



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES.

CAMPUS ARAGÓN

297117

**“PROPUESTA DE UN MODELO DE VERTEDOR DE
DESCARGA LIBRE CON CANAL LATERAL, SU
RÁPIDA Y CUBETA DEFLECTORA PARA EL
LABORATORIO DE HIDRÁULICA”.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

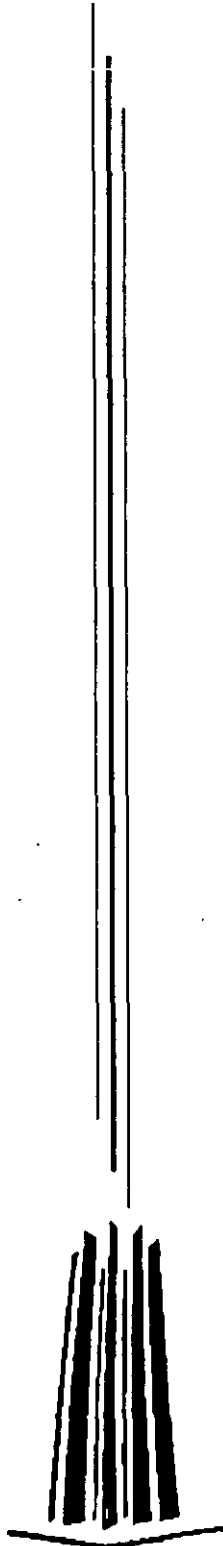
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

MARIO SOSA RODRÍGUEZ.

ASESOR:

ING. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ.





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**MARIO SOSA RODRÍGUEZ
PRESENTE.**

En contestación a la solicitud de fecha 3 de abril del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "PROPUESTA DE UN MODELO DE VERTEDOR DE DESCARGA LIBRE CON CANAL LATERAL, SU RAPIDA Y CUBETA DEFLECTORA PARA EL LABORATORIO DE HIDRAÚLICA", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 25 de abril del 2000
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/VSE/lla.

ÍNDICE

1	INTRODUCCIÓN	1
2	ASPECTOS GENERALES DE LAS ESTRUCTURAS VERTEADORAS	4
2.1	Generalidades	4
2.2	Partes del vertedor de excedencias	4
2.3	Clasificación de los vertedores de excedencias	5
2.4	Vertedor de canal lateral con descarga libre	6
2.5	Métodos de diseño existentes para el diseño de vertedores de canal lateral	8
2.5.1	Método de diseño del USBR	8
2.5.2	Método de Viparelli	15
2.5.3	Método de diseño de Guarga o SARH	19
2.5.4	Nuevo criterio de diseño propuesto por el Instituto de Ingeniería (II)	25
2.6	Metodología de cálculo del vertedor de descarga libre con canal lateral	47
3	DISEÑO DEL VERTEADOR DE DESCARGA LIBRE CON CANAL LATERAL, SU RÁPIDA Y CUBETA DEFLECTORA	50
3.1	Planteamiento del problema	50
3.2	Cálculos preliminares	52

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

3.3	Avenida de diseño	57
3.3.1	Para $T_R = 200$ años	57
3.3.2	Para $T_R = 2000$ años	60
3.4	Vertedor de descarga libre	64
3.4.1	Longitud de cresta	64
3.4.2	Perfil del cimacio	67
3.5	Canal colector lateral	68
3.6	Canal de descarga (rápida)	72
3.6.1	Condiciones críticas	73
3.6.2	Punto de tangencia	73
3.6.3	Perfil del escalón	74
3.6.4	Condiciones del flujo en el canal de descarga	74
3.7	Cubeta deflectora	79
3.7.1	Radio de curvatura	79
3.7.2	Condiciones hidrodinámicas del flujo sobre la cubeta deflectora	81
4	SIMILITUD HIDRÁULICA	85
4.1	Generalidades	85
4.2	Tipos de investigación con modelos hidráulicos	88
4.3	Semejanza hidráulica	91
4.3.1	Leyes de similitud	96
4.4	Similitud hidráulica del prototipo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora	98

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

5	APLICACIONES	106
5.1	Generalidades	106
5.2	Prácticas	108
5.2.1	Perfiles hidráulicos con caudal creciente	108
5.2.2	Salto hidráulico en canal trapecial	112
5.2.3	Aireación natural en rápidas	116
6	CONCLUSIONES	121
	BIBLIOGRAFÍA	123

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

1. INTRODUCCIÓN

En el proceso de enseñanza-aprendizaje de la asignatura de Obras Hidraulicas¹ es indispensable el soporte experimental que complemente a los fundamentos teóricos vistos en clase, mediante un contacto con modelos físicos que permitan la visualización y muestren los parámetros más importantes de los fenómenos y estructuras hidráulicas estudiadas, hasta el punto de su correcta aplicación en la práctica.

