

22
249



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

Universidad Nacional Autónoma de México

Escuela Nacional de Estudios Profesionales "Acatlán"

DISEÑO HIDRAULICO

DE

VERTEDORES EN ABANICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

MARCO ANTONIO SALAS SALINAS

COPIA CON
FALTA DE ORIGEN

Acatlán Edo. de México, Septiembre de 1990.



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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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

INTRODUCCION

En el presente trabajo se tratan los criterios que hasta el momento han surgido para el diseño hidráulico de vertedores en abanico. A lo largo del mismo, se conservan varias de las hipótesis que se hicieron desde el surgimiento de las primeras ideas para simplificarlas, dar algunas relaciones más generalizadas y, de esta manera, llegar a un "nuevo criterio" de diseño para este tipo de estructuras.

De hecho, a la fecha los criterios de diseño conocidos proponen una tabla (1.1) en la cual, las dos primeras columnas corresponden a gastos "Q" y longitudes de crestas vertedoras "L", que son las magnitudes físicas clave en el diseño, las restantes señalan cuáles deberán ser los valores de las demás magnitudes que intervienen en el diseño de estos vertedores, como: ángulos, radios, etc.

Cabe decir que los valores que se dan en cada renglón permiten diseñar perfectamente el vertedor, ya que la geometría en planta resulta en una línea cerrada (esto es, que cada una de las partes que lo componen se ajusta a todas las demás, lo cual no ocurría con los anteriores criterios), y al momento de ensayar su modelo, éste trabaja perfectamente bien; hasta aquí todo está en orden, sin embargo, cualquier pareja de valores $Q - L$ que no esté en la tabla, no tiene un diseño correspondiente. A este respecto, se proponen en unos casos, rangos de

valores para algunas de las magnitudes físicas, en otros, valores fijos de algunas, en otros más, rangos de valores para relaciones entre algunos pares de magnitudes, e inclusive, valores fijos entre relaciones de algunas otras dos magnitudes.

Con todo esto parece que se da a entender que deberán suponerse valores de algunas magnitudes, escoger algún valor de los rangos de otras y de las relaciones de otras más, para tratar de lograr un diseño cerrado en planta. Como es natural, esto no se logra al primer intento y deberán hacerse ajustes tratando de lograr lo deseado. Una vez que se ha conseguido cerrar el trazo y no habiendo una garantía del buen funcionamiento hidráulico de la estructura, surge la necesidad de construir un modelo hidráulico que permita hacer modificaciones para obtener un funcionamiento hidráulicamente adecuado.

En adición, empleando teoría de escalas, puede demostrarse que un solo modelo hidráulico de vertedor en abanico, contruido a cualquier escala y con los datos de cualquier renglón de la tabla, sirve para representar los restantes vertedores que se pueden diseñar con todos los demás renglones (variando únicamente la escala de líneas). Esto, sin embargo, no fue descubierto por los autores de los métodos hasta hoy propuestos, sino que es una aportación del autor del nuevo método. Quien haga una revisión de la tabla, podrá comprobar lo señalado y concluir quizá, que no es una aportación relevante lo descubierto, o tal vez, hasta decir que no es una aportación, sin embargo, fue motivo de una búsqueda exhaustiva que en adición dió pie a algo más, el descubrimiento de que la tabla propuesta se puede ampliar hacia arriba, hacia abajo y entre cada dos renglones tanto como se desee.

En resumidas cuentas, esto es una aportación más: la tabla, que es un criterio de diseño "discreto", puede convertirse en un criterio "continuo", y ésto es algo de lo planteado en la presente tesis.

El trabajo describe con detalle lo señalado y presenta muchos aspectos más que en esta introducción no vale la pena detallar, por tanto, resta decir que el objetivo del presente estudio es proporcionar una geometría única y cerrada, de este tipo de vertedores, a la vez de dar como resultado una estructura "ya optimizada" en cuanto a su funcionamiento, y con el consiguiente ahorro de tiempo y capital que es a lo que se traduce la no utilización (por no ser necesaria) de un modelo hidráulico. Lo anterior está basado y se logra gracias a un gran número de hipótesis que fueron hechas para los criterios existentes hasta el momento.

El primer capítulo contiene ideas básicas sobre obras de excedencias, particularmente, sobre vertedores en abanico, así como dos de los criterios utilizados para el diseño de vertedores en abanico: el criterio con el cual se comenzaron a realizar los primeros ensayos para tratar de darle forma a este tipo de vertedores a cargo del Ing. Fernando Hirlart B. y después, el criterio utilizado hasta el momento, el cual fue elaborado por el Ing. Salvador Ulloa O.

En el segundo capítulo está contenida la definición y función de todas y cada una de las estructuras que integran al vertedor de abanico, así como algunos puntos importantes al momento de diseñarlas.

Para el tercer capítulo, se ha pensado en un breve repaso de las principales ideas en modelos hidráulicos, haciendo mención del análisis dimensional así como de conceptos de similitud hidráulica y teoría de escalas, para posteriormente dar su aplicación al problema en estudio.

En el cuarto capítulo se muestra el desarrollo matemático con el cual se da forma al nuevo criterio de diseño, desarrollado por el Ing. Julio Lozoya C., y patrocinado por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

La información referente al quinto capítulo, muestra la forma en que se diseñaron los modelos hidráulicos utilizados en el estudio, además de hacer algunas comparaciones entre los resultados obtenidos en cada modelo

(para detectar y cuantificar los efectos de escala); y los que se obtienen con el criterio anterior (y observar las ventajas que presenta el nuevo criterio). Así mismo, se dá una gráfica con la cual es posible diseñar un vertedor, conociendo el gasto de diseño y la longitud de vertido necesaria, sin la necesidad de utilizar modelo hidráulico.

Finalmente, se dan las conclusiones obtenidas para el presente estudio, así como algunas recomendaciones a seguir, para la obtención de mejores resultados en cuanto al diseño hidráulico de este tipo de estructuras.

	Pág
INTRODUCCION	VI
INDICE	X

**CAPITULO PRIMERO
ANTECEDENTES**

1.1 Criterio del Ing. Fernando Hiriart B.	7
1.2 Criterio del Ing. Salvador Ulloa O.	10

**CAPITULO SEGUNDO
FINALIDAD E IDEAS BASICAS PARA EL DISEÑO
DE LAS ESTRUCTURAS COMPONENTES**

2.1 Canal de acceso	19
2.2 Estructura de control	20
2.3 Colchón (Plano a nivel)	31
2.4 Sección de control	33
2.5 Transición	34
2.6 Canal de descarga	38
2.7 Estructura disipadora de energía	38
2.8 Canal de salida	44

CAPITULO TERCERO
MODELOS HIDRAULICOS

3.1	Análisis dimensional	48
3.2	Semejanza hidráulica	49
3.2.1	Semejanza geométrica	51
3.2.2	Semejanza cinemática	52
3.2.3	Semejanza dinámica	53
3.3	Leyes de semejanza	55
3.3.1	Condición de semejanza de Froude	55
3.3.2	Condición de semejanza de Reynolds	57
3.3.3	Condición de semejanza de Euler	58
3.3.4	Otras condiciones de semejanza	59
3.4	Teoría de escalas y su aplicación al problema en estudio	64

CAPITULO CUARTO
NUEVO CRITERIO DE DISEÑO

4.1	Diseño en planta	72
4.2	Diseño en elevación	81
4.3	Procedimiento de diseño	87

CAPITULO QUINTO
ENSAYOS Y RESULTADOS

5.1	Diseño hidráulico de dos modelos utilizados en el estudio	90
5.2	Ensayos realizados	99
5.2.1	Comparación de resultados entre ambos modelos (efectos de escala)	109
5.2.2	Comparación de los resultados obtenidos con el nuevo criterio y los obtenidos con el criterio anterior	110
5.3	Gráfica para la selección del vertedor	110

	Pág
CONCLUSIONES	113
AGRADECIMIENTOS	115
NOTACION	116
LIBROS CONSULTADOS	121

CAPITULO PRIMERO ANTECEDENTES

El proyecto y construcción de un sistema hidráulico implica una serie de problemas derivados de la realización de la estructura principal, tomando como ejemplo una presa, la cortina, que en ciertos casos puede ser de importancia vital para el desarrollo del programa de ejecución, o bien, para la propia subsistencia del conjunto. Algunos de dichos problemas no bien evaluados en la etapa de diseño, han sido motivo de retrasos importantes en la construcción; otros no previstos han puesto en peligro la presa. La carencia de un registro prolongado de escurrimiento en el río y de lluvias en la cuenca han motivado obras de excedencias inadecuadas, causa algunas veces de la destrucción de la cortina, y en otras más afortunadas, la ampliación posterior de las estructuras.

Otro aspecto del proyecto del sistema hidráulico que tiene importancia durante la operación, es el comportamiento de las estructuras vertedoras. La tendencia reciente a construir presas cada vez más altas, particularmente con fines de generación de energía, contribuye a hacer el problema mas crítico.

La operación de la obra de excedencias debe conciliar dos objetivos contrapuestos: regular las avenidas para reducir los daños causados por

las descargas aguas abajo y, evitar que el nivel del agua sobrepase la corona de la cortina. Esto es, debe controlar las descargas de volúmenes de agua que se han considerado excedentes de la capacidad útil en el vaso almacenador, teniendo la capacidad hidráulica suficiente para no poner en peligro la estabilidad de la cortina, a grado tal de ser considerada la válvula de seguridad de la presa.

La resolución de múltiples problemas de Ingeniería Hidráulica, se lleva a cabo mediante diversos procedimientos, entre ellos destacan los modelos matemáticos e hidráulicos. Los primeros, representan el fenómeno físico de una manera más o menos simplificada, por medio de ecuaciones matemáticas, las cuales describen el comportamiento del fenómeno. En los segundos se estudian a escala y con ayuda de un modelo físico, las características del flujo, generalmente ambas técnicas se complementan.

Refiriéndose a la obra de excedencias de una presa, como resultado del tránsito de avenida por el vaso de almacenamiento, se obtiene la carga máxima " H_d " y el gasto máximo " $Q_{máx}$ ". Seleccionada la capacidad de la obra de excedencias, para escoger uno u otro tipo de vertedor, se puede realizar un bosquejo específico de la misma, ajustando las diferentes estructuras que la forman, a las condiciones topográficas y geológicas del sitio, y revisando su funcionamiento para todo el rango de gastos.

Dicha selección debe basarse en los distintos tipos ya conocidos, con el fin de tener criterios firmes y ya ensayados, de otra manera el vertedor requerirá una prueba en modelo hidráulico mucho más severa.

En general puede decirse que boquillas muy estrechas y taludes fuertes, son adecuados para seleccionar entre vertedores de canal lateral, a cielo abierto, y vertedores en túnel; las boquillas regularmente abiertas son adecuadas para seleccionar vertedores en abanico, de cimacio o vertedores en rápida; por último, las boquillas muy abiertas pueden ser adecuadas para vertedores de caída libre sobre la cortina, de cimacio o en abanico.

En México se han proyectado diferentes tipos de vertedores, de cresta libre u operados por compuertas; dotados de tanque amortiguador o deflector curvo; con descarga en canal abierto o en túnel. Además pueden ser parte integrante de la cortina, formar una estructura separada, tener descarga común con la obra de toma, o ser parte integrante de la obra de desvío.

Como consecuencia del problema surgido en la adquisición de compuertas durante la segunda guerra mundial (1939-1945), se desarrolló el vertedor de cresta curva, con salto hidráulico al pie de la misma y canal unido a la sección de control hidráulico, mediante curvas pronunciadas (transición), esto es, el vertedor en abanico. El diseño de este tipo de vertedor se debe a ingenieros mexicanos y cuyos principios están basados en leyes hidráulicas perfectamente definidas y aprovechadas.

En el canal de acceso se dan las condiciones necesarias para que las líneas de corriente lleguen perpendiculares a la cresta vertedora, además de propiciar un escurrimiento lento y gradualmente variado. La cresta vertedora o cimacio, en planta tiene la forma de una curva convexa, con relación al escurrimiento del flujo, con el fin de concentrar los volúmenes de agua. Cuando pasa la vena líquida sobre el cimacio se presenta el tirante crítico, que sirve para controlar las descargas. Continúa con régimen supercrítico y al pie del cimacio se forma un salto hidráulico para que a partir de este punto (que es donde comienza el colchón) se regrese al régimen subcrítico, precisamente por que es en esta zona en donde se tienen las contracciones más fuertes, y al tener un escurrimiento lento, no se forman ondas estacionarias. Lo anterior está garantizado gracias a la colocación de un pequeño bordo perpendicular al eje del cimacio conocido como sección de control, ya que se pretende que se forme precisamente en ese lugar, el tirante crítico, lo cual ocurre regularmente, un poco aguas abajo de la sección de control, en lo que

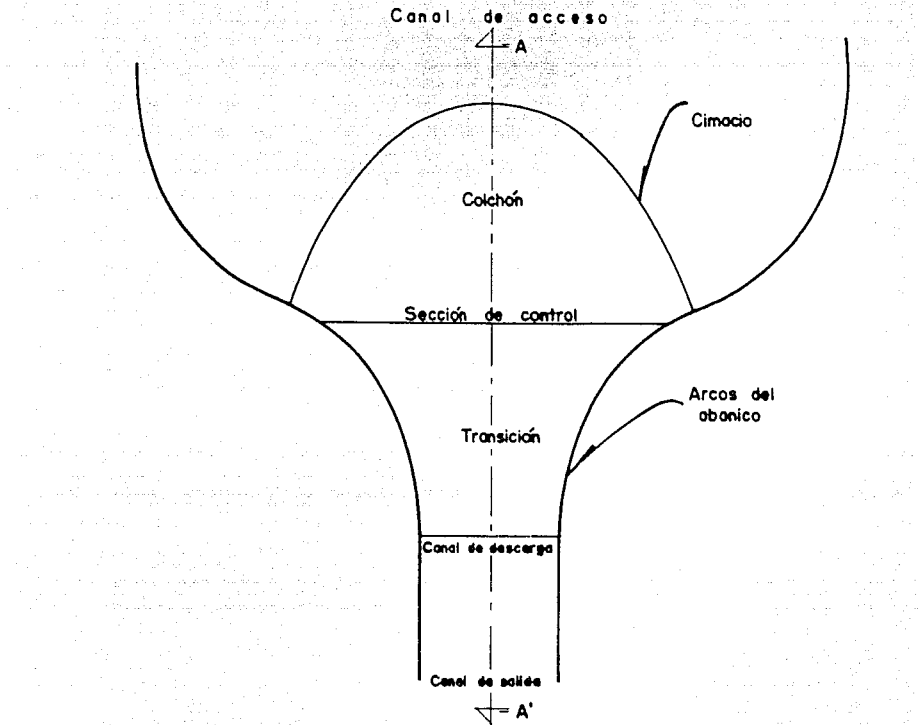
llamamos "transición", y que consiste en una plantilla plana y de ancho variable que principia en la parte superior de la sección de control y finaliza cuando las paredes de la transición se vuelven paralelas, para entonces pasar al canal de descarga, el cual conduce los volúmenes de agua hasta la estructura disipadora de energía para, posteriormente, ser llevada por el canal de salida hasta un lugar previamente seleccionado por no traer malas consecuencias, debidas a las descargas (fig. 1.1.).

Este tipo de vertedores se emplea cuando se requiere una longitud de cresta considerable y además la topografía permite adaptar todas las partes que lo componen. Su diseño tiene por objetivo reducir el costo de la estructura, si se toma en cuenta su longitud de cresta.

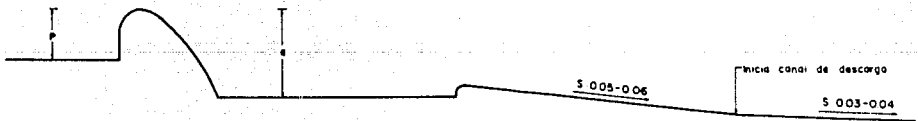
Los vertedores en abanico, en México, se han usado con bastante frecuencia, en comparación con los de otro tipo, sobre todo en presas cuyo principal objetivo es el riego.

El mayor problema de estos vertedores es diseñar una transición lo más brusca posible desde la cresta y hasta el canal de descarga.

Lo anterior está fundamentado en que, desde el punto de vista económico, si se cuenta con una longitud de cresta grande, conviene que el canal de descarga sea angosto, para reducir excavaciones y revestimientos.



a) Planta



b) Corte A - A'

FIG.1.1 ELEMENTOS DEL VERTEDOR EN ABANICO

La idea de lograr transiciones que converjan rápidamente tuvo su origen en la red de flujo de un orificio (fig. 1.2).

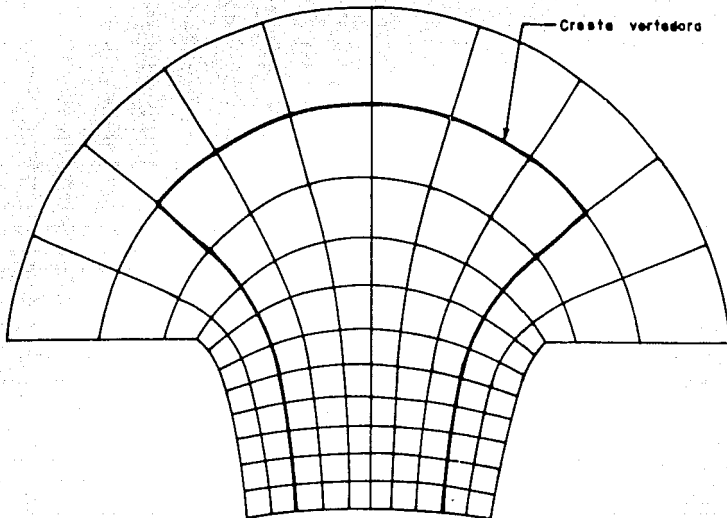


FIG. 1.2 CRESTA DEL VERTEDOR EN ABANICO ADAPTADA A UNA DE LAS LINEAS EQUIPOTENCIALES DE LA RED DE FLUJO

Puede verse que si en planta, a la cresta se le da la forma de una de las equipotenciales de la red y el canal de descarga se limita por dos líneas de corriente simétricas, se logra lo deseado.

No obstante que en los vertedores de abanico el escurrimiento es tridimensional, se recomienda efectuar los cálculos bajo la hipótesis de un escurrimiento bidimensional; además, en el vertedor se tiene un flujo rotacional, mientras que el considerado para los cálculos de la red de flujo es irrotacional.

1.1 Criterio del Ing. Fernando Hiriart B.

Debido a que no existía ninguna teoría para el cálculo del flujo en este tipo de estructuras, con las ideas anteriores comenzaron a realizarse estudios, en modelos hidráulicos, del comportamiento del mismo. Dichos estudios consistieron en observar el funcionamiento de los modelos para, posteriormente, realizar modificaciones en su geometría, con el fin de lograr una formación mínima de vórtices y ondas estacionarias, además de verificar el funcionamiento del modelo para diferentes gastos.

Se supone que el gasto máximo del vertedor y la carga son datos del proyecto; la longitud de la cresta se calcula considerando un coeficiente de gasto $C = 2.00$ (promedio de muchas observaciones) con la fórmula:

$$L = \frac{Q}{C H^{3/2}} \quad (1.1)$$

En planta la cresta debe estar formada por tres arcos de círculo cuyos radios y ángulos cumplan con las relaciones indicadas en la fig. 1.3 .

El vertedor se limita lateralmente por curvas compuestas, cuyos radios y ángulos centrales deben de cumplir con las especificaciones de la fig. 1.3 . Dichas curvas pueden sustituirse por arcos de elipse, en tal caso, la relación entre los ejes de la elipse será de 1.25 a 1.75 .

Al cimacio puede dársele cualquier perfil que garantice que la lámina de agua no se desprege del paramento, lo usual era proyectar un perfil tipo

Creager. La elevación de su cresta es dato del proyecto, pero depende de las características topográficas del sitio; si toda la estructura requiere excavación, conviene realizar un corte de acceso cuya plantilla quede 2.00 m. abajo del cimacio, y el colchón localizado cuando menos 2 ó 3 m. más abajo de la cresta. Si la cota del terreno es inferior a la cota de la cresta, no se requiere corte de acceso y conviene fijar el colchón de manera que los muros que limitan el abanico no sobresalgan mucho del terreno natural. Una vez ubicada la cota del colchón el siguiente paso es determinar los niveles de la superficie del agua como sigue:

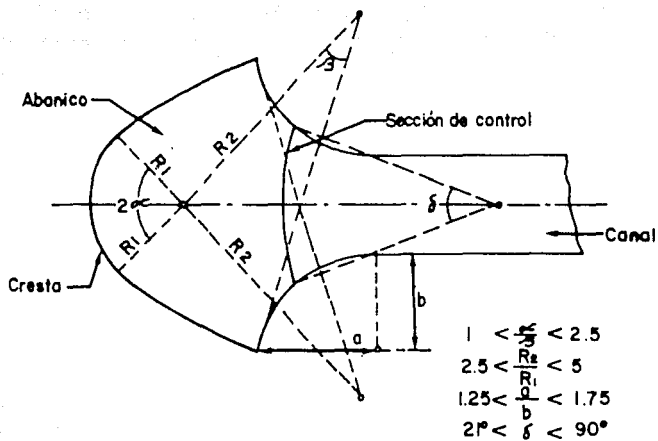
- a) Calcular el tirante al pie de la cresta en régimen rápido y su conjugado.
- b) Conocida la elevación de la superficie del agua en el colchón, se verifica que la altura de los muros laterales del abanico no sea excesiva y que no se ahogue el vertedor.

Desde el punto de vista hidráulico puede tomarse como cota máxima de la superficie del agua, la cota de la cresta más un medio de la carga sobre la misma (esto significa que es aceptado un ahogamiento de hasta el 50 %). En caso de que no se llenen las condiciones antes mencionadas, se varía la cota del colchón hasta lograrlas.

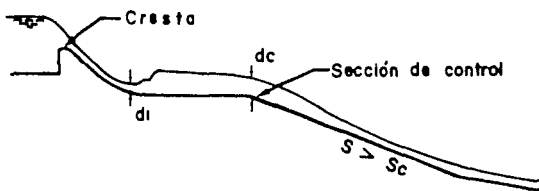
La determinación del ancho de la sección de control (fin del colchón) se basa en considerar que en ésta se forma el tirante crítico.

Para la altura de los revestimientos en la zona del abanico conviene considerar un tirante uniforme igual al conjugado en régimen tranquilo más un bordo libre de 1.50 m. La traza de la sección de control es conveniente que sea un arco de círculo de ángulo central comprendido entre los valores indicados en la fig.1.3 .

El cálculo del canal de descarga esta dado por la determinación de los tirantes en el mismo, de acuerdo a los métodos usuales para el cálculo de perfiles de flujo gradualmente variado, a partir de la sección de control.



P L A N T A



P E R F I L

FIG. 1.3 VERTEDEDOR DE ABANICO. CARACTERISTICAS GEOMETRICAS

1.2 Criterio del Ing. Salvador Ulloa O.

El método de cálculo que se describe a continuación conduce al diseño hidráulico de vertedores en abanico, pero dadas las limitaciones del mismo, es imprescindible construir un modelo hidráulico que permita apreciar con mayor seguridad su comportamiento y corregir o afinar su geometría para optimizar el funcionamiento del mismo.

Las estructuras que conforman un vertedor de abanico, como se mencionó anteriormente son: el canal de acceso, el cimacio, el colchón, la sección de control, los arcos del abanico, la transición, el canal de descarga, el dissipador de energía y el canal de salida (fig.1.1).

