en este sentido se le podía haber dado más altura, sino también ofrecer unas dimensiones que resultaran proporcionadas al resto de la obra, tanto desde el punto de vista formal como económico.

En el cuadro adjunto se refieren las alturas piezométricas netas obtenidas para los distintos puntos de la losa, según las oscilaciones medias registradas en los piezómetros:

Puntos		Gastos m ³ /s					
Número	Elevación m.s.n.m.	250	500	100	1500	2000	2800
		Alturas piezométricas netas					
		(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
1	237.5	9.5	18.5	41.0	51.0	54.5	55.5
2	234.0	13.0	18.0	29.0	35.5	38.0	39.0
3	232.5	14.0	15.5	22.5	26.0	27.5	28.5
4	232.5	14.0	15.5	22.5	26.0	27.5	28.5
5	234.0	13.0	16.0	29.0	35.5	38.0	39.0
8	237.5	9.5	18.5	41.0	51.0	54.5	55.5
7	233.0	14.0	14.5	15.5	15.5	16.0	16.0
8	233.0	14.0	14.5	15.5	15.5	16.0	16.0
9	233.0	14.0	14.5	15.5	15.5	18.0	18.0
10	233.0	14.0	14.5	15.5	15.5	18.0	18.0
11	232.0	15.0	16.0	16.5	17.0	17.0	17.0

En la Fig 29 se representan las variaciones de estas alturas piezométricas en los diversos puntos de la losa, según los distintos caudales del vertido, observando en primera aproximación la efectiva disminución de la energía potencial del agua, sobre todo teniendo en cuenta que cae desde una altura de 120 m.

Al analizar con más detalle estos resultados se observaba que fuera de la zona del impacto directo de la lámina no existían prácticamente presiones de importancia en la superficie de la losa, sin embargo, en la zona donde incidía la lámina vertiente que coincidía sensiblemente con las posiciones de los puntos piezométricos 1 al 6, se apreciaba un aumento, por otra parte natural, de las presiones a medida que se alejan del centro (puntos 3 y 4), donde existía más profundidad en el colchón de agua, hacia las zonas naturales (puntos 1 y 6), donde esta profundidad era 4 o 5 metros menor; alcanzando las presiones medias en estas zonas alturas del orden de 50 a 55 m para los máximos caudales de vertido.

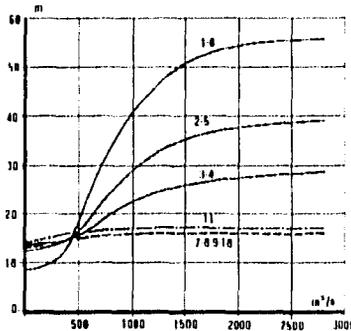


Fig. 29 Variaciones de las alturas piezométricas medias en los diversos puntos de la losa del tanque.

Estas presiones medias que actuaban sobre la losa presentaban continuas oscilaciones que se traducían en sobrepresiones y depresiones pudiendo causar un efecto de fatiga sobre la propia losa, con la posibilidad, sobre todo, de hacer entrar en juego simultáneamente la subpresión en el contacto de concreto-roca. Este proceso, tal y como se ha observado en otras obras, podía originar grandes desperfectos en la fábrica seguidos del total despegue de la misma e incluso de importantes socavaciones en la roca; de ahí que se decidiera pretensar toda la losa contra la roca por medio de los correspondientes cables de anclaje para tratar de modelar tales efectos aparte del cosido convencional con anclajes ϕ 21 y 2.40 m de profundidad extendido a toda la superficie de la roca.

Por razones constructivas la losa se dividió en 12 losas simétricas a las que en principio se les asignó un espesor de 1.50 m, aunque posteriormente alcanzara en algunos puntos, mayores espesores, debido al exhaustivo proceso de saneamiento que se impuso a la roca en todas las excavaciones de la presa. Así, y de acuerdo con los datos del ensayo, se decidió aplicar unos esfuerzos de pretensado, que consistieron en dotar a las losas centrales con 12 cables de anclaje cada una; a las losas intermedias, con 16, y a las laterales, que son las que en definitiva iban a soportar presiones mayores, con un total de 20 cables cada una. En la Fig. 30 se refleja la distribución en planta de dichos cables.

Estos cables de anclaje fueron proyectados especialmente para esta obra y están formados cada uno por 8 torones de ϕ 1/2" y 7 alambres; van alojados en barrenos verticales de ϕ 100 a una profundidad media de 20 a 25 m.; en la Fig. 31 se detalla este tipo de anclaje, en el que puede apreciarse como las cuñas C.C.L. en su cabeza inferior van dispuestas a 45° para permitir el espacio estricto para los cables y de esta forma no aumentar el diámetro del barreno; al mismo tiempo en la cabeza superior van distribuidas a la distancia estricta para permitir la aplicación del gato. Se inyectaron previamente los 4 últimos metros para establecer la cabeza de anclaje y posteriormente pasar al tensado normal, inyectando luego el resto del barreno; cada torón se tensó a 17.5 -18 Mp, con lo que la tensión global a toda la losa fue del orden de 27,000 Mp.

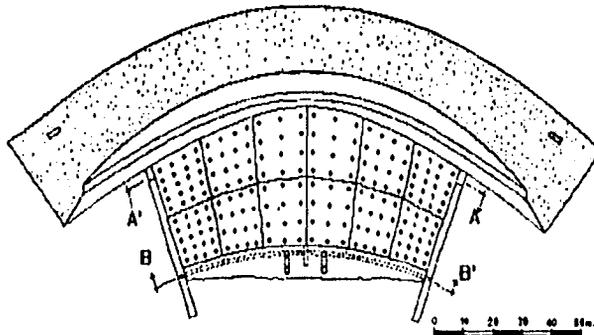


Fig. 30 Planta general del pretensado de la losa

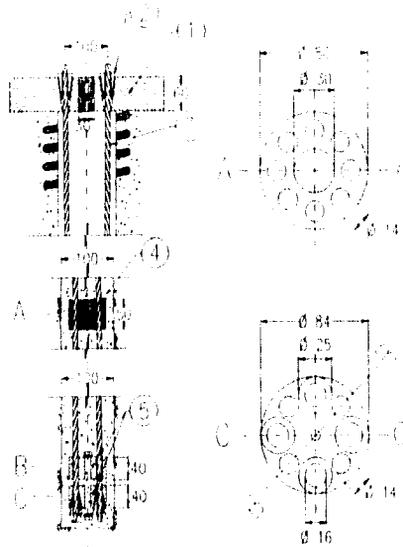


Fig. 31 Cable de anclaje de la losa: ① Placa de acero. ② Cuñas C.C.L., a la distancia estricta para permitir la aplicación del gato. ③ Torón ϕ 0.5". ④ Espaciador de plástico. ⑤ Placas de acero dispuestas a 45° para permitir con toda comodidad la colocación de las cuñas de anclaje en un barreno de ϕ 100.

En las Figs. 32 y 33 se representan la sección central y la longitudinal del tanque, con la disposición de los cables de anclaje.

Esta disposición de pretensado contribuía a mejorar el funcionamiento de esta losa contra los efectos del vertido, especialmente contra la presencia de la subpresión que podía llegar a desarrollar unos esfuerzos de despegue contra las losas suficientemente elevados al actuar como un gran gato contra las mismas, acompañados de un demoledor efecto de fatiga por las propias oscilaciones de la presión, por lo que hubo de plantearse también el problema de actuar directamente contra la presencia de dicha subpresión.

En primer lugar resultaba necesario, durante la explotación normal de la presa, dejar un drenaje adecuado por debajo de la losa, a fin de no coartar las líneas de corriente a través de la cimentación; en segundo lugar este drenaje debía presentar unas características tales que pudiera aliviar la posible presencia de la subpresión ante las presiones del vertido. Para ello se dispuso bajo las juntas de cada losa una galería de drenaje de 0.80 m de ancho y una altura mínima de 2 m hasta apoyarse directamente en la roca, altura que en ocasiones resultó mayor cuando la excavación fue más profunda. En las juntas de contorno con la presa y muros laterales solamente se disponía un simple conducto de drenaje.

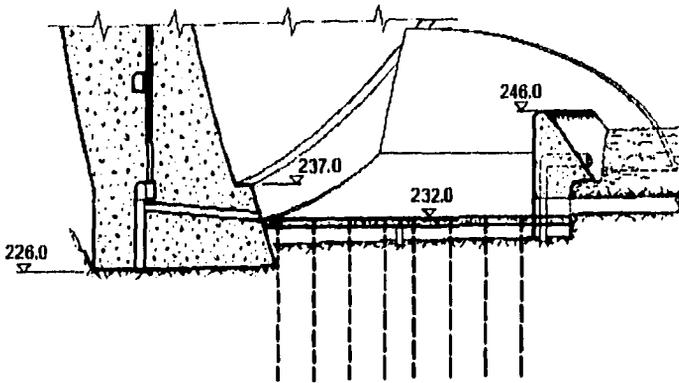


Fig. 32. Sección central del tanque amortiguador con la disposición de los cables de anclaje.

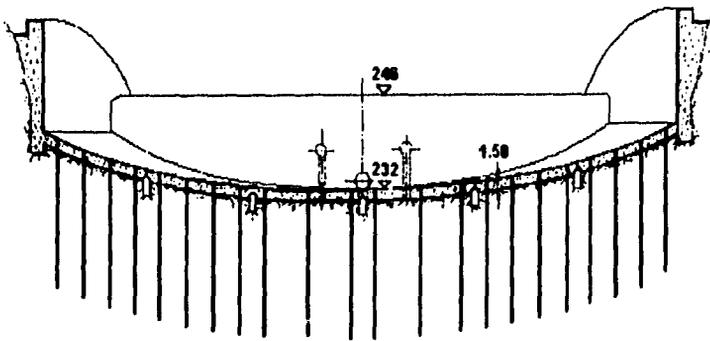


Fig. 33. Sección longitudinal del tanque amortiguador. Cables de anclaje en las losas y galerías de drenaje en las juntas de la losa.

En todos estos casos la protección de las juntas se aseguró con dos bandas de 50 cm, una de cobre y otra de acero. En la Fig. 34 se detalla la disposición de una junta con la galería de drenaje correspondiente.

Para el caso más desfavorable de que la presión de la lámina vertiente llegara a entrar en contacto con la subpresión de las losas, se dispuso que aquellas galerías de drenaje bajo las juntas tuvieran salida libre al exterior, para ello desembocan en una galería general colectora, comunicadas con dos conductos de salida libre, ϕ 1 m, moldeados en el cuerpo central de la contrapresa, y con otros dos conductos, ϕ 0.80 m, moldeados sobre los propios muros laterales, y también con salida libre al exterior, para que pudieran funcionar, llegado el caso, como galerías de expansión o cámaras de equilibrio. En la fig 35, junto con las Figs. 30 y 32, se representa su disposición en planta y alzado.

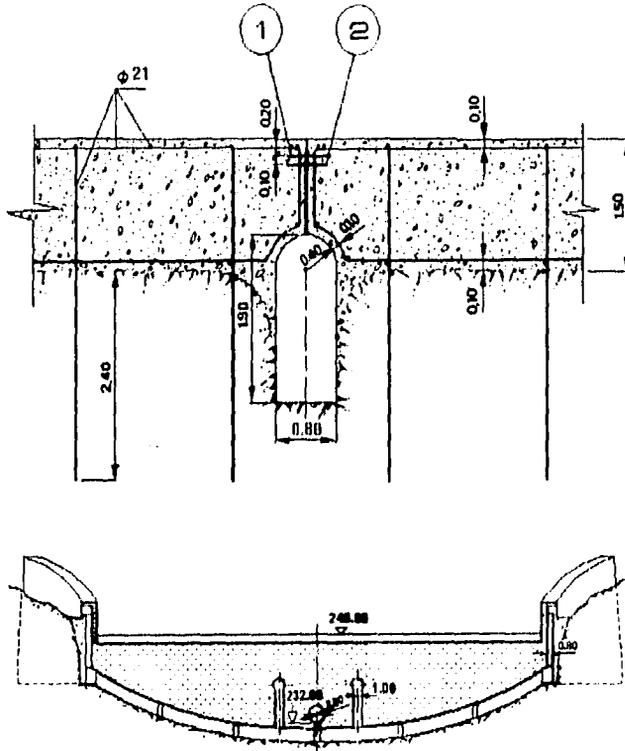


Fig. 34 Sección transversal tipo junta de la losa del tanque amortiguador con la galería de drenaje correspondiente. 1) Lámina de cobre. 2) Lámina de Acero.

Fig. 35 Sección del tanque amortiguador según las galerías de equilibrio del sistema de drenaje establecido en la base de la losa.

Todo este complejo de galerías permitió además una revisión visitable, bajo la losa del tanque, siendo únicamente preciso agotar su zona inferior. Además, a la salida del tanque, cota 232, se pueden controlar los caudales globales que originan todas las filtraciones por debajo de su losa, al establecer la diferencia con aquellos otros caudales que entran en el mismo y que procedían de la propia presa, tanto a través del pozo colector central, que recoge los drenajes de la zona inferior, como los de las zonas laterales.

4.1.4 Entrada en servicio de la obra

El llenado del embalse no se produjo sino hasta el mes de abril de 1969, provocándose el primer vertido de la presa en el que se alcanzó, en un momento máximo, hasta algo más de 2 m de lámina

vertiente sobre el umbral del vertedero, lo que representó un caudal pasando por el aliviadero del orden de 1,000 m³/s.

Durante los tres o cuatro meses que siguieron a aquella fecha tuvieron lugar otros numerosos vertidos, si bien de menor cuantía; desde entonces y hasta cerrar el año 1970 no se volvió a repetir ningún otro desgüe por la coronación de la presa.

Hasta el momento no ha habido ocasión de experimentar los vertidos máximos para los que se previó la obra; sin embargo, se presentó el anteriormente referido, que fue lo bastante significativo para evaluar el comportamiento real de la obra. De su observación se concluye que el funcionamiento de vertedor, junto con el del tanque amortiguador, ha sido completamente satisfactorio, no habiéndose registrado sobre la losa de este último ningún desgaste o erosión apreciable.

A diferencia de los ensayos con el modelo, la lámina vertiente se presentó continua en forma de gran cortina a lo largo de su trazado, mientras que en el modelo, sin duda por el efecto de escala, la lámina se estrechaba en la zona inferior, concentrando cada brazo su impacto en una zona muy reducida con relación a la luz libre de los vanos del aliviadero.

Al mismo tiempo no se observó, de manera tan notoria como en el modelo, la ruptura de la lámina por las pilas deflectoras, y aunque no se observaron oscilaciones en ella, hubiera sido conveniente pensar en aumentar el espesor de dichas pilas con lo que se habría logrado de manera más acusada dicho efecto de separación o ruptura de la lámina al atravesar el vertedero.

Los conductos de salida libre al paramento a través de las cámaras de los desagües de fondo proporcionaron una efectiva aireación, habiéndose comprobado en las propias galerías de acceso una notable absorción de aire.

El espectáculo de la caída de agua, especialmente el día del máximo vertido, resultó muy impresionante, se apreció sobretudo el efecto amortiguador del tanque al recibir el impacto del agua, no originando apenas resaltos y permitiendo la visibilidad completa de los contornos de la zona de caída hasta incluso sus muros laterales.

4.2 LA PRESA MOSSYROCK, E.U.A.

El proyecto Mossyrock es un complejo hidroeléctrico y de control de avenidas en el río Cowlitz al oeste del estado de Washington en los Estados Unidos. Su construcción se terminó en 1967 y el embalse comenzó a llenarse en Abril de 1968. Su propietario es la Ciudad de Tacoma y está bajo la operación del departamento de Utilidades Públicas de Tacoma.

El principal objetivo de esta presa es la generación, sin embargo, el embalse se aprovecha para obtener beneficios del control de avenidas. La capacidad instalada en la casa de máquinas es actualmente 300 MW (2 turbinas tipo Francis), y se tiene previsto que en el futuro se instalen 150 MW más.

La presa es de concreto y su forma es un arco delgado de doble curvatura con una altura máxima de 184 m. Tiene 351 m de longitud y un ancho de cresta de 8.2 m. El ancho de la base es de 38.1 m. La presa se limita a cada lado con una pequeña sección de gravedad. El volumen de concreto es de 971,000 m³. En la Fig. 36 se muestra una sección de la presa en la zona del vertedor, con sus elevaciones principales y una planta del vertedor.

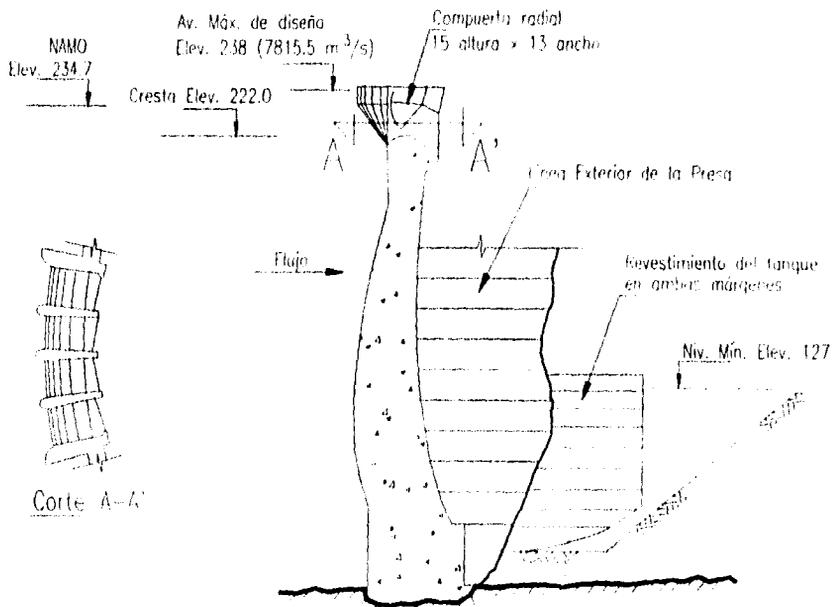


Fig. 36 Secci \acute on de la presa Mossyrock y planta del vertedor.

La exploración de la cimentación en la zona de desplante reveló un canal que se formó de manera natural por debajo del nivel del río y que tenía unos 73 m de profundidad. El vertedor fue seleccionado de tal forma que se tomara ventaja de este canal profundo al usar, como tanque amortiguador, la base formada por el canal natural cuando se excavara para exponer la cimentación de la presa. La casa de máquinas está situada a pie de presa en la margen derecha, justo a lado del tanque amortiguador.

El vertedor está formado por 4 vanos controlados por compuertas de 13x15 m. El gasto de diseño es de 8,500 m³/s. Las compuertas son operadas por cadenas de levantamiento localizadas en las pilas del vertedor, los brazos radiales de las mismas son paralelos unos de otros. La lámina de agua que pasa por el vertedor es desviada por las salientes alabeadas que se encuentran al final del cimacio para después caer libremente hacia el tanque disipador de 60 m de profundidad aproximadamente. El tanque no se revistió en el fondo, sino únicamente se colocaron muros laterales de concreto reforzado (40 cm) con anclaje y drenes.

El vertedor se ha utilizado desde que se llenó el vaso durante la época de avenidas en 9 de los 17 años (hasta 1977). El periodo de tiempo durante el cual el vertedor opera varía de algunos días hasta varias semanas, con descargas que generalmente van de 15 m³/s a 565 m³/s.