La consecuencia inmediata es la discusión por parte del alumno que permite forzar la mente y obtener así la explicación razonable, garantizando de esta manera su capacitación técnica.

Es precisamente este punto el que me motivo a desarrollar el tema del presente trabajo ya que muchas veces llegamos a tener un dominio matemático (teórico) del fenómeno pero nos cuesta trabajo ligar el comportamiento físico del mismo.

Además, de que el laboratorio de hidráulica de nuestra escuela carece de un modelo de este tipo que sirva de apoyo a la asignatura citada. Actualmente las prácticas implementadas se refieren a modelos matemáticos y modelos físicos limitados debido a que son analizados individualmente y no como un funcionamiento integral de toda la estructura hidráulica.

De acuerdo con lo anterior, y mi preocupación por elevar el nivel académico de esta área y de la carrera en general, los objetivos de este trabajo son:

1. General. Proponer para el laboratorio de hidráulica un modelo físico de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora, que complemente las prácticas del laboratorio de obras hidráulicas.
2. Específico. Implementar practicas² en el modelo propuesto:
 - Perfiles hidráulicos con caudal creciente.
 - Salto hidráulico en canal trapecial.
 - Aireación natural en rápidas.

Es importante destacar que en este trabajo de investigación:

- Los alcances del mismo no son limitados y permiten una continuación en el desarrollo de las prácticas, además de la construcción propia del modelo.

¹ De octavo semestre del plan de estudios de la carrera de Ingeniero Civil de la ENEP Aragón.

² Estas prácticas apoyan también al laboratorio de Hidráulica de Canales y las asignaturas de Presas de Almacenamiento y Derivación , Captaciones y conducciones y Sistemas Hidráulicos.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- Que es resultado del Programa General de Desarrollo estructurado en el y para el laboratorio de hidráulica por el personal del mismo, el cual contempla:
 1. Proyectos de actualización y mejoras a la docencia experimental.
 2. Restauración y mantenimiento preventivo y correctivo a los equipos.
 3. Diseño y construcción de nuevos equipos con recursos y tecnología de la escuela.
 4. Generación de recursos humanos en el área, con la capacitación de prestadores de servicio social, ayudantes de profesor y alumnos.

Así, en el capítulo II. Aspectos generales de las estructuras vertedoras se da una descripción general de las obras de excedencia, detallando los elementos que las constituyen y su clasificación para particularizar en uno de ellos: el vertedor de canal lateral del cual se estudian los diferentes factores y métodos para su diseño. Los métodos tratados son: el de la USBR, Viparelli, SARH y el del Instituto de Ingeniería (II) de la UNAM. Los tres primeros se describen de manera sistematizada y el último detalladamente debido a que con este se desarrollan minuciosamente el trabajo.

El método del USBR proporciona el diseño del cimacio vertedor, el canal colector y el umbral del canal de descarga, ya que las otras estructuras son comunes a otros tipos de vertedores. Los criterios de Viparelli y de la SARH únicamente proporcionan el diseño del canal colector y del umbral del canal de descarga, ya que consideran como dato el diseño del cimacio vertedor. En el método del Instituto de Ingeniería (II) se presentan las consideraciones generales para el diseño de cada una de las estructuras que componen el vertedor de canal lateral con descarga libre; al final de este criterio se presenta una metodología para diseñar dicho vertedor.

En general, para todos los métodos, de las estructuras que componen al vertedor de canal lateral sólo se mencionan los aspectos teóricos y de diseño que deben de tomarse en cuenta al emplear este tipo de vertedor. Se hace énfasis al análisis de la ecuación base de cada método, ya que esta permite calcular el perfil hidráulico a lo largo del canal colector.

En el capítulo III. Diseño del vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora, se presenta el diseño completo del vertedor de canal lateral, para ello se tomaron en cuenta los datos de almacenamiento en el vaso, los registros hidrológicos de 35 años abundantes, además de la información de aforo en la corriente en donde se va a construir dicha estructura. Esto permite determinar las

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

características de los hidrogramas de las avenidas de diseño (picuda, media y voluminosa) para distintos periodos de retorno: $T_R = 200$ años y $T_R = 2000$ años. Al transitar las avenidas con $T_R = 200$ años se definen las dimensiones del vertedor de canal lateral y al transitar las de $T_R = 2000$ años se determinará la altura de la presa. Definiendo así el perfil del cimacio vertedor, y cada una de las componentes del canal colector. Posteriormente son revisadas las condiciones del flujo en el canal de descarga, se diseña la cubeta deflectora y finalmente se revisan las condiciones hidrodinámicas del flujo a lo largo de la cubeta deflectora, buscando siempre evitar que se presenten problemas de cavitación en su recorrido.