En el diseño de todas y cada una de las partes están contemplados los siguientes puntos:

- 1) Utilizar cimacios de altura mínima, a fin de que la corriente caiga con la menor energía posible y, posteriormente, sea disipada con facilidad en el colchón. Con ello surge la posibilidad de calcular la altura que debe tener el cimacio.
- 2) Suponer que la sección de control es un vertedor y el colchón un pequeño vaso de almacenamiento, dándole a la primera la forma de línea recta, con lo cual se facilita tanto su diseño como su construcción, sin olvidar que su diseño tiene una gran importancia debido a que una sección de control bien diseñada tiene como resultado, la construcción de cimacios de altura mínima. Además, se coloca en ella un pequeño bordo con sección de arco de círculo de cuya parte superior comienza la plantilla de la transición, quedando resuelto el problema de la formación del salto hidráulico, para todo el rango de gastos, al pie del cimacio.
- 3) Tener en cuenta que para el colchón se requiere un mínimo de excavaciones y se utiliza toda su área para disipar la energía de la

corriente.

- 4) Determinar la forma y las dimensiones de los arcos del abanico para un buen funcionamiento hidráulico.
- 5) Minimizar los volúmenes de excavación tanto en la transición como en el canal de descarga y el de salida.
- 6) Estar conciente de que debe existir una relación entre varias longitudes: la cresta del cimacio, la sección de control vertedora, el ancho de la transición al centro de su longitud y el ancho del canal de descarga.

Un primer factor de suma importancia en el diseño de un vertedor es la longitud de la cresta vertedora, la cual puede calcularse por medio de la ecuación 1.1, generalmente el valor del coeficiente C está comprendido entre 1.90 y 2.03 (según el criterio en cuestión).

En planta, la cresta se compone de tres arcos de círculo, dos de los cuales se colocan simétricamente a los lados y el tercero hace las veces de central. La tabla 1.1 contiene las dimensiones de dichos arcos, para "un gran número" de vertedores. Por otra parte en lo referente al cálculo de la altura del cimacio, teniendo como datos el gasto y la longitud de vertido necesaria, se calcula el gasto unitario "q" y enseguida se procede como sigue:

- a) Calcular la carga hidráulica esperada, con la fórmula:

$$H = \left[\frac{Q}{C L} \right]^{2/3} \quad (1.2)$$

Para el caso de la tabla 1.2, las cargas dadas se obtuvieron con la fórmula anterior, utilizando un valor de C = 1.94 .

- b) Proponer un tirante al pie del cimacio " Y_1 " y una altura "a" para el mismo, auxiliándose de la tabla 1.2 .

Al caer la corriente, su velocidad está en función de la altura de caída, esta última puede expresarse como:

$$z = H + a - Y_1 \quad (1.3)$$

con el valor obtenido, se calcula la velocidad :

$$v_1 = \sqrt{2 g z} \quad (1.4)$$

- c) El siguiente paso es dividir el gasto unitario entre la velocidad, para obtener el tirante al pie del cimacio. Si este valor no coincide con el supuesto al iniciar los cálculos, se propone otro valor y se realizan una vez más los dos últimos pasos, hasta lograr igualar los valores (el supuesto y el calculado).
- d) Obtenido el tirante al pie del cimacio, se calcula el conjugado mayor del salto hidráulico con la ecuación 1.5 :

$$Y_2' = -\frac{Y_1}{2} + \sqrt{\frac{2 Y_1 v_1^2}{g} + \frac{Y_1^2}{4}} \quad (1.5)$$

si al realizar una comparación entre el conjugado mayor calculado y la altura propuesta al comenzar los cálculos para el cimacio se obtienen valores distintos, debe proponerse una nueva altura para el cimacio y repetirse la secuencia de cálculo desde el paso b), y hasta lograr la igualdad entre ambos valores.

Finalmente la altura del cimacio se reduce en un 20 %¹ y ese resultado es el valor definitivo.

1 En este criterio se acepta un grado de sumergencia de sólo el 20 % .

Respecto a la sección de control, ésta deberá colocarse de forma recta y perpendicular al eje del vertedor, teniendo por sección un arco de círculo de 0.40 a 0.60 m. de altura y de cuya parte superior comienza la pendiente de la transición. La sección de control deberá colocarse de 3.00 a 5.00 m. aguas abajo de los puntos extremos del cimacio y deberá cumplir las siguientes relaciones:

$$\frac{\text{La longitud de la sección de la cresta del cimacio}}{\text{La longitud de la sección de control vertedora}} = 1.82 \text{ a } 1.83$$

$$\frac{\text{El ancho de la transición en el centro de su longitud}}{\text{La longitud de la sección de control vertedora}} = 0.53$$

$$\frac{\text{La longitud de la sección de control vertedora}}{\text{Ancho del canal de descarga}} = 2.40$$

Para esta última relación cabe hacer el comentario de que nunca será posible que sea igual a 1.00, ya que la sección de control vertedora jamás se colocará en el principio del canal de descarga, debido a que traería como consecuencia cimacios excesivamente costosos. Evidentemente, los valores cercanos a 1.00 también son malos. En la tabla 1.1 se da una serie de valores para esta sección, dependiendo del gasto unitario que se maneje.

Los arcos del abanico no deben estrecharse demasiado, de lo contrario el riesgo es un mal diseño de la sección de control vertedora y con ello un aumento en la carga hidráulica sobre la cresta del vertedor, motivo por el cual es indispensable que se cumpla la segunda condición dada para la sección de control.

Simultáneamente, la pendiente de la plantilla de la transición así como la del canal de descarga deberán de ser muy superiores a la crítica, para evitar que el cimacio se ahogue, sus valores estarán comprendidos entre

0.05 y 0.06 para la primera y de 0.03 a 0.04 para la segunda.

Ahora bien, el canal de acceso se diseña de forma tal que la corriente llegue al cimacio con las condiciones más favorables. Su plantilla se localizará de 2.00 a 2.50 m. por debajo de la cresta del cimacio y la longitud debe ser tal que en una distancia de 250 a 300 m. medidos por el eje del vertedor y a partir del cimacio, no existan elevaciones mayores que la del canal de acceso.

Por último, el diseño del canal de descarga, el de salida y la estructura disipadora de energía se lleva a cabo mediante los métodos tradicionales. Como puede verse, los métodos para el diseño hidráulico de vertedores en abanico existentes hasta la fecha tienen varios inconvenientes serios. Por principio de cuentas resultan sumamente confusos, a grado tal que es prácticamente imposible lograr una estructura con geometría cerrada; en segundo lugar su utilización es muy limitada, debido a que no es posible su aplicación para cualquier combinación de gasto y longitud de vertido; y finalmente, es requisito indispensable para todos los casos utilizar un modelo hidráulico para someter a prueba el diseño propuesto.

Debido a los problemas antes mencionados, surgió la idea de profundizar en el tema para hallar un método de diseño que sea general, sencillo, que pueda aplicarse a cualquier combinación de gasto y longitud de vertido, dé como resultado una geometría cerrada y no requiera la utilización de modelo hidráulico. Como resultado se obtuvo el método de diseño propuesto por el Ing. Julio Lozoya C. presentado con todo detalle en el cuarto capítulo de esta tesis.

TABLA 1.1 DISEÑO DE VERTEDORES EN ABANICO.

Gasto 3 m ³ /seg	Long. cresta (m)	q m ³ /s/m	ancho canal acceso (m)	CÍMACIO			SECC.DE CONTROL	
				altura (m)	radio2 (m)	radio1 (m)	Locali- zación	Longitud (m)
20100	498.00	40.30	567.00	8.88	107.73	287.34	0+177.47	273.07
18970	483.00	39.20	550.00	8.33	104.50	278.72	172.15	264.88
17300	468.00	37.00	533.00	8.03	101.27	270.11	166.83	256.69
15970	454.00	35.10	517.00	8.11	98.13	261.75	161.67	248.75
14700	440.00	33.41	500.00	7.82	95.00	253.38	156.50	240.80
13550	425.00	31.88	484.00	7.37	91.81	245.02	151.34	232.85
12390	410.00	30.20	468.00	7.30	88.54	236.15	146.86	224.43
10210	381.00	26.80	434.00	6.73	82.37	219.68	135.69	208.77
8500	351.00	24.25	400.00	6.33	76.00	202.70	125.20	192.64
6860	322.00	21.43	367.00	5.78	69.64	185.73	114.72	176.51
5980	308.00	19.42	350.00	5.44	66.50	177.37	109.55	168.56
5340	293.00	18.22	333.00	5.21	63.27	168.75	104.23	160.37
4150	264.00	15.72	300.00	4.73	57.00	152.03	93.90	114.48
3010	234.00	12.87	267.00	4.14	50.64	135.05	83.42	128.35
2190	205.10	11.22	234.00	3.78	44.37	118.33	73.01	112.45
1814	190.50	9.52	217.00	3.40	41.14	109.72	67.77	104.27
1507	175.80	8.57	200.00	3.17	38.00	101.35	62.60	98.32
1200	161.40	7.42	184.00	2.83	34.87	92.99	57.44	88.37
950	146.50	6.50	167.00	2.66	31.64	84.38	52.11	80.19
721	132.00	5.47	150.00	2.36	28.50	76.02	46.95	72.24
534	117.20	4.56	134.00	2.10	25.37	67.65	41.79	64.29
387	102.70	3.77	117.00	1.86	22.14	59.04	36.46	56.11
284	87.90	3.00	100.00	1.61	19.00	50.87	31.30	48.16
223	82.00	2.72	83.00	1.52	17.74	47.31	29.22	44.96
166	73.20	2.27	83.00	1.32	15.84	42.24	26.09	40.14
85	58.60	1.62	67.00	1.04	12.67	33.80	20.88	32.12
73	52.80	1.40	60.00	0.99	11.40	30.41	18.78	28.89
47	44.00	1.08	50.00	0.84	9.50	25.34	15.85	24.08
17	29.30	0.58	33.00	0.54	6.37	16.90	10.44	16.13

TABLA 1.1 CONTINUACION

Custo 3 m /seg	Long.de transición [m]	A B A N I C O				ancho canal descarga [m]
		1er. ARCO 30°		2do. ARCO 42°30'		
		Est. [m]	radio3 [m]	Est. [m]	radio4 [m]	
20100	170.51	0+263.20	101.83	0+347.90	227.26	113.40
18970	165.40	255.30	98.78	337.50	220.44	110.00
17300	160.29	247.50	95.70	327.10	213.63	106.60
15970	155.36	239.80	92.76	317.00	207.01	103.30
14700	150.36	232.10	89.80	306.70	200.40	100.00
13550	145.40	221.70	86.84	296.70	193.79	96.70
12380	140.14	216.30	83.69	286.00	186.77	93.20
10210	130.37	201.30	77.86	266.10	173.74	86.50
8500	120.29	185.70	71.84	245.50	160.32	80.00
6890	110.22	170.20	65.82	224.90	146.89	73.30
5980	105.25	162.50	62.86	214.80	140.28	70.00
5340	100.14	154.60	59.80	204.40	133.47	66.60
4150	90.22	139.30	53.88	184.10	120.24	60.00
3010	80.14	123.70	47.86	163.60	106.81	53.30
2190	70.22	108.40	41.94	143.30	93.59	46.70
1814	65.11	100.50	38.88	132.90	86.77	43.30
1507	60.15	92.85	35.92	122.70	80.16	40.00
1200	55.18	85.20	32.96	112.70	73.55	36.70
850	50.07	77.20	29.90	102.20	66.73	33.30
721	45.11	69.60	26.94	92.10	60.12	30.00
534	40.15	62.00	23.98	81.90	53.51	26.70
387	35.04	54.10	20.92	71.50	46.70	23.30
264	30.07	46.40	17.96	61.40	40.08	20.00
223	28.07	43.30	16.77	57.30	37.42	18.70
168	25.07	38.70	14.97	51.20	33.41	16.70
95	20.06	31.00	11.98	40.90	26.73	13.30
73	18.04	27.90	10.78	36.80	24.05	12.00
47	15.04	23.20	8.98	30.70	20.04	10.00
17	10.07	15.60	6.02	20.60	13.45	6.70

TABLA 1.2 RELACION DE GASTO UNITARIO - CARGA HIDRAULICA -
- ALTURA DE CIMACIO Y CONJUGADO MAYOR.

Gasto unitario m ³ /s/m	carga hidráulica [m]	conjugado mayor [m]	altura de cimacio [m]
40.30	7.58	11.09	8.88
39.20	7.42	10.84	8.68
37.00	7.16	10.48	8.38
35.10	6.89	10.14	8.11
33.40	6.68	9.77	7.82
32.00	6.48	9.48	7.58
31.80	6.48	9.48	7.57
31.00	6.34	9.31	7.45
30.50	6.28	9.18	7.35
30.20	6.23	9.13	7.30
30.00	6.21	9.08	7.26
29.90	6.20	9.04	7.23
29.00	6.07	8.84	7.07
26.80	5.76	8.41	6.73
25.00	5.50	8.09	6.47
24.30	5.39	7.91	6.33
23.00	5.20	7.62	6.10
21.60	4.99	7.28	5.81
21.40	4.96	7.23	5.78
20.00	4.74	6.92	5.54
19.40	4.65	6.80	5.44
18.20	4.46	6.52	5.21
18.00	4.41	6.46	5.16
16.00	4.08	6.00	4.80
15.70	4.04	5.92	4.73
15.00	3.91	5.70	4.56
13.30	3.62	5.30	4.26
12.90	3.53	5.18	4.14
12.50	3.48	5.07	4.08
11.20	3.22	4.73	3.78
10.00	2.99	4.37	3.50
9.50	2.89	4.25	3.40
8.80	2.70	3.96	3.17
8.00	2.57	3.76	3.05
7.42	2.45	3.66	2.93
7.00	2.35	3.45	2.80
6.50	2.24	3.28	2.66
6.00	2.12	3.10	2.51
5.50	2.00	2.93	2.38
5.00	1.88	2.76	2.24
4.56	1.77	2.63	2.10
4.50	1.75	2.57	2.08
4.00	1.62	2.38	1.93
3.77	1.58	2.32	1.86

CAPITULO SEGUNDO

FINALIDAD E IDEAS BASICAS PARA EL DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS COMPONENTES

En el capítulo anterior se hizo mención de la importancia que tienen, para las presas, las obras de excedencias. Su diseño se basa en considerar la avenida máxima probable que pueda suceder en 10000 años.

En todos los proyectos de sistemas hidráulicos, se llevan a cabo estudios económicos. Tomando como ejemplo el proyecto de una presa, una vez obtenida la mejor combinación de volumen almacenado y capacidad de vertedor requerida en el momento en que se presente la avenida de diseño, se procede a realizar estudios comparativos, con los cuales se determina qué tipo de vertedor es el más conveniente. Este puede ser uno de abanico, de canal lateral, de caída libre, etc.

Las características topográficas del lugar son un punto importante en la selección del tipo de estructura vertedora, así como su localización.

El vertedor en abanico, debido a su forma de control, pertenece al grupo de los vertedores de cresta libre. Su nombre viene dado por la forma tan parecida que tiene a dicho objeto.

Este tipo de vertedores, como se hizo saber en su oportunidad, se forma por las siguientes estructuras: el canal de acceso, el cimacio, el

colchón, la sección de control, los arcos del abanico, la transición, el canal de descarga, la estructura disipadora de energía y el canal de salida. Todas, exceptuando el canal de acceso y el de salida, están revestidas de concreto.

Como una forma de prevención contra la erosión en los taludes del canal de acceso, es factible que a partir de los puntos extremos de la cresta y en una longitud de 50 m. hacia aguas arriba, se aplique un recubrimiento de concreto.

2.1 Canal de acceso

En función del tipo de obra de excedencias, será necesario o no la utilización del canal de acceso; por ejemplo, en un vertedor de caída libre no es necesario, mientras que en vertedores adosados a las laderas de la boquilla casi siempre es necesario.

Su objetivo consiste en conducir el agua en las condiciones más favorables; la velocidad de llegada, la curvatura del canal y los cambios en su sección deben ser graduales, además las líneas de corriente deben de llegar perpendiculares al cimacio.

Su longitud debe ser tal, que en una distancia de 250 a 300 m. hacia aguas arriba del punto medio del cimacio, no existan elevaciones mayores a la de la plantilla del canal de acceso, ya que de lo contrario la corriente entraría al cimacio en dirección desviada y se formarían zonas de aguas muertas, reduciéndose así la capacidad de descarga y trayendo como consecuencia un aumento de la carga hidráulica, esto no puede permitirse debido a que se produce una reducción en el bordo libre, con lo cual existe el peligro de que la corriente pase por encima de la cortina o, en el mejor de los casos, se aumente la elevación de ésta, lo que es totalmente antieconómico por no lograr un mayor almacenamiento (ya

que todo el volumen por encima de la cresta es vertido).

Se procura tener velocidades de llegada del orden de 3.00 a 5.00 m/seg, eliminar zonas muertas en el canal y una altura de plantilla de 2.00 a 3.00 m. por debajo de la cresta del cimacio. Generalmente las recomendaciones anteriores producen resultados satisfactorios.

2.2 Estructura de control

La estructura de control puede ser un cimacio, un umbral o una tubería con diferentes formas; puede tener descarga libre o sumergida y estar controlada o no por compuertas o válvulas.

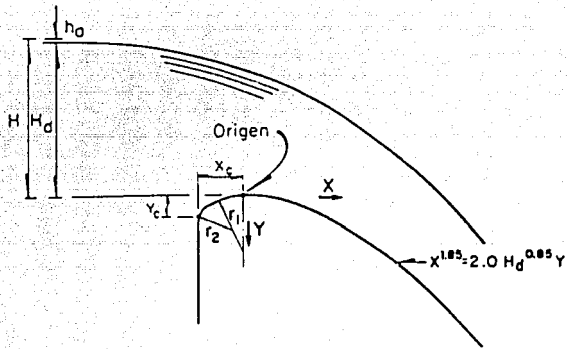
Para el caso de los vertedores en abanico, la estructura de control consiste en un cimacio de cresta libre. En planta tiene forma de curva convexa con relación a la dirección del escurrimiento, mientras que en elevación, los criterios utilizados hasta antes de la presentación de este trabajo aceptaban la forma dada por un perfil tipo Creager (fig. 2.1).

La descarga de un vertedor puede ser calculada por la ecuación :

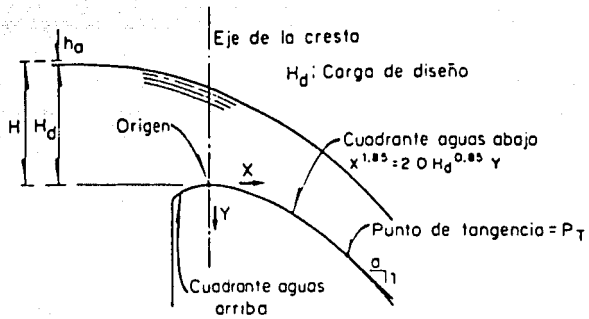
$$Q = C L H_d^{3/2} \quad (2.1)$$

donde H_d es la altura total de la energía sobre la cresta, incluyendo la carga de velocidad.

Para el caso de un perfil tipo Creager, las consideraciones hechas son: $v^2/2g = 0$, esto es, se considera que la velocidad de llegada es cero, además se acepta un paramento aguas arriba con talud vertical.



a) Cuadrante aguas arriba



b) Cuadrante aguas abajo

FIG. 2.1 GEOMETRIA Y ECUACION PARA UN PERFIL TIPO CREAER

La ecuación general que define el perfil de un cimacio es :

$$\frac{Y}{H_d} = - K \left(\frac{X}{H_d} \right)^n \quad (2.2)$$

donde K y n son coeficientes que dependen de la velocidad de llegada y del talud del paramento aguas arriba y se obtienen de la figura 2.2, mientras tanto el cuadrante del perfil aguas arriba, está definido en base a la figura 2.3 .

Para la selección del coeficiente "C", el cual aparece en la fórmula (2.1), se toman en cuenta los siguientes efectos¹:

- a) La profundidad de llegada.
- b) Las cargas diferentes a la de diseño.
- c) El talud del paramento aguas arriba.
- d) La interferencia de la descarga aguas abajo y de la sumergencia.

A continuación se verá que para cada efecto se obtiene un coeficiente de descarga independiente y que el efecto conjunto, se valúa estableciendo una relación entre todos ellos.

a) Efecto de la profundidad de llegada "P"

Para definir el valor de "P", deben tenerse en cuenta las características de arrastre de la corriente en cuestión, pues al principio se contará con un determinado valor, que puede irse reduciendo si el agua transporta azolve que se deposite en el canal de acceso.

¹ Es importante aclarar que las ideas mencionadas a continuación, son aplicables únicamente a cimacios de cresta recta, pero debido a su aceptación en los criterios anteriores, son explicadas.

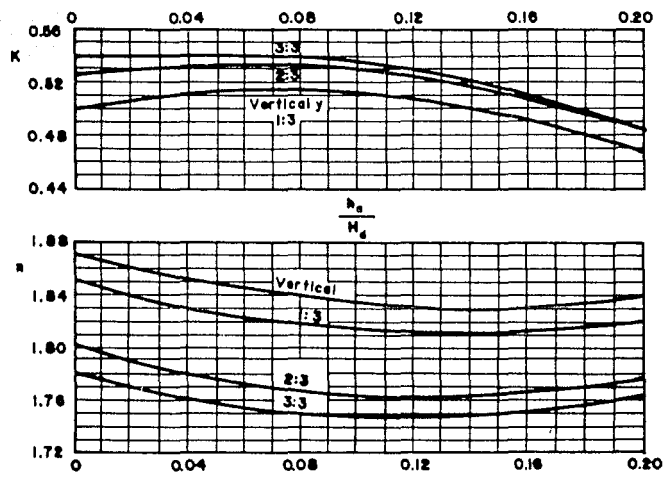
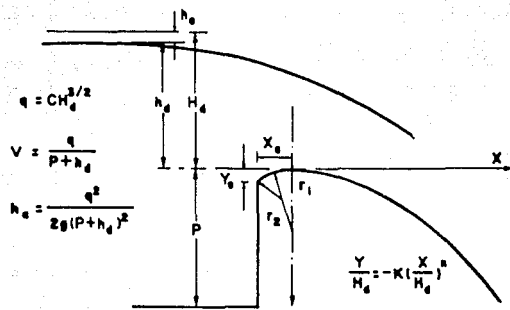


FIG. 2.2 VALORES DE K Y n PARA TALUD AGUAS ARRIBA DE CUALQUIER INCLINACION Y VELOCIDAD DE LLEGADA CONSIDERABLE

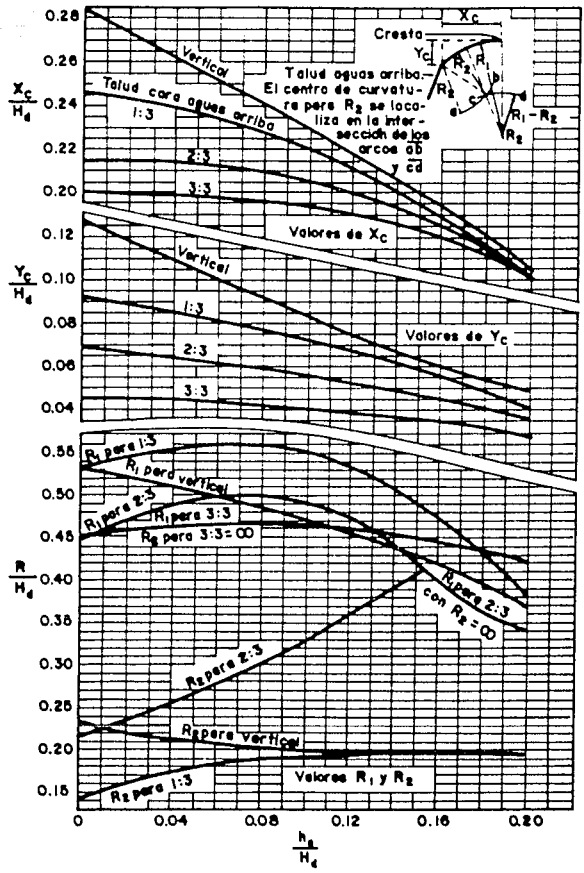


FIG. 2.3 VARIABLES PARA EL DISEÑO DEL CUADRANTE AGUAS ARRIBA DE CIMACIOS CON CUALQUIER INCLINACION Y VELOCIDAD DE LLEGADA CONSIDERABLE

Por otra parte, se ha observado que esta profundidad es inversamente proporcional a la velocidad de llegada, determinándose así la figura 2.4, siendo posible estimar el valor del coeficiente en función de " P/H_d ".