La descarga máxima a través del vertedor ocurrió el 5 de diciembre de 1975, en esa ocasión la avenida alcanzó un promedio de 1,217 m³/s durante un periodo de 16 horas. Esta avenida fue muy inferior a la de diseño y sin embargo, elevó el tirante aguas abajo hasta inundar el área de estacionamiento de la casa de máquinas e impedir el acceso.

Algunas de las ventanas en el techo de la casa de máquinas se han tenido que cerrar con concreto para evitar que se dañen con el agua del vertedor; sin embargo, no han ocurrido inundaciones en la casa de máquinas ni existen filtraciones de ninguna especie.

Una inspección fue hecha en el tanque amortiguador en 1972 con un submarino de dos plazas e inspecciones complementarias fueron hechas en 1976 y en 1978 por buzos. Las visitas mostraron que el fondo del tanque y las paredes recubiertas con concreto se encontraban en excelentes condiciones. Los testigos de acero inoxidable que se colocaron en las paredes aparecieron intactos y ni siquiera los círculos de pintura roja que los rodean se habían borrado.

La presa Mossyrock es una muestra clara del funcionamiento óptimo de un vertedor de caída libre. La lámina de agua se atomiza por completo en el aire y al momento de chocar con el colchón de agua no provoca sino un ligero oleaje de ondas muy próximas y con alturas no mayores de 15 cm.

4.3 LA PRESA P.K. LE ROUX EN SUDÁFRICA. DISEÑO DEL VERTEDEDOR Y DISIPACIÓN DE LA ENERGÍA.

El proyecto del río "Orange" consiste en varios desarrollos asociados con el río dentro de los cuales se encuentran tres grandes presas, un túnel de desvío, dos canales y plantas hidroeléctricas. Dentro de este proyecto se encuentra la presa Hendrik Verwoerd, la más grande en cuanto a capacidad del complejo y la presa P.K. Le Roux que se encuentra a 124 km aproximadamente aguas abajo de la presa Hendrik Verwoerd y que es el segundo aprovechamiento más importante de este proyecto.

La presa P.K. Le Roux es una estructura de usos múltiples, deriva agua hacia un canal que irriga un área de 178,000 Ha aproximadamente, se utiliza para el control de avenidas, regula el gasto de la parte baja del río Orange y abastece de agua para uso urbano a 51,000 Ha más de terreno a lo largo del río. El agua que regresa hacia el río normalmente es usada primero para generar electricidad. El embalse sirve también con fines recreativos. A continuación se presentan las consideraciones de diseño que condujeron al tipo de presa que se adoptó y que estuvieron afectadas por la magnitud de la avenida de diseño que era necesario transitar por la presa y por las características topográficas y geológicas del sitio.

El gasto de diseño del vertedor de la presa P.K. Le Roux está compuesto por el gasto que descarga la presa Hendrik Verwoerd y por el gasto que aporta la región entre ambas presas. Después de un estudio detallado que tomó en cuenta la posibilidad de que los mecanismos de las compuertas de la presa Hendrik Verwoerd no llegaran a funcionar, se determinó que el gasto máximo que esta presa aportaría a la presa P.K. Le Roux sería de 16,700 m³/s, el gasto máximo aportado por el área entre ambas presas se fijó en 5,600 m³/s, lo que proporcionó un gasto de diseño de 22,300 m³/s.

El sitio de la presa es una boquilla topográficamente conveniente para la colocación de una presa. La boquilla está formada en su mayoría por intrusiones de dolerita en la forma de capas que yacen por encima de las pizarras "Ecce" que afloran inmediatamente aguas abajo del sitio de la presa.

Aguas abajo de la presa, la capa de dolerita reduce su espesor y desaparece finalmente exponiendo las pizarras. En este punto, el río se abre en un "tanque de pizarras". Las profundas erosiones que han ocurrido en la roca expuesta que forma la base del río, dieron lugar a la formación de un tanque natural con forma de tazón de aproximadamente 45 m de profundidad y 230 m de largo y que termina donde la capa de dolerita aparece de nuevo protegiendo a la pizarra.

Al considerarse la estructura, para la presa que mejor resultara para el lugar, se aplicaron los siguientes criterios:

- a) La presa debería cimentarse completamente en la dolerita
- b) Al hacer el tránsito de avenidas a través de la presa:
 - i. Se debería provocar, con una buena operación de las compuertas, una descarga aguas abajo de la presa inferior a $16,500 \text{ m}^3/\text{s}$ al presentarse la avenida de diseño.
 - ii. El nivel máximo de la avenida para un Tiempo de Retorno de 1 en 200 no debería exceder el nivel normal sobre la cresta por más de 6 m.
- c) El volumen vertido en el tanque natural que se utilizaría como tanque amortiguador, no debería exceder los $8,500 \text{ m}^3/\text{s}$

La condición a) se dictó por las propiedades físicas del tanque natural que recibiría las descargas que, aunque estaba formado por roca dura, sana y homogénea, mostró una tendencia a intemperizarse rápidamente cuando se le expuso a condiciones de aire seco.

La condición b) i) se dictó al considerar el peligro o destrucción de desarrollos aguas abajo de la presa y b) ii) se relacionó con la inundación de la tierra alrededor del embalse. El principio que gobernó la adquisición de tierras fue que esta sería limitada a aquellas que pudieran ser inundadas por avenidas con periodo de retorno de 1 en 200 años.

La condición c) se basó en la necesidad de que no debería ocurrir una erosión mayor en la base y en los márgenes que formaban el tanque natural debido al vertido. El volumen de agua contenido en el tanque era equivalente a una y media veces el volumen de agua involucrado en el salto hidráulico de una avenida de $8,500 \text{ m}^3/\text{s}$ (repartida a lo largo de la base del río en un ancho de 150 m). Se consideró entonces que el volumen en el tanque fuera el suficiente para absorber una descarga dentro de los $8,500 \text{ m}^3/\text{s}$ sin causar más erosiones significativas de la base o los márgenes y sin la creación de barreras a lo largo del río formadas por los escombros de la roca erosionada y sacada del tanque natural.

Se estudiaron cuatro diseños diferentes de presas para cumplir con los criterios expuestos anteriormente:

- Arco gravedad
- Arcos múltiples
- Enrocamiento
- Arco de doble curvatura

el estudio para cada estructura incluyó el tránsito de avenidas, el desvío del río, el método de construcción, la capacidad de vaciado, los arreglos de todos los trabajos accesorios y, donde fuera apropiado, el análisis preliminar de esfuerzos.

En la medida que fue posible, cada alternativa se llevó al mismo grado de desarrollo y finalmente se cuantificó. La comparación de los análisis de costo llevó a lo siguiente:

TIPO	RELACION COMPARATIVA
Arco múltiple	1.00
Arco de doble curvatura	1.03
Enrocamiento	1.09
Arco-gravedad	1.20

Como se ve, la presa de arcos múltiples resultó tener un costo marginalmente menor. Sin embargo, se consideró que tenía una sensibilidad mucho mayor a las suposiciones en el diseño y a la ingeniería sin resolver que la de arco de doble curvatura. Lo mismo aplicó a la solución de enrocamiento. El diseño de arco gravedad incluyó compuertas de tambor automáticas y un tanque amortiguador aguas abajo impedía descargas directas en el tanque natural, pero en vista de su mayor costo, finalmente se adoptó la solución de arco de doble curvatura.

El diseño final para la presa consistió en un arco principal de concreto a lo largo del río que se convierte en una sección de gravedad en la relativamente baja margen izquierda y en esta área se incorporaron las cuatro compuertas que alimentaban a los vertedores de esquí junto con las tomas para conducción e irrigación. El arreglo general de la presa se muestra en las Figs. 37 y 38.

El sistema para las descargas de los volúmenes excedentes comprende dos vertedores independientes, uno es un vertedor lateral controlado que descarga directamente en el tanque natural y el otro es un vertedor de caída libre sin control en la coronación de la presa. El vertedor lateral consta de 4 compuertas, tiene cubetas deflectoras y está provisto de bloques al final de las mismas, su capacidad de descarga es de 8,500 m³/s.

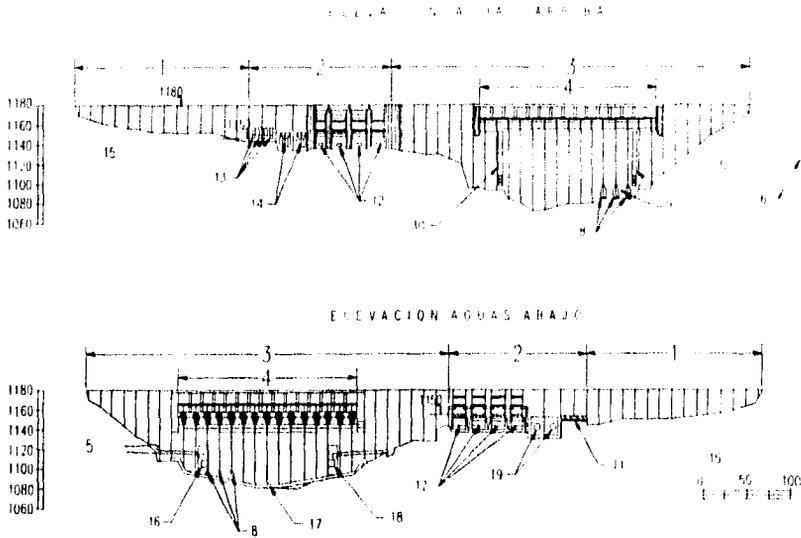


Fig. 37 Elevación aguas arriba y aguas abajo de la presa P.K. Le Roux

- | | |
|--|--|
| 1) Sección en gravedad | 11) Salida de las tomas para irrigación M.I. |
| 2) Bloque de control | 12) Canal de llamada del vertedor controlado. |
| 3) Arco | 13) Entrada de las tomas de irrigación M.I. |
| 4) Vertedor libre | 14) Tomas de conducción Elev. 1,140.00 |
| 5) Margen derecha | 15) Margen izquierda |
| 6) Túneles de toma para conducción e irrigación en la margen derecha | 16) Salida de los desagües de fondo de la margen derecha |
| 7) Entrada de los desagües de fondo M.D. | 17) Losa |
| 8) Aberturas temporales | 18) Entrada de los desagües de fondo M. I. |
| 9) Salida de compensación de agua M.D. | 19) Compuertas de la tubería de conducción |
| 10) Entrada de los desagües de fondo M.I. | |

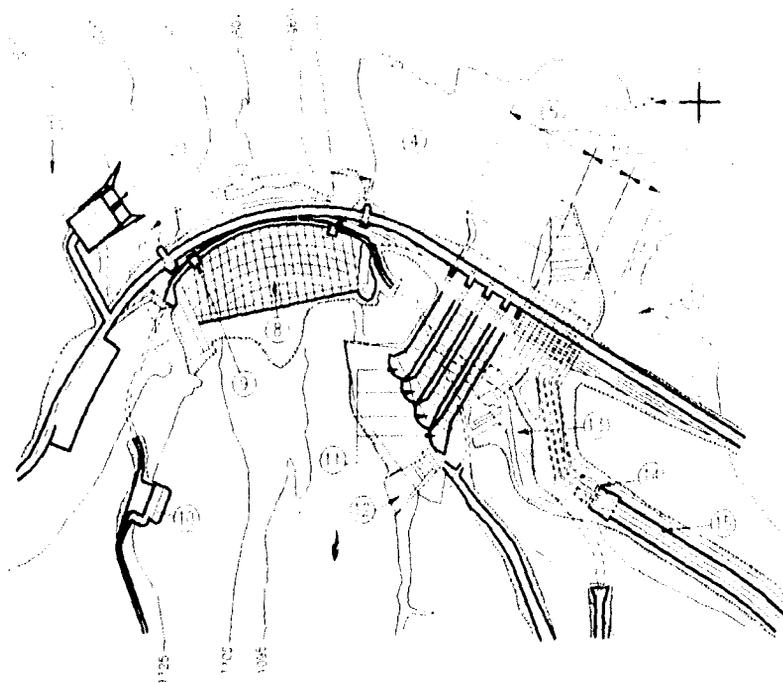


Fig. 38 *Planta general de las obras. Presa P.K. Le Roux*

- | | |
|---|---|
| 1) Elevación de la cresta | 9) Casa de válvulas de los desagües de fondo. M.D. |
| 2) Estructura de toma. M.D. | 10) Casa de válvulas para la toma M.D. |
| 3) Vertedor sin control y puente | 11) Rampas de esquí |
| 4) Casa de válvulas de los desagües de fondo. M. I. | 12) Desfogue |
| 5) Canal de llamada del vertedor controlado | 13) Casa de máquinas subterránea |
| 6) Tomas de conducción hacia las turbinas | 14) Casa de válvulas de la irrigación y tanque amortiguador |
| 7) Entrada de los canales para irrigación | 15) Canal de irrigación. M.I. |
| 8) Losa del tanque amortiguador | |

El vertedor de caída libre de 212 m de longitud se localiza en la porción central de la presa. Es capaz de pasar una descarga de $13,000 \text{ m}^3/\text{s}$ con una carga sobre la cresta de 9 m. Esta condición es la resultante de que la avenida de diseño se presente y el vertedor controlado de la margen izquierda esté funcionando para la descarga mínima, dándose una descarga total de aproximadamente $16,500 \text{ m}^3/\text{s}$.

Si el vertedor controlado es abierto totalmente cuando se presenta la avenida máxima, la descarga máxima en el vertedor central es de 10,500 m³/s con una carga sobre la cresta de 8m. La descarga máxima total es de 19,000 m³/s.

La distribución de la descarga entre estos dos vertedores se escogió para tomar ventaja, hasta una extensión aceptable del mismo, del gran volumen y la profundidad del tanque natural que funciona como tanque amortiguador. La descarga que no se deriva directamente al tanque a través del vertedor controlado, pasa por la corona de la presa y cae en un tanque amortiguador con losa de concreto.

El volumen que se descarga directamente al tanque natural se basó en diseños preliminares y tal y como se mencionó anteriormente, en consideraciones acerca del volumen de agua disponible en él para disipar la energía, este volumen se mantuvo en el diseño final a la luz de las pruebas del modelo a escala que se describen posteriormente.

Los propósitos de las pruebas en el modelo a escala fueron: el desarrollo de las características hidráulicas de los vertedores y la evaluación de los riesgos de erosión en el tanque natural.

De acuerdo con la investigación geológica, el tanque está formado por una pizarra sana y homogénea que tiene un promedio de resistencia a la compresión de 30.58 kg/m² (en contraste con la dolerita que tiene una resistencia a la compresión de 305.8 kg/m²). Tiende a romperse cuando se expone al aire, pero se mantiene intacta mientras está sumergida o saturada. En la mayor parte del área donde la pizarra aparece aguas abajo de la presa, esta se mantuvo bajo el agua o bajo el aluvión después de la construcción de la presa. En algunas áreas, sin embargo, estaba previsto que el aluvión se removiera por la operación del vertedor, en estas áreas se hizo necesaria una protección especial.

En general el tanque natural representa un material cohesivo capaz de resistir las altas velocidades del flujo pero era probablemente sensitivo a la erosión provocada por la fluctuación de las presiones que ocurrirían en las áreas de impacto del chorro por la acción de las olas y los vórtices.

Para las investigaciones del riesgo de erosión en el modelo a escala hecho para el posterior desarrollo de los vertedores, fue necesario usar un material cohesivo y erosionable por lo empinado de las márgenes en el área concerniente. En las pruebas preliminares del desenvolvimiento del tanque hechos en la Estación de Investigación Hidráulica de Wallingtur, Inglaterra, se usó una mezcla de arcilla y grava en el modelo 1/100.

En las subsecuentes pruebas en el Laboratorio de Hidráulica del Sogreah, Grenoble, Francia, se usó una mezcla frágil de cemento en un modelo 1/85. El material usado fue diseñado para resistir un flujo cortante a velocidades en prototipo de 8 m/s que se consideraron eran representativas del flujo permisible en la superficie del tanque. La grava usada en las mezclas se escogió para representar bloques de aproximadamente 0.002 a 0.003 m en los que la pizarra se podría romper cuando se erosionara. El tamaño equivalente en la representación de la dolerita fue de aproximadamente 1 m correspondiente al promedio del espaciamiento entre juntas.

4.3.1 El vertedor sin control.

El método adoptado para manejar las descargas del vertedor es el mismo que se utilizó en la presa Hendrik Verwoerd. El vertedor sobre la corona está acondicionado con bloques dispersores del tipo recomendado por el Ingeniero Sudafricano D.F. Roberts (1943).

La lámina vertiente es dispersada por el efecto combinado del bloque dispersor (splitter) y un sistema de salientes localizado 10 m aguas abajo de la cresta del vertedero. La lámina dispersada cae libremente en el tanque amortiguador revestido de concreto colocado a pie de presa.

Se construyeron varios modelos hidráulicos en diferentes escalas en el laboratorio Sogreah para desarrollar el diseño de la cresta y el tanque amortiguador.

Para la presa Hendrik Verwoerd se hicieron ensayos en modelos a escalas 1 a 24 y 1 a 8 para determinar el arreglo de la cresta, el arreglo resultante fue adoptado con ligeras modificaciones para la presa P.K. Le Roux.

Con el interés de reducir el tamaño de la cresta, la forma de la misma está basada en la lámina inferior formada por una carga de 6 m, en vez de la correspondiente a la carga máxima de 9 m. Esto permite obtener un coeficiente de descarga mayor con cargas altas. El coeficiente de descarga correspondiente a los 9 m de carga fue medido en el modelo como $C=0.52$ en la ecuación $Q = C\sqrt{2g} H^{3/2}B$.

Las pilas, para soportar el puente que pasa por la coronación de la presa, están colocadas aguas abajo del vertedor central para evitar la reducción en la capacidad de descarga; esto fue necesario debido a que cualquier incremento en la longitud de la cresta para compensar el ancho total de 21 m ocupado por las pilas, resultaba costoso debido a lo empinado de la margen derecha.

Para cargas mayores a 6 m se presentaron presiones negativas justo aguas abajo de la orilla delantera de la cresta y a una distancia corta de la orilla delantera de la base de la pila del puente. La zona de presiones bajas termina suficientemente antes de terminar las pilas, esto disminuyó el riesgo de cavitación.

La mínima presión registrada a una carga máxima de 9 m corresponde a un coeficiente de cavitación de $\sigma = 0.3$ el cual se consideró aceptable por la poca probabilidad y corta duración de estas condiciones extremas.

Las dimensiones de los bloques dispersores y sus proporciones se basaron en los resultados de las pruebas sistemáticas publicadas por D. F. Roberts y fueron dimensionadas para una carga de 7.3 m. Sin embargo, se hicieron más anchos de lo que las recomendaciones dictaban, en parte por el bien de la adaptación de las pilas del puente y en parte para obtener un flujo más estable.

Los modelos de prueba indicaron que con un splitter más estrecho no había espacio suficiente para la presencia simultánea de vórtices a cada lado de los mismos (ver Fig. 39), en la zona de separación, con una consecuente tendencia a la inestabilidad que podía ser reducida o eliminada incrementando el ancho.