En el capítulo IV. Similitud hidráulica, se definen las bases y se desarrolla el modelaje del prototipo propuesto en el capítulo III. Se presentan también los planos definitivos y la ubicación del modelo en el laboratorio.

En el capítulo V. Aplicaciones, se implementan, describen y desarrollan de forma detallada algunas de las prácticas que se pueden realizar en el modelo. La primera de ellas denominada "Perfiles hidráulicos con caudal creciente" permite aplicar la ecuación dinámica del flujo espacialmente variado de gasto creciente, la cual le da una prioridad importante a la forma que toma la superficie libre del flujo (perfiles hidráulicos), necesaria para diseñar las estructuras que contienen a este tipo de flujo. En la segunda denominada "Salto hidráulico en canal trapecial" se puede estudiar el flujo rápidamente variado que se presenta en una estructura de este tipo, el cual en su aspecto físico es muy diferente al que se presenta en un canal de sección rectangular. En la tercera llamada "Aireación natural en rápidas" se pueden estudiar los fenómenos que se presentan en este tipo de estructuras: Aireación y cavitación. El primero de estos fenómenos produce vibraciones a la estructura que a la larga pueden dañar a la misma. Y el segundo resulta como producto de las altas velocidades que se desarrollan al acelerarse la vena líquida provocando daños que se reflejan en cambiar las condiciones del escurrimiento y alterando la textura de la superficie de la plantilla del canal de descarga.

Finalmente, en el capítulo VI. Se presentan las conclusiones a las que se llega con el desarrollo de esta investigación.

2. ASPECTOS GENERALES DE LAS ESTRUCTURAS VERTEADORAS

2.1 Generalidades

El vertedor de demasías u obra de excedencias es la estructura esencial en las presas de almacenamiento y de derivación, a las cuales permite desalojar los volúmenes de agua que sobrepasan la capacidad útil de almacenamiento y en las presas derivadoras dejar pasar los volúmenes excedentes que no se envían al sistema de derivación. Normalmente la obra de excedencias se emplea para desalojar la avenida de diseño, la cual, depende principalmente de estudios hidrológicos que toman en cuenta las características del escurrimiento como son: el gasto de la corriente en el río, el tránsito de las avenidas a través del vaso independientemente de las condiciones del lugar, y del tipo o tamaño de la presa. Uno de los propósitos fundamentales de esta estructura es reintegrar al río en forma tranquila y en condiciones suficientemente seguras el agua excedente (tomada de la parte superior del embalse) de las avenidas que ponen en riesgo a la estructura, así como, impedir derrames peligrosos e indeseables aguas debajo de la obra.

2.2 Partes del vertedor de excedencias

Las partes que constituyen una obra de excedencias son las siguientes:

- a) **Canal de acceso.** El canal de acceso sirve para conducir el agua del vaso a la estructura de control, esta estructura es necesaria cuando los vertedores son ubicados en las laderas en que se apoya la presa, así como en puertos y cuchillas.
- b) **Estructura de control.** Es una de las partes más importantes de la obra de excedencias ya que gobierna y regula las descargas de la presa. Para esta estructura se busca lograr la mayor eficiencia con un coeficiente de descarga lo más grande posible en la descarga máxima. La estructura de control puede tener varias formas tanto en su posición en el espacio como en su figura, y consiste en una cresta, orificio, boquilla o tubo. También puede descargar libremente o sumergida, además de estar controlada o no por compuertas o válvulas.
- c) **Conducto de descarga.** El conducto de descarga conduce los volúmenes desalojados por la estructura de control hasta el cauce aguas abajo de la presa. Su construcción puede efectuarse a cielo abierto excavando a través de la superficie del terreno, en forma cerrada o confinada a través de la cortina y en otras ocasiones por medio de un túnel excavado en alguna de las laderas; aunque eventualmente puede adoptar una combinación de un conducto cerrado y un canal abierto. Las condiciones hidráulicas, económicas, topográficas y geológicas rigen la elección del tipo y dimensiones del conducto, el cual debe de revestirse con material que resista el efecto erosivo producto de las grandes velocidades que desarrollan las aguas durante el recorrido.