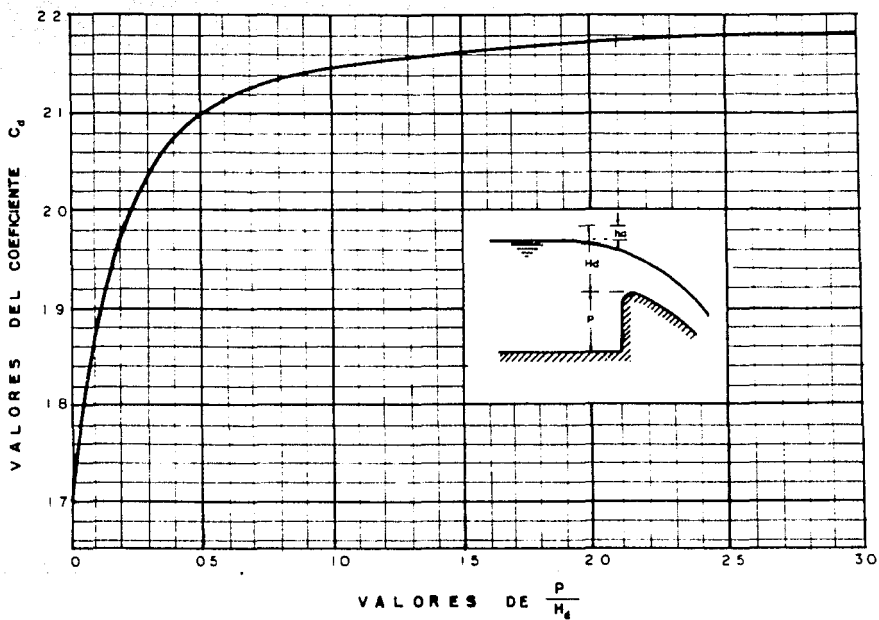


FIG. 2.4 COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CIMACIOS CON TALUD VERTICAL

b) Efecto de cargas diferentes a la de diseño

Si el perfil es diseñado para una determinada carga y se presenta una avenida mayor a la de diseño, se generarán presiones negativas que hacen aumentar el coeficiente de descarga¹; por el contrario, si se presenta una avenida menor a la de diseño, se originarán presiones positivas con la consecuente reducción del coeficiente.

La figura 2.5 es utilizada para obtener el valor del coeficiente de descarga, mediante la relación H_e/H_d .

c) Efecto del talud del paramento aguas arriba

Por razones de estabilidad, frecuentemente, se necesita construir el paramento aguas arriba con cierta inclinación.

Se ha observado que en paramentos inclinados el coeficiente de descarga, para pequeñas relaciones entre la profundidad de llegada y la carga sobre la cresta, es inversamente proporcional a dichas relaciones.

Si se tiene un paramento inclinado, es posible ajustarlo a uno vertical por medio de la figura 2.6 .

d) Efecto de la interferencia de la descarga aguas abajo y de la sumergencia

Cuando el nivel de la superficie libre del escurrimiento, aguas abajo de la cresta es superior al nivel de ésta, se tiene un vertedor ahogado. Este ahogamiento hace disminuir el valor del coeficiente de descarga.

¹ Esto es válido hasta cierto límite, ya que si éste es rebasado, se produce lo contrario.

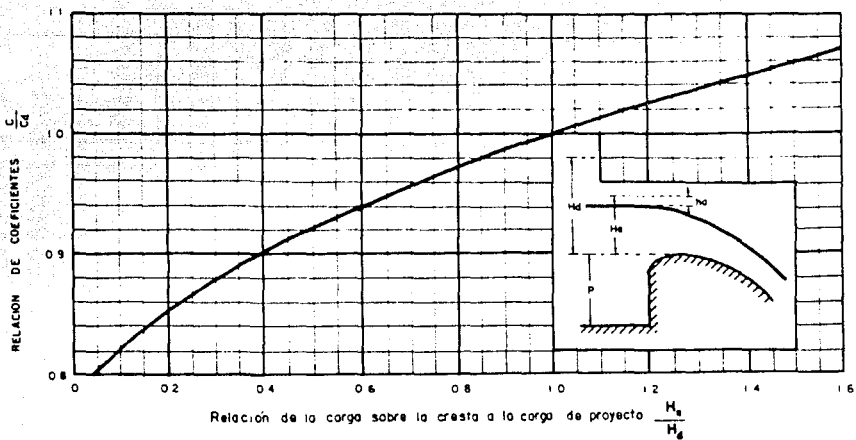


FIG. 2.5 COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CARGAS DIFERENTES DE LA DE PROYECTO

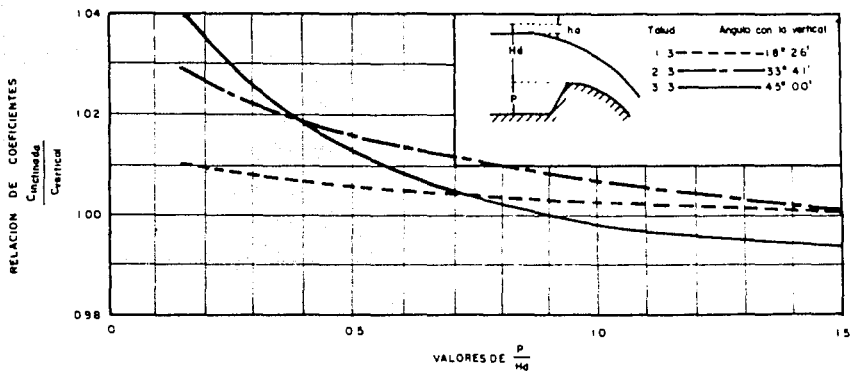


FIG. 2.6 COEFICIENTE DE DESCARGA PARA CIMACIO CON TALUD INCLINADO

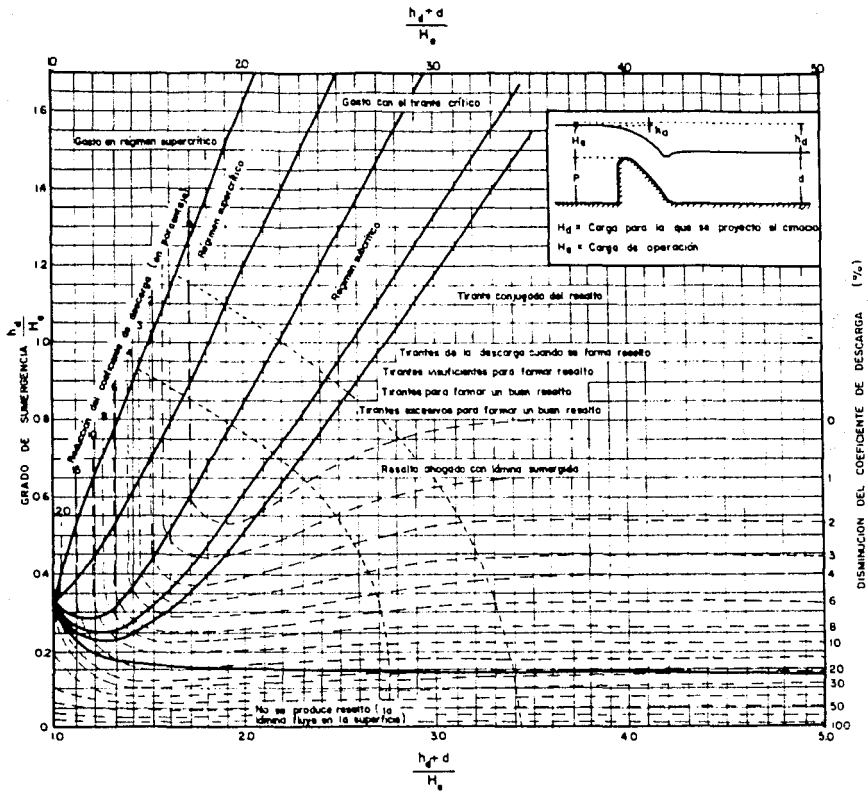


FIG. 2.7 EFECTOS DE LOS FACTORES AGUAS ABAJO EN LA CAPACIDAD DE LOS VERTEDORES

La cuantificación de este efecto se lleva a cabo mediante la figura 2.7, en la cual, las posibles formas del escurrimiento, aguas abajo del cimacio, son las que a continuación se indican:

- El escurrimiento continúa en régimen supercrítico.
- Se forma un salto hidráulico parcial aguas abajo de la cresta.
- Se forma un salto hidráulico completo.
- Se forma un salto ahogado. El escurrimiento supercrítico continúa la forma de la lámina vertiente, para después seguir con una trayectoria errática y variable debajo y a través del agua que se mueve en régimen subcrítico.
- No se forma ningún salto. El flujo se separa del cimacio y avanza una pequeña distancia, sobre la superficie libre del agua, para después mezclarse con el agua que avanza en régimen subcrítico.

Como una medida práctica y basada en la experiencia, es recomendable que la sumergencia de la cresta no exceda del 20 % para obtener un coeficiente de descarga aún aceptable. En la figura 2.8 se ilustra la idea anterior.

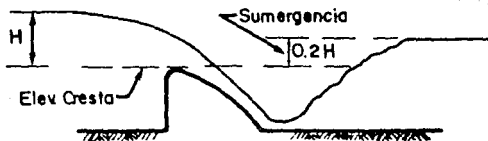


FIG. 2.8 SUMERGENCIA MÁXIMA RECOMENDABLE

El valor del coeficiente adoptado para el diseño y afectado por los cuatro factores mencionados, será el resultado de considerar el coeficiente para descarga libre y talud vertical aguas arriba, multiplicado por las relaciones que a continuación se indican:

C.- Coeficiente definitivo.

C₁.- Coeficiente considerando talud vertical y descarga libre, tomando en cuenta los efectos de la profundidad de llegada.

C₂.- Coeficiente considerando diferencias entre la carga de diseño y la de operación.

C₃.- Coeficiente afectado por el talud de aguas arriba.

C₄.- Coeficiente afectado por la interferencia de la descarga de aguas abajo.

C₅.- Coeficiente afectado por ahogamiento o sumergencia.

Ahora bien, si:

$$\frac{C_2}{C_1} = K_2 \quad ; \quad \frac{C_3}{C_1} = K_3 \quad ; \quad \frac{C_4}{C_1} = K_4 \quad ; \quad \frac{C_5}{C_1} = K_5$$

el valor definitivo del coeficiente de descarga será:

$$C = C_1 K_2 K_3 K_4 K_5 \quad (2.3)$$

Se reitera nuevamente, que todas las ideas anteriores son aplicables a vertedores de cresta recta.

Por otra parte, para simplificar el cálculo de la altura del cimacio, sin perder por ello la exactitud de los resultados, se hacen varias hipótesis:

- La sección del cimacio tiene forma rectangular. Realmente la sección

es curva y sus lados inclinados, pero al no hacer estas consideraciones y debido a que la sección es muy larga, mientras que la carga es pequeña, el error no es significativo.

- La corriente entra a la estructura sin velocidad de llegada. Por supuesto que la corriente sí llega con velocidad, pero el posible error inducido por esta consideración es cubierto por un coeficiente experimental " k_1 ", utilizado para obtener la altura final del cimacio, y del cual se hablará en el quinto capítulo de esta tesis.
- Las pérdidas por fricción son despreciables. La distancia recorrida por la corriente en el cimacio es muy corta, por lo que estas pérdidas son mínimas y pueden despreciarse.
- El colchón es de forma rectangular. Aquí pasa lo mismo que en la primera hipótesis, presentándose también una sección bastante larga en comparación con la carga, por lo que el error es mínimo.

El cálculo de la altura del cimacio se basa en la secuencia dada en la sección 1.2, teniendo en cuenta que se tienen como datos :Q, L y C^1 .

2.3 Colchón (Plano a nivel)

El colchón es, como se mencionó en el capítulo anterior, la zona en donde se tiene un plano horizontal cuya finalidad es disipar la mayor cantidad de energía de un flujo supercrítico que proviene del cimacio; la manera más efectiva de lograrlo, es mediante la formación de un salto hidráulico confinado en el colchón.

Para fines de diseño, este salto debe formarse correctamente, al pie del cimacio y de manera tal que el conjugado mayor cubra al conjugado menor, y nunca en forma de salto ondular o débil.

¹ - Como se mencionó en un principio, se acepta un valor de $C=2$.

Es de nuestro conocimiento que el salto hidráulico se efectúa al pasar de un régimen supercrítico a uno subcrítico con una pérdida parcial de energía, como se ilustra en la figura 2.9 .

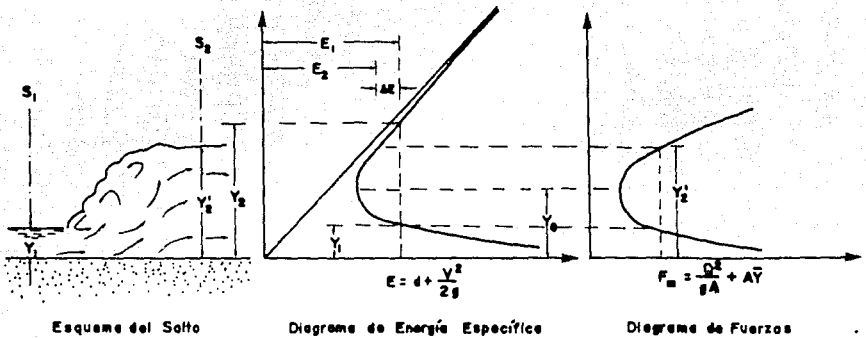


FIG. 2.9 CARACTERISTICAS DEL SALTO HIDRAULICO

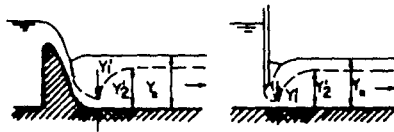


FIG. 2.10 EFECTO DE LA PROFUNDIDAD AGUAS ABAJO SOBRE LA FORMACION DE UN SALTO HIDRAULICO DEBAJO DE UN CIMACIO O ESCLUSA

Al producirse el conjugado mayor del salto Y_2' , una parte de la energía cinética se transforma en energía potencial y otro tanto se pierde en el cambio brusco de régimen.

Para el caso de un vertedor en abanico, en el comportamiento del salto (figura 2.10), la energía específica del conjugado mayor (E_2) es menor que la energía específica del conjugado menor (E_1) como puede apreciarse en la figura 2.9 . Cabe señalar que el tirante inicial Y_1 y el final Y_2 son las profundidades posibles para la misma energía específica; mientras que Y_1' e Y_2' , son las profundidades conjugadas actuales antes y después del salto, en el cual hay una pérdida de energía ΔE .

Ahora bien, en un vertedor de abanico, el salto será forzado hacia aguas arriba, con la posibilidad de convertirse en un salto ahogado, que es el caso más seguro para el diseño, pero también no muy eficiente, debido a la poca energía disipada.

2.4 Sección de Control

La sección de control tiene un papel importante, ya que su longitud y el sitio donde se coloque tienen una repercusión directa en el funcionamiento del vertedor.

Antiguamente se diseñaba con base en una curva de forma circular o elíptica. La unión de ésta con el plano a nivel (colchón) y el principio de la transición era sumamente complicada, por tal motivo la forma curva fue sustituida por una recta, que resulta más eficiente, además de facilitar su diseño y el de la transición.

Se supone que en esta sección se forma el tirante crítico, debido a que la pendiente de la plantilla de la transición corresponde, teóricamente, a régimen supercrítico, sin embargo, debido a la geometría del conjunto, el tirante crítico se presenta, generalmente, un poco adelante de la sección de control.

Con la finalidad de propiciar el salto hidráulico al pie del cimacio, para todo el rango de gastos del vertedor, en la sección de control, se

acostumbra poner un pequeño bordo de sección circular y de altura entre 0.40 y 0.60 m.

Algunas relaciones para el diseño de la sección de control se dan en la sección 1.2 de esta tesis.

2.5 Transición

Los arcos del abanico son el límite lateral del colchón. Están compuestos por dos curvas. De la forma y dimensiones de dichas curvas resulta una correcta longitud y localización de la sección de control, facilitando así la salida del escurrimiento.

Una ventaja más del buen diseño de estos arcos es que no se generan ni zonas en las que no haya escurrimiento, ni zonas en las que haya ondas reflejadas (típicas del régimen supercrítico).

La transición es una parte de la obra de excedencias diseñada para cambiar el área transversal desde la sección de control hasta el principio del canal de descarga.

En el estudio de las transiciones es necesario distinguir si en ellas se produce un cambio de régimen; en muchos casos el diseño y el funcionamiento es afectado de manera importante por la presencia de fenómenos exclusivos de cada tipo de régimen. En el caso de régimen subcrítico, cualquier perturbación en la velocidad o en el tirante se transmite hacia aguas arriba; en el caso de régimen supercrítico, la transmisión es únicamente hacia aguas abajo.

En esta estructura la velocidad de entrada es menor que la de salida, por lo que la superficie del agua siempre cae como lo muestra la figura 2.11.

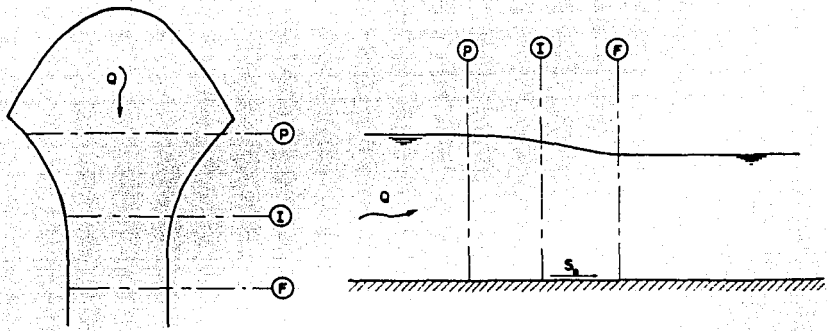


FIG. 2.11 PERFIL DE FLUJO EN LA TRANSICION

La explicación del porqué de la figura anterior, que no es más que el comportamiento del escurrimiento en la transición, es como sigue :

Suponiendo que únicamente existe la sección de control, es decir, despreciando los estrechamientos y considerando sólo al escalón, se tiene el siguiente análisis:

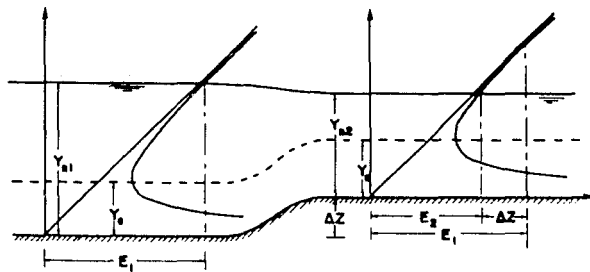


FIG. 2.12 CAMBIO DE LA PROFUNDIDAD AL VARIAR LA ELEVACION DE LA PLANTILLA

Se puede observar que debido al escalón el tirante Y_1 (en régimen subcrítico) desciende hasta alcanzar un tirante Y_2 ; así pues, se verifica lo dicho líneas atrás, respecto a que en una transición de entrada, el tirante desciende de la sección P a la sección F debido a que la velocidad aumenta.

Ahora bien, si a continuación se considera únicamente el efecto del estrangulamiento, y es despreciado el escalón, se llega al siguiente análisis:

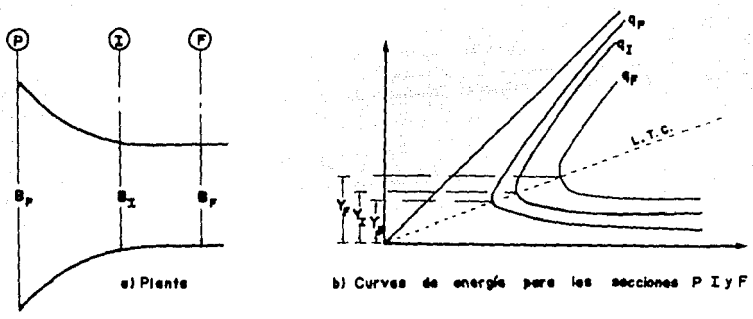


FIG. 2.13 COMPORTAMIENTO HIDRAULICO EN UNA TRANSICION

Se elijen tres secciones, en este caso, la inicial (donde principian las contracciones), la final (donde terminan las contracciones) y una intermedia.

Se sabe que: $q = \frac{Q}{B}$

Como $Q = cte$, de la figura 2.13a se deduce :

$$\frac{Q}{B_p} = q_p \quad ; \quad \frac{Q}{B_I} = q_I \quad ; \quad \frac{Q}{B_f} = q_f$$

en donde :

$$q_p < q_i < q_r$$

De lo anterior se observa que conforme la corriente avanza dentro de la transición, q aumenta (fig. 2.13a). Además la figura 2.13b deja ver que ocurre algo similar con el tirante crítico Y_c , esto es, aumenta.

Los resultados anteriores sirven como base para llevar a cabo el análisis del escurrimiento en la transición del vertedor en abanico, (tomando en cuenta el efecto del escalón así como el de las contracciones laterales). El resultado se muestra en la figura 2.14 .

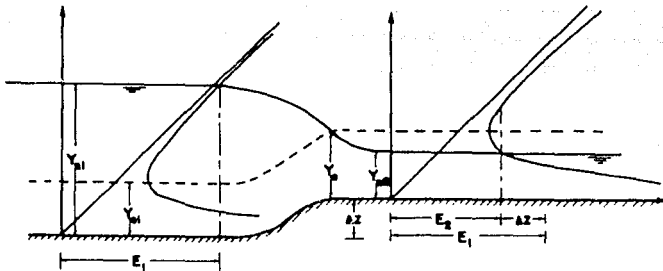


FIG. 2.14 COMPORTAMIENTO HIDRAULICO EN LA TRANSICION

De esta manera se explica el comportamiento de la corriente en la transición, quedando claro que en ella tiene lugar un cambio de régimen con lo que existe una sección en la cual se presenta el Y_c .

2.6 Canal de descarga

Los volúmenes pasan de la transición hacia el canal de descarga y de éste, hacia aguas abajo y a un lugar seguro, donde no se ponga en peligro la estabilidad de la cortina, del vertedor o de cualquier otra estructura que forme parte del sistema hidráulico.

Al igual que la transición, el canal de descarga trata de desalojar los volúmenes excedentes con la mayor facilidad posible, evitando así, que ocurran sobre elevaciones de la carga sobre el cimacio.

Su funcionamiento está sujeto a grandes velocidades, por lo que los materiales utilizados para su construcción deben ser altamente resistentes a la erosión, además de tener un acabado fino.