El movimiento turbulento provocado al flujo por los vórtices que se forman bajo el splitter causan la dispersión de la lámina conforme se proyecta en el aire aguas abajo. Es a lo largo del núcleo de estos vórtices donde el aire gana acceso hacia el splitter; el acceso de aire se presenta hasta una descarga límite, que se encontró que era de 6 m para el diseño adoptado.

Para asegurar la aireación para cargas mayores fueron provistas dos ventilas de aire de 0.6 m de diámetro en cada cara aguas abajo de los splitters, más dos conductos de 0.3 m de diámetro en las esquinas aguas arriba. Esto con el propósito de ampliar el rango de acción de los splitters hacia cargas mayores y se prefirió a incrementar su tamaño debido al deseo de mantener la longitud total del vertedor. Además, las presiones medias en los splitters en la ausencia de aireación indicaban presiones de cavitación que serán paliadas por las ventilaciones de aire. Estas medidas fueron también usadas para determinar la carga.

La medición de las fluctuaciones hechas en el splitter y en las salientes revelaron un período dominante de fluctuación de magnitud insignificante. El arreglo de la cresta adoptado se muestra en la Fig. 40.

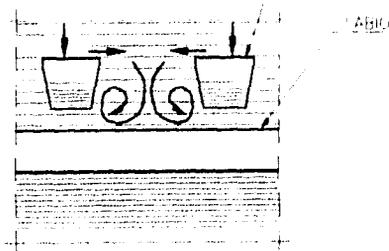


Fig. 39 Formación de vórtices entre los bloques dispersores

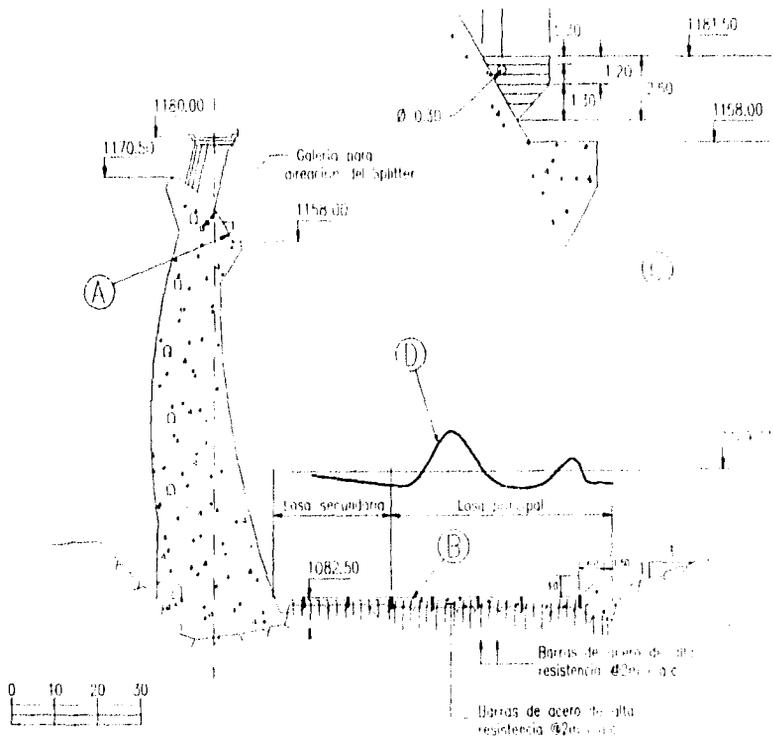


Fig. 40 Arreglo de la cresta en la presa P.K. Le Roux

4.3.2 El tanque amortiguador.

Gracias a que el chorro es dispersado por los splitters, se provoca un ancho de lámina en la zona de impacto de aproximadamente 15 m en contraste con el ancho de 1.5 m que tendría una lámina sin dispersar para la descarga máxima. El chorro no se dispersa completamente en toda el área, sino que es más concentrado en el centro e inclusive tiene bandas de distinta dispersión a lo ancho de cada vano. La dispersión irregular del chorro y la pronunciada entrada de aire en el colchón aguas abajo tienen el gran efecto de reducir las presiones de impacto y acelerar la disipación de la energía, al contrario de lo que ocurre con una lámina sin dispersar resultando en beneficios económicos en el tanque amortiguador.

Las presiones de impacto sobre la losa del tanque se midieron en modelos del vertedor a escalas 1/24 y 1/85, así como en un modelo general de la presa a escala 1/85. Estas mediciones proporcionaron la magnitud y el promedio de las presiones de impacto que actúan en la zona de choque, proporcionaron también la magnitud de las subpresiones, el efecto de la curvatura de la presa al comparar los modelos del vertedor con el general de la presa, y los posibles efectos de escala debidos al aire incorporado al chorro.

La comparación de los efectos del aire incorporado, la erosión y la medición de las presiones en los diferentes modelos, revelaron un marcado efecto de escala en cuanto a la profundidad de la erosión, pero no un gran efecto en las presiones de impacto en la losa del tanque para las máximas descargas. Esto indica una relación entre el efecto del aire que entra y la profundidad del colchón en el que se sumerge la lámina de agua, tal y como se esperaba. Para determinar la descarga máxima para la cual el tanque debía diseñarse, se concluyó que el modelo general de la presa 1/85 representaba una herramienta de diseño válida.

El flujo sobre la cresta toma una dirección en el plano del radio que define la curvatura del arco y en consecuencia converge lateralmente. La zona de impacto de la lámina queda sesenta metros aguas abajo de la línea de la cresta del vertedor con el resultado de que la descarga por unidad de ancho del flujo que llega a la zona de impacto es aproximadamente 30% mayor que a lo largo de la línea del vertedor. La definición de la presa arco como un espiral logarítmico provoca que esta concentración sea mayor a la mitad del vertedor que en los extremos. Por esta razón y por adaptarse mejor a la sección transversal del río, el tanque amortiguador se hizo más profundo en el centro que en los lados, donde el máximo nivel compatible con el correcto funcionamiento hidráulico convergió con el interés en la economía de la cimentación de la presa.

Para una descarga muy baja se aceptó que el salto fuera acanalado localmente en el punto de impacto de la lámina que es en las porciones altas de la losa del tanque amortiguador en las

márgenes. De la medición de las presiones se confirmó que estas apuntaban a menores subpresiones que aquellas que ocurrían a mayores descargas. El máximo promedio de carga de sobrepresión desbalanceada registrado en las mediciones fue de 3.3 m bajo una carga sobre la cresta de 9 m y 2.5 m bajo una carga de 6 m. Estas cifras representan la diferencia entre la mínima carga medida en la cara superior de la losa y la máxima carga medida en los alrededores de los sistemas de drenaje de la losa. Estos son los valores promedio extremos en puntos específicos pero no reflejan la fluctuación de las presiones.

El espesor de la losa de 3 m designado en el diseño compensa las subpresiones, pero en vista de las fluctuaciones del nivel en el tanque fueron colocadas anclas de acero de alta resistencia para recibir las variaciones de carga y para dar un margen de seguridad.

La superficie de la losa está reforzada. Las juntas entre losas están selladas con hule de 350 mm de ancho que no permite al agua pasar, del tipo utilizado en las juntas de la presa aguas arriba, de tal forma que prevenga la penetración de las presiones de impacto hacia el otro lado de la losa. Además se ha colocado un sistema de drenaje para aliviar las presiones en la base de todas las juntas de la losa. Se colocaron salidas hacia el sistema de drenaje en la parte trasera del tanque, donde la carga de subpresión mostró ser mínima en las mediciones. El máximo nivel piezométrico medio registrado en la base del tanque fue 1,125 m con una descarga de 9 m (nivel aguas arriba: 1,179.5 m, nivel aguas abajo 1,106.5 m, nivel de la losa 1,092 m.)

Debido al efecto combinado de la dispersión del chorro por la acción de los splitters y del impacto del chorro en la losa, la disipación de la energía en el tanque es eficiente; además, pruebas en el vertedor mostraron que había muy poco riesgo de erosión sobre la roca cerca de la esquina aguas abajo de la losa.

El flujo a gran velocidad en el tanque es desviado hacia arriba de la superficie del agua. Las velocidades de la superficie del agua se midieron en el modelo general de la presa 1/85. Las altas velocidades se concentran en dirección de la mitad del río donde la máxima descarga alcanza 10 m/s. Sin embargo, cerca de la roca y de los márgenes las velocidades del flujo fluctúan entre 3 y 4 m/s (ver Fig 41).

Ambos vertedores operando causaban en el modelo dos zonas erosionadas, para evitar esto los bloques aguas abajo del vertedor lateral fueron retirados más, de tal forma que el agua cayera en la parte más profunda del tanque, las erosiones se redujeron lo suficiente para que se pudiera proteger el área con enrocamiento de 2 t de peso promedio.

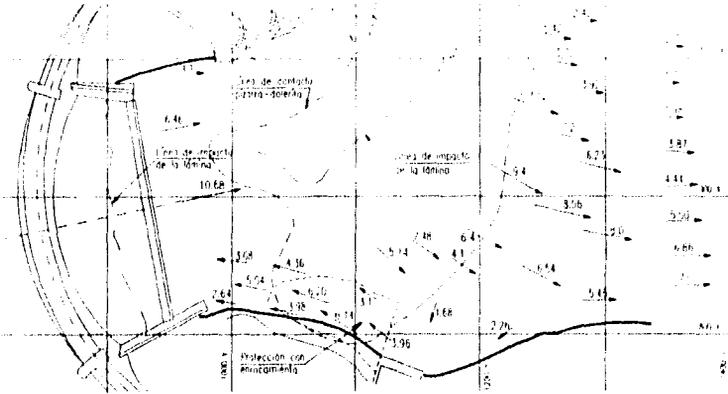


Fig. 41 Velocidades del flujo durante la operación combinada de los vertedores bajo un gasto de $17.000 \text{ m}^3/\text{s}$

4.4 EROSIONES EN LA PRESA KARIBA EN EL RIO ZAMBEZE, ÁFRICA

Un buen ejemplo de erosiones tremendas bajo un vertedor de caída libre se presentó en la presa Kariba de 128 m de altura que se encuentra en el río Zambeze, África (Coyné, Schnitter). La presa se completó en 1960. Durante los primeros 10 años de operación del sistema, las erosiones alcanzaron los 60 m por debajo de la cimentación de la presa (Riquois, Hartung) esto en una roca supuestamente buena y con un colchón de agua por encima del suelo de 20 m aproximadamente (comparar con Fig. 42).

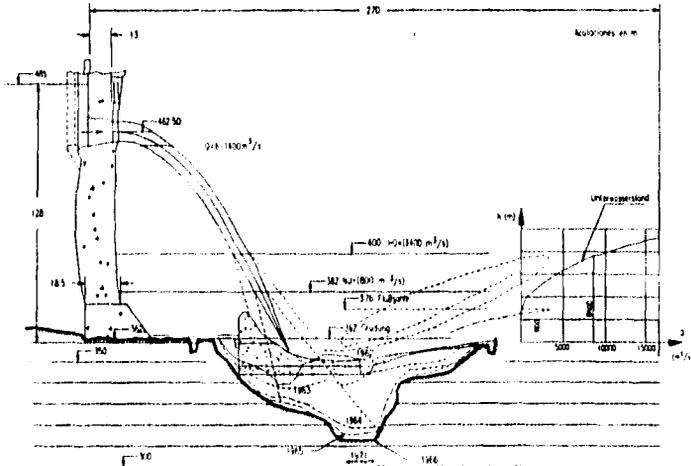


Fig. 42 Erosiones en la presa Kariba. Esquema de un posible tanque amortiguador.

Los problemas que se presentaron en el tanque amortiguador de la presa Kariba (el cual no está recubierto por una losa de concreto) fueron ocasionados por una combinación de factores que se presentan a continuación.

La presión dinámica que se presenta en el punto de impacto del chorro (Hartung y Hausler) puede favorecer y acelerar a la erosión cuando, aún con buenas propiedades en la roca, esta se desarrolla por debajo de la superficie. Esto es casi siempre posible en roca fisurada sin una losa de concreto, cuando la presión dinámica se desarrolla, fuerzas tremendas se liberan, dependiendo del tamaño e inclinación de la zona fisurada, resultando en ruptura de la roca (similar al principio de presión hidráulica). La situación empeora debido al hecho de que hasta una pequeña fisura que conduzca a mayores fisuras subterráneas es suficiente para permitir la formación de presiones que sean efectivas en la totalidad del área fisurada. La capa de roca es, una vez alterada y suelta en su estructura y cohesión por la acción de fuerzas de presión, aún menos resistente a la energía erosionante de un chorro cayendo libremente sobre ella. El resultado es generalmente, una gran y relativamente rápida erosión que no es en principio un proceso de erosión puro. La erosión sin embargo, complementa la acción de la presión dinámica como una fuerza más sobre la roca.

En la Fig. 43 se presentan dos casos indeseables pero concebibles de cargas causadas por presiones dinámicas, están representadas sistemáticamente con el propósito de aclarar la acción de la presión.

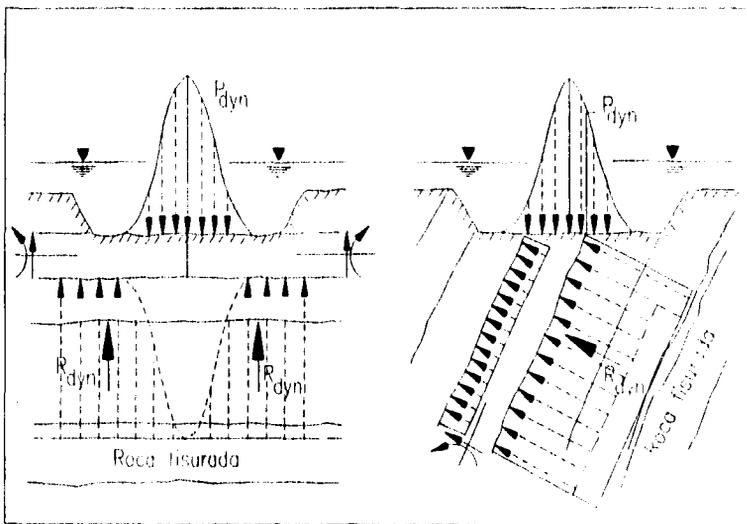


Fig. 43 Posibles fuerzas de presión en roca fisurada como resultado de las presiones dinámicas

La erosión que se atribuye primeramente a la acción de presiones dinámicas en la roca y secundariamente a la erosión de la superficie, ha alcanzado una profundidad de 60 m debajo de la cimentación de la presa. Si se está familiarizado con el problema de la disipación de la energía bajo chorros que caen libremente, se hacen dos preguntas principalmente:

1. ¿Cómo continuará la erosión en los próximos años? p.e. Qué profundidad alcanzará la erosión.
2. ¿Cómo hubiera tenido que diseñarse el tanque amortiguador de la presa Kariba para evitar estas tremendas erosiones?

4.4.1 Erosiones finales esperadas

Si se considera la longitud vertical del chorro de descarga dentro de un colchón de agua infinito (sin límites) como la profundidad de erosión máxima posible, entonces las elevaciones 270 a 280 respectivamente, serán las alcanzadas en la presa Kariba, dependiendo de la descarga.

Obviamente, la forma de operación del vertedor determina la extensión de la erosión. Si la descarga es distribuida más o menos de forma justa en los 6 vanos, entonces (como se muestra en la Fig. 44) las descargas de alrededor de 5,000 m³/s pueden ser liberadas sin peligro para la roca,

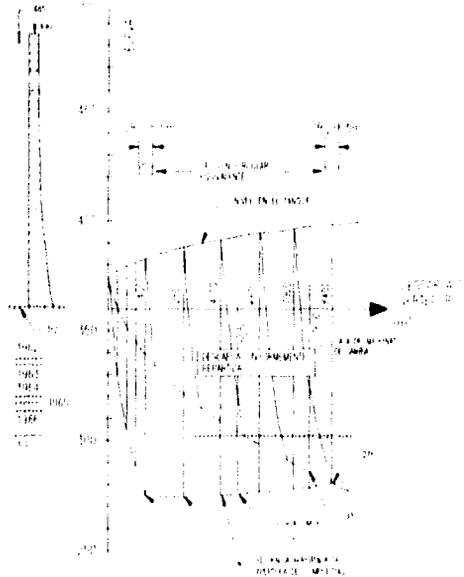


Fig. 44 Consideraciones acerca de las erosiones finales esperadas en la presa Kariba

esto tomando en cuenta que la erosión ya alcanza la elevación 300. Después de que la casa de máquinas de Zambia comience a generar electricidad, su gasto de diseño podrá ser restado de la descarga total. Con una descarga apenas distribuida en las compuertas, la erosión ocurrirá solo con descargas de entre los 5,000 y 7,600 m³/s.

Debido a la resistencia del material, la erosión no debe necesariamente extenderse únicamente hasta la longitud teórica del chorro. Por el contrario, el mecanismo de destrucción de la roca descrito y la erosión ya existente nos permite creer que no se puede excluir un incremento en la profundidad de la erosión hasta la elevación 280 aproximadamente.

Si el vertedor se opera de tal forma que las compuertas se abran una por una, entonces las condiciones más desfavorables existen cuando solo una compuerta está abierta y opera a su máxima capacidad. Debido al bajo colchón de agua, el chorro y por lo tanto las erosiones se extenderán inclusive hasta la elevación 270. En el caso de que no se prevenga una protección en los próximos años, se espera que la estabilización de las erosiones ocurra entre las elevaciones 270 y 280.

4.4.2 Diseño de un tanque amortiguador concebido formalmente

La presa Kariba descarga bajo cargas de agua que corresponden a la elevación normal en el tanque p.e. a una carga casi constante, la forma del chorro y el ángulo de impacto varían relativamente poco también. Por esto, el tanque receptor se adapta a la forma del chorro.

Para la operación más desfavorable, p.e. con una compuerta abierta y el nivel asociado al mínimo, el cálculo de la profundidad requerida por el tanque alcanza elevaciones de 350 y 355 respectivamente. Esta profundidad también sería suficiente para la máxima descarga porque el nivel en el tanque se habría levantado sustancialmente cuando esto ocurriera. La longitud de semejante tanque amortiguador sería aproximadamente 130 m; y con el tipo de roca existente el piso no tendría que ser cubierto totalmente con una losa.

Por el contrario, la mayoría del concreto debería concentrarse alrededor de la zona de impacto y de deflexión. Una losa mucho más delgada podría utilizarse en la zona de transición hacia la roca descubierta. El tanque por sí mismo, además de desviar el chorro debe proteger también la roca de las presiones dinámicas, debe tener un espesor de por lo menos 6 m y debe estar presforzada longitudinalmente (ver Fig. 42).

La cantidad de concreto necesaria para este tipo de tanque amortiguador sería de aproximadamente 110,000 m³, más o menos una décima parte del volumen de la presa. Si se toma

también en cuenta la excavación en roca y el refuerzo necesario, se obtienen elevados costos. Sin embargo, se debe considerar que en grandes proyectos, el vertedor cuesta algunas veces tanto como la presa. En vista de esto, el gasto requerido por la presa Kariba no es tan extraordinario.

El caso de la presa Kariba permite llegar a conclusiones importantes, tales como que, cuando se tengan las intenciones de ahorrarse el recubrimiento de concreto para la roca porque aparentemente las condiciones de la roca son muy buenas, puede llegarse a resultados muy desfavorables, un tanque amortiguador debe ser siempre planeado, aún cuando los chorros caigan libremente en un colchón de agua que se espera disipe toda la energía.