d) **Estructura terminal.** Es el medio que permite descargar el agua al río de manera que no se produzcan erosiones o socavaciones peligrosas a las estructuras adyacentes de la presa, como consecuencia de las altas velocidades que se producen cuando el agua descende del nivel del embalse del vaso al nivel del río aguas abajo. La estructura terminal se encuentra al final de la descarga y tiene como propósito alcanzar una disipación eficaz de energía, la cual puede ocurrir fuera o dentro de dicha estructura; en el primer caso se pueden utilizar trampolines o difusores para lanzar chorros a alguna distancia aguas abajo del extremo de la estructura, y en el segundo tanques para la formación del resalto, un trampolín sumergido, un lavadero con dados, una fosa con deflectores amortiguadores o algún otro amortiguador o disipador de energía.

e) **Canal de salida.** El canal de salida conduce el agua que pasa por la estructura terminal al cauce del río aguas abajo, por lo que se aloja después de esta. El canal también debe protegerse contra la erosión, debido a que es prácticamente imposible que la estructura disipadora reduzca las velocidades resultantes por debajo de la velocidad natural en la corriente original del cauce.

2.3 Clasificación de vertedores de excedencias

Los vertedores de excedencias pueden clasificarse según diferentes criterios que dan origen a una amplia variedad de tipos, de los que no se hace aquí una exposición exhaustiva, debido a que no es el propósito del presente trabajo.

Las estructuras vertedoras se pueden clasificar como vertedores de descarga libre o de descarga controlada. Los primeros se caracterizan por ser una sección de presa que se diseña para permitir que el agua pase sobre su cresta, y son ampliamente empleados en las presas de gravedad, de arco y de machones, aunque algunas presas de tierra tienen una sección de concreto tipo gravedad diseñada para servir como un vertedor; el segundo tipo de vertedores se distingue por el almacenamiento adicional de agua por arriba de la cresta del vertedor, que puede hacerse aprovechable o disponible mediante la instalación de compuertas temporales o móviles, a este tipo de estructuras generalmente se les denomina vertedores de cresta móvil.

También los vertedores de excedencias se pueden clasificar por la forma en que escurre el agua: puede ser en túnel, el cual generalmente se construye en roca, y es un conducto cerrado que trabaja parcialmente lleno, ó a cielo abierto en donde el escurrimiento se efectúa por un canal.

Existen otras clasificaciones que toman en cuenta el tipo de perfil que tiene el cimacio o la geometría de la estructura de control, etc.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

En forma independiente a las clasificaciones anteriores, se tienen los tipos de vertedores siguientes: de caída libre, de pozo o embudo, en rápida, de canal lateral, sifones vertederos, de cimacio, de abanico, medio abanico, orificios, etc. En el presente trabajo se estudia solamente el de canal lateral con descarga libre.

2.4 Vertedor de canal lateral con descarga libre

Un vertedor de canal lateral es aquel en el cual la estructura de control está formada por un cimacio de cresta recta o curva que descarga hacia un canal paralelo a dicha cresta, el cual colecta los volúmenes vertidos y los conduce en forma perpendicular a la que llegan hasta el canal de descarga con pendiente pronunciada (rápida) también es paralelo a la cresta en cuya parte final se construye una estructura terminal que a su vez retorna el agua hacia el río. Este tipo de obra de excedencias se utiliza en boquillas con laderas de poca inclinación, en donde existen cañones estrechos, en sitios donde se tiene una topografía muy escarpada y en el caso de avenidas de diseño grandes. En la figura F2.4.1 se muestra un esquema general de un vertedor de canal lateral.

El vertido lateral de agua del cimacio cambia bruscamente su dirección en el canal colector y circula a lo largo de éste de manera perpendicular al agua procedente de la cresta, provocando un movimiento helicoidal de gran turbulencia debido a la adición de líquido en el sentido del eje de dicho canal, el cual se propaga hasta el canal de descarga y da como resultado un flujo no uniforme cuyo comportamiento es espacialmente variado con caudal creciente cuyo análisis y estudio es complicado.

La mezcla turbulenta de agua a la que se hace referencia es de gran magnitud e incertidumbre relativamente alta, y como consecuencia la obra de excedencias pierde eficiencia ya que la energía ganada en la caída no se aprovecha en producir movimiento en la dirección del flujo en el canal colector.

A lo largo del canal colector el movimiento helicoidal de gran turbulencia se propaga hasta el canal de descarga, y si no se coloca un obstáculo o sección de control transversalmente al final del conducto y, además, la pendiente del fondo de la cubeta del canal colector es mayor que la crítica, entonces predominará un régimen supercrítico en toda la longitud de este. En este régimen, las velocidades serán elevadas y los tirantes pequeños, lo que produce una caída relativamente grande del nivel de la superficie del agua en el vaso, al nivel del agua en el canal, y la mezcla de la corriente transversal con la del canal será agitada y turbulenta; estas corrientes transversales tienden a desviar el flujo de agua del canal a su lado más alejado, produciendo un oleaje violento y, por tanto, dar origen a grandes vibraciones que pueden llegar a dañar la estructura.