Este canal tiene una pendiente mucho mayor que la crítica, generalmente varía de 0.03 a 0.04.

La altura de sus muros laterales puede determinarse mediante la ecuación de Bernoulli.

Calculado el valor teórico del tirante normal " Y_n ", se agrega un bordo libre que puede calcularse en base a una relación empírica dada por el U.S.B.R. :

$$\text{Bordo libre} = 0.60 + 0.037 v \sqrt{Y} \quad (2.4)$$

Por último, se suman los valores obtenidos (Y_n y B. L.) para obtener la altura de los muros del canal.

2.7 Estructura disipadora de energía

La energía potencial, representada por el nivel del agua en el embalse, se transforma en energía cinética debido a las altas velocidades en el

canal de descarga. Tal energía debe ser disipada con el fin de evitar socavaciones importantes hacia aguas abajo de la presa.

Evidentemente el tipo de material constitutivo del terreno en el que se construye el vertedor es un factor fundamental de cada proyecto; cuando este material no es de buena calidad, los problemas aumentan.

Los tipos principales de estructuras disipadoras son:

- Tanque amortiguador.
- Cubeta de lanzamiento.

Tanque amortiguador

El objetivo de esta estructura es la disipación de la energía cinética del flujo mediante el impacto con un colchón de agua almacenado en dicho tanque, para después, integrar la descarga aguas abajo en régimen lento.

Su dimensionamiento se reduce a obtener la longitud "l" y la profundidad "e" del tanque (fig. 2.15), como lo muestra el siguiente algoritmo, de tal manera que sea posible cumplir con la disipación de la energía.

- a) El análisis hidráulico se inicia considerando que en la sección de control se presentan las condiciones críticas, de acuerdo a la geometría de la transición y del canal de descarga se obtienen " Y_c " y " v_c " con ayuda de la ecuación para condiciones críticas:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T} \quad (2.5)$$

- b) Se obtiene el tirante " Y_1 " al pie del canal de descarga, planteando la ecuación de la energía, de la siguiente manera :

$$Z + Y_c + v_c^2/2g - S_{fc}(L_d/2) = Y_1 + v_1^2/2g + S_{f1}(L_d/2) \quad (2.6)$$

El valor de las pérdidas por fricción puede calcularse con:

$$S_f = \left[\frac{v n}{R_h^{2/3}} \right]^2 \quad (2.7)$$

c) Se propone un valor para la profundidad del tanque "e", y con el valor obtenido de Y_1' se calcula el conjugado mayor del salto Y_2' , de acuerdo con la ecuación de momenum :

$$P_d = M_1 - M_2 \quad (2.8)$$

En caso de que P_d sea igual a cero, la ec. 2.8, se transforma en :

$$\frac{Q^2}{g A_1} + A_1 z_{G1} = \frac{Q^2}{g A_2} + A_2 z_{G2} \quad (2.9)$$

d) Obtenido Y_2' y ya que las condiciones en la sección del río son conocidas, nuevamente se aplica la ecuación de la energía, esta vez, entre las secciones $\underline{2}$ y \underline{N} , con la variante de que en vez de Z, se utilizará el valor supuesto para la profundidad del tanque amortiguador "e". De esta manera, al coincidir ambos miembros de la igualdad, se habrá obtenido la profundidad buscada.

e) Finalmente la longitud "ℓ" del tanque puede estimarse con alguna de las ecuaciones dadas para calcular la longitud del salto por ejemplo :

$$\ell = 5(Y_n + e) \quad (2.10)$$

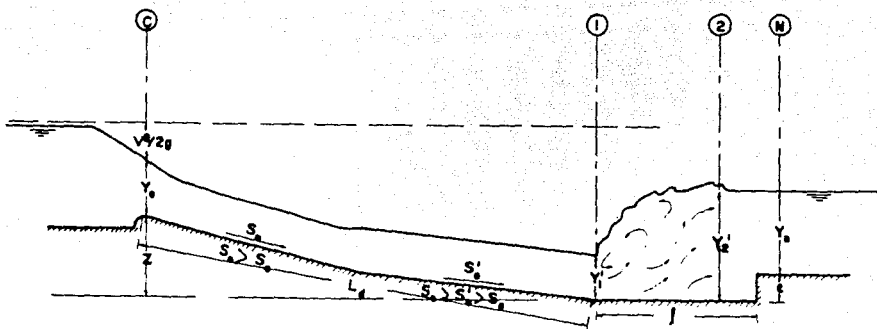


FIG. 2.15 ESQUEMA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE UN TANQUE AMORTIGUADOR

Cubeta de lanzamiento

La finalidad de este tipo de estructura es alejar el agua de las descargas, a un sitio en el que los efectos de erosión y socavación no dañen el pie de la cortina o cualquier otra estructura.

La disipación de la energía se logra por el impacto del chorro con la roca, o el agua, en el sitio de descarga, si es que se tiene ésta en el sitio donde golpea el chorro.

Para un funcionamiento adecuado es necesario que el nivel del agua en el río sea inferior al de la nariz de la estructura deflectora (fig. 2.16).

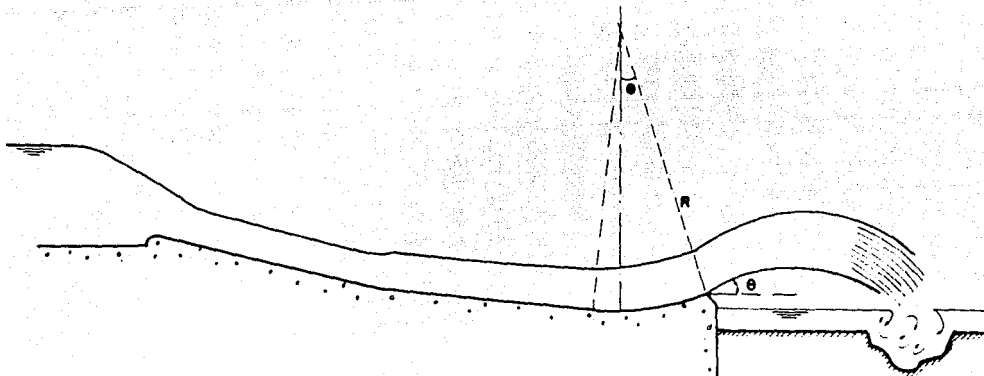


FIG. 2.16 ESQUEMA PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE UNA CUBETA DEFLECTORA.

La trayectoria del flujo sigue una ley parabólica, la cual es mostrada en la figura 2.17, y está dada por la siguiente expresión :

$$Y = X \tan \theta - \frac{X^2}{4 K (d + v^2/2g) \cos^2 \theta} \quad (2.11)$$

donde:

K = Coeficiente de pérdidas por lanzamiento ($0.8 < K < 1.0$).

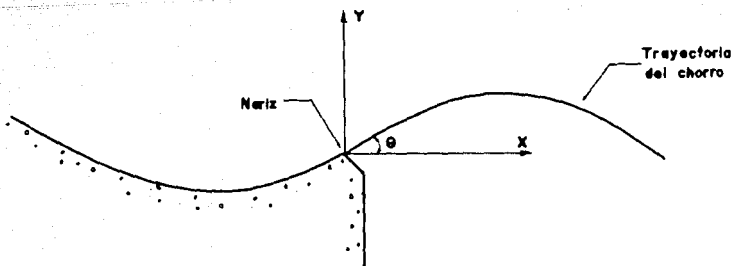


FIG. 2.17. TRAYECTORIA DEL CHORRO DE UNA CUBETA DEFLECTORA

El alcance horizontal a nivel de la nariz de la cubeta se obtiene para $Y = 0$, con lo cual la fórmula 2.11 resulta de la siguiente forma:

$$X = 4 K (d + v^2/2g) \tan \theta \cos^2 \theta \quad (2.12)$$

pero : $2 \tan \theta \cos^2 \theta = \sin 2\theta$

→ $X = 2 K (d + v^2/2g) \sin 2\theta$

Debido a que la geometría de la cubeta está en función del radio, éste se calcula como:

$$R = \frac{Y_2' - Y_c}{1 - \cos \theta} \quad (2.13)$$

donde:

R = Radio de la cubeta [m]

En la figura siguiente, se observan todas las variables que intervienen en la determinación del radio de la cubeta.

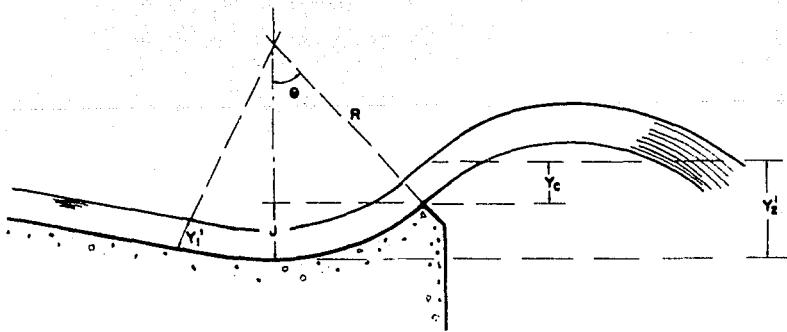


FIG. 2.16 VARIABLES QUE INTERVIENEN EN LA DETERMINACION DEL RADIO DE UNA CUBETA DEFLECTORA

Para cualquier gasto de operación existen tres posibles casos:

- 1) $Y_2' = J + Y_c$, se dice que el agua está a punto de saltar y que no se queda en la cubeta. Y_1' es el conjugado menor del salto.
- 2) $Y_2' < J + Y_c$, resulta que la energía en la nariz de la cubeta es mayor que en el fondo de la misma y por lo tanto, el salto hidráulico que se produce, se ahoga, ocasionando que el agua no despegue.
- 3) $Y_2' > J + Y_c$, el agua sí despegue de la cubeta. En este caso, la energía en el fondo de la cubeta es mayor que en la nariz.

2.8 Canal de salida

Su función es conducir el agua con régimen uniforme y lento hacia el río, aunque no siempre es necesario este canal, sobre todo ante la existencia de cubetas de lanzamiento.

Respecto a su funcionamiento, debe cuidarse que no existan efectos de remanso hacia la estructura disipadora de energía.

Las dimensiones y características de este conducto (sección transversal, perfil, ancho, longitud, etc.), como se dijo en un principio, están influenciadas por las características topográficas y geológicas del lugar; una vez adaptadas, se procede con las consideraciones hidráulicas.

CAPITULO TERCERO MODELOS HIDRAULICOS

La solución a casi todos los problemas de ingeniería, relacionados con la mecánica de fluidos, se basa en la utilización de diversos procedimientos. En muchas ocasiones los datos experimentalmente obtenidos son lo bastante generales para utilizarse en diversos problemas, de ahí la aparición de manuales y textos, sin embargo, en ocasiones la forma y/o las condiciones de alguna estructura son particulares de algún problema, por lo que para su estudio son necesarias pruebas especiales llevadas a cabo en una réplica a escala de la estructura (modelo).

Un modelo es la representación simplificada (ofreciendo la suficiente información) de algún objeto, fenómeno ó máquina, éste (fenómeno, objeto ó máquina) es llamado prototipo.

Tanto los modelos físicos como los matemáticos son la principal herramienta con la que cuenta el ingeniero para resolver los diversos problemas que se le presentan.

Los motivos por los que el ingeniero acude a los modelos físicos son:

- Facilitan la reproducción de las condiciones de frontera por muy muy difíciles que éstas sean; lo que en ocasiones es imposible de

realizar en modelos matemáticos.

- En ellos es factible visualizar a la estructura en todo su conjunto, siendo posible en ocasiones, determinar cuales son las modificaciones viables para un mejor funcionamiento.

De esta forma y en lo subsecuente, el presente trabajo hará referencia a los modelos físicos.

Un modelo puede ser clasificado tomando en cuenta alguna característica importante del mismo, de tal suerte que es posible formar los siguientes grupos:

a) Atendiendo al fluido empleado para llevar a cabo los estudios en modelos, pueden catalogarse como:

- Modelos hidráulicos, en los que el fluido empleado por excelencia es agua.
- Modelos eólicos, en los cuales el aire es el fluido que se utiliza.

b) Frecuentemente en modelos donde se estudian fluidos en movimiento, se cumple ya sea la condición de Froude o la de Reynolds (ésto será explicado más adelante). El cumplimiento simultáneo de ambas condiciones es muy difícil, por lo que debe tenerse bien claro cuáles son las principales fuerzas que intervienen en el fenómeno a estudiar, teniendo así:

- Modelos de Froude, en los que la acción de la gravedad es fundamental. En estos modelos se estudian obras hidráulicas así como problemas marítimos o fluviales.
- Modelos de Reynolds, éstos son de empleo menos frecuente en la ingeniería civil; es conocido que en ellos el parámetro principal es la viscosidad del fluido utilizado. Su empleo abarca problemas de viento sobre estructuras, escurrimientos laminares, flujo en tuberías, etc.

c) Al elegir como parámetro de agrupamiento las fronteras de los modelos, surge la siguiente clasificación:

- Modelos de fondo fijo, en los que las fronteras son hechas a base de mortero, lucita, madera, etc., esto es, materiales mediante los cuales las fronteras no sean alteradas por la acción del fluido. Generalmente se utilizan en el estudio de obras hidráulicas.
- Modelos de fondo móvil, las fronteras de este tipo de modelos son hechas a base de arena, café o cualquier otro tipo de material, cuyas partículas sí puedan ser alteradas por el fluido. Así, en estos modelos, pueden estudiarse problemas de erosión, transporte de sedimentos, etc.

d) Desde el punto de vista de la escala para longitudes verticales y horizontales, pueden tenerse:

- Modelos no distorsionados, en los que sólo existe una escala de longitudes, esto es, que la escala horizontal es exactamente igual a la escala vertical. Estos modelos se emplean para el estudio de obras hidráulicas, distribución de velocidades y presiones, empujes, etc.
- Modelos distorsionados, en este tipo de modelos se tiene un valor para la escala horizontal y otro para la escala vertical. El objetivo principal de este tipo de modelos es representar y medir con precisión distancias verticales, esto ocurre al representar extensas zonas horizontales.

Tomando en cuenta los fenómenos a estudiar y eligiendo el modelo más adecuado, el ingeniero puede organizar y simplificar tanto los datos como los resultados obtenidos, por medio del análisis dimensional y la semejanza hidráulica.

3.1 Análisis dimensional

El análisis dimensional tiene como objetivo reducir al máximo el número de variables separadas que intervengan en un problema, formando grupos adimensionales independientes. Lo anterior se basa en que todas las ecuaciones racionales¹ tienen cierto número de términos independientes, además de que se pueden hacer adimensionales. Esto quiere decir que en el análisis dimensional lo que se hace es acomodar las variables en una ecuación adimensional, en la que el número de grupos independientes es menor que el de variables originales.

Todas las variables utilizadas en una ecuación para describir algún fenómeno físico, se expresan en función de un número finito de dimensiones fundamentales.

Las ocho propiedades fundamentales en la hidráulica son :

$$F = \text{fuerza} \quad [M L T^{-2}]$$

$$L = \text{longitud} \quad [L]$$

$$v = \text{velocidad} \quad [L T^{-1}]$$

$$\rho = \text{densidad} \quad [M L^{-3}]$$

$$\gamma = \text{peso específico} \quad [M L^{-2} T^{-2}]$$

$$\mu = \text{coeficiente de viscosidad} \quad [M L^{-1} T^{-1}]$$

$$E = \text{módulo de elasticidad} \quad [M L^{-1} T^{-2}]$$

$$\sigma = \text{tensión superficial} \quad [M T^{-2}]$$

Puede observarse que las variables a utilizar son: masa, longitud y tiempo $[M L T]$ y de forma equivalente: fuerza, longitud y tiempo $[F L T]$.

¹ Ecuaciones racionales son todas aquellas obtenidas mediante las leyes fundamentales de la Física.

Ambos sistemas están relacionados por medio de la segunda Ley de Newton que en función de dimensiones se escribe:

$$[F] = [M L T^{-2}] \quad (3.1)$$

El primer sistema $[M L T]$ se conoce como absoluto, y es el más utilizado en problemas de ingeniería, mientras que el segundo $[F L T]$ lleva el nombre de gravitacional (también llamado técnico) y ha sido adoptado como el sistema científico internacional, debido a que la masa del cuerpo es siempre constante mientras que el peso es una fuerza que varía de un lugar a otro con la aceleración de la gravedad.

El teorema fundamental del análisis dimensional es el teorema π o de Vaschy-Buckingham, el cual establece:

" Toda relación dimensional homogénea en la que intervienen n magnitudes físicas, A_1, A_2, \dots, A_n , que se expresan en función de m magnitudes fundamentales, V_1, V_2, \dots, V_m , puede reducirse a una relación entre $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-m}$ números adimensionales. "¹

De esta forma quedan establecidos parámetros adimensionales, los cuales aparecen frecuentemente en los estudios de mecánica de fluidos. Considerando todas las variables importantes de un flujo general, es posible obtener estos números adimensionales con el auxilio del análisis dimensional (ver tabla 3.1).

3.2 Semejanza hidráulica

Cuando no es posible obtener información mediante el empleo de métodos analíticos puros, o más frecuentemente para complementarla o comprobar

¹ Para profundizar en el tema, ver referencias 10 y 12.

resultados, es necesario efectuar pruebas en un modelo físico.

TABLA 3.1 NUMEROS ADIMENSIONALES UTILIZADOS COMUNMENTE EN HIDRAULICA

Símbolo	Nombre	Expresión	Variable de mayor significancia	Problema en que interviene
R	Reynolds	$\frac{v L}{\nu}$	Viscosidad	Flujo laminar, fricción; conduc. pres.
F	Froude	$\frac{v}{\sqrt{g L}}$	Gravedad	Esc. a superficie libre; ondas.
M	Mach	$\frac{v}{c}$	Vel. del sonido dentro del fluido.	Flujo compresible ondas de Mach.
E	Euler	$\frac{\rho v^2}{\Delta p}$	Presión	Cavitación; empuje
W	Weber	$\frac{\rho L v^2}{\sigma}$	Tensión superficial	Ondas capilares.
C	Cauchy	$\frac{\rho v^2}{E}$	Compresibilidad	Ondas de choque.
S	Strouhal	$\frac{f L}{v}$	Periodicidad	Formación de vórtices; mov. de ondas.
τ_s	Shields	$\frac{R_h S_*}{\Delta D} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) D}$	Esfuerzo cortante sobre el fondo.	Inicio y transporte de sedimentos
ϕ_E	Einstein	$\frac{g_B}{\gamma_s (g \Delta D^3)^{1/2}}$	Transporte de sedimentos.	Cuantificación del arrastre.

- * Los números de Shields y Einstein se han incluido como ejemplo de parámetros adimensionales de utilidad en hidráulica fluvial, campo en el que existen otros parámetros igualmente importantes.

La finalidad del modelo es transferir los resultados obtenidos en él a un prototipo, por tanto, es necesario que ambos (modelo y prototipo) sean semejantes, esto es, que mediante una relación de valor constante (escala) sea posible obtener las magnitudes del prototipo a partir de las

correspondientes en el modelo y viceversa.

Además para que exista similitud entre las condiciones del flujo, tanto en el modelo como en el prototipo debe cumplirse que los números adimensionales, cuyas variables son las más significativas en el fenómeno, deben ser iguales. En general, para asegurar que modelo y prototipo son semejantes, se deben cumplir tres tipos de semejanza:

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

3.2.1 Semejanza geométrica

El requisito básico de semejanza y tal vez más evidente, establece que el modelo sea una reproducción geométrica a escala del prototipo¹.

Si se denotan las variables del prototipo con el subíndice "p", las del modelo con "m" y la relación entre ambas (escala) con "e", se tendrá entonces, a manera de ejemplo para las longitudes: L_p , L_m , L_e , etc. (longitud en prototipo, longitud en modelo, escala de longitudes, respectivamente).

Así pues, deberá cumplirse:

$$\frac{L_p}{L_m} = L_e \quad (3.2)$$

$$\frac{A_p}{A_m} = \frac{L_p^2}{L_m^2} = A_e = L_e^2 \quad (3.3)$$

$$\frac{V_p}{V_m} = \frac{L_p^3}{L_m^3} = V_e = L_e^3 \quad (3.4)$$

¹ Generalmente se cumple con este requisito, pero en ocasiones tal semejanza sería más de estorbo que de ayuda, de ahí que pueda ser distorsionada o inclusive prescindirse de ella.

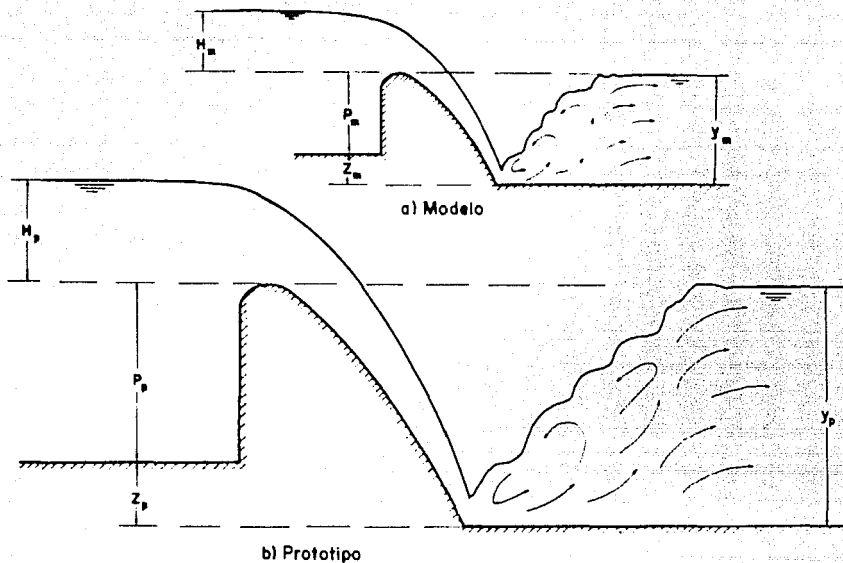


FIG. 3.1 SEMEJANZA GEOMETRICA ENTRE MODELO Y PROTOTIPO

3.2.2 Semejanza cinemática

La semejanza cinemática requiere primero de una semejanza geométrica, de manera que, podrá hablarse de la existencia de la primera cuando:

- a) La trayectoria de partículas homólogas sea semejante.
- b) La relación entre la velocidad de partículas homólogas sea equivalente.

El resultado de las dos condiciones anteriores es la obtención, si se conoce \$L_e\$ y \$v_o\$, de una escala de tiempos \$T_e = T_p / T_m\$.

$$v_o = \frac{v_p}{v_m} = \frac{L_p / T_p}{L_m / T_m} = \frac{L_p}{L_m} + \frac{T_p}{T_m} = \frac{L_e}{T_e} \quad (3.5)$$

$$a_o = \frac{a_p}{a_m} = \frac{v_p / T_p}{v_m / T_m} = \frac{v_p}{v_m} + \frac{T_p}{T_m} = \frac{L_o}{T_o^2} \quad (3.6)$$

$$Q_o = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{v_p A_p}{v_m A_m} = v_o A_o = \frac{L_o^3}{T_o^3} \quad (3.7)$$

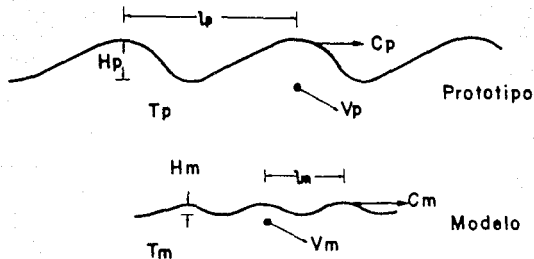


FIG. 3.2 SEMEJANZA CINEMATICA ENTRE MODELO Y PROTOTIPO

Con las relaciones anteriores y mediante las ecuaciones 3.2, y 3.5 es posible determinar a_p y Q_p a partir de los valores correspondientes obtenidos en el modelo.