Este tanque amortiguador es para nosotros, mucho más necesario conforme el chorro cae más cerca del pie de presa, porque entonces, la posibilidad de que ocurran erosiones puede aumentar el riesgo de inestabilidad de la presa misma.

Por otro lado, es de conocimiento general el hecho de que la disipación de energía más eficiente se obtiene por medio de un poderoso salto hidráulico con vórtices. De acuerdo con esto, nosotros debemos hacer uso de este método de disipación de energía cuando diseñemos un tanque amortiguador bajo un chorro cayendo libremente.

Otro objetivo de un tanque amortiguador, además de producir y estabilizar un salto hidráulico, es prevenir las grandes presiones dinámicas que se forman debajo de la losa debidas a la deflexión del chorro. La losa que recibe y desvía debe poder hacer esto si está construida sólidamente. La losa debe, sin embargo, estar presforzada horizontalmente de tal forma que permanezca libre de fisuras al momento que cae el chorro.

4.5 ALGUNOS PROBLEMAS PARTICULARES EN VERTEDORES DE CAÍDA LIBRE CON GRAN CAPACIDAD EN PRESAS GENERADORAS EN FRANCIA

Este inciso trata sobre la degradación aguas abajo de algunas losas de recepción en presas generadoras en Francia, en él se exponen los aprendizajes que se han podido obtener en cuanto a la concepción y al dimensionamiento de estas losas.

4.5.1 Generalidades

En Francia se explotan alrededor de 40 presas generadoras de arco bóveda o con contrafuertes que vierten sus excedencias en caída libre o por medio de un canal en las proximidades del pie de la presa aguas abajo.

Estas obras clasificadas por el tipo de estructura terminal con la que cuentan se consideran como:

- a) Obras equipadas con un tanque amortiguador
- b) Obras sin tanque amortiguador

En el primer caso, la protección del terreno está asegurada por una losa de concreto, por un tanque amortiguador, o por la combinación de ambas.

En el segundo caso, el chorro se impacta directamente sobre el terreno natural (roca o aluvión), o atraviesa, con una velocidad variable un tanque de erosión.

Los vertedores de las 20 presas aquí consideradas, se encuentran dentro de las siguientes tres categorías.

Con cresta libre	12 presas
Con compuertas abatibles	5 presas
Con compuertas levadizas	3 presas

Si se consideran los gastos máximos de proyecto que pueden ser derramados en cada una de las obras, las capacidades de descarga por metro lineal en el vertedor están actualmente comprendidas entre los siguientes límites:

Tipo de vertedor		Capacidad de descarga por metro (m ³ /s/m)	Gastos máximos de diseño (m ³ /s)
Cresta libre		3 - 16	2 700
Controlado	Compuertas abatibles	8 - 30	1 200
	Compuertas levadizas	70 - 120	5 300

4.5.2 Observaciones sobre el funcionamiento de los vertedores en la corona.

La diversidad de obras y de condiciones que se presentan en el funcionamiento de un vertedor a otro son muy variables. Por lo tanto, no parece útil analizar de una manera profunda los diferentes tipos de los mismos. Se describirán algunos aspectos sobre las situaciones relevantes durante el funcionamiento de los principales vertedores.

- a) La frecuencia del funcionamiento es variable de un vertedor a otro, comprendidos a lo largo de un año funcionan de unas horas hasta algunas decenas de días.
- b) El examen de gastos máximos descargados muestra los dos valores más elevados con los que la losa sufrió algún tipo de daño.

Maury: 7.5 m³/s/m
Grangent: 40 m³/s/m

para las otras presas los gastos van de 2 a 5 m³/s/m.

4.5.3 Daños observados en la zona de impacto de la lamina vertiente.

Reporte de los daños observados:

El 1º de enero de 1978, de los 20 vertedores señalados en este documento, se observaron daños de importancia variable en la zona de impacto de la lámina en cuatro de ellos.

Los daños más importantes se observaron en la losa de recepción de Grangent, un primer vertido en noviembre de 1963 provocó la formación de grietas transversales en la losa (de 1 m de promedio). En noviembre de 1966, un nuevo vertido destruyó la losa y arrancó la roca subyacente en una superficie de 280 m², formando una fosa de 7 m de profundidad, y provocó la creación de una barrera de azolves a través del lecho del río Loire aguas abajo de la losa. El volumen excavado fue del orden de 1,500 t y los bloques más grandes de 10 t fueron desplazados hasta quince metros.

En otro vertido, la losa fue completamente desprendida; en los 35 m de losa aguas abajo se constataron numerosas fisuras en un movimiento de elevación de 20 cm en las orillas, por lo anterior fue necesario reconstruir 36 m de losa (2,400 m²) ver Fig. 45.

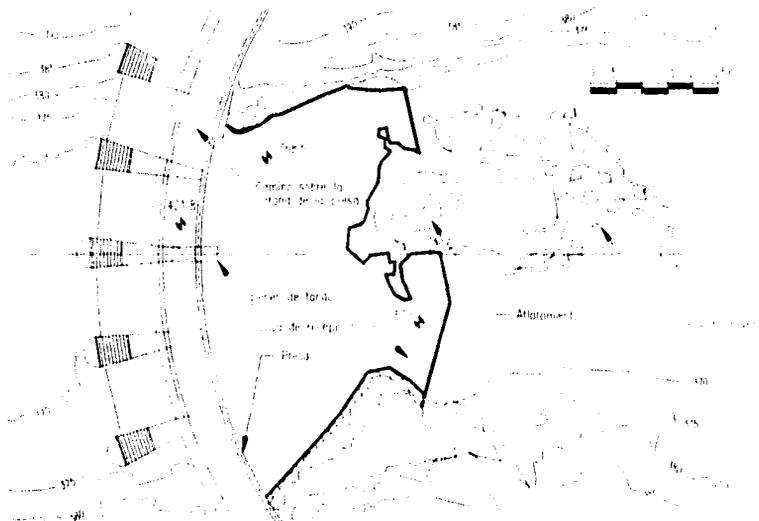


Fig. 45 Planta de la presa de Grangent. Losa de recepción de las excedencias. Daños observados en la descarga de noviembre de 1966.

En la presa de Luzège, se tuvo una degradación progresiva de la losa antigua.

En la presa de Maury, el extremo aguas abajo de la losa fue dislocado durante un vertido de tres horas con gasto de 90 m³/s. Los gastos pudieron controlarse relativamente bien, limitándose a 60m³/s, inclusive las compuertas fueron abiertas durante la reparación gracias a que las zonas dañadas se encontraban suficientemente lejos del pie de la presa.

En la presa Monceaux, fueron las condiciones de la obra y la mala calidad de los materiales utilizados, los responsables de la dislocación de la zona inclinada en la margen izquierda. Fue necesario reponer la totalidad de la obra aún sin estar seguros de la calidad de los materiales.

En una tentativa de análisis de los daños observados en las obras señaladas, se les trató de caracterizar por la capacidad de disipación de las láminas vertientes que dan origen a estos daños.

Buscando las causas se consideraron los siguientes criterios:

Energía específica de la lámina en el punto de impacto, influencia de la contracción de la lámina vertiente, potencia de la lámina por metro en el cimacio y espesor de la lámina en el punto de impacto.

Estos tres parámetros pueden medirse de la forma siguiente:

- Potencia de la lámina por metro de vertedor (KW/m)

$$P = mgqH$$

- Espesor de la lámina en el punto de impacto, (en m).

$$e = \frac{q}{\sqrt{2gH}}$$

- Potencia por disipar por metro cuadrado en la zona de impacto, (en KW/m²).

$$Pu = \frac{P}{e} = mg\sqrt{2gH}^3 \cdot 2$$

donde: q = gasto por metro en el vertedor (m³/s/m); m = peso volumétrico (kg/m³); H = altura del chorro (m); g = aceleración de la gravedad (m/s²).

Se calcularon estos tres parámetros característicos de la potencia por disipar de una lámina vertiente durante los gastos máximos observados en las obras que han sufrido daños, justo antes de la aparición de los mismos. En la siguiente tabla se aprecian:

Presa	Gasto observado por metro de vertedor	Altura de vertido			Potencia de la lámina por metro de vertedor	Espesor teórico de la lámina en el punto de impacto	Potencia por dispersar por m ²
	m ³ /s/m	máx. (m)	mín. (m)	medio (m)	KW/m		(KW/m ²)
Maurly	7.5			6.5	4800	0.21	22900
Grangent	40.0			52	20400	1.25	16300
Monceaux	24.0	30		52	12250	0.75	16300
	2.5			740	0.10	7400	
	7.5 (1) (2)			2220	0.30	7400	

(1) Con la apertura de tres compuertas
(2) Una vez abiertas todas las compuertas

El examen de la tabla muestra que los gastos más importantes (Grangent y Maurly) corresponden a una potencia teórica por disipar por metro cuadrado superior a 16,000 KW/m².

4.5.4 Concepción de una losa de recepción.

Habida cuenta de los fenómenos físicos susceptibles de actuar sobre una losa de recepción, y de las degradaciones producidas en ciertas obras, parece deseable que la concepción de una losa de recepción se inspire en las disposiciones generales siguientes.

Selección del tipo de losa.

Es posible, a priori, visualizar a una losa como un deflector de reacción de la lámina vertiente en una zona no peligrosa para la presa o haciendo las veces de losa de amortiguamiento. Podemos igualmente concebirlas como la combinación de estos dos tipos principales.

Si consideramos que el papel principal es el de una estructura de amortiguamiento, parece necesario dotar a la obra de una profundidad suficiente para que el colchón de agua pueda disipar una fracción no despreciable de la energía contenida en la lámina vertiente. Este es el criterio predominante en la presa de Vouglans, con una altura de 120 m, donde se ha creado al pie, aguas abajo, un tanque de 25 m de altura utilizando la contra-atagüa.

4.5.5 Continuidad de materiales y formas.

Emplazamiento de la losa

Para evitar los desprendimientos locales, parece preferible, aunque esta solución no es privativa, el asegurar la continuidad de la losa en toda la zona de recepción de la lámina vertiente.

La continuidad en el diseño es importante para el funcionamiento hidráulico de la losa, la definición de la misma debe asegurar un mínimo de anclaje y de concreto sin dejar de tomar en cuenta que la obra y el desagüe deben funcionar correctamente para los diferentes regímenes de vertida. Para lograr esto, es necesario un estudio sobre un modelo a escala

El trabajo sobre un modelo facilita mucho la investigación del emplazamiento y de las dimensiones óptimas de la losa. Para los vertedores hechos a base de orificios, y en particular para los vertedores equipados con compuertas abatibles, el estudio de las diferentes aberturas posibles debe ser lo suficientemente amplio para asegurar que el chorro se impactará siempre dentro de los límites de la losa. En efecto, parece que ciertos vertedores no tienen siempre una manera de vertir conforme a las previsiones, los roces con la cresta o con el aire pueden ser diferentes de los estimados (Maury y Grangent).

Espesor de la losa.

La dislocación de la losa de Luzège, es sin duda una consecuencia de su espesor (0.50 m). Es necesario un espesor mínimo para que la losa pueda resistir las vibraciones bajo ciertas sollicitaciones y para que constituya un bloque capaz de recibir el choque de la lámina vertiente con buena resistencia.

Con algunas losas construidas relativamente hace poco tiempo, se ha admitido que el espesor teórico comprenda los 0.80 m (Riete) y 1.50 m (Grangent), y los espesores prácticos han resultado en cifras superiores a estas.

Anclajes y armados

Para permitir una buena resistencia de la losa a: el choque de la lámina, los fenómenos vibrantes, la eventual subpresión sobre la cara inferior, o sobrepresión sobre la cara superior, se observa un armado de dos lechos, con un buen anclaje desde el extremo inferior del acero de las anclas al nivel del lecho superior del armado.

La densidad y las dimensiones del acero del anclaje, depende directamente de la hipótesis formulada sobre el valor máximo de la subpresión, llegando rápidamente a cargas relativamente importantes.

El anclaje de la losa es habitualmente complementado con una pantalla de inyecciones de suficiente cuantía para evitar toda erosión regresiva a partir del paño de la losa aguas abajo. La profundidad de estas inyecciones es en promedio de 2 a 3 m.

Para losas suficientemente amplias, se puede cubrir con pantallas intermedias dividiendo la cimentación de la losa en algunos tableros capaces de ofrecer oposición a una erosión regresiva, en caso de falla de una zona de la losa.

La pantalla colocada en Grangent sin duda protegió una zona de 14 m de losa situada al pie de la presa durante la descarga de 1966.

Drenaje.

Para crear oposición a la subpresión, el desagüe constituye el complemento indispensable del anclaje de la losa al macizo rocoso.

Se debe realizar un drenaje eficaz de la losa prevista al pie de la presa. Para esto y aprovechando que además es deseable que se mantenga sano el terreno de cimentación al pie de la presa, se construye una galería a lo largo del pie de la misma que está incorporada a la losa y dentro de la cual vienen conectados los drenes de la losa y los de la cimentación de la presa. Esta galería puede ser complementada por otras galerías situadas aguas abajo.

Es fundamental el aislar la red de drenes de toda la zona de impacto de la lámina vertiente para evitar la transmisión del agua de la red de drenaje de presión al exterior, es imperativo estancar todas las juntas de la losa y de los conductos de la red de drenaje. Mientras la losa de recepción está húmeda el desagüe en general es difícil.

Es probable que la comunicación desarrollada entre los drenes verticales de la cimentación y la cara superior de la losa en la presa de Maury jugara un papel importante en la dislocación de la losa. El sobrelevantamiento de la losa de la presa Lagrange ha puesto en evidencia igualmente la posible acción de la subpresión.

Recomendaciones para la presa

Se debe considerar que la losa debe ser una obra totalmente independiente de la presa de tal forma que permita el libre juego con el pie de la presa.

Antes de 1960, se anclaban las losas a las presas. Actualmente, se trata independientemente a las dos obras, uniéndolas posteriormente con una junta de alrededor de 10 mm de espesor. Esta junta debe estar sujeta de la misma manera que las juntas entre dafas, todo estando elásticamente unido para permitir las deformaciones normales de la presa.

Calidad de la ejecución

El concreto de la losa de recepción está sujeto a condiciones extremas por los vertidos (impactos, turbulencia, grandes velocidades y desgastes), para resistir sin daño a la acción de estas fuerzas el concreto debe ser bien diseñado (granulometría, dosificación) y la colocación en el lugar particularmente cuidada.

CAPÍTULO 5

OBRA DE EXCEDENCIAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO "EL CAJÓN", NAYARIT

5.1 CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DEL PROYECTO

Aguas arriba de la presa Aguamilpa, donde se inicia su embalse, se localiza el sitio del proyecto hidroeléctrico de la Comisión Federal de Electricidad "El Cajón", este aprovechamiento será uno de los principales del río Santiago cuyo potencial hidroenergético se estima en 5,200 MW

El sitio se localiza en el sureste del estado de Nayarit, a 90 km al este de Tepic, y a 50 km al noroeste de la población de Santa María del Oro. Para llegar al sitio, partiendo de la ciudad de Tepic por la carretera federal N° 15 que conduce a Guadalajara, en el kilómetro 30 se toma la desviación hacia la izquierda en dirección a Santa María del Oro. Después de pasar la laguna y algunos kilómetros adelante del poblado El Buruato, único en ese trayecto, se logra el acceso al sitio por su margen izquierda a través de un camino de terracería transitable todo el año

Los datos básicos del proyecto se encuentran en la Tabla I.

HIDROLOGÍA			
Área tributaria	54198	km ²	
Escorrentamiento medio anual (1942-1984)	4,700E+06	m ³	
Escorrentamiento medio anual menos usos futuros	4,374E+06	m ³	
Gasto medio del periodo	142	m ³ /s	
Volumen medio aprovechado	4,183E+06	m ³	
Gasto medio aprovechado	127.1	m ³ /s	
Gasto turbinado	506.4	m ³ /s	
EMBALSE			
NAME	398	m. s. n. m.	
NAMO	388	m. s. n. m.	
NAMinO	343	m. s. n. m.	
Capacidad al NAME	2,369E+06	m ³	
Capacidad la NAMO	2,139E+06	m ³	
Capacidad al NAMinO	875E+06	m ³	
Volumen regulación de avenidas	393E+06	m ³	
Volumen útil	1,324E+06	m ³	
Capacidad al umbral de la obra de toma	489E+06	m ³	
Volumen medio anual de azolves (suspensión + arrastre de fondo)	4.06E+06	m ³	
		OBRA DE DESVÍO	
Gasto máx. de la av. de diseño	4,631	m ³ /s	
Periodo de retorno	25	años	
Gasto máximo	1,993	m ³ /s	
		PRESA	
Altura de la presa sin incluir el desplante	178	m	
Longitud de la corona	890	m	
		OBRA DE EXCEDENCIAS	
Periodo de retorno	1,000	años	
Gasto máx. de la av. de diseño	9,616	m ³ /s	
Gasto máx. de descarga	8,534	m ³ /s	
Elevación de la cresta vertedora.	374	m. s. n. m.	
		OBRA DE TOMA	
Número de tomas	3		
Gasto por turbina	506.4	m ³ /s	
Elevación del umbral de la obra de toma	320	m. s. n. m.	
		CASA DE MÁQUINAS	
Carga neta de diseño	157	m	
Potencia instalada por unidad	250	MW	
Generación media anual	1,630	GWh	

La definición precisa del esquema de obras se encuentra actualmente en revisión. Algunas opiniones proponen adoptar una solución con base en una presa de concreto y casa de máquinas externa. Otras, coinciden en aceptar un esquema semejante al de Aguamilpa, consistente en una presa de enrocamiento con cara de concreto y casa de máquinas subterránea.

Técnicamente, los diversos grupos de trabajo de la Comisión Federal de Electricidad han expresado que en el sitio puede construirse cualquier tipo de obra, rígida o flexible, aunque podrían existir repercusiones importantes en los costos asociados a cada una de las posibles soluciones.

Antes de presentar un resumen del tipo de presas estudiadas y sus características principales que llevan a la adopción de la que hasta el momento representa la alternativa más viable, la presa Arco de doble curvatura, me gustaría señalar que no es el objetivo de este trabajo presentar un desarrollo detallado de la selección de la alternativa más viable, por lo que únicamente se mencionan algunas características de las presas y los principales factores que inclinan la balanza a favor o en contra de las opciones. No obstante, las reflexiones que se presentan nos ayudarán a cumplir uno de los objetivos de esta tesis y que es el hecho de que será posible construir en el sitio de "El Cajón" una presa arco de doble curvatura de grandes dimensiones.

Este hecho no se daba, a excepción de Zimapán y desde Santa Rosa, ya sea porque no se habían presentado las condiciones necesarias para implantar una presa arco o porque la tradición dice que en México las presas se construyen de materiales graduados.

Al término de la presentación de las diferentes presas estudiadas, se explicará el diseño del vertedor de caída libre para la presa arco, de tal forma que quede listo el segundo objetivo de esta tesis, y que es la utilización de un vertedor de caída libre para el proyecto de "El Cajón" como una solución a la vez segura, económica y eficiente.