Inversamente, si se establece una sección de control aguas abajo del canal lateral para aumentar los tirantes de aguas arriba, se puede lograr que el canal funcione con

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

régimen subcrítico, en el cual las velocidades serán menores a las críticas y las mayores profundidades producirán una caída más pequeña, del nivel de la superficie en el vaso al perfil de la superficie del agua en el canal colector. También en este régimen no se desarrollan grandes velocidades transversales en el agua debido a lo pequeño de la caída antes de que encuentre la corriente del canal, mezclándose así muy bien con el volumen de agua contenido en el canal. Dado que las velocidades de llegada y las del canal son relativamente lentas, se hará una mezcla bastante completa del agua, produciéndose una circulación relativamente uniforme en el canal lateral.

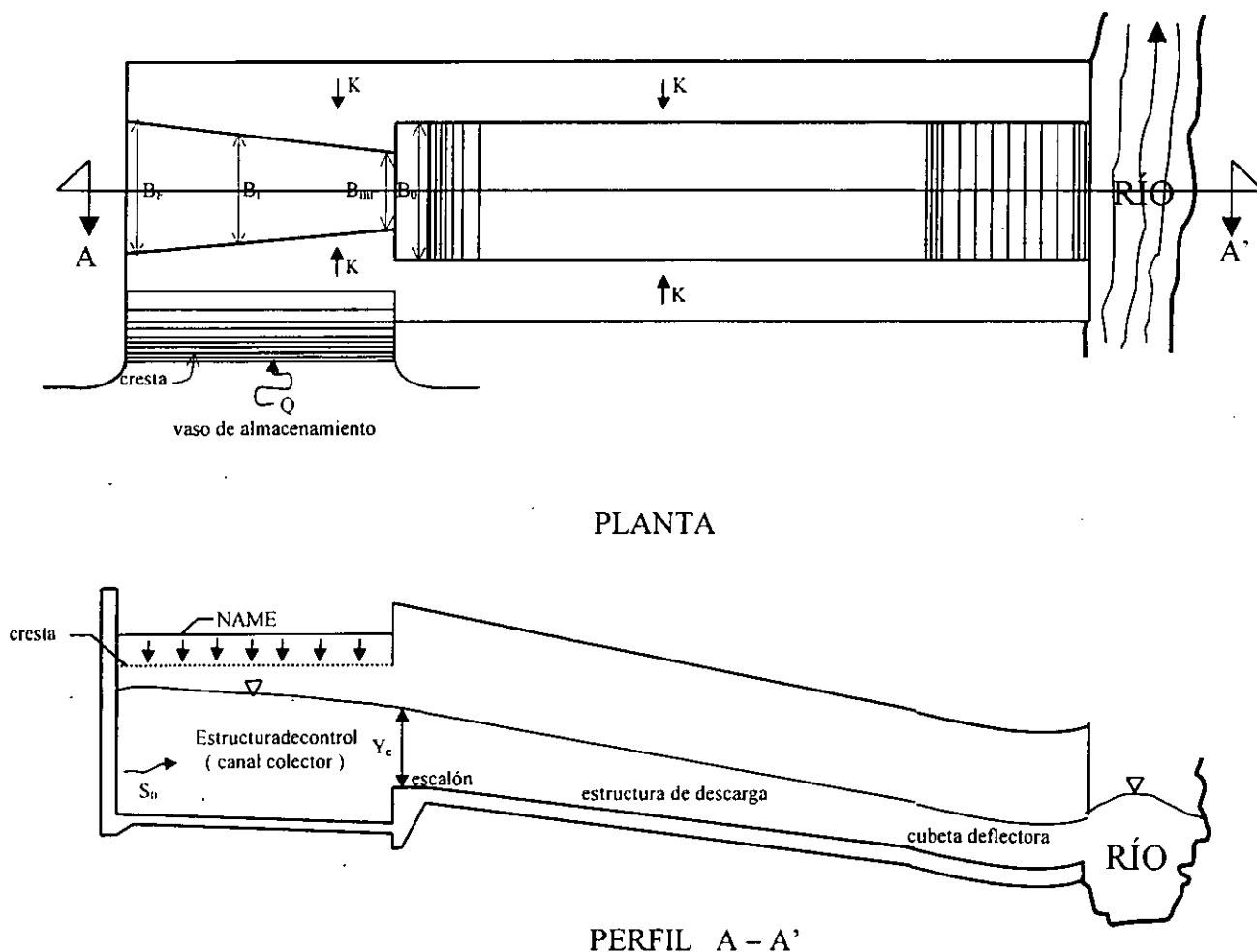


Figura 2.1 Esquema general de una obra de excedencias (vertedor de canal lateral)

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Es evidente que, para el mejor funcionamiento hidráulico en el canal colector, los regímenes tienen que ser subcríticos, lo que se puede lograr estableciendo una sección de control aguas abajo del canal colector. En este régimen el tirante será máximo en dicho canal. Luego se eligen la plantilla y las dimensiones de la sección de control, de manera que la cresta tenga el mayor tirante posible sin ahogar la lámina vertiente. Los perfiles de la superficie del agua, el tirante y las características hidráulicas del régimen serán afectadas por los remansos que se formen en algún punto de control, o por condiciones críticas a lo largo del tramo del canal que se está considerando.