3.2.3 Semejanza dinámica

Si en un prototipo y su respectivo modelo se cumple la semejanza geométrica así como la cinemática y además la relación entre fuerzas en puntos homólogos es la misma, el resultado es la existencia de semejanza dinámica. Esto implica que las fuerzas actuantes en ambos, y sobre masas correspondientes, tienen una misma relación ($F_p / F_m = \text{cte}$). De esta forma si existe semejanza dinámica, por medio de la segunda Ley de

Newton, $\sum F = m a$, se puede establecer, cuando intervienen fuerzas gravitacionales, viscosas, de presión, de tensión superficial, elásticas, etc., la siguiente expresión:

$$\frac{\sum \text{fuerzas (gravitacionales + viscosas + de presión + elásticas + de tensión superficial)}_p}{\sum \text{fuerzas (gravitacionales + viscosas + de presión + elásticas + de tensión superficial)}_m} = \frac{m_p a_p}{m_m a_m} = \text{cte}$$

Esto implica, como se verá, que los números adimensionales del modelo deberán ser iguales a los del prototipo.

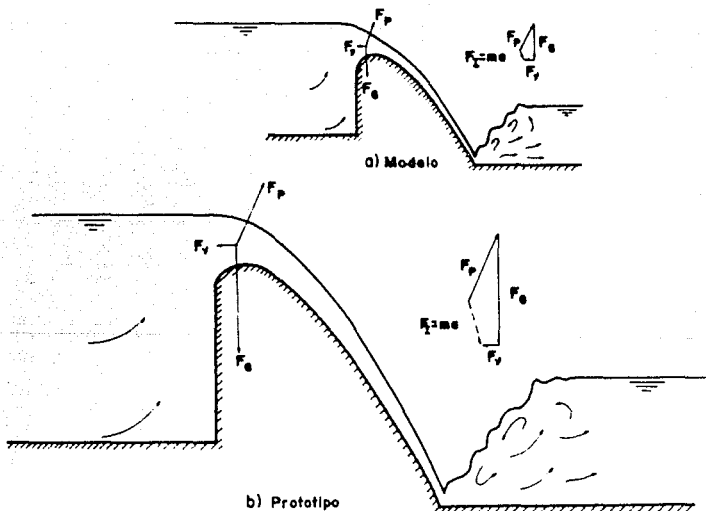


FIG. 3.3 SEMEJANZA DINAMICA ENTRE EL FLUJO DEL PROTOTIPO Y EL DEL MODELO

3.3 Leyes de semejanza

En muchos casos no todas las fuerzas que actúan en un flujo son importantes, pudiendo despreciarse algunas de ellas, según el fenómeno en estudio y, aún así, la semejanza dinámica puede tener una precisión bastante buena.

3.3.1 Condición de semejanza de Froude

En los fenómenos en los que el flujo escurre por efecto de su peso propio, aunque actúan otras fuerzas, al compararlas con las ejercidas por la fuerza gravitacional son menos importantes, por lo que se desprecian y con ello se obtiene:

$$\frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas gravitacionales}} = \frac{M a}{M g} = \frac{\rho L^3 \times L(v^2/L^2)}{\rho L^3 g} = \frac{v^2/L}{g} = \frac{v^2}{g L}$$

la raíz cuadrada de esta relación se llama número de Froude y es:

$$F = \frac{v}{\sqrt{g L}} \quad (3.8)$$

De este parámetro adimensional se deduce cuáles deben ser las relaciones de escala en los modelos donde la fuerza predominante es la de gravedad:

$$\frac{v_p}{\sqrt{g_p L_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{g_m L_m}}$$

$$\Rightarrow \frac{v_e}{\sqrt{g_o L_e}} = 1$$

La última relación se llama condición de Froude e implica que tanto en el modelo como en el prototipo la relación entre las fuerzas de inercia y las gravitatorias será la misma.

Ahora bien, si se considera que la gravedad que actúa en el modelo es la misma para el prototipo, se tiene:

$$\frac{v_p}{\sqrt{L_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{L_m}}$$

$$\frac{v_p}{v_m} = \frac{\sqrt{L_p}}{\sqrt{L_m}}$$

$$v_o = \sqrt{L_o} \quad (3.8a)$$

De esta manera, las escalas a utilizar en este tipo de modelos son:

Escala de áreas	$A_o = L_o^2$	(3.8b)
-----------------	---------------	--------

Escala de volúmenes	$V_o = L_o^3$	(3.8c)
---------------------	---------------	--------

Escala de gastos	$Q_o = v_o A_o = L_o^{5/2}$	(3.8d)
------------------	-----------------------------	--------

Escala de aceleraciones ¹	$a_o = v_o/t_o = 1$	(3.8f)
--------------------------------------	---------------------	--------

Escala de tiempos	$t_o = L_o/v_o = L_o^{1/2}$	(3.8e)
-------------------	-----------------------------	--------

Escala de masas	$m_o = \rho_o L_o^3 = \gamma_o L_o^3$	(3.8g)
-----------------	---------------------------------------	--------

Escala de fuerzas	$f_o = m_o a_o = \gamma_o L_o^3$	(3.8h)
-------------------	----------------------------------	--------

Escala de presiones	$p_o = f_o/A_o = \gamma_o L_o$	(3.8i)
---------------------	--------------------------------	--------

En el estudio de obras hidráulicas, generalmente el parámetro más importante es el número de Froude, por lo que los modelos en donde se llevan a cabo, se conocen como modelos de Froude.

1 Como era de esperarse, $a_o = 1$ puesto que se hizo la suposición de que la gravedad es la misma tanto en el modelo como en el prototipo.

3.3.2 Condición de semejanza de Reynolds

Para un modelo hidráulico, se llama "condición de Reynolds" la que requiere que tanto en el modelo como en el prototipo se tenga el mismo número de Reynolds. Al analizar esta condición se deduce por medio de las leyes fundamentales de la mecánica de fluidos, que de las fuerzas que actúan, son dos las de mayor importancia en el fenómeno: las de inercia y las viscosas o de fricción, como resultado se obtiene:

$$\frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas viscosas}} = \frac{M a}{\tau A} = \frac{M a}{\mu \left(\frac{dv}{dy} \right) A} = \frac{\rho L^3 \times L(v^2/L^2)}{\mu(v/L)L^2} = \frac{\rho L v}{\mu}$$

Pero se sabe que:

$$\nu = \mu / \rho$$

Así que el parámetro adimensional resultante es el conocido número de Reynolds:

$$R = \frac{v L}{\nu} \quad (3.9)$$

Por lo tanto, la condición de Reynolds es:

$$\frac{v_e L_e}{\nu_e} = 1$$

De manera semejante a como se hizo en la condición de Froude, se llegan a establecer las relaciones de escala que deberán de cumplir todos los modelos en los cuales la condición más importante, sea la de Reynolds. Dicho de otra manera, a partir de ésta, se obtendrán las relaciones entre

modelo y prototipo que tendrán que cumplir aquellos modelos en los que las fuerzas predominantes sean las viscosas.

$$\text{Escala de velocidades} \quad v_e = v_o / L_o \quad (3.9a)$$

$$\text{Escala de áreas} \quad A_o = L_o^2 \quad (3.9b)$$

$$\text{Escala de volúmenes} \quad V_o = L_o^3 \quad (3.9c)$$

$$\text{Escala de gastos} \quad Q_o = v_o A_o = L_o v_o \quad (3.9d)$$

$$\text{Escala de tiempos} \quad t_o = L_o / v_o = L_o^2 / \nu_o \quad (3.9e)$$

$$\text{Escala de aceleraciones} \quad a_o = v_o / t_o = \nu_o^2 / L_o^3 \quad (3.9f)$$

$$\text{Escala de masas} \quad m_o = \rho_o L_o^3 \quad (3.9g)$$

$$\text{Escala de fuerzas} \quad f_o = m_o a_o = \rho_o \nu_o^2 \quad (3.9h)$$

$$\text{Escala de presiones} \quad p_o = f_o / A_o = \rho_o \nu_o^2 / L_o^2 \quad (3.9i)$$

3.3.3 Condición de semejanza de Euler

Cuando la condición que rige para el estudio en modelos hidráulicos es la de Euler, esto significa que el parámetro adimensional característico del fenómeno es el número de Euler, de donde se deduce que las fuerzas de interés en el fenómeno son las producidas por cambios de presión. Por esto, la relación entre las fuerzas que intervienen es :

$$\frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas de presión}} = \frac{M a}{P A} = \frac{\rho L^3 \times L(v^2/L^2)}{\rho L^2} = \frac{\rho v^2}{P}$$

La relación que resulta se conoce como número de Euler:

$$E = \frac{\rho v^2}{P} \quad (3.10)$$

Como se citó arriba, las fuerzas de interés en este caso son las que generan incrementos ó decrementos de presión, siendo primordialmente, la

densidad y la aceleración del fluido. Si se toma $\rho = \gamma/g$ y $P = \gamma h$, otra forma de escribir el número de Euler es la siguiente :

$$E = \frac{v^2}{g h}$$

Los modelos en los que el parámetro fundamental es el número de Euler, deben cumplir con la condición de éste, que se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{\rho_e v_e^2}{P_e} = 1 \quad (3.11)$$

Frecuentemente el número de Euler es utilizado de la siguiente manera :

$$C_p = \frac{2}{E}$$

En el caso anterior se denomina como número de cavitación, y es el indicador del momento en el que se inicia la cavitación.

3.3.4 Otras condiciones de semejanza

Se ha venido diciendo que para el estudio de cualquier fenómeno, se definirá el parámetro adimensional que englobe todas las características propias del fenómeno. Así pues, las tres condiciones dadas son las que deben satisfacerse con mayor frecuencia. Existen otras condiciones que debido a sus variables significativas es menos frecuente su cumplimiento, pero son tan importantes en los fenómenos en los que intervienen, como lo son en los propios, las tres condiciones anteriores.

Algunas de estas condiciones son :

a) En estudios en los que las fuerzas de compresibilidad son importantes, se llega a la siguiente relación :

$$\frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas elásticas}} = \frac{M a}{E A} = \frac{\rho L^3 \times L(v^2/L^2)}{E L^2} = \frac{\rho v^2}{E}$$

$$C = \frac{\rho v^2}{E} \quad (3.12)$$

Este último parámetro adimensional es conocido como número de Cauchy¹.

Por lo tanto, la condición de Cauchy será :

$$\frac{\rho_e v_e^2}{E_e} = 1$$

b) Cuando las fuerzas de interés en el estudio, son las de tensión superficial, resulta :

$$\frac{\text{Fuerzas de inercia}}{\text{Fuerzas de tensión superficial}} = \frac{M a}{\sigma L} = \frac{\rho L^3 \times L(v^2/L^2)}{\sigma L} = \frac{\rho L v^2}{\sigma}$$

$$W = \frac{\rho L v^2}{\sigma} \quad (3.13)$$

La relación 3.13 es denominada número de Weber¹, y para cumplir la condición del mismo, se deberá tener :

$$\frac{\rho_e L_e v_e^2}{\sigma_e} = 1$$

¹ Ver Tabla 3.2 para relaciones de escalas con esta condición.

TABLA 3.2 VALOR DE LAS RELACIONES DE ESCALA PARA LAS CONDICIONES DE WEBER Y CAUCHY.

Característica	Ecuación	Condición de Weber	Condición de Cauchy
Geométrica			
Long. horizontal	L_h	L_e	L_e
Long. vertical	L_v	L_e	L_e
Area	$A = L^2$	$(L_e)^2$	$(L_e)^2$
Volumen	$V = L^3$	$(L_e)^3$	$(L_e)^3$
Cinemática			
Tiempo	$t = L / v$	$[(L_e)^3 \rho_e / \sigma_e]^{1/2}$	$L_e (\rho_e / E_e)^{1/2}$
Velocidad	$v = L / t$	$[\sigma_e / \rho_e (L_e)]^{1/2}$	$(E_e / \rho_e)^{1/2}$
Aceleración	$g = v / t$	$\sigma_e / [\rho_e (L_e)^2]$	$E_e / (\rho_e L_e)$
Gasto	$Q = A v$	$[\sigma_e (L_e)^3 / \rho_e]^{1/2}$	$(L_e)^2 (E_e / \rho_e)^{1/2}$
Dinámica			
Masa	$m = \rho V$	$\rho_e (L_e)^3$	$\rho_e (L_e)^3$
Fuerza	$F = m a$	$\sigma_e L_e$	$E_e (L_e)^2$
Presión	$P = F / A$	σ_e / L_e	E_e

Es fácil observar que todas las relaciones dadas son independientes entre sí, debido a que no es posible la obtención de alguna de ellas a partir de cualquier otra. Sólo en Froude aparece "g", en Reynolds "v", en Euler "P", en Cauchy "E" y en Weber "σ".

Existen aún más números adimensionales, pero son el resultado de algunas variantes en los cinco parámetros anteriores. Por ejemplo, si $c^2 = E/\rho$ (celeridad de las ondas sonoras en un fluido)

se concluyó que

$$c = \frac{\rho v^2}{E}$$

dividiendo entre ρ

$$\frac{v^2}{E/\rho} \rightarrow \frac{v}{\sqrt{E/\rho}}$$

sustituyendo "c"

$$M = \frac{v}{c} \quad (3.14)$$

La relación obtenida es llamada número de Mach, que no es sino una variante del número de Cauchy (como se acaba de demostrar). Así como éste, existen otros parámetros adimensionales surgidos de los primeros. Al tratar de imponer un mayor número de condiciones en un modelo, se reduce el intervalo de variación de escalas, y puede llegar el momento en el que al imponer determinadas condiciones, sea prácticamente imposible la concepción del modelo.

Anteriormente se puso en claro que las condiciones a cumplir con mayor frecuencia son la de Froude, la de Reynolds y la de Euler. Con éstas se ejemplificará que tan factible o no resulta la existencia de una simultaneidad de condiciones en modelos físicos.

Si lo deseado es cumplir, simultáneamente, con la condición de Froude y la de Euler, se tiene:

según 3.8f $a_c = 1$

para Euler es $a_c = v_c^2/L_c$

igualando ambas condiciones:

$$v_c^2/L_c = 1$$

$$\Rightarrow v_c = \sqrt{L_c}$$

siendo la última expresión, la obtenida para la escala de velocidades, por medio de la condición de Froude, por lo que es evidente que ambas condiciones son compatibles.

Si ahora, las condiciones deseadas para ser cumplidas simultáneamente son la de Reynolds y la de Euler, se tiene :

según 3.9f
$$a_e = v_e^2 / L_e^3$$

y para Euler
$$a_e = v_e^2 / L_e$$

igualando ambas condiciones :

$$v_e^2 / L_e^3 = v_e^2 / L_e$$

$$\Rightarrow v_e = v_e / L_e$$

que es la escala de velocidades, tomando en cuenta la condición de Reynolds, por lo tanto estas dos condiciones también son compatibles. Finalmente, al imponer a un modelo tanto la condición de Froude como la de Reynolds, resulta:

de 3.8f
$$a_e = 1$$

de 3.9f
$$a_e = v_e^2 / L_e^3$$

resultando de ambas condiciones:

$$v_e^2 = L_e^3 \quad (3.15)$$

La última relación deja ver que el fluido a emplearse y el tamaño del modelo están íntimamente relacionados al tratar de cumplir simultáneamente las condiciones propuestas. De otra manera, la única solución a (3.15) es $L_e = 1$, esto es, que el modelo sea idéntico al prototipo, lo cual resulta muy costoso o poco práctico, de ahí que pocos modelos cumplan esta simultaneidad de condiciones. En el caso de estudios de escurrimientos a superficie libre, los efectos de viscosidad son despreciables y solamente debe tenerse el cuidado de que se presente el mismo régimen de escurrimiento tanto en el prototipo como en el modelo.

3.4 Teoría de escalas y su aplicación al problema en estudio

El método hasta ahora utilizado en el diseño de vertedores en abanico se resume en una sola tabla (tabla 1.1), en la cual para un gasto y una longitud de vertido dados, se muestran todas y cada una de las dimensiones que conforman el vertedor. Sin embargo, como puede observarse sería una verdadera casualidad tener una de las combinaciones dadas en dicha tabla. Si ahora se grafican los gastos dados contra sus correspondientes longitudes, el resultado será la figura 3.4 en la cual, como se dijo, es prácticamente imposible tener una combinación de $Q - L$ que dé como resultado alguno de los puntos mostrados.

Al estudiar el método para tratar de simplificarlo o dar nuevas aportaciones, se encontró que la relación de valores que conforman la tabla 1.1 están relacionados entre sí, esto quiere decir que todos los vertedores representados en la mencionada tabla pueden reducirse a un solo vertedor, el cual, con ayuda de la teoría de escalas llega a "transformarse" en todos los que se presentan en la misma, y aún muchos más (fig. 3.5).

FIG. 3.4 GRAFICA Q-L (METODO DE SALVADOR ULLOA)

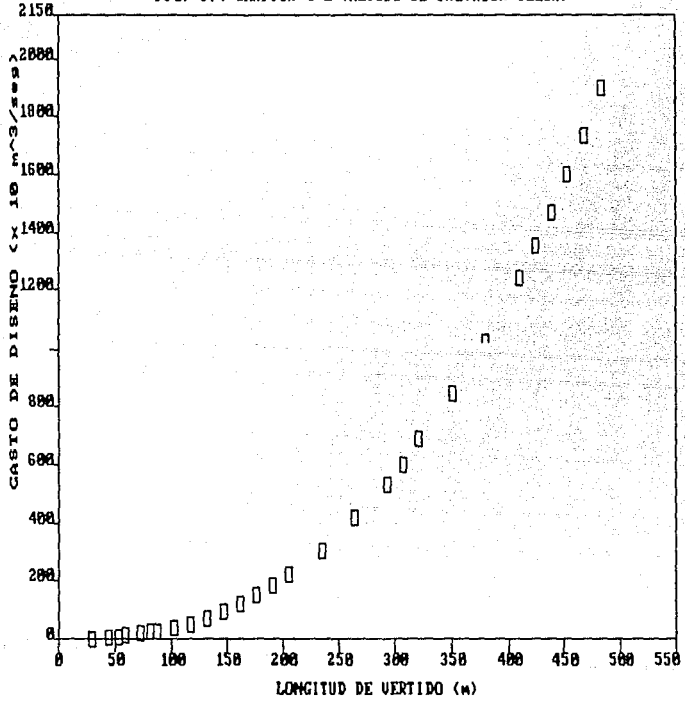
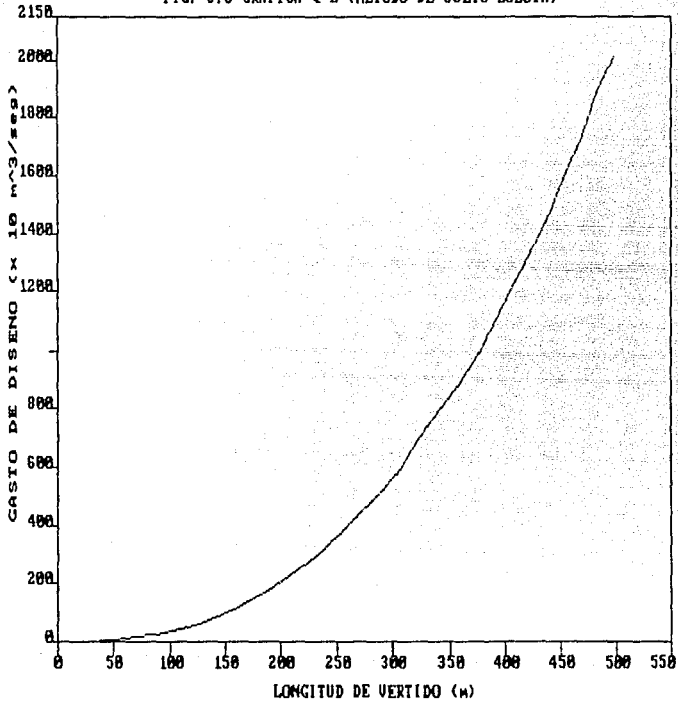


FIG. 3.5 GRAFICA Q-L (METODO DE JULIO LOZOYA)



Para demostrar lo anterior, se tomará como base la primer combinación que aparece en la tabla 1.1 ($Q_p = 20100 \text{ m}^3/\text{seg}$ y $L_p = 498 \text{ m.}$) además de elegir, arbitrariamente, un modelo cuya longitud de cimacio sea $L_m = 4.98 \text{ m.}$, de ello resulta :

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} = \frac{498}{4.98} = 100$$

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m}, \quad \text{pero} \quad Q_e = L_e^{5/2} = 100 \ 000$$

$$Q_m = \frac{Q_p}{Q_e} = \frac{20 \ 100}{100 \ 000} = 0.201$$

$$Q_m = 0.201 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Con este gasto en el modelo y las dimensiones del mismo, es posible revisar las diferentes combinaciones Q - L dadas en la tabla 1.1 .
 Por ejemplo, supóngase el gasto de $13 \ 550 \text{ m}^3/\text{seg}$ que aparece en la mencionada tabla.

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{13 \ 550}{0.2010} = 67 \ 412.935$$

$$Q_e = L_e^{5/2} \quad \Rightarrow \quad L_e = Q_e^{2/5}$$

$$L_e = \frac{L_p}{L_m} \quad \Rightarrow \quad L_p = Q_e^{2/5} L_m$$

$$L_p = (67 \ 412.935)^{2/5} (4.98)$$

$$L_p = 425 \text{ m} \quad ; \quad \text{en la tabla aparece} \quad L_p = 425 \text{ m}$$

Ahora para el gasto $Q_p = 6\ 890\ \text{m}^3/\text{seg}$

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{6\ 890}{0.201} = 34\ 278.607$$

$$L_p = Q_e^{2/5} L_m$$

$$L_p = (34\ 278.607)^{2/5} (4.98)$$

$L_p = 324.5\ \text{m}$; en la tabla aparece $L_p = 322\ \text{m}$

Ahora para el gasto $Q_p = 2\ 190\ \text{m}^3/\text{seg}$

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{2\ 190}{0.201} = 10\ 895.522$$

$$L_p = Q_e^{2/5} L_m$$

$$L_p = (10\ 895.522)^{2/5} (4.98)$$

$L_p = 205.1\ \text{m}$; en la tabla aparece $L_p = 205.1\ \text{m}$

Ahora para el gasto $Q_p = 1\ 200\ \text{m}^3/\text{seg}$

$$Q_e = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{1\ 200}{0.201} = 5\ 970.1493$$

$$L_p = Q_e^{2/5} L_m$$

$$L_p = (5\ 970.1493)^{2/5} (4.98)$$

$$L_p = 161.3 \text{ m} \quad ; \text{ en la tabla aparece } L_p = 161.4 \text{ m}$$

Ahora para el gasto $Q_p = 387 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$Q_o = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{387}{0.201} = 1\,925.3731$$

$$L_p = Q_o^{2/5} L_m$$

$$L_p = (1\,925.3731)^{2/5} (4.98)$$

$$L_p = 102.6 \text{ m} \quad ; \text{ en la tabla aparece } L_p = 102.7 \text{ m}$$

Ahora para el gasto $Q_p = 166 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$Q_o = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{166}{0.201} = 825.87065$$

$$L_p = Q_o^{2/5} L_m$$

$$L_p = (825.87065)^{2/5} (4.98)$$

$$L_p = 73.1 \text{ m} \quad ; \text{ en la tabla aparece } L_p = 73.2 \text{ m}$$

Ahora para el gasto $Q_p = 47 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$Q_o = \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{47}{0.201} = 233.83085$$

$$L_p = Q_o^{2/5} L_m$$

$$L_p = (233.83085)^{2/5} (4.98)$$

$$L_p = 44.1 \text{ m} \quad ; \text{ en la tabla aparece } L_p = 44.0 \text{ m}$$

Por los resultados obtenidos, es fácil comprender que un solo vertedor es suficiente para representar a todos los que aparecen en la tabla 1.1, ya que todos están relacionados a una sola pareja de valores Q - L y mediante la variación de la escala de líneas, es posible determinar todas las combinaciones que se presentan.