Una de las primeras dudas que surgen al pensar en el tipo de presa que se puede implantar en una boquilla es la calidad de la roca, qué tan bueno es el material sobre el cual se piensa desplantar la presa y si se podrá considerar una solución de concreto. En el Capítulo 1 se mencionó que una presa rígida requiere de mejores características en la roca que una presa de materiales graduados. Al respecto se puede decir que es posible anticipar que el vaso de la presa resultará prácticamente impermeable. Los ensayos que se practicaron permiten establecer que el proyecto es viable. Se trata de un macizo formado por roca ignimbrítica muy competente, aunque muy lisurada (como ocurre en todas las rocas muy duras), por efecto principalmente de la decompresión superficial y enfriamiento. Este macizo está formado por grandes bloques de entre 200 y 300 m de dimensión. Las fracturas o fallas que los limitan no representan mayores problemas.

De las observaciones del macizo rocoso se deduce: que el macizo rocoso es suficientemente extenso para implantar sobre él una Presa de 200 m de altura; que la competencia mecánica de la roca tiene suficiente entidad como para resistir esfuerzos considerables.

Para fines de encajar en el macizo una presa rígida (gravedad, arco-gravedad o arco), se estima que en la parte alta, donde la roca se encuentra más diaclasada, podrán inducirse, sin problema,

esfuerzos de entre 25 y 30 kg/cm², en la parte baja del macizo donde la roca es aun mas sana, podrán transmitirse esfuerzos de entre 30 y 40 kg/cm² y, cerca del cauce, en la base de la presa, donde las rocas están muy soldadas, podrían transmitirse esfuerzos hasta de 70 a 80 kg/cm²

5.2 SOLUCIONES ESTUDIADAS

5.2.1 Presa de enrocamiento con cara de concreto.

Entre las alternativas de tipo de presa analizadas, está la de enrocamiento con losa de concreto en el talud de aguas arriba, su localización inicia la definición del esquema general. La selección de este tipo de presa se fundamenta en la indisponibilidad de los bancos de material impermeable, en cuanto a cantidad, calidad y localización, requerido por la presa de materiales graduados.

Tiene una altura de 178 m., longitud por la corona de 500 m, y para el cierre del vaso, continúa con la estructura del vertedor de 100 m, tiene un volumen estimado en 9.9 millones de m³ de material suelto, que se obtendrá de los aluviones del cauce del río, del producto seleccionado de las excavaciones y de bancos de roca.

Al adoptar la presa de enrocamiento con chapa de concreto queda obligada la solución del vertedor en canal lateral, el vertedor en la margen derecha presenta, como es el caso, grandes ventajas sobre las alternativas de vertedor en canal en la margen izquierda por sus menores volúmenes de excavación, y porque ser una solución más simple que los túneles vertedores.

Por su parte, las obras de generación, al decidirse por una central subterránea, quedan comprometidas en la margen izquierda, pues en la derecha ya está alujado el vertedor de excedencias y no habría espacio para los canales de llamada de vertedor y toma.

El proyecto es enteramente similar al del P.H. Aguamilpa la cual durante su primer llenado, ha mostrado un comportamiento satisfactorio.

Riesgos sísmicos. Los efectos dinámicos provocados tanto por la sismicidad general como por la inducida por los cambios de presión en el agua y las aceleraciones de la masa de la presa, que en el caso de "El Cajón" pueden alcanzar grados considerables, resultan potencialmente capaces de dañar la superficie de la cara de concreto, produciendo una o varias vías de agua sobre el núcleo de enrocamiento, con consecuencias impredecibles para la estabilidad de la Presa.

Asentamientos diferenciales. El mismo fenómeno de daños puede producirse sobre la referida placa rígida de concreto, simplemente por los asentamientos diferenciales que, con toda probabilidad, se producirán en el cuerpo de la propia presa. Es necesario notar que este fenómeno puede hacerse progresivo precisamente por el lavado que en el enrocamiento pueden provocar aquellas eventuales filtraciones.

Vertedor. De acuerdo al esquema seleccionado en el estudio de factibilidad, la obra de control y excedencias se ubicaría en la margen derecha y consistiría de una estructura de control con 3 compuertas radiales de 13.8 m de ancho por 19.6 m de altura, para descargar un caudal hasta de

8,534 m³/seg La rápida del canal de conducción quedaria alojada en un rampa siguiendo aproximadamente la pendiente del terreno natural, con un primer tramo de 142.7 m de longitud revestido de concreto, y con plantilla de 49.4 m de ancho, y un segundo tramo sin revestir de 700 m de longitud y 80 m de ancho, que tendria una serie de escalones y contaria con un tanque amortiguador sin revestir antes de la descarga al río.

Para esta solución del vertedor existen dos riesgos potenciales. El primero es que el excesivo gasto unitario por metro lineal de cresta de vertedor en el caso de avenidas del orden de 200 m³/s/m, pasando por el cimacio provocará erosión en el canal, en particular en la zona que no este revestida de concreto. Por otra parte, dada la energía que este caudal desarrolla en su caída sobre la ladera, los desprendimientos del macizo, favorecidos por la importante diaclasación que presenta la roca, irán a parar al fondo del cauce donde podria formarse una represa de volumen considerable que remansaria los caudales procedentes de la central, elevando considerablemente el nivel de desfogue de las turbinas, con la consiguiente pérdida de carga.

El segundo es que por las dimensiones proyectadas para las compuertas (13.8 x 19.6 m), pueden tener problemas con la operación de los mecanismos de izaje. Todo ello puede significar que si, en caso de avenidas, alguna de las tres compuertas dejara de funcionar se correrá el gravisimo riesgo de que el agua desbordara sobre la coronación de la estructura de enrocamiento, con el subsiguiente peligro para la estabilidad de toda la obra.

5.2.2 Presas rígidas : sección gravedad, arco y arco-gravedad

Estas soluciones de presas de concreto presentan todas ellas las ventajas, sobre las soluciones de enrocamiento, de su aptitud estructural ante los impactos dinámicos de los sismos, especialmente las presas tipo arco por su mayor adaptabilidad a los movimientos que puedan originar en sus estructuras aquellos efectos.

La ventaja fundamental de las tres tipologías referidas que se han estudiado en la boquilla de "El Cajón", consiste en que se puede ubicar el vertedor de excedencias, sobre el cuerpo de dichas presas evitando radicalmente el presupuesto elevado que conllevaria una obra lateral y marginal al concreto de la presa.

Para las presas de gravedad y arco-gravedad el vertedor se ha ubicado sobre el cuerpo central de la presa y consiste en cinco vanos con compuertas radiales con una longitud total útil de 82.5 m. Los caudales de excedencias son evacuados sobre el paramento de aguas abajo, siendo recibidos sobre un tanque de amortiguación.

Dado que la altura de lámina sobre la cresta del vertedor (Elev. 382) hasta la cota 394 m del N.A.M.E. es : $h = 12$ m, el caudal total de excedencias resultaria :

$$Q = 82.5 \times 2/3 \times 0.8 \times 2g \times 12^{3/2} = 8,100 \text{ m}^3 / \text{s}$$

quedando todavia una reserva de 4 m hasta la cota 398 m de la coronación, en previsión de eventuales avenidas extraordinarias.

Así pues, en el caso de una avenida realmente extraordinaria, sobre el umbral del vertedor se podría alcanzar una carga hasta de 16 m, permitiendo entonces un caudal de excedencias de

$$Q = 82.5 \times 2/3 \times 0.8 \times 2g \times 16^{3/2} = 12,500 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Entonces en el caso, absolutamente excepcional, de una avenida superior a este caudal de 12,500 m³/s, ocurriría el desbordamiento sobre la coronación, que no traería ningún riesgo sobre la estabilidad de la presa ni tampoco ningún daño sobre la casa de máquinas, precisamente por el esquema hidroeléctrico establecido.

Para las presas tipo arco, el vertedor se ha ubicado sobre la coronación de la presa, y consiste de 9 vanos que totalizan una longitud de vertedor sin control de 180 m. Los caudales de excedencia son evacuados en caída libre sobre un tanque de amortiguación y disipación de la energía. La carga sobre el umbral del vertedor, que coincide con la cota del N.A.M.O., es de h = 6 m, hasta la propia cota del N.A.M.E., por lo que el caudal total de excedencias resultaría :

$$Q = 180 \times 2/3 \times 0.8 \times 2g \times 6^{3/2} = 6,250 \text{ m}^3 / \text{seg.}$$

quedando también, en este caso, una reserva de 4 m hasta la cota 398 m de coronación, que facilita la evacuación de cualquier avenida extraordinaria.

Del mismo modo, para el caso de una avenida extraordinaria, sobre el umbral del vertedor se podría alcanzar una lámina hasta de 10 m, permitiendo entonces un caudal de excedencias de :

$$Q = 180 \times 2/3 \times 0.8 \times 2g \times 10^{3/2} = 13,500 \text{ m}^3/\text{seg}$$

También en el caso, absolutamente excepcional, de una avenida superior a 13,500 m³/seg, se produciría el desbordamiento sobre la coronación, que tampoco acarrearía riesgo alguno para la estabilidad de la presa ni para el funcionamiento normal de la casa de máquinas.

La elevación de la cresta del vertedor sin control condiciona una pérdida de generación, aunque ahorra el precio de las compuertas y su mantenimiento. En cualquier caso, siempre se puede equipar este vertedor libre con las referidas compuertas.

Sobre esta línea de razonamiento y para organizar las ideas que presiden la disposición de los diferentes elementos que conforman el Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón", es preciso añadir lo siguiente :

El vertedor se ubica en el cuerpo central de la presa, no solamente por las razones técnico-económicas que trae consigo, dirigiendo los caudales de excedencias sobre el cauce libre del río y eludiendo así el implantarlo aisladamente sobre una de las márgenes, sino además por la razón de haber evitado deliberadamente ubicar la casa de máquinas en el pie de aguas abajo de la presa.

Pero, ¿por qué evitar la ubicación de la casa de máquinas en el pie de aguas abajo de la presa? No se trata de discutir si una solución, asociada al vertedor lateral situado sobre cualquiera de las

márgenes, sea más o menos económica que las soluciones propuestas con el vertedor ubicado sobre el cuerpo de la presa y la casa de máquinas sobre la base de la margen izquierda, dejando libre el cauce del río para los caudales de excedencias. Se trata sencillamente de evitar el riesgo hipotético, pero real, de que cualquier falla en la manipulación de los mecanismos de las compuertas del vertedor lateral, pueda provocar el desbordamiento de los máximos caudales de excedencias de coronación de la presa, cayendo, como consecuencia inevitable, sobre la casa de máquinas ocasionando daños incalculables en aquellas instalaciones, con el agravante de dejar latente el mismo riesgo indefinidamente.

Las tres tipologías de presas señaladas, gravedad, arco gravedad y arco, se han situado en la zorta más angosta de la boquilla con características geotécnicas favorables, con objeto de obtener, para cada una, las ubicaciones más significativas y poder realizar un análisis comparativo

PRESA DE GRAVEDAD

Se trata de una presa de gravedad enteramente convencional, con el paramento de aguas arriba vertical y el de aguas abajo con un talud del 0.8 : 1.

Se disponen 4 desagües de fondo para un caudal de salida total de 250 m³/seg con el embalse lleno.

También se dispone una galería perimetral con 6 niveles equidistantes de galerías de visita, penetrando hasta 100 m en el macizo rocoso para su tratamiento, control y drenaje. Similar a la que se presenta en el plano "GALERÍAS, ALZADO DESARROLLADO"

Altura máxima total desde el desplante	194 m
Espesor sección central en desplante	152 m

PRESA ARCO-GRAVEDAD

Se trata de una presa arco-gravedad convencional con el paramento de aguas arriba vertical y el de aguas abajo con un talud de 0.5:1. Se dispone también de cuatro desagües de fondo en el cuerpo de la presa, de una galería perimetral y de 6 niveles de galerías de visita.

Altura sobre el desplante	194 m
Espesor sección central en el desplante	95 m

PRESAS DE ARCO (A-1, A-2, A-3)

En los 3 casos se trata de presas arco de radios variables de 6 centros, simétricas, con zócalo de repartición continuo: 4 desagües de fondo equipados cada uno con dos válvulas, de guarda y de regulación, para un desagüe total de 250 m³/seg a embalse lleno: galería perimetral con 6 niveles equidistantes de galerías de visita penetrando 100 m en el macizo rocoso, para el tratamiento, control y drenaje del mismo.

Altura total sobre desplante	194 m
Abertura angular en coronación, entre estribos	93 g* (83°42')
Radio extradós zona central en coronación	280 m
Radio extradós zona lateral en coronación	490 m
Espesor sección central en arco 384 m	10 m
Espesor sección central en zócalo	40 m
Espesor sección central en desplante	50 m

* grados centesimales

PRESA ARCO - B

Con esta solución se pretende hacer trabajar al macizo rocoso de acuerdo con su capacidad geotécnica para soportar esfuerzos del orden de los que les puede llegar a transmitir una estructura como la que aquí se propone.

También es una presa simétrica con arcos variables de 6 centros y zócalo de repartición continuo.

Se disponen 4 desagües de fondo para permitir un desagüe total de 250 m³/s a embalse lleno.

Análogamente, se dispone una galería perimetral con seis niveles equidistantes de galerías de visita, que llegan a penetrar hasta 100 m en el interior del macizo rocoso, con lo que se conseguirá realizar de forma eficaz su tratamiento, su control y su drenaje.

Altura total sobre desplante	194 m
Abertura angular en coronación, entre estribos	103.5 g * (93° 09'')
Radio extradós zona central en coronación	220 m
Radio extradós zona lateral en coronación	380 m
Espesor sección central en arco 384 m	10 m
Espesor sección central en zócalo	34 m
Espesor sección central en desplante	44 m

OBRAS DE DESVÍO

Las presas de concreto estudiadas permitirían, sin graves inconvenientes, ser sobrepasadas durante su construcción por cualquier avenida. En particular, el túnel de desvío se ha previsto para una sección de 40m², que con el desnivel de la ataguía, teniendo en cuenta las pérdidas de carga, puede desaguar hasta 250 - 300 m³/seg, es decir el caudal normal del río.

Contra-ataguía

En todos los casos, por razones funcionales y económicas, se adopta como contra-ataguía la propia contra-presa del tanque de amortiguación. Se trata de una presa vertedora tipo arco-gravedad, de radio constante, con paramento aguas arriba vertical y aguas abajo con un talud 0.4:1.

5.3 ANÁLISIS COMPARATIVO DE LAS SOLUCIONES ESTUDIADAS

En las soluciones estudiadas existen varias partidas muy similares cuyas diferencias no pueden ser decisorias para el análisis comparativo entre las diferentes soluciones. Entre estas partidas se señalaron, en primer término, las Obras de Desvío: túnel, ataguía y contra-ataguía, con soluciones muy similares para todas las presas consideradas.

Esto mismo ocurre con las Obras de Generación, cuyas diferentes implantaciones conforman también soluciones muy análogas para las distintas tipologías.

De todo lo anterior se concluye que serán las propias cubicaciones básicas, de las diferentes presas estudiadas, de las que se podrá deducir la solución estructural más idónea.

SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS VIABLE

Con objeto de proporcionar las bases de comparación, se han elaborado dos cuadros que se presentan a continuación:

VOLÚMENES (en miles)

PRESA	MATERIALES			EXCAVACIONES	
	ENROCAMIENTO (m ³)	CONCRETO (m ³)	ACERO (ton)	EXCAVA- CIONES (m ³)	TRATA- MIENTO
ENROCAMIENTO	11,658	72	4.3	2,635	
GRAVEDAD	-----	3,285	14.5	1,033	
ARCO-GRAVEDAD	-----	2,371	11.2	625	
ARCO (B)	-----	1,875	9.4	913	

COSTOS (Millones de Nuevos Pesos 1994)

TOTALES

	ENROCAMIENTO (m ³)	CONCRETO (m ³)	ACERO (ton)	EXCAVA- CIONES (m ³)	TRATA- MIENTO (lotc)	
ENROCAMIENTO	746	27	11	68	15	867
GRAVEDAD	-----	1,225 (880)	38	27	35	1,325 (980)
ARCO-GRAVEDAD	-----	884 (796)	29	16	44	973 (885)
ARCO (B)	-----	669	24	24	41	788

Las cantidades () fueron calculadas para precios unitarios de concreto de menores requisitos de resistencia y procedimientos de colocación más económicos (ejem. Concreto compactado con rodillo)

Cuadro comparativo de volúmenes y costos de obras alternativas
(No se incluyen obras de desvío, generación y excedencias)

Con base en los factores indicados en las tablas anteriores y en las ventajas y desventajas que se indicaron anteriormente, la construcción de una de las presas de concreto presentadas es lo más recomendable. En particular, las dos soluciones de presas de arco B y arco-gravedad tienen ventajas sobre la presa de gravedad y, finalmente, la decisión entre estas dos alternativas, aunque difícil de tomar, conduce a elegir a la presa de Arco B como solución más idónea por contar con un menor volumen de concreto, por trabajar mejor estructuralmente y por que su obra de excedencias es una solución más sencilla y económica.

5.4 DISEÑO DEL VERTEDOR DE CAÍDA LIBRE PARA LA PRESA ARCO (B)

Para realizar el diseño del vertedor de la presa Arco B que se propone para el Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón" se llevó primero a cabo el Tránsito de la Avenida de diseño por el Embalse.

El tránsito de una avenida por un embalse requiere resolver la ecuación de continuidad

$$dv/dt = I - Q$$

lo que significa que la variación del volumen almacenado en la presa (dv) en un tiempo (dt) deberá ser igual a la diferencia del volumen que entró al embalse (I) menos el volumen que salió del mismo (Q) en el mismo intervalo (dt).

El problema consistió en encontrar Q como una función del tiempo, conociendo I (también como función del tiempo) y teniendo información sobre la capacidad de almacenamiento en el vaso (curva elevaciones - capacidades).

La solución utilizada se basa en la técnica de diferencias finitas.

Al afectar el tránsito de la avenida fue importante definir la política de operación de las compuertas que se utilizó en la simulación.

La ecuación de descarga controlada es :

$$Q = RI^P$$

y la de descarga libre :

$$Q = BI^{1.5}$$

que junto con la cota máxima M , por arriba de la cual la descarga es libre, son las que definen el tránsito de la avenida.

Es posible cambiar la ecuación de descarga controlada modificando los parámetros R y P . De igual forma, la elevación máxima de control M puede cambiarse.

Después de realizar una serie de simulaciones con distintos números de compuertas, distintas elevaciones de la cresta vertedora y diversas políticas de operación (ver tabla siguiente), se eligió para la Alternativa de Presa Arco una solución que consiste en 9 compuertas de 12 x 9 m, cresta a la 382 con política de operación definida por los parámetros $R=9.896 \times 10^{-6}$, $P=9.65$ y $M=8$. El resultado de estos factores es un gasto máximo de descarga de 9,196 m³/s y una elevación máxima en el vaso de 393.80 m.s.n.m.

El tránsito de la avenida de diseño a través del vertedor con 9 compuertas de 12 x 9 m se aprecia en la Tabla 2 y en la Fig. 46.