Debido a las vibraciones producto de la turbulencia, la estructura debe estar construida sobre una cimentación firme. Los taludes del canal, por lo tanto, generalmente están revestidos de concreto colocados en una ladera y anclados directamente en la roca, aunque para su designación deben tomarse en cuenta otros factores. La sección transversal trapecoidal es la que se emplea más a menudo en el canal lateral.

2.5 Métodos de diseño existentes para el diseño de vertedores de canal lateral.

En la actualidad el uso del vertedor de canal lateral ha sido útil para ayudar a resolver problemas de proyección de varios tipos de presas, en donde el empleo de este tipo de vertedor mejora su funcionamiento. Sin embargo, esta estructura sólo ha sido estudiada hacia finales de la primera década del Siglo XX, en un principio por Schaffernak de 1915 a 1918, Engels de 1917 a 1918, Coleman y Smith en 1923 y Eherenberg en 1934. Ello ha contribuido a que en la actualidad existan varios métodos para el diseño de vertedores de canal lateral, algunos más completos que otros. En general todos ellos introducen varias hipótesis para simplificar la solución de la ecuación del flujo espacialmente variado con caudal creciente.

2.5.1 Método de diseño del USBR¹. Este método fue diseñado por ingenieros de la Oficina del Departamento del Interior de Estados Unidos, el cual se fundamenta en la teoría del funcionamiento de los vertedores laterales hecha por Julián Hinds, basándose en la hipótesis que supone que toda la energía del agua que pasa por la cresta se disipa al mezclarse con el agua del canal colector y, por tanto, dicha energía no interviene para mover el agua a lo largo del canal colector. La velocidad axial se produce solamente después de que las partículas de agua que provienen de la cresta del cimacio se unen a la corriente del canal.

Para el diseño del cimacio vertedor, el USBR ha estudiado ampliamente el comportamiento para diferentes secciones de cimacios en sus laboratorios, de tal forma que ha publicado datos sobre la manera en que se pueden determinar sus geometrías. Los elementos geométricos del cimacio son referidos a un sistema de ejes coordenado **XY**, cuyo

¹ United States Department of the Interior Bureau of Reclamation.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

origen coincide con la cresta del cimacio. Estos elementos geométricos se muestran en la figura F2.5.1.1. La porción del cimacio que queda aguas arriba del origen, se define mediante una composición de arcos circulares que unen el paramento (vertical o inclinado) con la cresta vertedora. Dicha curva circular compuesta se forma mediante la combinación de coordenadas (X_c, Y_c) y radios auxiliares en función de las cargas total de proyecto y de la velocidad. En la gráfica G2.5.1.1, se muestran los valores X_c / H_0 , Y_c / H_0 y R / H_0 para determinar la curva circular compuesta citada anteriormente.