CAPITULO CUARTO NUEVO CRITERIO DE DISEÑO

En este capítulo se presentan todas las ideas que dan forma al nuevo criterio de diseño de vertedores en abanico, propuesto por el Ing. Julio Lozoya C., y el cual toma como punto de partida los criterios anteriores. El objetivo de este capítulo es, primero, ordenar y aclarar las ideas existentes hasta el momento, sobre el diseño hidráulico de vertedores en abanico, para de esta manera lograr una geometría cerrada en el diseño de la estructura; en segundo lugar, tiende a generalizar su uso, ya que los criterios de hoy en día son muy limitados por no lograr un diseño adecuado para cualquier posible combinación de $Q - L$ y, en tercer lugar, se pretende prescindir de la construcción de un modelo hidráulico para llevar a cabo la del prototipo, con el simple proyecto que resulte de aplicar las ideas que se proponen.

No obstante lo dicho, no debe de entenderse que los criterios anteriores son malos, por el contrario, están llenos de ideas extraordinarias, las cuales además de ser originales, llevan consigo muchos años de experiencia en modelos hidráulicos. Por eso es muy importante señalar que el presente trabajo está basado en esas ideas y en todo caso, como se mencionó, sólo se pretende aclararlas, generalizarlas y propiciar la no utilización de modelo hidráulico.

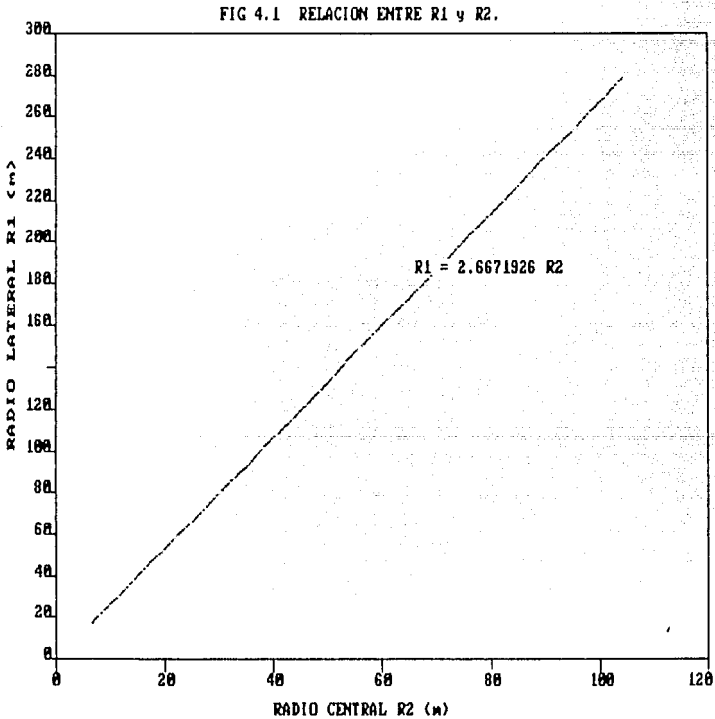
4.1 Diseño en planta

- Longitud de cresta.

Con el fin de conservar la apariencia, en planta, de un abanico, los ángulos laterales ($\alpha = 34^{\circ}45'$) y el central ($\beta = 80^{\circ}$) se consideran constantes. Con ello, la longitud de la cresta vertedora puede escribirse como:

$$L = 2 \alpha R_1 + \beta R_2 \quad (4.1)$$

Al tomar de la tabla 1.1 los valores correspondientes de R_1 y R_2 , y dibujarlos en un sistema de ejes coordenados, el resultado es la figura 4.1.



Al obtener la ecuación de la recta que aparece en la figura anterior, resulta $R_1 = 2.6671926 R_2$. Si este valor se sustituye en la ecuación 4.1, dejándola en función de R_2 , el resultado es:

$$L = 4.6313 R_2 \quad (4.2)$$

Con la ecuación obtenida, la relación entre los radios R_1 y R_2 y los ángulos α y β , resulta claro que al fijar una longitud de vertido puede obtenerse la geometría, en planta, del cimacio.

- Proyección horizontal de la longitud del cimacio.

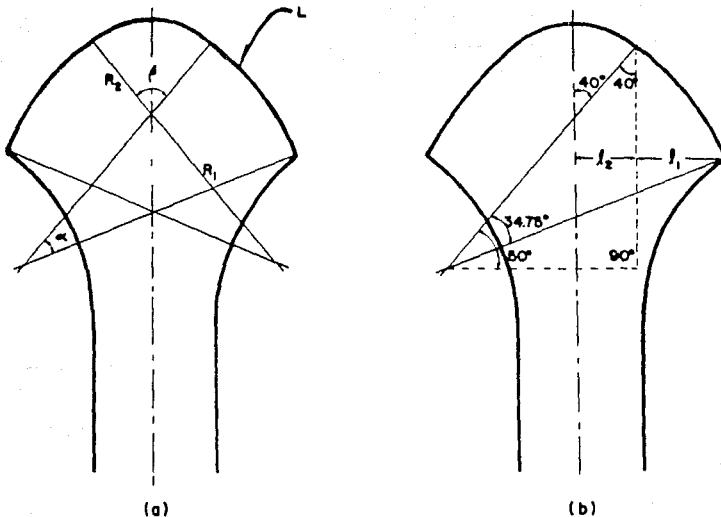


FIG. 4.2 ESQUEMA PARA AYUDA EN LOS CALCULOS

Los datos conocidos hasta el momento quedan representados por la figura 4.2a, de donde puede calcularse la proyección horizontal del cimacio (L') con ayuda de la figura 4.2b :

$$L' = 2(\ell_1 + \ell_2)$$

de la figura 4.2b :

$$\ell_1 = R_1 (\cos(50^\circ - \alpha) - \cos 50^\circ)$$

$$\ell_2 = R_2 \text{ sen } 40^\circ$$

$$L' = 3.0032472 R_2 \quad (4.3)$$

- Longitud de la sección de control vertedora.

Ahora bien, al llevar a cabo una revisión de las relaciones entre la longitud de la sección de control vertedora L'_1 , (ver fig. 4.3) y el radio R_2 , y de esa manera observar si existe una relación constante, se obtuvo:

$$\frac{L'_1}{R_2} = 2.5347377$$

de donde resulta:

$$L'_1 = 2.5347377 R_2 \quad (4.4)$$

- Magnitud del radio R_1 .

Siguiendo un procedimiento análogo, se determinó la relación existente entre los radios R_1 y R_2 (fig. 4.3), quedando :

$$R_4 = 2.109469 R_2 \quad (4.5)$$

- Magnitud del radio R_3 .

De la relación entre R_3 y R_4 (fig. 4.3), se obtiene :

$$R_4 = 2.2316142 R_3$$

y en relación de R_2 , queda como :

$$R_3 = 0.945266 R_2 \quad (4.6)$$

- Ancho del canal de acceso.

Para este caso, la relación que se encontró entre el ancho del canal de acceso L^v , (fig. 4.3), y el radio R_2 es :

$$L^v = 5.2631579 R_2 \quad (4.7)$$

- Ancho del canal de descarga.

Si se toma el promedio de la relación entre la longitud de la sección de control vertedora L_1' y el canal de descarga L''' , para los diferentes valores dados por la tabla (1.1), se obtiene :

$$\frac{L'}{L'''} = 2.408$$

$$\Rightarrow L''' = \frac{L'}{2.408}$$

sustituyendo el valor de L' , se obtiene :

$$L''' = 1.0526319 R_2 \quad (4.8)$$

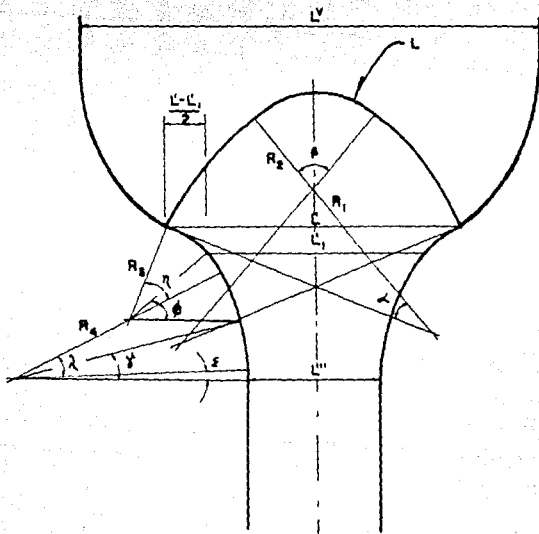


FIG. 4.3 ESQUEMA PARA AYUDA EN LOS CALCULOS

- Cálculo de la longitud de la transición.

Con ayuda de la figura 4.3 es posible obtener el ancho del canal de descarga (L''') en función de los ángulos. Si se toma en cuenta que $\eta = 30^\circ$ y $\lambda = 42^\circ 30'$, el resultado es :

$$L''' = L' - [R_3 \cos (42.5^\circ + \epsilon) - R_3 \cos (30^\circ + 42.5^\circ + \epsilon) + R_4 \cos (\epsilon) - R_4 \cos (42.5^\circ + \epsilon) + R_4 - R_4 \cos (\epsilon)]$$

Al sustituir los valores R_3 , R_4 , L' y L'' , se tiene la posibilidad de encontrar mediante un proceso iterativo, el valor de " ϵ ", que resulta ser :

$$\epsilon = 0.2855^\circ \quad (4.9)$$

Ahora bien, es posible calcular el ángulo que recorre el radio R_3 entre el extremo de la sección de control y la horizontal (fig. 4.3).

$$L' - L'_1 = 3.0032472 R_2 - 2.5347377 R_2 = 0.4685095 R_2$$

En función de los ángulos queda :

$$L' - L'_1 = 2 [R_3 \cos \phi - R_3 \cos (\epsilon + \lambda + \phi)]$$

sustituyendo y realizando las operaciones, el resultado es :

$$\phi = 57.059446^\circ \quad (4.10)$$

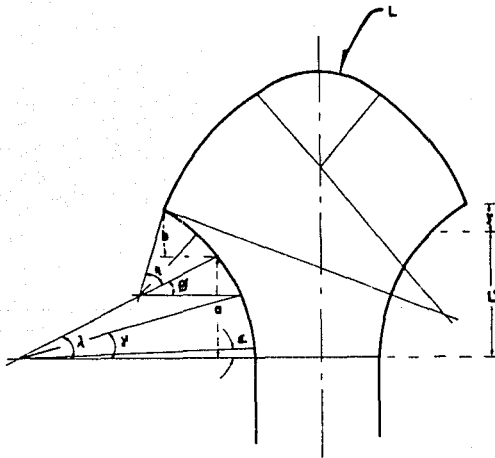


FIG. 4.4 ESQUEMA PARA AYUDA EN LOS CALCULOS

Para valuar la longitud de la transición se tiene, según la figura 4.4 :

$$L'' = a + b - y$$

Con ayuda de la figura anterior, se observa :

$$a = R_4 \operatorname{sen} (\lambda + \epsilon) = 2.109469 R_2 \operatorname{sen} (42.5^\circ + 0.2855^\circ)$$

$$a = 1.4328686 R_2$$

$$b = R_3 [\operatorname{sen} (\lambda + \epsilon + \eta) - \operatorname{sen} (\lambda + \epsilon)]$$

$$b = 0.2608441 R_2$$

$$y = R_3 [\operatorname{sen} (\lambda + \epsilon + \eta) - \operatorname{sen} (\phi)]$$

$$y = 0.1096209 R_2$$

Al sustituir los valores obtenidos, en la ecuación dada para L'' :

$$L'' = [1.4328686 + 0.2608441 + 0.1096209] R_2$$

$$L'' = 1.5840918 R_2 \quad (4.11)$$

- Ancho al centro de la transición.

Para calcular el ancho de la transición a la mitad de ésta, es necesario que primero se obtenga el valor del ángulo γ , con lo cual :

$$\frac{L''}{2} = \frac{1.5840918 R_2}{2} = 0.7920459 R_2$$

En función de los ángulos, según la figura 4.4, se tiene :

$$0.7920459 R_2 = R_4 \operatorname{sen} \gamma$$

$$\rightarrow \gamma = 22.053469^\circ \quad (4.12)$$

Ahora bien :

$$L^{IV} = L'''' + 2[R_4 - R_4 \cos \gamma]$$

$$L^{IV} = 1.3613153 R_2 \quad (4.13)$$

- Cálculo del ángulo θ .

Para obtener el valor del ángulo θ , el cual está formado entre los radios R_1 y R_3 , se requerirá el auxilio de la figura 4.5 .

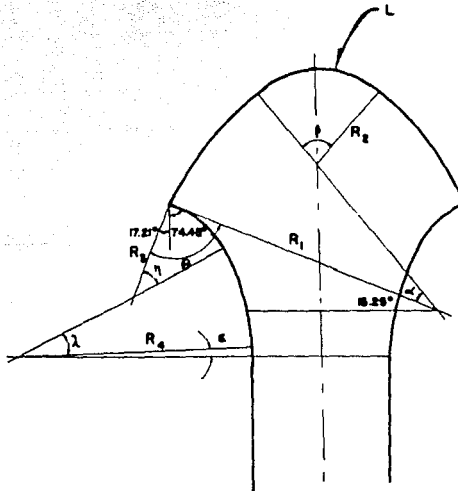


FIG. 4.5 ESQUEMA PARA AYUDA EN LOS CALCULOS

$$17.2145^\circ = \epsilon + \lambda + \eta - 90^\circ$$

$$\Rightarrow \theta = 91.9645^\circ \quad (4.14)$$

Una vez que se han obtenido todas las dimensiones del vertedor, en función del radio R_2 , se procede a verificar si éstas cumplen con los rangos dados en el método tradicional.

$$\frac{L}{L_1} = \frac{4.6313 R_2}{2.5347377 R_2} = 1.827$$

El rango dado es de 1.82 a 1.83, por lo tanto el resultado es satisfactorio.

$$\frac{L_{iv}}{L_1} = \frac{1.3613153 R_2}{2.5347377 R_2} = 0.537$$

En este caso el valor que proporciona el método tradicional es 0.53, con lo que este resultado también es bueno.

$$\frac{L'_1}{L''_1} = \frac{2.5347377 R_2}{1.0526319 R_2} = 2.408$$

Finalmente, en esta última relación el resultado también es bueno, debido a que éste debe ser igual a 2.4 .

Tomando en cuenta el resultado de las anteriores relaciones, teóricamente, se garantiza que los vertedores diseñados con este criterio, tendrán un buen funcionamiento.

La afirmación anterior se basa fundamentalmente en la experiencia adquirida en vertedores de abanico, por parte del Ing. Salvador Ulloa, así como la propia, mencionada en el quinto capítulo de esta tesis.

4.2 Diseño en elevación

Para este caso el diseño se reduce a la obtención de la altura del cimacio, además de la pendiente tanto de la transición como del canal de descarga.

Lo anterior se logra al suponer los siguientes puntos:

- El gasto de diseño "Q" es conocido.
- La longitud de cresta "L" es conocida.
- Las pérdidas por fricción en el cimacio son despreciables.
- La carga de velocidad en el canal de acceso es despreciable.¹

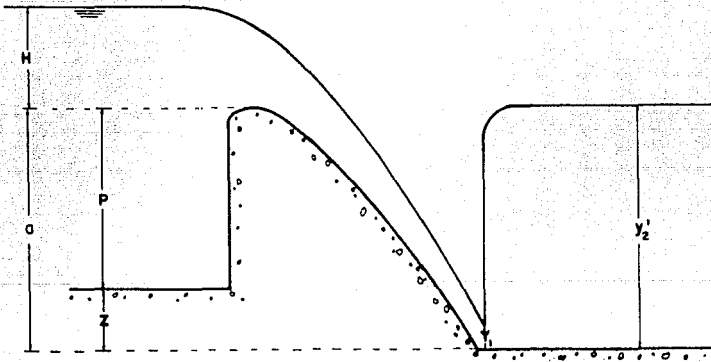


FIG. 4.6 IDEALIZACION DEL SALTO HIDRAULICO. (Para simplificar el análisis)

¹ Esta hipótesis no es totalmente cierta, ya que en el canal de acceso sí existe velocidad de llegada, pero el error inducido por esta consideración es corregido con un coeficiente experimental, obtenido de ensayos realizados directamente en modelos físicos.

Según la figura anterior:

$$a + H = Y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \quad (4.15)$$

Pero según las fórmulas 1.3 y 1.4 :

$$z = H + a - Y_1$$

$$v_1 = \sqrt{2gz}$$

$$v_1 = \sqrt{2g(H + a - Y_1)} \quad (4.16)$$

Ahora bien,

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right] \quad (4.17)$$

Sustituyendo (4.16) en F_1 , y simplificando :

$$F_1^2 = \frac{2(a + H - Y_1)}{Y_1} \quad (4.18)$$

Por otra parte,

$$q = \frac{Q}{L} = v_1 Y_1 = \sqrt{2g(a + H - Y_1)} Y_1$$

$$q = \sqrt{2g Y_1^2 (a + H - Y_1)}$$

$$q^2 = 2g Y_1^2 (a + H - Y_1)$$

$$a = \frac{q^2}{2g Y_1^2} + Y_1 - H \quad (4.19)$$

Si ahora se sustituye (4.19) en (4.18), se obtiene :

$$F_1^2 = \frac{q^2}{g Y_1^3} \quad (4.20)$$

Con la expresión anterior introducida en (4.17), resulta :

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 q^2}{g Y_1^3}} - 1 \right] \quad (4.21)$$

Por último, se iguala el conjugado mayor del salto con la altura del cimacio

$$\frac{q^2}{2g Y_1^2} + Y_1 - H = \frac{Y_1}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{8 q^2}{g Y_1^3}} - 1 \right] \quad (4.22)$$

De la ecuación anterior, el único parámetro que se desconoce es " Y_1 ", pero mediante un proceso iterativo es factible obtener su valor.

Hecho lo anterior, el miembro izquierdo de (4.22) es la altura del cimacio, como se definió antes, pero por razones de seguridad, ésta debe modificarse mediante un coeficiente experimental (cuyo valor se verá más adelante) :

$$a_r = k_1 a \quad (4.23)$$

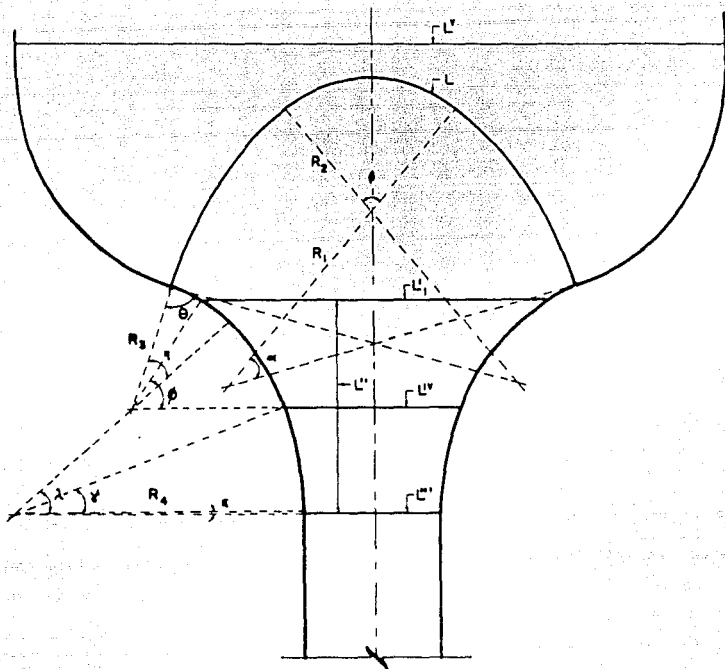
El diseño finaliza al calcular el valor de " P ", con la siguiente ecuación:

$$P = 0.712 a_r$$

(4.24)

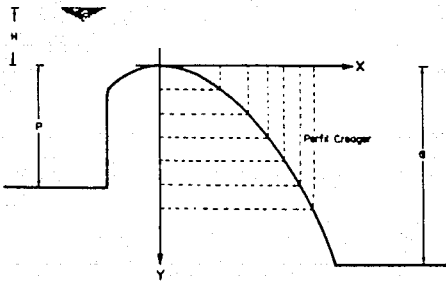
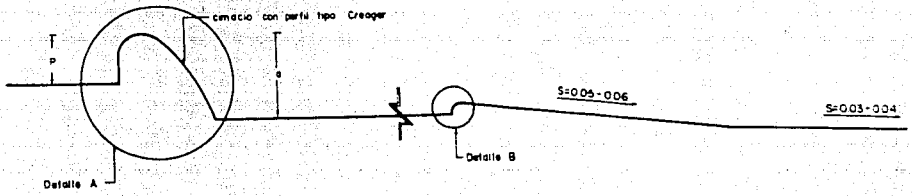
Es importante que se tome en cuenta que la ecuación (4.22) es de sexto grado, de manera que a ella se asocian seis posibles soluciones (esto se interpreta como seis probables alturas de cimacio), pero al analizar un poco más dicha expresión se puede comprobar que cuatro de sus raíces son complejas, con lo que se descartan y solamente quedan dos posibles valores. Una forma correcta para conocer el valor de " Y_1 " es comparar los dos valores restantes con " Y_c ", escogiendo el menor de ellos.

Todas las ideas expresadas a lo largo de este capítulo son las que dan forma al criterio propuesto por el Ing. Julio Lozoya C. para el diseño hidráulico de vertedores en abanico (figs. 4.7 y 4.8).



VALORES CARACTERÍSTICOS, EN PLANTA, DEL VERTEDOR EN ABANICO	
$\phi = 80$	$\lambda = 42.80^\circ$
$R_2 = L/4.6338$	$\epsilon = 0.2883^\circ$
$R_1 = 3667.926 R_2$	$L^1 = 1.0526379 R_2$
$\alpha = 34.73^\circ$	$\theta = 37.069446^\circ$
$L = 4.633 R_2$	$L_1 = 2.5347377 R_2$
$\theta = 91.9648^\circ$	$\gamma = 22.033469^\circ$
$R_3 = 0848266 R_2$	$L^2 = 1.3613163 R_2$
$\gamma = 30^\circ$	$L^3 = 1.5840918 R_2$
$R_4 = 2.109489 R_2$	$L^4 = 3.2631579 R_2$

FIG. 47 GEOMETRIA EN PLANTA DEL VERTEDOR EN ABANICO
(De acuerdo al criterio en estudio)



FORMULAS PARA EL CALCULO DE LA ALTURA "a"
DEL CIMACIO

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

$$q = \frac{Q}{L}$$

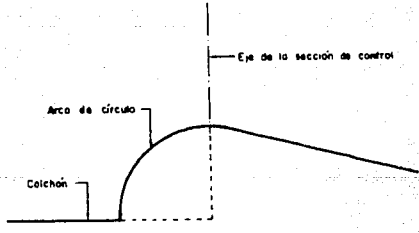
$$\frac{a^3}{2qH^2} + H + Y_1 = \frac{Y_2}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8.83}{qH^2}} - 1 \right)$$

$$a = \frac{a^3}{2qH^2} - H + Y_1$$

$$q_f = k a$$

$$P = 0.712 a_f$$

D E T A L L E A



D E T A L L E B

FIG. 4.8 GEOMETRIA EN ELEVACION

4.3 Procedimiento de diseño

Al transitar por el vaso, y para una presa con vertedor de cresta libre, se obtienen como datos: el gasto máximo de descarga "Q", la longitud de la cresta necesaria "L" y la altura de la misma. Conocidos estos datos, el procedimiento para diseñar este tipo de estructuras, conforme a las ideas antes expuestas, es el siguiente :

Respecto al diseño en planta:

Se procede a calcular el valor de R_2 con la ec. 4.2. Posteriormente y por medio de la relación dada en la figura 4.1, se determina el valor de R_1 , que junto con los valores propuestos para α y β definen completamente el trazo de la cresta del vertedor.