RELACION DE TRÁNSITO DE AVENIDAS EXTRAORDINARIAS PARA LA DETERMINACIÓN DE DIMENSIONES DEL VERTEADOR Y COMPUERTAS DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO "EL CAJÓN"

No. de compuertas	Dimensiones alto x ancho	Elev. Cresta vertedora m.s.n.m.	Nivel máximo alcanzado m.s.n.m.	Gasto máximo de descarga m ³ /s
4	12.5 x 17 m	374	393.62	8829.19
5	14 x 15 m	378	391.90	9035.30
5	14 x 15 m	376	392.38	9300.35
5	14 x 15 m	376	392.82	9469.93
6	9.75 x 15 m	378	393.43	8942.66
6	9.75 x 15 m	376	394.01	8975.90
6	9.75 x 15 m	378	393.87	8880.55
8	9.75 x 15 m	378	390.97	9208.90
8	9.75 x 15 m	376	391.82	9525.13
8	9.75 x 15 m	376	392.34	9495.83
8	9.75 x 15 m	378	392.57	9481.86
8	7.30 x 15 m	378	393.95	8879.21
6	9.75 x 12 m	379	393.67	9032.75
6	9.75 x 12 m	379	393.88	9043.15
8	12.5 x 9 m	381	393.79	9148.35
8	12.5 x 9 m	381	393.80	9155.42
6	12.5 x 9 m	381	393.90	9269.12
8	12.5 x 9 m	381	393.99	9365.19
8	12.5 x 9 m	382	394.60	9141.92
9	12 x 9 m	382	393.80	9196.15
9	12 x 9 m	383	394.80	9187.49

NAME: 394.00 m.s.n.m.

TABLA 1

TRANSITO DE LA AVENIDA DE DISEÑO

DÍAS	Horas del día	Horas	Gastos m ³ /s		ELEVACIONES	H
			ENTRADA	SALIDA	m. s. n. m.	m
1	0	0	0.00	0.00	388.00	6.00
	6	6	592.00	342.13	388.04	6.04
	12	12	1404.50	568.86	388.37	6.37
	18	18	2217.00	1256.78	388.91	6.91
	24	24	3730.00	2802.10	389.51	7.51
2	6	30	5243.00	4718.01	389.53	7.53
	12	36	6426.00	5427.84	390.30	8.30
	18	42	7610.00	6139.93	391.02	9.02
	24	48	7336.50	6727.53	391.58	9.58
3	6	54	7063.00	6934.77	391.78	9.78
	12	60	7276.50	7045.41	391.88	9.88
	18	66	7490.00	7203.32	392.03	10.03
	24	72	8472.50	7580.42	392.38	10.38
4	6	78	9455.00	8246.02	392.97	10.97
	12	84	9535.50	8639.68	393.50	11.50
	18	90	9616.00	9194.27	393.80	11.80
	20	92	8791.67	9196.15	393.80	11.80
	24	96	7143.00	8748.41	393.42	11.42
5	6	102	4630.00	7362.26	392.18	10.18
	12	108	3606.00	5898.32	390.78	8.78
	18	114	2532.00	3491.57	389.69	7.69
	24	120	2372.00	2554.10	389.44	7.44
6	6	126	2212.00	2316.81	389.37	7.37
	12	132	2310.00	2280.59	389.36	7.36
	18	138	2408.00	2356.10	389.38	7.38
	24	144	2390.00	2390.14	389.39	7.39
7	6	150	2372.00	2380.55	389.39	7.39
	12	156	2825.00	2508.75	389.43	7.43
	18	162	2878.00	2750.75	389.50	7.50
	24	168	3473.00	3219.67	389.62	7.62
8	6	174	4069.00	3839.34	389.76	7.76
	12	180	4782.50	4549.37	389.90	7.90
	18	186	5496.00	5156.69	390.03	8.03
	24	192	3464.50	4088.29	389.81	7.81
9	6	198	1473.00	2401.88	389.39	7.39
	12	204	1159.50	1553.25	389.07	7.07
	18	210	846.00	1178.80	388.87	6.87
	24	216	532.50	893.06	388.67	6.67
10	6	222	219.00	644.24	388.45	6.45
	12	228	109.50	462.33	388.23	6.23
	18	234	0.00	339.56	388.04	6.04
	24	240	0.00	0.00	387.98	5.98

TABLA 2

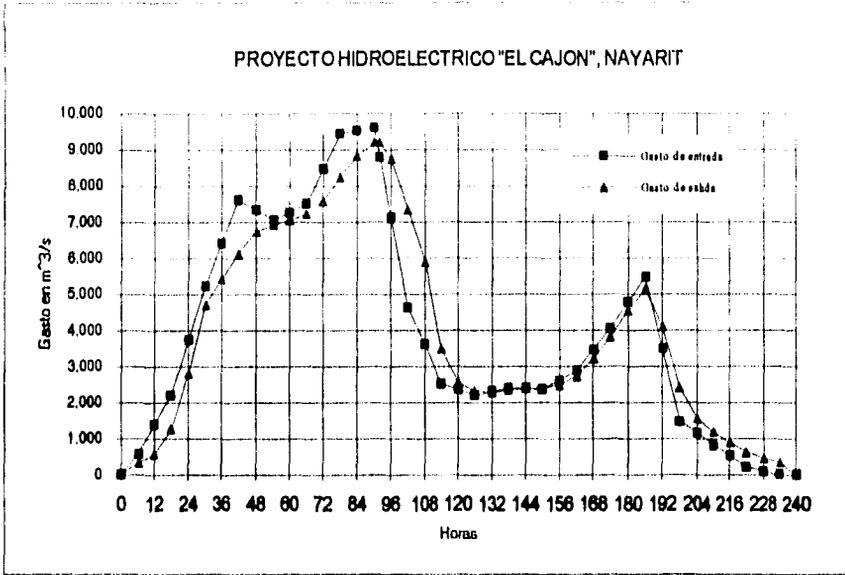


Fig. 46 Hidrograma de entrada y salida

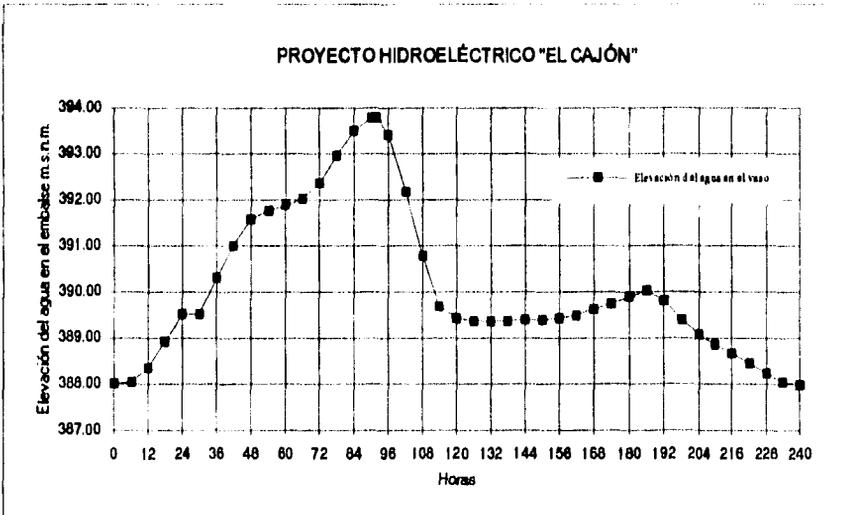


Fig. 47 Curva de elevaciones en el embalse debidas a la avenida de diseño

Una vez que se contó con el gasto que provocaría la avenida máxima de diseño sobre el vertedor, se definió la geometría de la cresta.

Utilizando la fórmula del U.S. Army Corps of Engineers (Hydraulic Design Criteria, 1978)

$$y = 0.724 \frac{(X + 0.27Hd)^{1.85}}{Hd^{0.85}} + 0.126Hd - 0.4315Hd^{-0.375}(X + 0.27Hd)^{0.625}$$

para la forma aguas arriba de un cimacio con velocidad de llegada despreciable, paramento vertical y relación entre el paramento aguas arriba y la carga de diseño mayor o igual a uno (CAP.2 Apartado 2.1) se obtuvo lo siguiente:

Para una carga Hd = 11.80 m sobre la cresta, la porción aguas arriba del cimacio queda definida por las siguientes coordenadas.

x	y	x	y
0.00	-0.00153	2.60	0.51106
0.20	0.00171	2.80	0.58936
0.40	0.01152	3.00	0.67281
0.60	0.02770	3.20	0.76134
0.80	0.05010	3.40	0.85491
1.00	0.07857	3.60	0.95345
1.20	0.11297	3.80	1.05691
1.40	0.15319	4.00	1.16526
1.60	0.19911	4.20	1.27844
1.80	0.25064	4.40	1.39641
2.00	0.30768	4.60	1.51914
2.20	0.37015	4.80	1.64658
2.40	0.43797	5.00	1.77871

Para la porción aguas abajo la fórmula es:

$$x^{1.85} = 2Hd^{0.85}y$$

x	y	x	y
0.00	0.00000	7.50	2.55114
0.50	0.01702	8.00	2.87466
1.00	0.06136	8.50	3.21585
1.50	0.12991	9.00	3.57453
2.00	0.22120	9.50	3.95056
2.50	0.33424	10.00	4.34380
3.00	0.46832	10.50	4.75412
3.50	0.62287	11.00	5.18140
4.00	0.79741	11.50	5.62550
4.50	0.99155	12.00	6.08633
5.00	1.20494	12.50	6.56378
5.50	1.43728	13.00	7.05774
6.00	1.68830	13.50	7.56812
6.50	1.95776	14.00	8.09482
7.00	2.24544		

Un esquema del arreglo de la estructura de control con las pilas, la pasarela y la forma de la cresta se muestran en la Fig. 47. En ella se puede observar como existe espacio suficiente para que la compuerta opere y sobre todo, como es que la cresta se prolonga hacia aguas abajo para separar la lámina de agua del paramento aguas abajo de la presa.

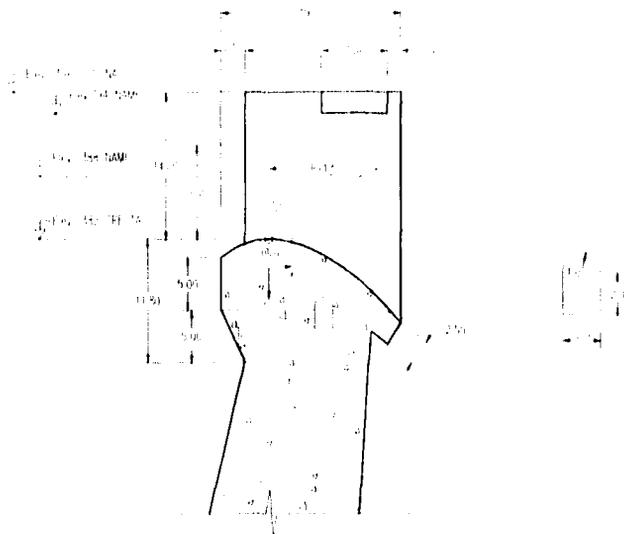


Fig. 48 Esquema del arreglo de la cresta vertedora

Diseño de las pilas

Las pilas tienen la siguiente geometría

GEOMETRÍA DE LAS PILAS

LA MANERA DE LAS PILAS

0.767 Hd = 3.15 ≈ 3.0 m

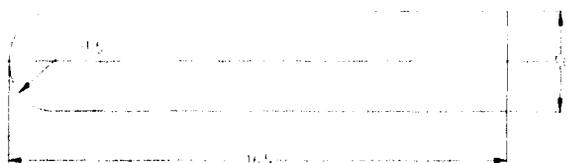


Fig. 49 Geometría de las pilas

Dicha geometría está basada en las formas recomendada por el WES

5.5 DISEÑO Y FUNCIONAMIENTO DEL TANQUE AMORTIGUADOR

El dimensionamiento del tanque amortiguador se hizo con base en experiencias previas en obras similares, proporcionando una longitud suficiente al cuenco para captar los chorros en caso de apertura parcial de las compuertas (ver Fig. 49); el tanque queda limitado por la presa, la ataguía aguas abajo (concéntrica con el arco de coronación) y por muros laterales; sus elevaciones y dimensiones principales son :

Fondo del tanque	207.0 m.s.n.m.
Cresta de la ataguía	234.0 m.s.n.m.
Longitud	100.0 m
Ancho	± 95.0 m

Perfiles de la lamina de agua durante la caída libre

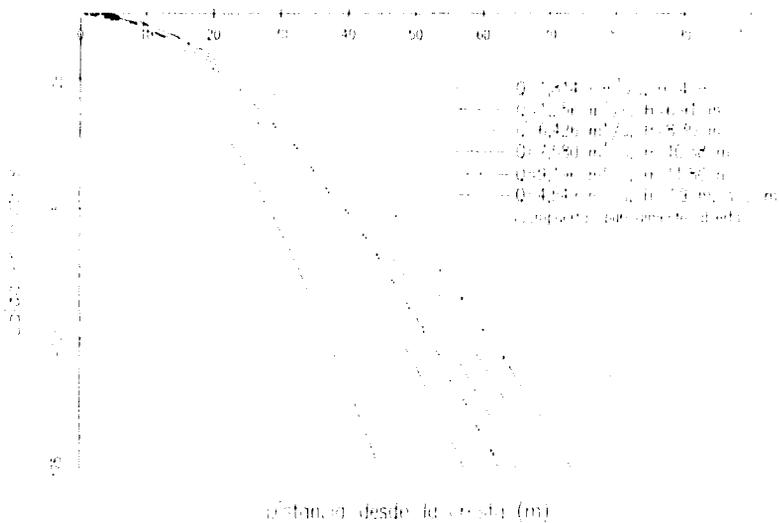


Fig. 50 Perfiles de la lámina de agua durante la caída libre y alcances de la lámina vertical en el tanque amortiguador

Para revisar que el tanque amortiguará adecuadamente la energía del agua vertiente se aplicaron las fórmulas propuestas por J. Puertas y que fueron expuestas en el Capítulo 3, de tal forma que:

Elevación de la cresta	382 m.s.n.m.
Nivel en el tanque	207 m.s.n.m.
Caída H	175 m

Se puede considerar que una contrapresa de altura h genera un colchón efectivo (que no será barrido por un resalto hidráulico) si para una altura de vertido H y un caudal específico q , se da la relación

$$\frac{h^2 \sqrt{2g}}{q \sqrt{H}} > 0.6 \quad \dots(1)$$

Para el caso en que las compuertas estén completamente abiertas y se presente la avenida de diseño, se tiene

$$q = 9196/108 = 85.148$$

$$h = 27 \text{ m}$$

sustituyendo en (1):

$$2.7747 \gg 0.6$$

La presión dinámica media en el punto de impacto se puede expresar, si existe un colchón efectivo, como:

$$\Delta p_{max} = 3.88 \frac{\gamma q \sqrt{H}}{h \sqrt{2g}}$$

H^* = desnivel entre la cresta y el nivel en el agua.

$$\Delta p_{max} = 33,952 \text{ N/m}^2 = 3.461 \text{ m}$$

si al valor de la presión dinámica media se le suma el valor de la presión hidrostática se tiene que, para la avenida de diseño el nivel en el tanque será 245.62 y la presión total en el tanque será:

$$38.62\text{m} + 3.46 = 42.081 \text{ m}$$

Comparando este valor de la presión con los valores que se obtuvieron en las presas citadas en el Capítulo 4 se tiene que:

Presa Bóveda de Susqueda (España)	55.0 m para un gasto de 2,800 m ³ /s
Presa P.K. Le Roux (Sudáfrica)	33.0 m para un gasto de 13,000 m ³ /s

Lo cual quiere decir que en una primera aproximación, las presiones que se esperan en la losa del tanque están dentro de un rango aceptable. Para el diseño definitivo del tanque amortiguador, estas presiones deberán ser medidas en el modelo hidráulico que se realice para la presa.

La presión dinámica media en el tanque amortiguador para puntos distintos de los de la línea de impacto, alejados de esta en una distancia x responden a la expresión:

$$\Delta p = \Delta p_{max} e^{-2\left(\frac{x}{h}\right)^{0.3}}$$

x	50	40	30	20	10	5	1
Δp (N/m ²)	232.9	2976.13	4123.75	6071.59	10052.14	14357	23104
Δp (m)	0.227	0.3034	.4204	0.6189	0.1025	1.4635	2.3551

Además de considerar el caso para el cual todas las compuertas están abiertas, se debe estudiar la política de operación de las compuertas, tanto para asegurarse de que la longitud del tanque es la correcta como para definir los puntos de impacto de la lámina para diferentes aperturas y caudales.

Este último paso señalado debe sobre todo realizarse cuando se haga el estudio en modelo a escala de la presa, de tal forma que para diferentes puntos de la losa se conozcan las máximas presiones que pudieran llegar a presentarse dependiendo de la apertura de las compuertas y del gasto vertido.

En esta etapa de diseño básico, no resulta provechoso realizar el diseño estructural de la losa, lo que sí se puede hacer es señalar algunas recomendaciones para su construcción, tales como, que requerirá juntas entre losas que aseguren la continuidad de la misma, drenes que no permitan la comunicación de las presiones de un lado al otro de la losa, anclaje transversal con barras presforzadas que contribuyan a resistir la fluctuación de las presiones, se deberá prever una pantalla de inyecciones que ayude a evitar las subpresiones y que la losa del tanque debe concebirse como una estructura independiente de la estructura de la presa. Cuando se obtengan los datos del estudio en el modelo a escala se podrán determinar la magnitud de los anclajes, el espesor exacto de la losa, etc.

Para el diseño del tanque amortiguador, falta considerar el tránsito de avenidas de tal forma que se verifique que el caudal puede verter sobre la cresta de la atagula en forma normal (ver Fig. 50); se estudió el funcionamiento y se determinaron las características del salto en forma aproximada, obteniéndose los siguientes resultados :

Q en el tanque (m ³ /s)	Elevación, Z ₀ m.s.n.m.	Elevación en el río (después del salto), Z _{n0} m.s.n.m.
1,000	236.50	223.11
3,000	240.00	227.88
5,000	242.40	231.20
8,530	246.90	235.97

Se calculó la longitud del resalto con las fórmulas de Bachmetieff-Riegel y Chertousov, lo que marca el alcance de las perturbaciones en el cauce.

Bachmetieff	L = 76.00 m
Chertousov	L = 85.50 m

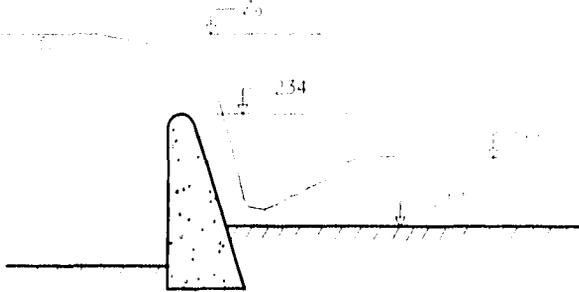


Fig. 50 Salto hidráulico en la contra-ataguta

5.6 NIVELES EN EL CAUCE.

Para estimar los niveles en el río que son consecuencia del tránsito de la avenida de diseño en el vaso y la consiguiente descarga del vertedor, se procedió a obtener secciones representativas del cauce en los 500 m inmediatamente aguas abajo de la presa. Para una sección representativa de las secciones obtenidas se calculó el tirante normal para flujo uniforme considerando una pendiente del cauce $S_0 = 0.0013$ y un coeficiente de rugosidad (Manning) de $n = 0.035$. Las secciones y la pendiente media se obtuvieron del plano CPN-FA-CAJ-20-06 "Obra de Desvío, Perfil de los túneles de C.F.E.". El gasto máximo se redondeó a $9,200 \text{ m}^3/\text{s}$. El tirante resultó de $Y_{\text{MAX}} = 21.61 \text{ m}$ que corresponde a la elevación 239.61 considerando el fondo del río a la cota 218.