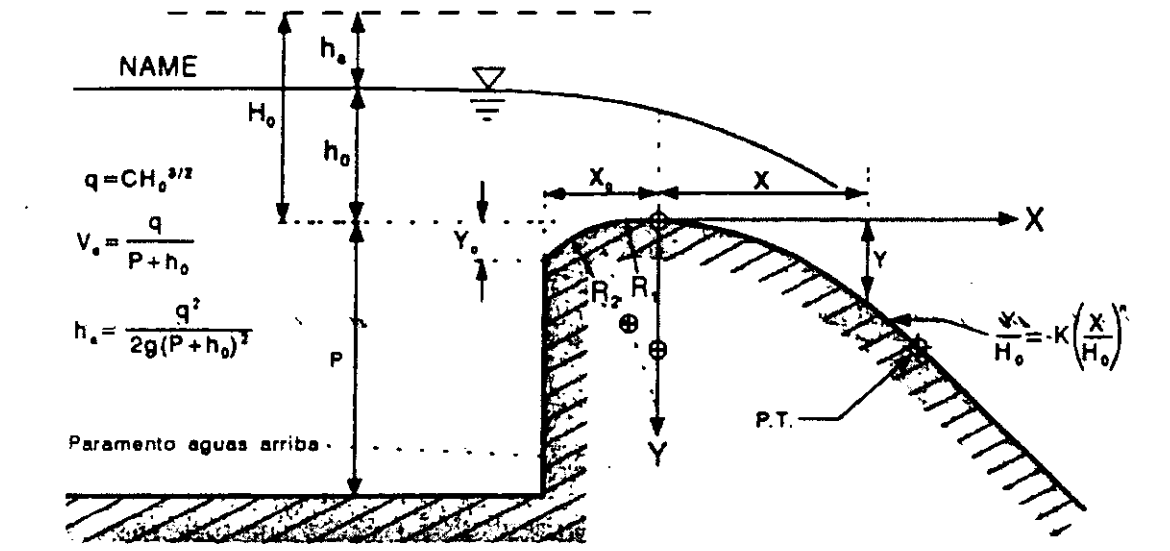


Figura F2.5.1.1 Elementos geométricos del cimacio vertedor.

La geometría del cimacio aguas abajo de la cresta está determinada por la ecuación siguiente

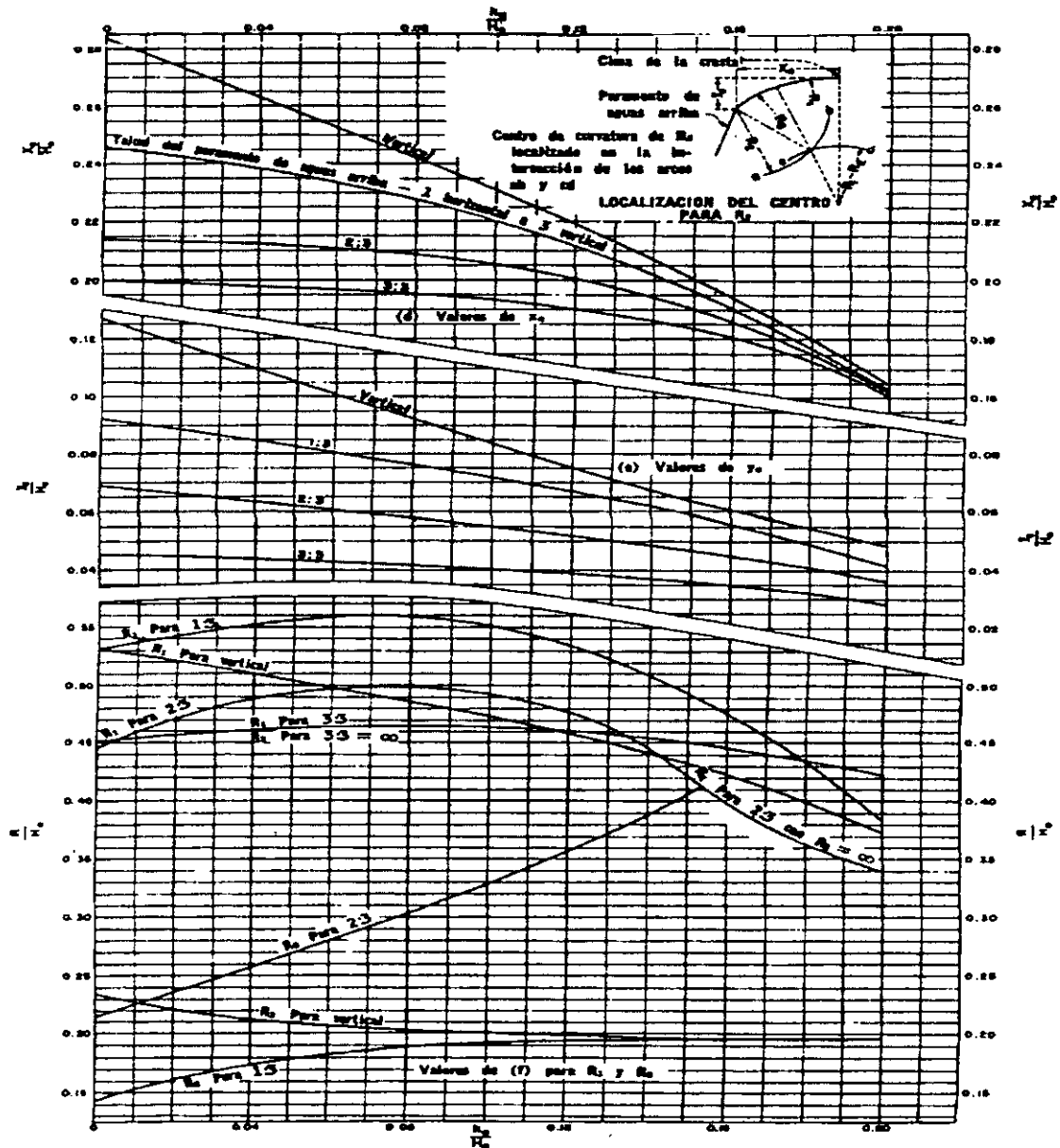
$$\frac{y}{H_0} = -K_c \left(\frac{x}{H_0} \right)^{n_c} \quad (2.5.1.1)$$