El ángulo θ , el radio R_3 (ec. 4.6) y el ángulo η , permiten el trazo del primer arco en ambos lados de la transición. Así mismo, el ángulo λ y el radio R_4 (ec. 4.5) sirven para concluir el trazo de la transición. El ancho del canal de descarga (ec. 4.8) sirve para corroborar el trazo en planta de la transición. Además, la longitud de ésta (ec. 4.11) ayuda a fijar la posición de la sección de control (ec. 4.4). Por último, el mínimo ancho del canal de acceso está dado por la ecuación 4.7 .

Esta será la forma de diseñar, en planta, cualquier vertedor en abanico.

La única variante es el diseño en elevación, que en todos los casos tendrá un esquema como el mostrado en la figura 4.8, y se realizará como a continuación se indica :

Se calcula la carga de diseño con la ecuación 1.2, posteriormente se obtiene el gasto unitario y se resuelve la ecuación 4.22, finalmente el valor de "a" (ec. 4.19) se multiplica por un coeficiente experimental,

cuyo valor se verá en el quinto capítulo de esta tesis, y ésa será la altura del cimacio (a_r).

El valor para la pendiente de la transición está comprendido entre 0.05 y 0.06, mientras que el de la pendiente para el canal de descarga está entre 0.03 y 0.04.

CAPITULO QUINTO ENSAYOS Y RESULTADOS

Tradicionalmente el diseño de obras de excedencia se ha concluido con pruebas en un modelo hidráulico. Esto, como se mencionó en un principio, es el resultado de la complementación de los modelos matemáticos con los físicos, sin embargo no deja de ser un inconveniente desde el punto de vista de tiempo y costos para el proyecto.

En el presente capítulo se expone la forma en cómo puede ser diseñado, de ahora en adelante, un vertedor en abanico con la ayuda del criterio expuesto en el capítulo anterior (lo cual queda de manifiesto al seguir paso a paso el diseño de dos modelos utilizados en el estudio), también se presentan los ensayos más representativos, con los que fue posible afinar y optimizar el funcionamiento de los vertedores. Posteriormente se realiza una comparación de los resultados obtenidos en cada modelo para cuantificar los efectos de escala y después cotejar los resultados obtenidos con el método tradicional y los arrojados por el criterio propuesto. Finalmente se llega a una gráfica (5.5) la cual es la pauta para el diseño de un vertedor en abanico (en función del gasto y la longitud de vertido).

5.1 Diseño hidráulico de dos modelos utilizados en el estudio

El primer modelo a construir se eligió de entre los mostrados en la tabla 1.1, de tal manera que fue seleccionado el correspondiente a un gasto $Q = 2190 \text{ m}^3/\text{seg}$ y longitud de vertido $L = 205.10 \text{ m}$.

Hecho lo anterior se decidió construir el modelo para ese prototipo con una escala de líneas $L_e = 100$. Con estos datos y lo expuesto en el capítulo anterior se procedió al diseño como sigue:

Datos :

$$Q_p = 2190 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L_p = 205.10 \text{ m}$$

$$L_e = 100$$

Con lo dicho en el tercer capítulo es claro que los modelos a ensayar son modelos hidráulicos, de Froude, de fondo fijo y no distorsionados. Así, de la condición de Froude, tenemos :

$$L_e = 100 = \frac{L_p}{L_m}$$

$$L_m = \frac{205.10}{100}$$

$$L_m = 205.10 \text{ cm}$$

$$Q_e = L_e^{5/2} = 100 \ 000 = \frac{Q_p}{Q_m}$$

$$Q_m = \frac{2190}{100 \ 000}$$

$$Q_m = 21.90 \text{ l.p.s.}$$

Una vez obtenidos L_m y Q_m se procede a calcular todas las magnitudes físicas del modelo, que están dadas por las relaciones anotadas en el capítulo anterior.

a) En planta :

- La magnitud del radio central " R_2 " está dada por :

$$R_2 = \frac{L}{4.6313} = \frac{205.10}{4.6313}$$

$$R_2 = 44.286 \text{ cm}$$

- El valor del radio de los arcos laterales se define por :

$$R_1 = 2.6671926 R_2$$

$$R_1 = 118.20 \text{ cm}$$

- La longitud de la sección de control es :

$$L_1' = 2.5347377 R_2$$

$$L_1' = 112.25 \text{ cm}$$

- El radio en el primer tramo de la transición es :

$$R_3 = 0.945266 R_2$$

$$R_3 = 41.86 \text{ cm}$$

- El radio en el segundo tramo de la transición es :

$$R_4 = 2.109469 R_2$$

$$R_4 = 93.42 \text{ cm}$$

- Para el ancho del canal de descarga se obtuvo :

$$L''' = 1.0526319 R_2$$

$$L''' = 46.62 \text{ cm}$$

- El ancho a mitad de la transición es :

$$L^{IV} = 1.3613153 R_2$$

$$L^{IV} = 60.29 \text{ cm}$$

- Para la longitud de la transición se tiene :

$$L'' = 1.5840918 R_2$$

$$L'' = 70.15 \text{ cm}$$

- El ancho del canal de acceso es

$$L^V = 5.2631579 R_2$$

$$L^V = 233.08 \text{ cm}$$

Los ángulos α , β , η , etc., cuyo valor es constante, pueden verse en el capítulo anterior. De esta manera se da por terminado el diseño en planta del vertedor.

b) En elevación .

El diseño se reduce al cálculo tanto de la altura del cimacio como del perfil del mismo.

En esta segunda parte del diseño, se utilizan como datos:

$$Q = 21.90 \text{ l.p.s.}$$

$$L = 205.10 \text{ cm}$$

$$C = 1.75$$

además,

$$q = 0.0106777 \text{ l.p.s./cm}$$

Por medio de las fórmulas dadas para tal efecto se obtiene :

$$H = 3.86 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 0.975 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 4.39 \text{ cm}$$

$$P = 2.50 \text{ cm}$$

$$a_f = 3.51 \text{ cm}$$

Con el valor obtenido para la carga de diseño " H_d ", se procede a calcular el perfil del cimacio con base en las figuras 2.2 y 2.3 (dadas por el U.S.B.R.).

Para el cuadrante aguas arriba se tiene :

$$K = 0.51$$

$$n = 1.85$$

$$\frac{X_c}{H_d} = 0.275 \quad \Rightarrow \quad X_c = 1.10 \text{ cm}$$

$$\frac{Y_c}{H_d} = 0.128 \quad \Rightarrow \quad Y_c = 0.51 \text{ cm}$$

$$\frac{r_1}{H_d} = 0.518 \quad \Rightarrow \quad r_1 = 2.07 \text{ cm}$$

$$\frac{r_2}{H_d} = 0.216 \quad \Rightarrow \quad r_2 = 0.86 \text{ cm}$$

Mientras que para el cuadrante de aguas abajo :

X	Y
0.000	0.000
0.500	0.045
1.000	0.158
1.500	0.332
2.000	0.563
2.500	0.846
3.000	1.181
3.500	1.566
4.000	2.000
4.500	2.481
5.000	3.009
5.440	3.510

Tomando en cuenta los rangos dados para el valor de la pendiente tanto de la transición como del canal de descarga se toman :

$$\text{Pendiente de la transición} \quad S_T = 0.06$$

$$\text{Pendiente del canal de descarga} \quad S_{CD} = 0.04$$

De esta forma es como se diseña un vertedor en abanico con el nuevo criterio. Es evidente la gran facilidad para utilizarlo, además de que puede diseñarse bajo cualquier combinación de gasto y logitud de cresta (que esté dentro del rango establecido en la fig.5.5).

Posteriormente surgió la pregunta :

Qué tanto influirá la escala del modelo ?

Para contestar a esa pregunta se construyó otro modelo de los que aparecen en la tabla 1.1 (que como fue señalado en su oportunidad, es el mismo modelo pero con un juego de escalas). Para este caso el modelo

elegido fue el que aparece con:

$$Q = 5980 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = 308.00 \text{ m}$$

$$L_e = 100$$

En el diseño se siguieron exactamente los mismos pasos que en el modelo anterior, así pues, se obtuvieron los siguientes valores:

$$L = 308 \text{ cm}$$

$$L^{IV} = 90.53 \text{ cm}$$

$$Q = 59.80 \text{ l.p.s.}$$

$$L'^2 = 105.35 \text{ cm}$$

$$R_2 = 66.50 \text{ cm}$$

$$L^V = 350.02 \text{ cm}$$

$$R_1 = 177.38 \text{ cm}$$

$$H = 5.79 \text{ cm}$$

$$L'_1 = 168.57 \text{ cm}$$

$$Y_1 = 1.46 \text{ cm}$$

$$R_3 = 62.86 \text{ cm}$$

$$Y_2 = 6.59 \text{ cm}$$

$$R_4 = 140.29 \text{ cm}$$

$$a_r = 5.27 \text{ cm}$$

$$L''' = 70.00 \text{ cm}$$

$$P = 3.75 \text{ cm}$$

Para el cuadrante aguas arriba se tiene :

$$K = 0.51$$

$$n = 1.85$$

$$X_c = 1.65 \text{ cm}$$

$$Y_c = 0.768 \text{ cm}$$

$$r_1 = 3.11 \text{ cm}$$

$$r_2 = 1.30 \text{ cm}$$

Mientras que para el cuadrante de aguas abajo :

X	Y
0.000	0.000
0.500	0.032
1.000	0.113
1.500	0.237
2.000	0.402
2.500	0.604
3.000	0.844
3.500	1.119
4.000	1.428
4.500	1.772
5.000	2.149
5.500	2.558
6.000	3.000
6.500	3.473
7.000	3.978
7.500	4.513
8.000	5.079
8.160	5.266

5.2 Ensayos realizados

En todas las pruebas llevadas a cabo, se conservó la misma geometría en planta, variando únicamente la altura del cimacio, con la finalidad de optimizar el funcionamiento de la estructura. Lo anterior obedece a que si la altura "P" aumenta, también lo hace el coeficiente de descarga, y con ello se consigue, aún para gastos mayores al de diseño, un coeficiente aceptable, además de un buen funcionamiento.

Los ensayos, que fueron realizados en los dos modelos físicos descritos en páginas anteriores, tuvieron lugar en las instalaciones del I.I., un esquema del sistema utilizado se muestra en la fig. 5.0b.

Para reproducir dichos ensayos, se deben cumplir dos requisitos indispensables:

- a) Contar con una instalación, sino igual, al menos lo más parecida posible a la mostrada en la fig. 5.0b.
- b) Los modelos, en los que se va a ensayar, deberán ser iguales a los diseñados en el inciso 5.1, teniendo un acabado de cemento pulido.

A continuación se enumeran los pasos necesarios para reproducirlos :

- 1.- Cerrar la válvula de control del tanque regulador.
- 2.- Arrancar las bombas para subir el agua, del cárcamo al tanque de carga constante.
- 3.- Una vez que esté vertiendo el tanque de carga constante, no antes, abrir la válvula del tanque regulador.
- 4.- Cuando el nivel del tanque regulador no varíe, esto es, cuando no haya fluctuaciones apreciables en el nivel del agua, medir la carga sobre la cresta del aforador triangular, con ayuda de un limnómetro (previamente calibrado) y determinar el gasto con el que se trabaja, con ayuda de la curva elevacion-gasto del aforador.

- 5.- Conocido el gasto, determinar la carga sobre el abanico, con auxilio de otro limnómetro, también ya calibrado.
- 6.- Calculado el gasto, determinada la carga sobre la cresta y como la longitud de la misma es conocida, se obtiene el coeficiente de descarga "C", con la ec. 1.1 .
- 7.- Revisar las lecturas así como el resultado.
- 8.- Cambiar la apertura de la válvula de control y proceder, nuevamente, desde el paso 4.
- 9.- Para la determinación de las gráficas $Q - C$ (figs. 5.1, 5.2, 5.3 y 5.4) se deben hacer al menos 50 mediciones para cada una.

Algunos de los resultados de los principales ensayos, se resumen en las tablas mostradas a continuación y a partir de ellos, se obtuvo la fig 5.5.

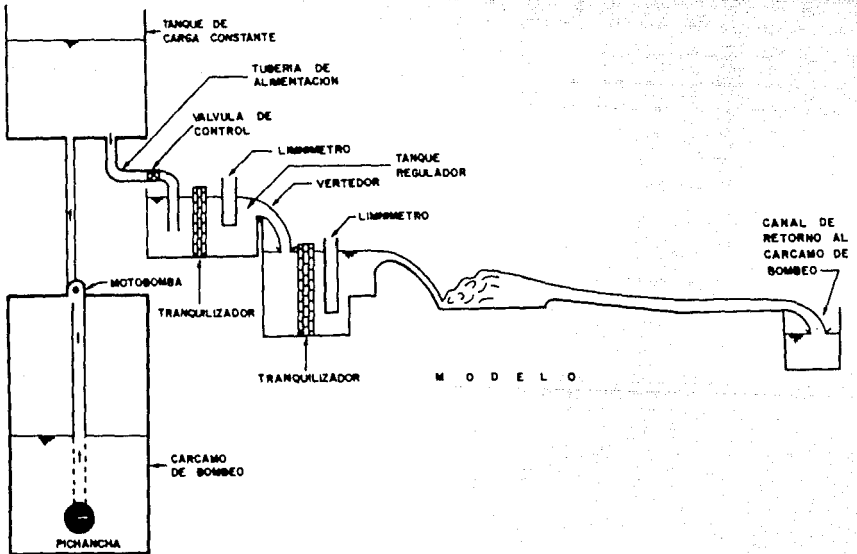


FIG. 5.0b INSTALACIONES EN LOS MODELOS.

TABLA 5.1 ENSAYOS EN EL MODELO 1 CON P = 2.50 cm

Prueba No.	Carga Aforador (cm)	Gasto (lps)	Carga Vertedor Abanico (cm)	Coefficiente de descarga	OBSERVACIONES
1	9.90	4.31	1.09	1.845	
2	9.92	4.33	1.10	1.828	
3	10.61	5.12	1.23	1.828	
4	11.00	5.59	1.29	1.861	
5	11.42	6.13	1.35	1.906	
6	12.02	6.96	1.47	1.903	
7	12.83	8.16	1.64	1.895	
8	13.38	9.07	1.75	1.909	
9	13.82	9.83	1.85	1.905	
10	14.34	10.78	1.95	1.930	
11	15.03	12.12	2.13	1.902	
12	15.91	13.98	2.31	1.941	
13	15.92	14.00	2.32	1.932	ONDAS DE MACH MUY CLARAS
14	16.23	14.69	2.41	1.915	
15	16.72	15.83	2.53	1.917	
16	17.24	17.08	2.66	1.920	
17	17.30	17.23	2.65	1.948	
18	18.07	19.22	2.86	1.940	
19	18.67	20.85	3.13	1.836	
20	19.05	21.90	3.33	1.757	GASTO DE DISENO
21	19.08	22.01	3.35	1.750	
22	19.23	22.45	3.43	1.720	
23	19.31	22.68	3.43	1.740	
24	19.52	23.31	3.59	1.670	
25	19.85	24.30	3.78	1.612	
26	20.24	25.51	4.13	1.482	
27	20.44	26.15	4.24	1.460	
28	20.54	26.47	4.29	1.452	
29	20.82	27.38	4.55	1.376	
30	20.82	27.38	4.46	1.417	
31	21.12	28.38	4.70	1.358	
32	21.37	29.23	4.93	1.300	
33	21.72	30.44	5.14	1.270	

FIG. 5.1 GASTO-COEFICIENTE (MODELO 1 P=2.5 cm)

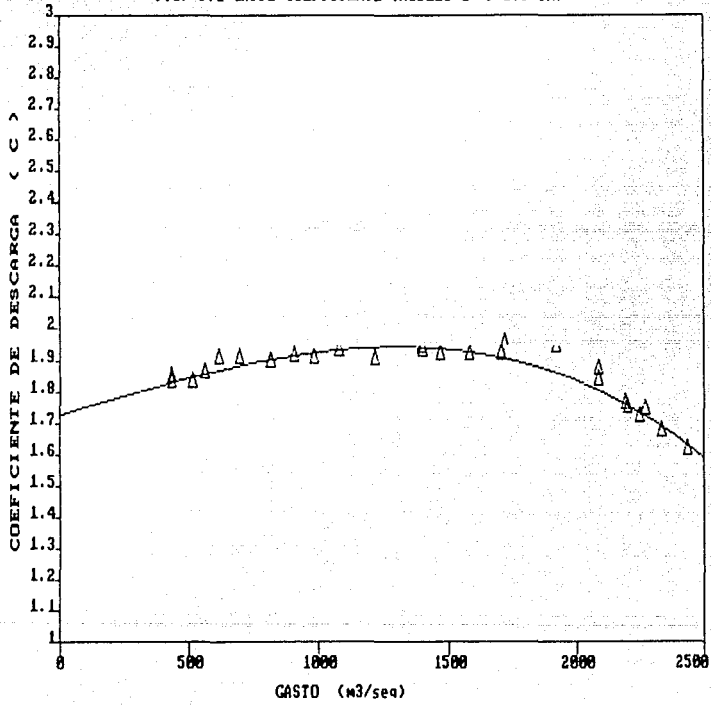


TABLA 5.2 ENSAYOS EN EL MODELO 2 CON P = 3.72 cm

Prueba No.	Carga Vertedor Aforador (cm)	Gasto (lps)	Carga Vertedor Abanico (cm)	Coefficiente de descarga	OBSERVACIONES
1	11.27	5.90	1.03	1.860	
2	11.92	6.81	1.13	1.835	
3	12.66	7.91	1.25	1.832	
4	13.05	8.52	1.31	1.837	
5	13.52	9.30	1.40	1.813	
6	14.13	10.39	1.50	1.843	
7	14.90	11.86	1.62	1.871	
8	16.90	16.25	1.96	1.934	
9	17.12	16.79	2.03	1.892	
10	17.41	17.48	2.10	1.870	
11	17.74	18.35	2.16	1.880	
12	17.77	18.43	2.15	1.902	
13	18.42	20.16	2.29	1.902	
14	18.84	21.33	2.37	1.910	
15	19.71	23.88	2.53	1.935	
16	20.12	25.14	2.64	1.919	
17	20.20	25.39	2.63	1.939	
18	21.16	28.51	2.85	1.936	
19	21.75	30.54	2.90	1.958	
20	22.55	33.43	3.16	1.943	
21	22.67	33.88	3.18	1.950	
22	23.11	35.54	3.26	1.975	
23	23.72	37.94	3.42	1.960	
24	23.77	38.14	3.46	1.942	
25	24.37	40.59	3.58	1.960	
26	24.87	42.70	3.69	1.970	
27	24.92	42.92	3.71	1.970	
28	25.74	46.53	3.98	1.920	
29	25.79	46.76	3.93	1.968	
30	25.82	46.89	3.97	1.939	
31	26.61	50.57	4.19	1.935	
32	26.63	50.66	4.19	1.939	
33	27.22	53.51	4.39	1.905	
34	28.47	59.87	4.93	1.798	
35	28.51	60.08	4.95	1.793	CASTOS DE DISEÑO
36	28.51	60.08	4.94	1.799	
37	29.01	62.75	5.22	1.730	
38	29.52	65.55	5.54	1.650	

FIG. 5.2 GASTO-COEFICIENTE (MODELO 2 P=3.75 cm)

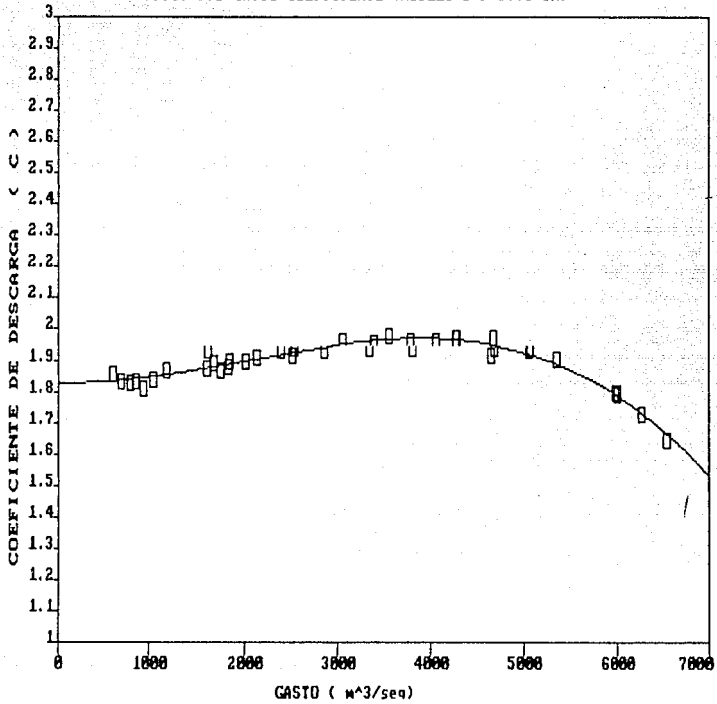


TABLA 5.3 ENSAYOS EN EL MODELO 1 CON P = 3.00 cm

Prueba No.	Carga Vertedor Aforador (cm)	Gasto (lps)	Carga Vertedor Abanico (cm)	Coefficiente de descarga	OBSERVACIONES
1	10.03	4.45	1.18	1.692	
2	10.12	4.45	1.18	1.692	
3	11.07	5.68	1.34	1.786	
4	12.23	7.27	1.58	1.784	
5	12.67	7.92	1.65	1.823	
6	12.71	7.99	1.68	1.788	
7	13.37	9.05	1.80	1.287	
8	13.42	9.13	1.80	1.844	
9	13.73	9.67	1.88	1.289	
10	14.12	10.37	1.93	1.886	
11	14.62	11.31	2.06	1.866	
12	14.73	11.53	2.09	1.860	
13	15.02	12.10	2.15	1.872	
14	15.21	12.49	2.20	1.866	
15	15.70	12.66	1.97	2.230	
16	16.41	15.10	2.47	1.897	
17	16.48	15.26	2.49	1.894	
18	17.12	16.79	2.64	1.908	
19	17.53	17.81	2.70	1.957	
20	17.61	18.16	2.70	1.980	
21	17.83	18.58	2.80	1.934	
22	18.02	19.08	2.81	1.960	
23	18.42	20.16	2.97	1.920	
24	19.03	21.87	3.14	1.916	GASTO DE DISEÑO
25	19.11	22.10	3.20	1.882	
26	19.46	23.13	3.31	1.872	
27	19.63	23.64	3.42	1.822	
28	19.68	23.79	3.49	1.779	
29	19.89	24.43	3.59	1.750	
30	19.92	24.52	3.59	1.757	
31	19.92	24.52	3.60	1.750	
32	20.22	25.45	3.73	1.723	
33	20.27	25.61	3.74	1.726	
34	20.48	26.28	3.91	1.657	
35	20.50	26.34	3.90	1.668	
36	20.98	27.91	4.23	1.564	
37	21.02	28.04	4.20	1.589	
38	21.12	28.38	4.32	1.541	
39	21.22	28.72	4.33	1.554	
40	21.37	29.23	4.52	1.483	
41	21.92	31.14	4.89	1.404	