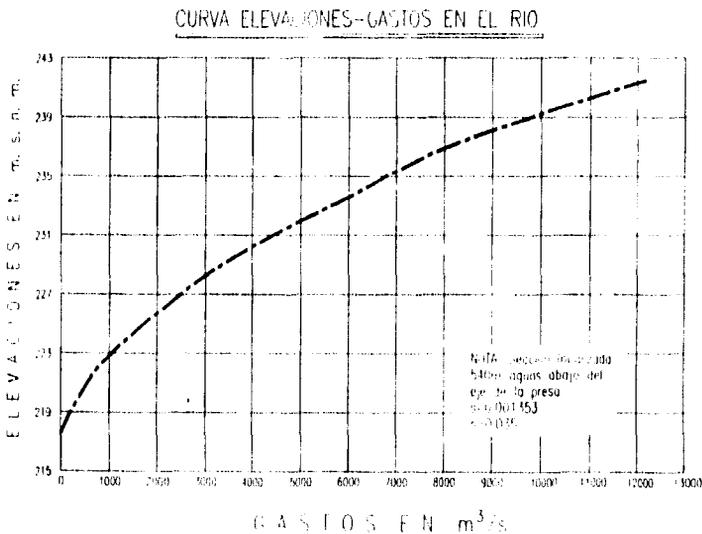
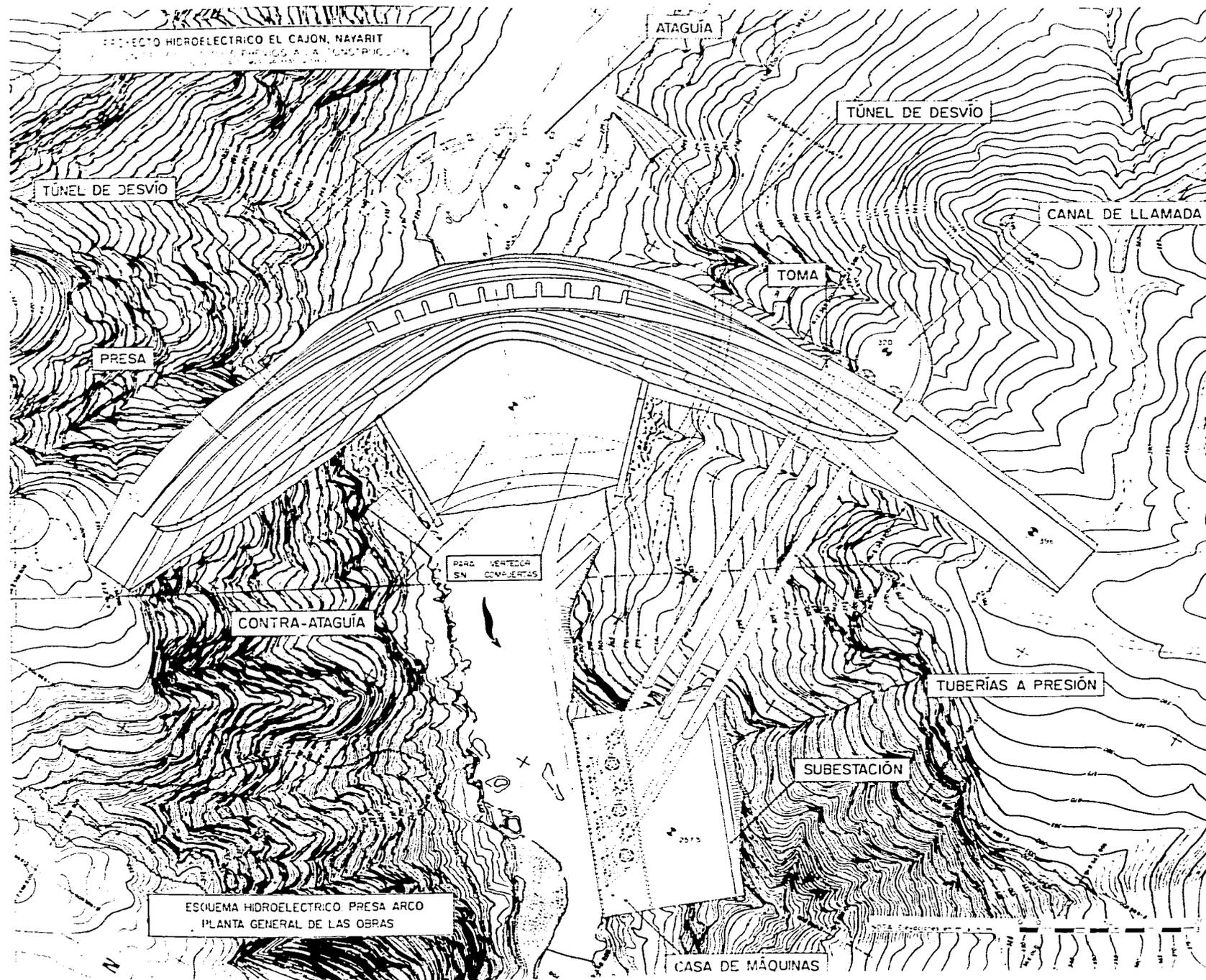


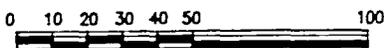
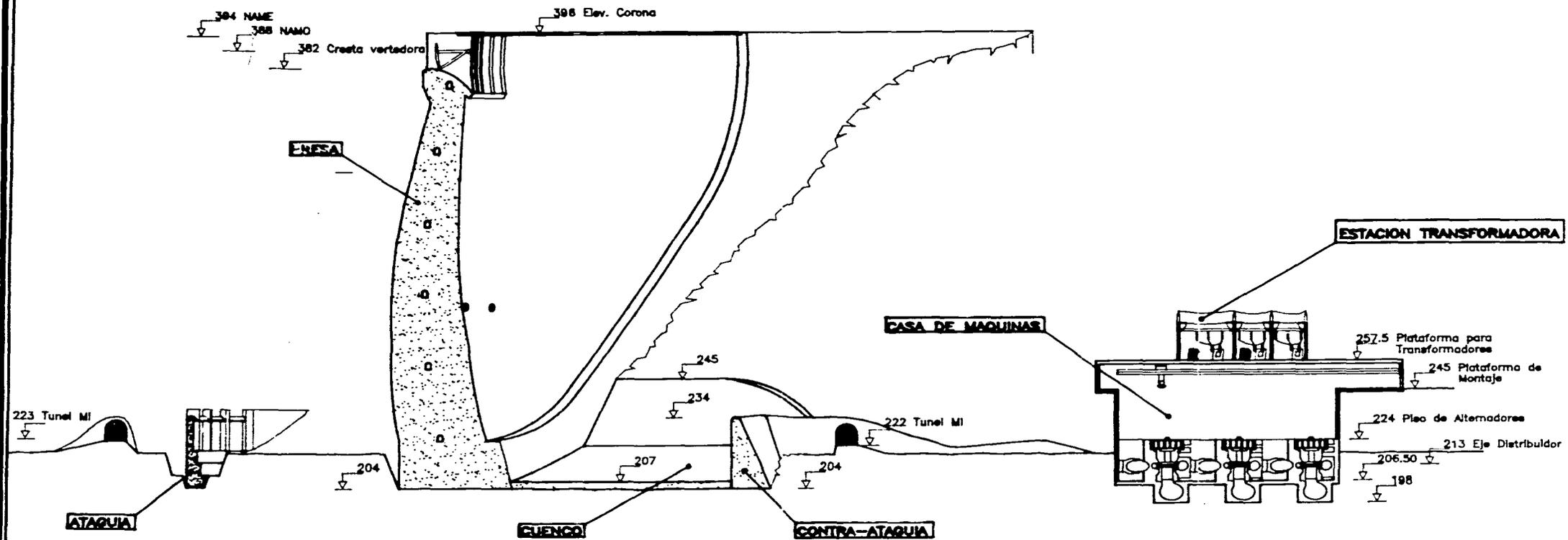
Fig. 51 Gráfica Gastos-Elevaciones en el río

LISTA DE PLANOS

1. PLANTA GENERAL DE LAS OBRAS
2. CORTE LONGITUDINAL, ESQUEMA HIDROELÉCTRICO
3. PRESA ARCO, ALZADO "D"
4. PRESA ARCO, ALZADO "U"
5. CONTRA-ATAGUÍA, PLANTA Y SECCIÓN
6. CONTRA-ATAGUÍA, ALZADO
7. GALERÍAS, ALZADO DESARROLLADO



CORTE LONGITUDINAL; SOLUCION PRESA ARCO



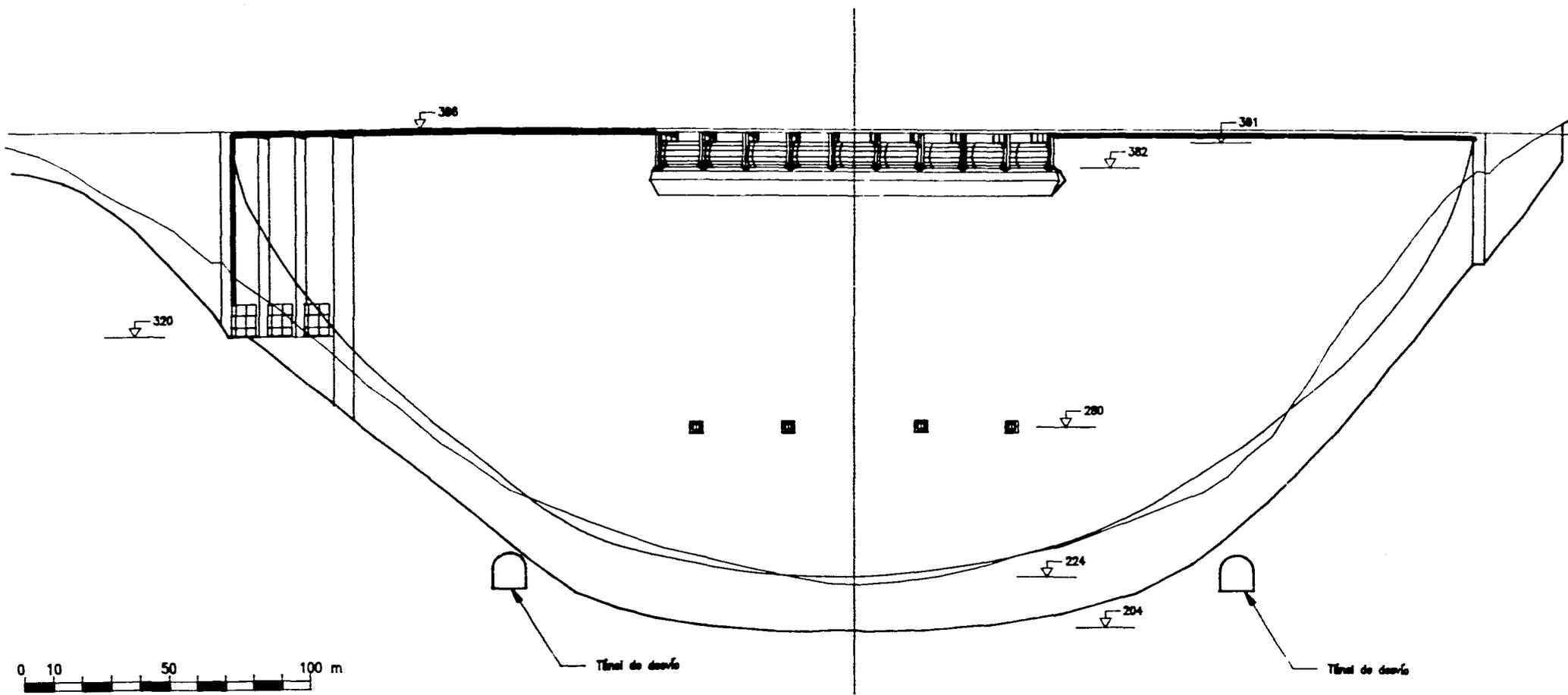
NOTA: Elevaciones en m.s.n.m.

PROYECTO HIDROELECTRICO EL CAJON, NAYARIT
 AMPLIACION DE LOS ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCION
 SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS VIABLE

Elaborado por :
 CONSULTEC, Ingenieros Asociados, S.C.

MEXICO, D.F.
 Septiembre 1988

ESQUEMA HIDROELECTRICO: PRESA ARCO

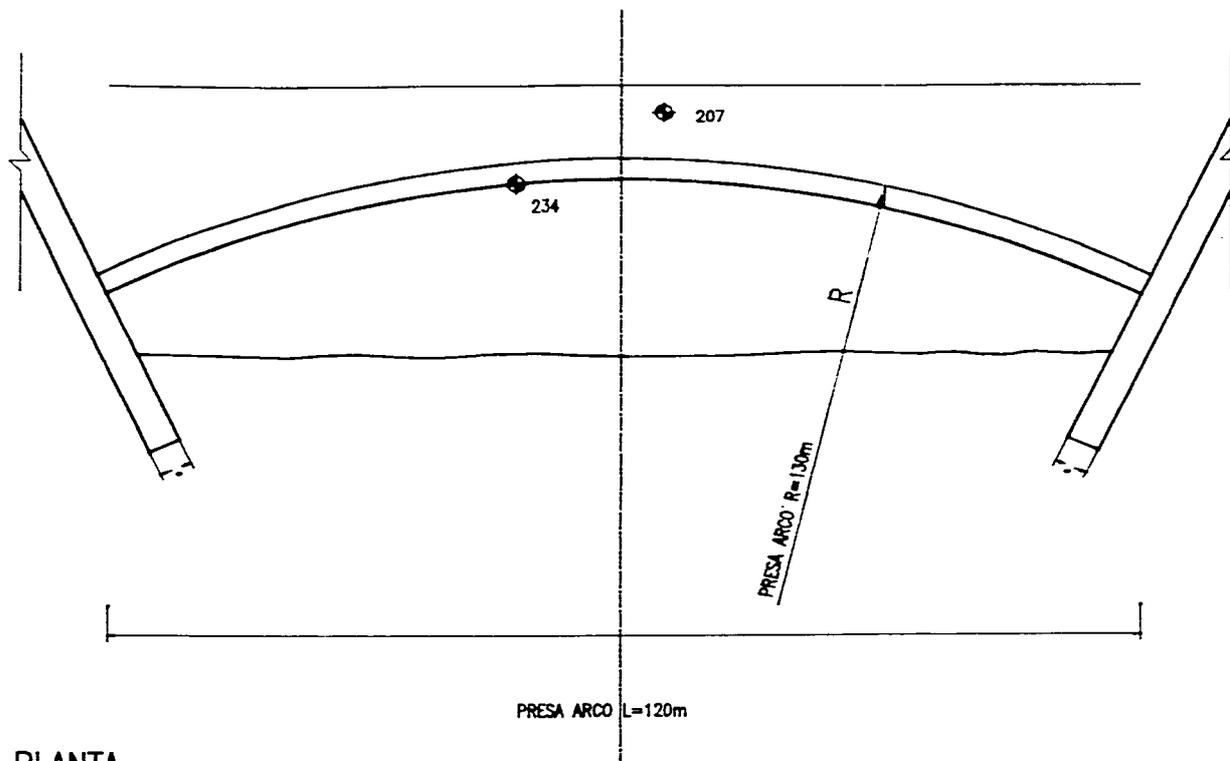


PROYECTO HIDROELECTRICO EL CAJON, NAYARIT
 AMPLIACION DE LOS ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCION
 SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS VIABLE

Elaborado por :
 CONSULTEC, Ingenieros Asociados, S.C.

MEXICO, D.F.
 Septiembre 1986

PRESA ARCO, ALZADO "U"

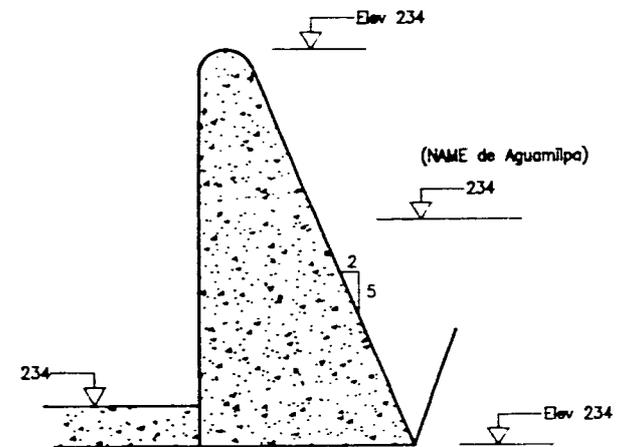


PLANTA

PRESA ARCO L=120m



NOTA: Elevaciones en m.s.n.m.



SECCION

CONTRA-ATAGUIA TIPO

PRESA ARCO L=120m

L

RELLENO DE
CONCRETO

RELLENO DE
CONCRETO

ALZADO

Elev 234

Elev 245

Elev 224

Elev 204



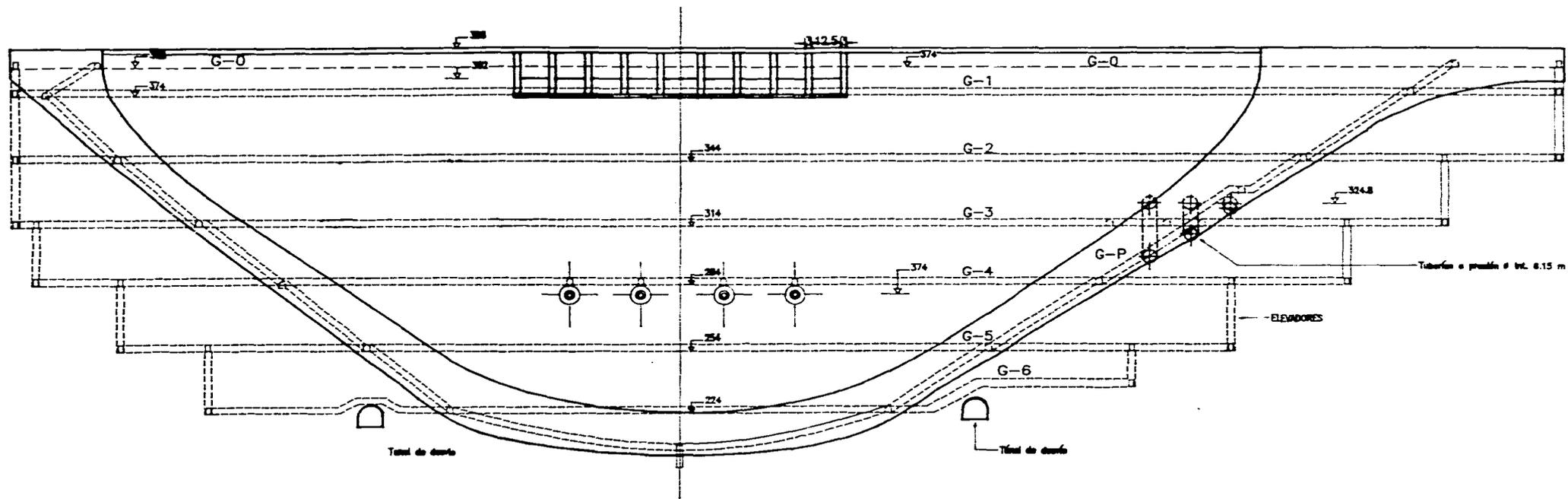
NOTA: Elevaciones en m.s.n.m.