FIG. 5.3 GASTO-COEFICIENTE (MODELO 1 P=3.00 cm)

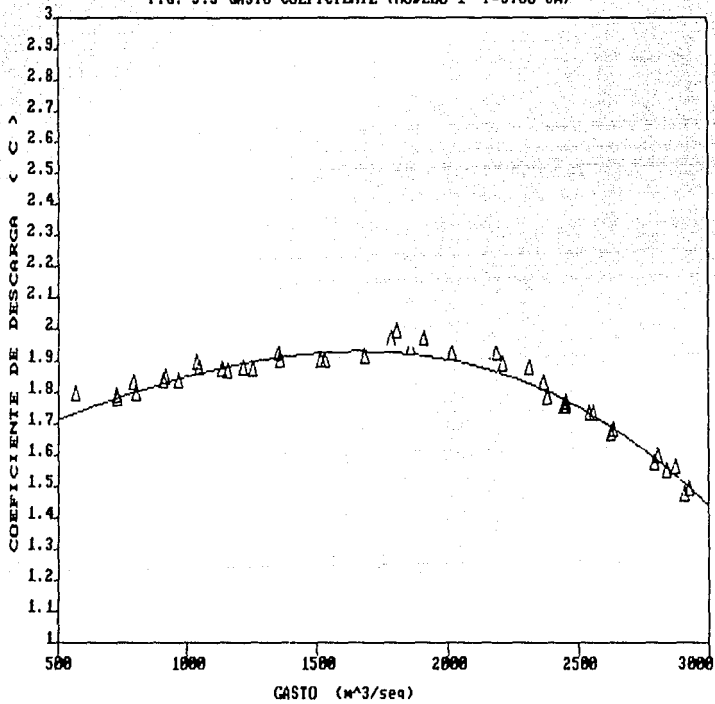
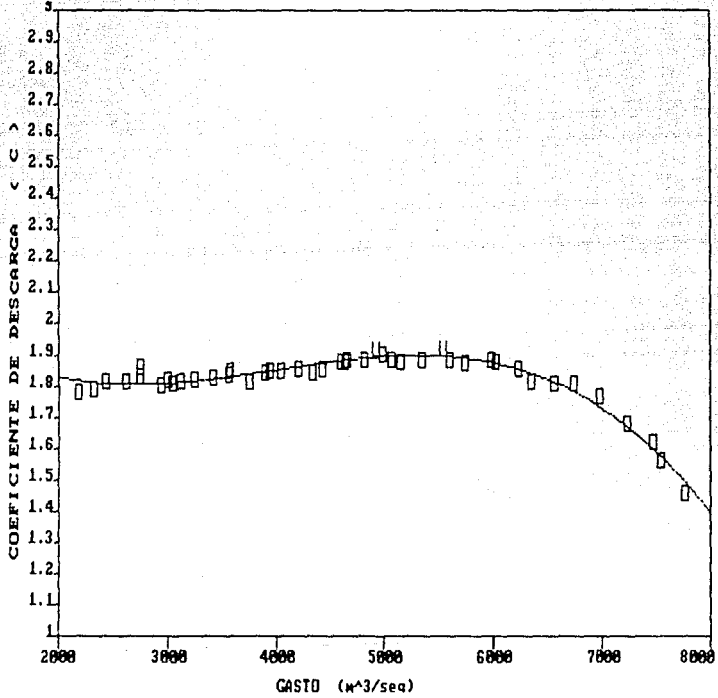


TABLA 5.4 ENSAYOS EN EL MODELO 2 CON P = 4.50 cm

Prueba No.	Carga Vertedor Aforador (cm)	Gasto (lps)	Carga Vertedor Abanico (cm)	Coefficiente de descarga	OBSERVACIONES
1	19.00	21.78	2.51	1.784	
2	19.49	23.21	2.62	1.792	
3	19.87	24.36	2.68	1.816	
4	20.45	26.18	2.81	1.820	
5	20.87	27.55	2.89	1.833	
6	21.42	29.40	3.05	1.803	
7	21.72	30.44	3.16	1.810	
8	21.92	31.14	3.16	1.816	
9	22.26	32.36	3.23	1.823	
10	22.72	34.06	3.34	1.828	
11	23.17	35.77	3.42	1.851	
12	23.62	37.54	3.57	1.820	
13	23.97	38.94	3.62	1.850	
14	24.07	39.35	3.64	1.852	
15	24.32	40.38	3.71	1.852	
16	24.72	42.06	3.80	1.858	
17	25.01	43.30	3.89	1.850	
18	25.22	44.22	3.93	1.859	
19	25.63	46.04	4.00	1.884	
20	26.11	48.22	4.11	1.899	
21	26.36	49.39	4.14	1.924	
22	26.47	49.90	4.19	1.906	
23	26.63	50.80	4.27	1.889	
24	26.83	51.62	4.32	1.884	
25	27.21	53.47	4.42	1.889	
26	27.73	56.05	4.56	1.891	
27	28.00	57.43	4.65	1.877	
28	28.46	59.82	4.76	1.887	GASTO DE DISEÑO
29	28.53	60.19	4.79	1.884	
30	28.93	62.32	4.94	1.851	
31	29.15	63.51	5.09	1.817	
32	29.52	65.55	5.21	1.812	
33	29.83	67.28	5.30	1.810	
34	30.28	69.85	5.52	1.768	
35	30.72	72.41	5.85	1.683	
36	31.11	74.73	6.12	1.624	
37	31.22	75.39	6.30	1.567	
38	31.60	77.71	6.75	1.457	

FIG. 5.4 GASTO-COEFICIENTE (MODELO 2 P=4.50 cm)



5.2.1 Comparación de resultados entre ambos modelos (efectos de escala)

Si bien es cierto que uno de los modelos utilizados en el estudio puede considerarse más rugoso que el otro (esto se debe a que el acabado es prácticamente el mismo, pero la escala de líneas es diferente y por ello la rugosidad cambia), también es cierto que el efecto de la fricción en este tipo de estructuras no es muy significativa, debido a que el estudio de éstas se lleva a cabo por medio de la condición de Froude, en donde la acción de la gravedad es preponderante sobre las demás. En esta condición sólo se pretende estudiar el comportamiento general del flujo, mientras que los efectos debidos a la fricción son un estudio particular del problema, si éste fuera el caso, no sería válido "escalar" el modelo con Froude y lo correcto sería escalarlo de acuerdo a Reynolds.

Además, en una obra de excedencias generalmente se tiene régimen turbulento, por lo que los efectos de la fricción no se manifiestan.

Ahora bien, al comparar los resultados obtenidos en ambos modelos puede verse que para gastos muy grandes surgían problemas en el modelo No. 2, ya que en el tanque regulador se presentaban fluctuaciones apreciables en el nivel del agua (por los gastos tan grandes que se manejaban).

Mas sin embargo, también es claro que para el gasto de diseño, en ambos modelos, el coeficiente de descarga es prácticamente el mismo, pese a que las gráficas no coinciden totalmente. Esto se debe a que los resultados obtenidos en diferentes pruebas y en un mismo modelo varían (no es posible obtener resultados idénticos) más aún al comparar resultados entre uno y otro modelo.

5.2.2 Comparación de los resultados obtenidos con el nuevo criterio y los obtenidos con el criterio anterior

Es evidente que con el nuevo criterio de diseño se han logrado una serie de ventajas, ya que en un principio sólo era posible diseñar la estructura si es que coincidían los datos obtenidos del tránsito de avenidas (Q y L) con alguna pareja de las que aparecen en la tabla 1.1, ahora ha sido ampliado el rango en el cual es posible diseñar la estructura.

Una ventaja más que se le puede anotar al nuevo criterio de diseño es que las partes que componen al vertedor en abanico están perfectamente definidas y por ello se pueden calcular a partir de los datos Q y L. Mientras que en los criterios anteriores se daban rangos para algunos valores e incluso para algunas relaciones entre valores, por lo cual la geometría no resultaba perfectamente compatible y esto daba lugar a pequeñas modificaciones, algo muy normal en este tipo de estructuras, pero totalmente arbitrarias y con ello nada seguras.

5.3 Gráfica para la selección del vertedor

La figura 5.5 tiene como finalidad proporcionar un diseño hidráulico óptimo de estas estructuras. Lo anterior se logra si dada una combinación de Q y L, se tiene un punto dentro del rango de la fig. 5.5.

El criterio a seguir será el especificado por la línea llena inferior; de esta manera, se diseña un vertedor con una longitud de cresta igual a la especificada, pero con un gasto menor.

Según lo observado a lo largo de los ensayos, al aumentar el gasto más allá del de diseño, el coeficiente que se obtenga no será muy alto, sin embargo, el funcionamiento hidráulico resulta aceptable. Además, los

niveles del agua en el embalse son menores a los que resultan si se utilizan cimacios más grandes, que den coeficientes más altos.

La gran ventaja de esta gráfica es que cualquier combinación de Q y L dentro del rango dado, no requiere de la construcción de modelo hidráulico para la verificación del funcionamiento, ni mucho menos, para corregir deficiencias. Así pues, esta gráfica es sumamente útil para diseñar, con el criterio propuesto, vertedores en abanico.

Después de realizar un cuidadoso estudio en modelos hidráulicos, se han establecido valores para el coeficiente " k_1 ", que aparece en la fórmula 4.23 (con la cual se obtiene la altura final del cimacio).

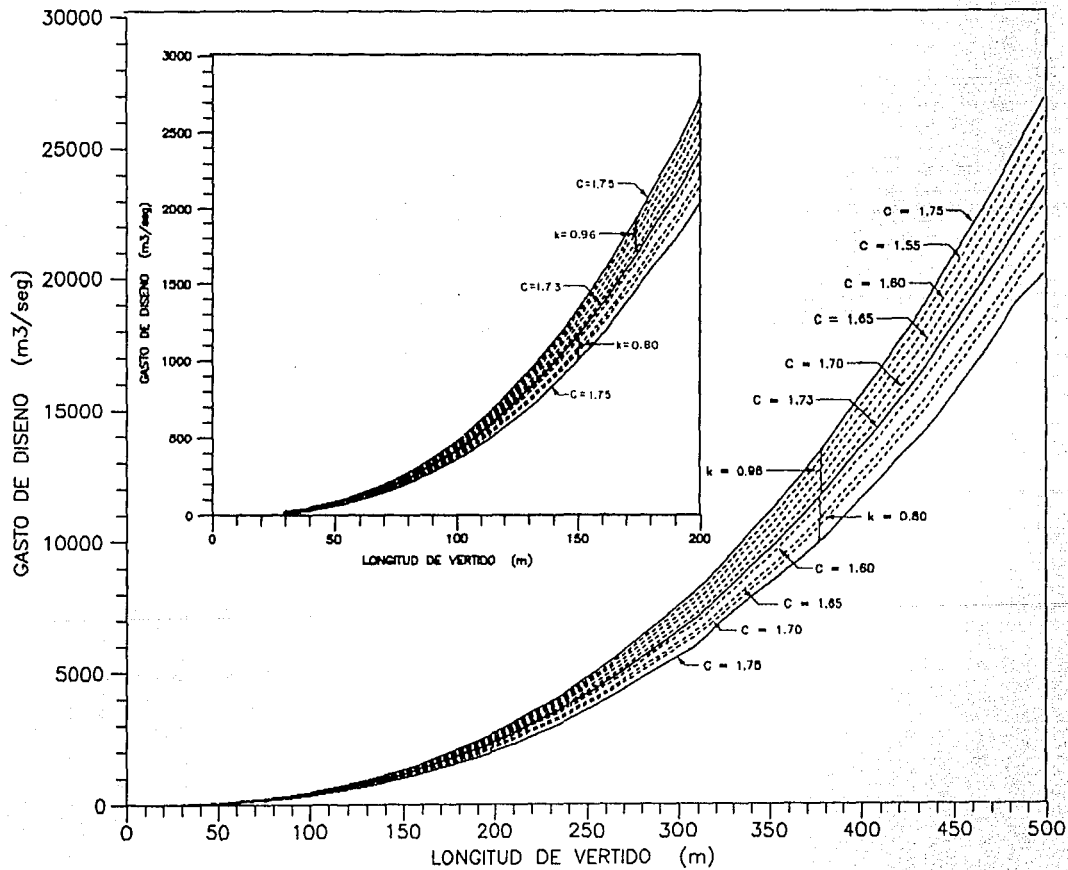
Así, para el primer rango de combinaciones Q - L, que va desde la primera línea llena (de derecha a izquierda) hasta antes de la segunda línea llena, $k_1 = 0.80$. En tanto que el segundo rango, de la segunda a la tercera línea llena $k_1 = 0.96$.

La utilización de la gráfica es como sigue :

Con los valores de Q y L obtenidos del tránsito de avenidas, se entra a la fig. 5.5, en la cual se lee el valor de " C_1 ", con éste y utilizando la ec. 1.2 se determina la carga sobre la cresta. Posteriormente se obtiene el gasto unitario y se resuelve la ec. 4.22, el valor de "a" (ec. 4.19) se multiplica por el coeficiente experimental " k_1 ", correspondiente al intervalo en donde quede ubicado el punto (Q,L).

La magnitud de "P" está dada por la ec. 4.24. Finalmente se suman el valor de la carga mas el valor de "P" y, como el gasto es conocido, se obtiene la velocidad de aproximación, para que con ayuda de las figs. 2.2 y 2.3 se diseñe el cimacio.

FIG. 5.5 GRAFICA PARA EL DISENO DE VERTEDORES EN ABANICO



CONCLUSIONES

Observando los resultados a los que se llegó, después de realizar un gran número de ensayos en los modelos, fue posible establecer las siguientes conclusiones :

- 1^a El nuevo criterio de diseño de vertedores en abanico permite establecer relaciones perfectamente definidas entre uno de los elementos geométricos y los restantes, de suerte que conociendo ese elemento, es posible realizar el trazo cerrado, en planta, del abanico.
- 2^a El empleo de la teoría de escalas y los ensayos en modelos hidráulicos permitieron probar los diseños propuestos con el criterio en estudio y hacer extensivos los resultados a un gran número de combinaciones de valores de gasto Q y longitud de cresta L .
- 3^a Es posible diseñar un vertedor en abanico, prácticamente para cualquier combinación lógica de gasto Q y longitud de cresta L , que resulten del tránsito de avenidas en una presa.

- 4^a El funcionamiento hidráulico de la estructura resultante de la aplicación del nuevo criterio de diseño es excelente y no requiere de modelo hidráulico para su construcción en prototipo.
- 5^a Para un cierto rango de gastos, menores al de diseño, se aprecia la ocurrencia de ondas de Mach, generadas en la zona de la transición, y que viajan hacia el canal de descarga y de una a otra margen, sin embargo, la altura de las mismas no rebasa el nivel alcanzado por el agua para el gasto máximo.
- 6^a La altura del cimacio y su perfil están definidos a través de expresiones matemáticas sencillas y la figura 5.5, para valuar el coeficiente de descarga.
- 7^a El empleo de la figura 5.5 permite definir los principales parámetros a fin de obtener la geometría en planta y en elevación, del vertedor, así mismo, obtener los niveles en el vaso y el perfil del agua en las márgenes. Al mismo tiempo, el diseño del perfil del cimacio no estará sujeto a presiones negativas importantes.

AGRADECIMIENTOS

Deseo hacer patente un especial reconocimiento al Ing. Julio Lozoya C., por su acertada dirección, sus valiosos consejos y gran amistad.

Al M. en I. Víctor Franco por los comentarios y la ayuda prestada en todo momento.

A todo el personal del Instituto de Ingeniería, por el apoyo y las facilidades proporcionadas para la realización de este trabajo.

A todos los profesores que hicieron posible mi formación profesional.

NOTACION

Símbolo	Descripción
a	Semieje mayor de la elipse que da forma a la transición[m], altura del cimacio [m]
a _e	Escala de aceleraciones [adim]
a _r	Altura final del cimacio [m]
a _m	Aceleración en el modelo [m/s ²]
a _p	Aceleración en el prototipo [m/s ²]
A	Area hidráulica [m ²]
A _e	Escala de áreas [adim]
A _m	Area en el modelo [m ²]
A _p	Area en el prototipo [m ²]
B	Ancho de plantilla [m]
B _p	Ancho de plantilla al principio de la transición [m]
B _i	Ancho de plantilla al centro de la transición [m]
B _r	Ancho de plantilla al final de la transición [m]
B.L.	Bordo libre [m]
b	Semieje menor de la elipse que da forma a la transición [m]
C	Coefficiente de descarga [adim]
C	Número de Cauchy [adim]

Símbolo	Descripción
c	Velocidad del sonido en el seno de un fluido [m/s]
d_1, Y_1	Tirante del flujo, en la sección <u>1</u> [m]
d_2, Y_2	Tirante del flujo, en la sección <u>2</u> [m]
d_c, Y_c	Tirante critico [m]
E	Módulo de elasticidad [kg/cm ²]
E_1	Energía en la sección <u>1</u> [m]
E_2	Energía en la sección <u>2</u> [m]
E	Número de Euler [adim]
e	Profundidad de un tanque amortiguador [m]
F	Número de Froude [adim]
g	Aceleración gravitacional [m/s ²]
H	Carga hidráulica [m]
H_e	Carga de operación [m]
H_d	Carga de diseño (carga hidráulica mas carga de velocidad) [m]
J	Profundidad de la cubeta de lanzamiento [m]
K	Coefficiente para el diseño del perfil, aguas abajo, del cimacio [adim]
k_1	Coefficiente experimental para determinar la altura final del cimacio [adim]
L	Longitud de cresta [m]
L_e	Escala de longitudes [adim]
L_m	Longitud en el modelo [m]
L_p	Longitud en el prototipo [m]
L'_1	Longitud de la sección de control [m]
L''	Longitud de la transición [m]
L'''	Ancho del canal de descarga [m]

Símbolo	Descripción
L^{IV}	Ancho al centro de la transición [m]
L^V	Ancho del canal de acceso [m]
l	Longitud de un tanque amortiguador [m]
M_m	Masa en el modelo [kg]
M_p	Masa en el prototipo [kg]
M	Número de Mach [adim]
n	Coficiente para el diseño del perfil, aguas abajo, del cimacio [adim] Coficiente de rugosidad de Manning [$m^{5/3}/seg$]
P	Profundidad del canal de acceso [m], Presión [kg/m^2]
P_d	Fuerza externa (en la ecuación de momentum) [kg]
Q	Gasto [m^3/s]
Q_e	Escala de gastos [adim]
Q_m	Gasto en el modelo [m^3/s]
Q_{max}	Gasto máximo (resultado del tránsito de avenida) [m^3/s]
Q_p	Gasto en el prototipo [m^3/s]
q	Gasto unitario [$m^3/s/m$]
q_p	Gasto unitario al principio de la transición [$m^3/s/m$]
q_1	Gasto unitario al centro de la transición [$m^3/s/m$]
q_f	Gasto unitario al final de la transición [$m^3/s/m$]
R_h	Radio hidráulico [m]
R_1	Radio de los arcos laterales del cimacio [m]
R_2	Radio del arco central del cimacio [m]
R_3	Radio que describe la primera parte de la transición [m]
R_4	Radio que describe la segunda parte de la transición [m]

Símbolo	Descripción
R	Número de Reynolds [adim]
r_1	Radio de curvatura del cimacio, para el cuadrante aguas arriba [m]
r_2	Radio de curvatura del cimacio, para el cuadrante aguas arriba [m]
S	Pendiente de plantilla [adim]
S_c	Pendiente crítica [adim]
S_f	Pérdidas por fricción [m]
T	Ancho de la superficie libre del agua [m]
t_e	Escala de tiempos [adim]
t_m	Tiempo en el modelo [seg]
t_p	Tiempo en el prototipo [seg]
v_c	Velocidad crítica [m/s]
v_e	Escala de velocidades [adim]
v_m	Velocidad en el modelo [m/s]
v_p	Velocidad en el prototipo [m/s]
v_1	Velocidad media en la sección 1 [m/s]
v_2	Velocidad media en la sección 2 [m/s]
$v^2/2g$	Carga de velocidad [m]
W	Número de Weber [adim]
X_c	Abscisa en el cálculo del perfil del cimacio [m]
Y_c	Ordenada en el cálculo del perfil del cimacio [m]
Y_n	Tirante normal [m]
Z	Carga de posición [m]
z	Altura efectiva de caída del agua [m]

Símbolo	Descripción
z_c, \bar{y}	Profundidad del centro de gravedad de cualquier sección transversal [m]
α	Angulo central del cimacio [grados]
β	Angulo lateral del cimacio [grados]
γ_c	Escala de pesos volumétricos [adim]
δ	Angulo del arco que describe la transición [grados]
μ	Viscosidad dinámica [kg s/m ²]
ν	Viscosidad cinética [m ² /s]
ρ	Densidad [kg s ² /m ⁴]
σ	Tensión superficial [kg/m]
τ	Esfuerzo tangencial [kg/m ²]
V	Escala de volúmenes [adim]
V_m	Volumen en el modelo [m ³]
V_p	Volumen en el prototipo [m ³]

LIBROS CONSULTADOS

1. Chow, Ven Te., "Open Channel Hydraulics", Mc. Graw-Hill Book Co., New York, 1969.
2. Giles, Ronald V., "Mecánica de fluidos e Hidráulica", Mc. Graw-Hill, México, 1985.
3. Gómez, Niño A., "Apuntes de la clase de Obras Hidráulicas I", E.N.E.P. - Acatlán, U.N.A.M., México, 1989.
4. Hiriart, Balderrama F., "Diseño hidráulico de vertedores en abanico", Ingeniería Hidráulica en México, S.R.H., Vol. III, págs. 46-67, México, 1949.
5. Levi, Lates E., et al., "Experiencias en prototipos y modelos hidráulicos", S.O.P., México, 1970.
6. Lozoya, Corrales J. y Negrete V. M., "En sólo 15 minutos diseñe un vertedor de abanico, que no requiere de modelo hidráulico para su construcción", X Congreso Nacional de Hidráulica, Morelia, México, 1988.
7. Lozoya, Corrales J. y Negrete V. M., "Estudio de normas de diseño de vertedores de abanico. 1ª parte", I.I., U.N.A.M., México, 1988.
8. Lozoya, Corrales J., "Obras de excedencia", Cap. A.2.10, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E.-I.I.E., México, 1983.
9. Marsal, J. Raúl y Reséndiz, Núñez D., "Presas de tierra y enrocamiento", Limusa, México, 1983.

10. Maza, José A. y Franco, Víctor, "Técnicas Experimentales", Cap. A.2.15, Manual de Diseño de Obras Civiles, C.F.E.-I.I.E., México, 1983.
11. Robertson, John A. y Crowe, C. T., "Mecánica de fluidos", Interamericana, México, 1985.
12. Sotelo, Avila G., "Hidráulica General", Vol. I, Limusa, México, 1989.
13. Ulloa, Ortiz S., "Vertedores en abanico", Ingeniería Hidráulica en México, S.R.H., Vol. IV, Págs. 11-30, México, 1956.
14. U.S.B.R., "Design of Small Dams", U.S.B.R., Water Resources Technical Publication, Washington, 1974.