PROYECTO HIDROELECTRICO EL CAJON, NAYARIT
AMPLIACION DE LOS ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCION
SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS VIABLE

Elaborado por :
CONSULTEC, Ingenieros Asociados, S.C.

MEXICO, D.F.
Septiembre 1988

CONTRA-ATAGUIA TIPO, ALZADO



PROYECTO HIDROELECTRICO EL CAJON, NAYARIT
 AMPLIACION DE LOS ESTUDIOS PREVIOS A LA CONSTRUCCION
 SELECCION DE LA ALTERNATIVA MAS VIABLE

Elaborado por :
 CONSULTEC, Ingenieros Asociados, S.C.

MEDICO, D.F.
 Septiembre 1986

GALERIAS, ALZADO DESARROLLADO

CONCLUSIONES

El dar solución al problema del vertedor en una presa necesariamente lleva a estudiar distintas opciones de las cuales se escogerá la que mejor se adapte al esquema general de la presa, dicha solución deberá cumplir con las expectativas de seguridad y funcionalidad requeridas de acuerdo con la magnitud del proyecto y debe además, ser económica.

Los vertedores de caída libre que se colocan sobre la corona de las presas arco y que aprovechan el desplome hacia aguas abajo que en ellas se tiene, representan una solución que es a la vez segura, porque dispone del agua sin poner en riesgo a la estructura, eficiente: porque el vertido y la disipación de la energía ocurren sin mayores problemas y económica, porque no requiere de grandes obras para su implantación. Si a todo esto sumamos el hecho de que las presas rígidas pueden resistir que una avenida extraordinaria desborde por encima de ellas durante un tiempo relativamente largo, tenemos un esquema que en general resulta muy atractivo.

La presente tesis se ha enfocado al estudio de los fenómenos hidráulicos que se presentan en los vertedores de caída libre así como al estudio de los problemas que se han presentado en las presas que cuentan con este tipo de vertedor.

Las conclusiones de los fenómenos hidráulicos que se presentan en un vertedor de caída libre se pueden dividir en dos aspectos generales, lo que sucede en la lámina de agua durante su trayecto por el aire y lo que en ella ocurre una vez que se encuentra sumergida en el tanque amortiguador.

La lámina inferior del agua en un vertido libre en una presa arco se adapta a la forma de la ecuación propuesta por Creager (Capítulo 2, ecuaciones 1 y 2) excepto al inicio del vertido. Esto es debido a que el vertedor normalmente está formado por un perfil estricto truncado que sólo coincidirá con la forma de la lámina libre en el caso de que la descarga coincida con la carga de proyecto. No obstante, dada la poca longitud del perfil y las notables alturas de caída, puede suponerse que la influencia de dicho perfil en la geometría de la lámina inferior se circunscribe únicamente a las zonas próximas a la coronación.

El perfil teórico de la lámina vertiente se ve afectado en presas de gran altura por fenómenos que desvirtúan su forma original. Estos fenómenos son principalmente la aireación y la atomización. La aireación se presenta cuando la turbulencia del chorro tiene un efecto superior a la tensión superficial, provocando la ruptura de la superficie y permitiendo la admisión de partículas de aire. La velocidad necesaria en el agua para que se presente este fenómeno es de entre 6 y 7 m/s. (Ervine y Falvey).

La atomización es el desprendimiento sistemático de las partículas que forman el chorro, cuando esto sucede, las partículas viajan separadas del mismo y son frenadas por el aire hasta que alcanzan su velocidad de equilibrio. La velocidad necesaria en el chorro para que se presente la atomización es del orden de 20 a 30 m/s. Cuando esta se presenta, la geometría de la lámina dista mucho de parecerse al chorro original.

Los fenómenos de aireación y de atomización son especialmente importantes en un vertido con caída libre ya que favorecen la disipación de la energía. Si el chorro cayera de forma compacta, sin la presencia de aireación ni de atomización, la presión que se presentaría en el tanque sería la equivalente a la altura del vertido.

Para aumentar la participación de estos fenómenos, se utilizan dispositivos tales como los dientes dispersores (*crest splitters*) que se colocan aguas abajo del cimacio, y que provocan que la lámina se separe en dos chorros que posteriormente se impactan en el aire provocando que el chorro caiga dispersado.

La participación de estos fenómenos en la disipación de la energía del chorro es muy difícil de cuantificar. Esto se debe a que el estudio de la disipación de la energía en un vertedor se lleva a cabo en un modelo a escala, y en estos apenas se presenta la aireación.

Esto es debido a que la velocidad que el agua alcanza en un modelo es muy pequeña. Por ejemplo en un modelo con 5 m de altura, la velocidad en el chorro es de 6 m/s y prácticamente no hay aireación. Esto implica que en el estudio se cometa un error en la cuantificación de la pérdida de la energía que coloca a los resultados del lado de la seguridad.

Esto nos lleva a concluir que queda aún mucho campo sobre el cual investigar en materia de la cuantificación de la reducción de la energía en el chorro por la presencia de estos fenómenos. La cuantificación de los mismos es de vital importancia ya que se obtendrán ahorros económicos considerables al dejar de cometer ese error por exceso que inevitablemente se presenta en el diseño.

En cuanto a la forma del chorro cuando incide en el agua tenemos que, existe una primera zona, una vez que el chorro ya se encuentra sumergido, en la que una parte central del mismo (corazón o núcleo del chorro) conserva su velocidad inicial. A medida que el chorro avanza, esta parte se va estrechando hasta que, a partir de cierta profundidad ninguna partícula de agua conserva su velocidad inicial. Esta fase se conoce como zona de establecimiento de flujo. Existen varias expresiones para evaluar la velocidad de las partículas, estas se pueden consultar en el inciso 3.2.

Para cuantificar la disipación de la energía del tanque, podemos concluir que los diversos autores que han estudiado este fenómeno en un modelo a escala, llegan siempre a una expresión similar para evaluar las presiones medias sobre la losa. La expresión que mejor se ha adaptado para la cuantificación de las presiones en el tanque es la obtenida por J. Puertas y por lo tanto esta es la que se considera como buena.

Es importante denotar aquí que las expresiones propuestas por J. Puertas son válidas únicamente cuando existe un colchón efectivo, es decir aquel que produce un salto ahogado que no presenta una curvatura apreciable en el perfil del agua en el tanque (Fig. 18).

Durante el diseño de un tanque amortiguador para un vertedor con caída libre se debe siempre buscar que la altura de la atagüa sea tal que permita la formación de un colchón efectivo de forma que los vórtices que se generen no sean suficientes para condicionar los niveles en el tanque. Además, de existir un colchón efectivo, no se dan presiones por debajo de la atmosférica.

Para concluir esta parte concerniente al diseño hidráulico del vertedor, se debe decir que para una presa en particular hará siempre falta realizar estudios en un modelo a escala, el tamaño de dicho modelo debe ser tal que se eviten efectos de escala como la tensión superficial, los cuales llevan a la obtención de resultados erróneos.

Pasando ahora a la segunda parte de estas conclusiones se puede decir que los principales problemas que se han presentado en las presas que cuentan con un vertedor con caída libre están relacionados con el diseño del tanque amortiguador.

En el proceso de decidir de que forma se disipará la energía del chorro, se tiende en algunas ocasiones, a tratar de ahorrarse el recubrimiento de concreto para la roca porque aparentemente las condiciones de esta son muy buenas, esto puede conducir a resultados muy desfavorables tales como grandes erosiones que pueden poner en riesgo la estabilidad de la presa.

Los problemas que se han presentado han sido en parte por el desconocimiento de los fenómenos que se presentan en el tanque o por soslayar las consecuencias que estos fenómenos pueden provocar.

El tanque amortiguador debe diseñarse de tal forma que :

- a) Se cree un colchón efectivo, esto se logra dándole suficiente altura a la atagüa.

- b) Resista las presiones que sobre el actuarán, para esto la losa debe de tener el espesor necesario resultado del estudio en modelo. Además, debe construirse como una estructura independiente de la presa de tal forma que permita el juego con el pie de la presa. La superficie debe resistir la acción de las velocidad del agua para evitar la erosión. El concreto debe ser de una calidad estudiada y cuidarse la colocación en el lugar.
- c) Debe contar con un sistema de drenaje que mantenga sano el terreno de la cimentación y alivie las presiones generadas por la subpresión, para esto se construye una galería a lo largo del pie de la presa que esté incorporada a la losa y dentro de la cual se conecten los drenes de la losa y los de la cimentación de la presa.
- d) Las juntas entre las losas no deben permitir que el agua pase y deben evitar la penetración de las presiones de impacto hacia el otro lado de la losa.
- e) Debe contar con un sistema de anclajes que contribuya a resistir el choque de la lámina, la fluctuación de las presiones y la eventual subpresión. La densidad y las dimensiones del acero del anclaje dependerá de las presiones medidas obtenidas del modelo y de las hipótesis formuladas sobre el valor de la máxima subpresión.
- f) Para los vertedores equipados con compuertas, el estudio de las diferentes aberturas posibles debe hacerse para asegurar que el chorro se impactará siempre dentro de los límites de la losa.

De todos los puntos arriba señalados se concluye que un tanque amortiguador debe ser siempre bien planeado para evitar cualquier problema provocado por el funcionamiento del vertedor.

Finalmente me gustaría decir que la inquietud por desarrollar este tema como trabajo de tesis surgió ante la predisponibilidad de la mayoría de los ingenieros que por primera vez escuchaban sobre la posible solución para el vertedor de la presa Arco del Proyecto Hidroeléctrico "El Cajón" y decían "Imposible, no se pueden dejar caer 8,500 m³/s desde 180 metros de altura, es muy arriesgado". Esta reacción me llevó a querer investigar sobre el tema. La información existente no fue fácil de encontrar, pero afortunadamente pude recopilar varios artículos y una tesis doctoral al respecto, lo cual me permitió desarrollar el tema y llegar a la conclusión de que estos vertedores han sido utilizados en muchas ocasiones y que irónicamente han presentado muchos menos problemas que aquellos que se aceptan más ampliamente y que además cuestan casi lo mismo que la presa. Espero que este trabajo permita que "la primera reacción" ante los vertedores de caída libre sea distinta.

BIBLIOGRAFIA

Albertson M.I.; Dai, Y.B.; Jensen, R.A.; Rouse, H.; "Diffusion of Submerged Jets"; Journal of the Hydraulics Division, Proceedings ASCE, vol.74, 1948, pp. 1571-1597.

Armengou, J.; "Vertido libre por coronación en presas bóveda. Análisis del campo de presiones en el cuenco amortiguador"; Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Junio, 1991.

Back P.A.A.; Frey, J.P.; Johnson; "P.K. Le Roux Dam, Spillway Design and Energy Dissipation"; Trans. of the 11th Congress on Large Dams; 1973, Madrid, Spain, pp 1439-1467; Q.41, R.76.

Beltaos, S.; "Oblique Impingement of Plane Turbulent Jets"; Journals of the Hydraulics Division, Proceedings ASCE, Vol 102, (HY) Sep. 1976.

Castillo, L.G.; "Metodología experimental y numérica para la caracterización del campo de presiones en los dissipadores de energía a pie de presa. Aplicación al vertido libre en presas bóveda"; Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Febrero, 1990

Cola R.; "Energy Dissipation of High Velocity Vertical Jet Entering a Basin"; International Association for Hydraulic Research, Eleventh Intl. Congress, Leningrad, 1965 (Citado en Hartung y Hausler, 1973)

Cola R.; "Diffusione di un getto piano verticale in un bacino d'acqua d'altezza limitata"; L'Energia Elettrica - N.11 - 1966 pp 649-667

Comisión Federal de Electricidad; Manual de diseño de obras Civiles; "Hidrotécnica, A.2.10. Obras de excedencia"; Instituto de Investigaciones Eléctricas, 1981

Coyne, A.; "Le barrage de Kariba"; Travaux, Nr. 297, juillet 1959.(citado en Hartung y Hausler, 1973)

Cregaer, W.P.; "Engineering for Masonry Dams"; New York, 1917 (Citado en Scimemi, 1930)

Cui Guang Tao; Lin Ji Yong; Liang Xing Rong.; "Efeito do impacto, no leito do rio, da lamina descarregada sobre uma barragem abobadada" (Traducción del chino por J.A. Pinto de Campos (LNEC. Lisboa)); Shuili xuebao, Beijing, (8), 1985, pp. 58-63 (ICT Informaçao Técnica Hidráulica. Tradução 829).

Chow, V.T.; "Open Channel Hydraulics", 1st. ed, McGraw-Hill Company, Singapore, 1959.

Comité Français des Grands Barrages; "Quelques problèmes particuliers posés par les déversoirs a grande capacité : tapis de protection, dissipation d'énergie par déflecteurs et aération et cavitation produite par les écoulements a grande vitesse"; Trans. of the 13th Congress on Large Dams; 1973, New Delhi, India, pp 649-664; Q.50, R.38.

D'Alpaos, L., Ghetti, A.; "Some New Experiments on Surface Tension and Viscosity Effects on the Trajectory of a Falling Jet"; Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, Technique Akademie, Esslingen, Sept. 1984. pp 2.5 1-8

Davis, C.V. (editor-in-chief); "Handbook of Applied Hydraulics", 2nd Ed., McGraw-Hill Company, Inc., New York, 1952

D.F. Roberts, "Dissipation of Energy of a Flood passing over a High Dam", Transaction, South African Institution of Civil Engineers, Vol. XLI, 41 st Session, 1943

Ervine, D.A., Falvey, H.T.; "Behaviour of Turbulent Water Jets in the Atmosphere and in Plunge Pools"; Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2,83, Mar. 1987, p.295-314

Franzetti, S.; "Pressioni idrodinamiche sul fondo di una vasca di smorzamento"; L'Energia Elettrica-No.6-1980. pp 280-285

Fuentes, R.; "Modelación Física en Hidráulica"; Actas del curso de pre-congreso - XV Congreso Latinoamericano de Hidráulica; Universidad de Cartagena, Cartagena, Colombia, Sept. 1992.

Gilberto Sotelo Ávila, "Hidráulica General", vol. 1, ed. Limusa, México D.F., 1976.

Gilberto Sotelo Ávila, "Diseño Hidráulico de Estructuras", Apuntes de Hidráulica II, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., C.U., 1a. ed, México D.F., 1994.

Hartung, F; Hausler, E.; "Scours, Stilling Basins and Downstream Protection Under Free Overfall Jets at Dams"; Trans. of the 11th Congress on Large Dams; 1973, Madrid, Spain, pp 39-56; Q.41, R.3.

Hausler, E.; "Dynamische Wasserdrucke auf Tosbeckenplatten infolge freier Ueberfallstrahlen bei Talsperren"; Die Wasserwirtschaft 56, Jahrgang, Heft 2, Febr. 1966. (Citado en Hartung y Hausler, 1973)

Hinze, J.; "Turbulence"; McGraw Hill Book Co. Inc., New York, 1959.

Hom-ma, H.; "Breaking Up of a Circular-Shaped Stream of Falling Water"; LAHR, Montreal, 1959.

Ihwang; Ned H.C. ; Hita; Carlos E.; "Fundamentals of Hydraulic Engineering Systems"; 2nd. edition, prentice Hall, 1987, New Jersey, U.S.A.

Ivoilov, A.A.; "Pressure Fluctuations on the Bottom of Open Channel Turbulent Flows in Spillway Structures"; Hydrotechnical Construction, no. 10, Oct, 1982

Jansen; Robert B.; "Advanced Dam Design and Rehabilitation", Van Nostrand Reinhold, 1988 U.S.A.

Langhaar, H.L.; "*Dimensional Analysis and Theory of Models*"; John Wiley and Sons; New York, 1951.

Lemos, F.O., Ramos, C.M.; "*Hydraulic Modelling of Free Jet Energy Dissipation*"; Proc. of the Symposium on Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures, De. H. Kobus; Technische Akademie Esslingen, Esslingen, 1984.

Lencastre, A.; "*Descarregadores de lâmina livre: bases para o seu estudo e dimensionamento*"; Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Memória No. 174, Lisboa, 1961.

Martins, R.; "*Recent Advances in Hydraulic Physical Modelling*"; NATO ASI Series. Series E: Applied Sciences - Vol. 165; Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1989.

Mason, P.J.; "*Energy Dissipating Crest Splitters for Concrete Dams*"; International Water Power and Dam Construction, Nov 1983, pp. 37-40

Martins, R.; "*Recent Advances in Hydraulic Physical Modelling*"; NATO ASI Series. Series E: Applied Sciences - Vol. 165; Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 1989

Moore, W.L.; "*Energy Loss at the Base of a Free Overfall*"; Transactions ASCE, Paper No. 2204 (Proceedings, Nov 1941), pp. 1343 - 1360.

Morrison, C; Brodie, O.; "*Masonry Dam Design*"; New York, 1916, (Citado en Scimemi, 1930)

Novak, P. Cabelka, J.; "*Models in Hydraulic Engineering*"; Pitman Advanced Publishing Company; London, 1981

Puertas Agudo J.; "*Criterios Hidráulicos para el Diseño de Cuencos de Disipación de Energía en Presas Bóveda con Vertido Libre por Coronación*", Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, Escola Tècnica Superior D'engyers de Camins, Canals I Ports.

Ramos, C.M.; "*Hydrodynamic actions on hydraulic structures*"; LNEC-65/53/315, Lisboa, 1988.

Ramos, C.M.; Falcao de Melo, J.; "*Analysis of Hydrodynamic Actions in Stilling Basins Under Extreme Flood Conditions. A Case Study*"; International Symposium on Dams and Extreme Floods, Granada, 1992.

Rebollo, Arturo; "*La Presa Bóveda de Susqueda, Su proyecto, construcción y comportamiento*"; Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, Madrid, España, 1972.

Schnitter, E.; "*Vom Kraftwerk Kariba am Zambesi*", Schweizer Bauzeitung, 81, Jahrgang, Heft, Februar 1963.

Scimemi, E.; "*Sulla forma delle vene tracimanti*"; L'Energia Elettrica, Aprile 1930, pp. 293-305.

Schauer, J.J.; Eustis, R.H. "The Flow Development and Heat Transfer Characteristics of Plane Turbulent Impinging Jets"; Technical Report 3, Department of Mechanical Engineering, Stanford University, Stanford, CA, Oct. 1963

Thomas; Henry H. "*The Engineering of Large Dams*"; Part II, John Wiley & Sons, 1976, London, Great Britain

U.S Army Engineer Waterways Experiment Station, Corps of Engineers; "*Hydraulic Design Criteria*", Vicksburg, Miss., 1978

U.S. Bureau of Reclamation, "*Design of Small Dams*", 3d ed.; U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., 1987.

Xu Do Ming; Yu Chang Zhao; "*Pressao no fundo de um canal devido ao choque de um jacto plano, e suas caracteristicas de fluctuacao*(Traducción del chino por J.A. Pinto de Campos (LNEC Lisboa)); Shuilixuebao; Beijing (5), 1983, pp 52-58. (ICT Informação Técnica Hidráulica, Tradução 841)