donde

- x, y coordenadas del perfil del cimacio aguas abajo de la cresta, en m.
- H_0 carga de diseño total, es decir, la suma de la carga hidráulica (h_0) y la carga de velocidad de llegada al cimacio (h_a), en m.
- K_c, n_c constantes que dependen de la inclinación del paramento aguas arriba de la cima vertedora, así como de las cargas total (de diseño) y de velocidad.

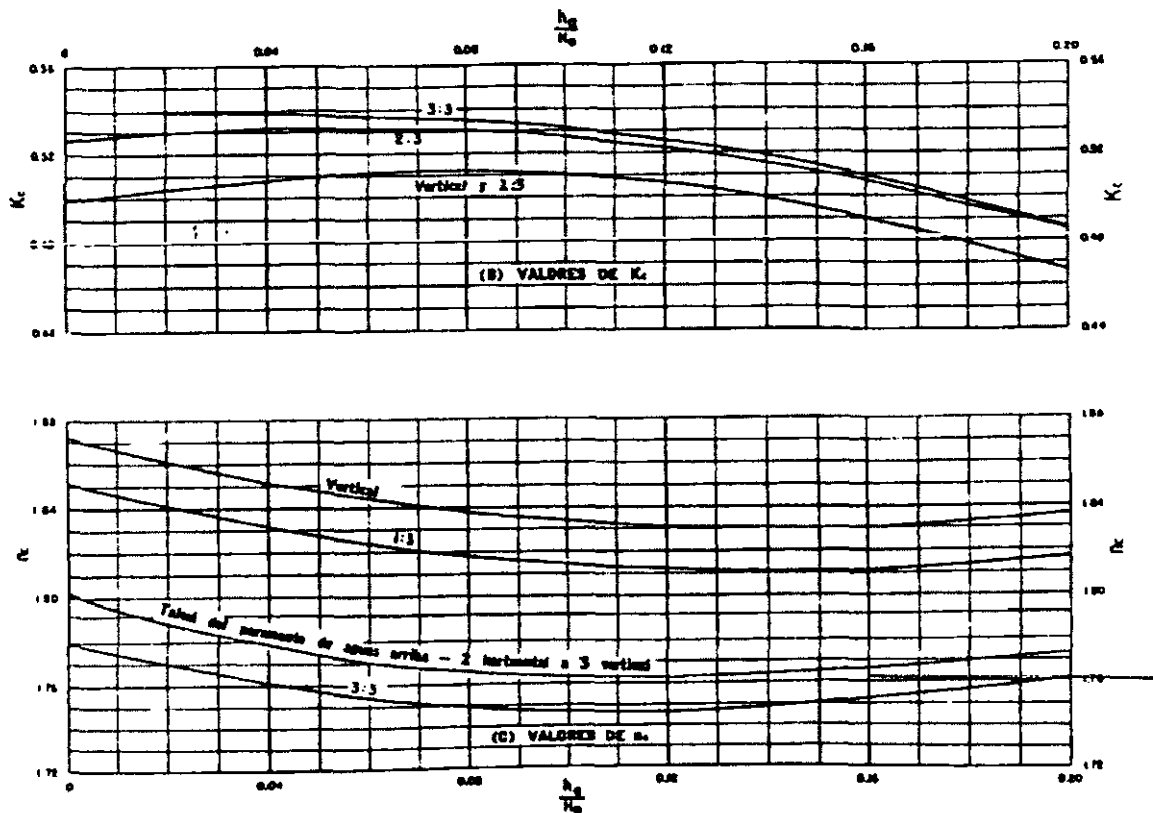
Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

El USBR recomienda los valores de K_c y n_c obtenidos de las gráficas G2.5.1.2 B y C para diferentes relaciones entre las cargas mencionadas anteriormente. Cabe señalar que el USBR tiene una forma aproximada de la sección de un cimacio con paramento vertical y velocidad de llegada despreciable. Las gráficas mostradas sirven para diseñar perfiles de cimacio con diferentes taludes en el paramento aguas arriba de la cresta y carga de velocidad de llegada considerable hasta prácticamente nula.



Gráfica G2.5.1.1 Relaciones X_c/H_0 , Y_c/H_0 y R/H_0 para el diseño del cimacio aguas arriba, con cualquier inclinación en el paramento.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica



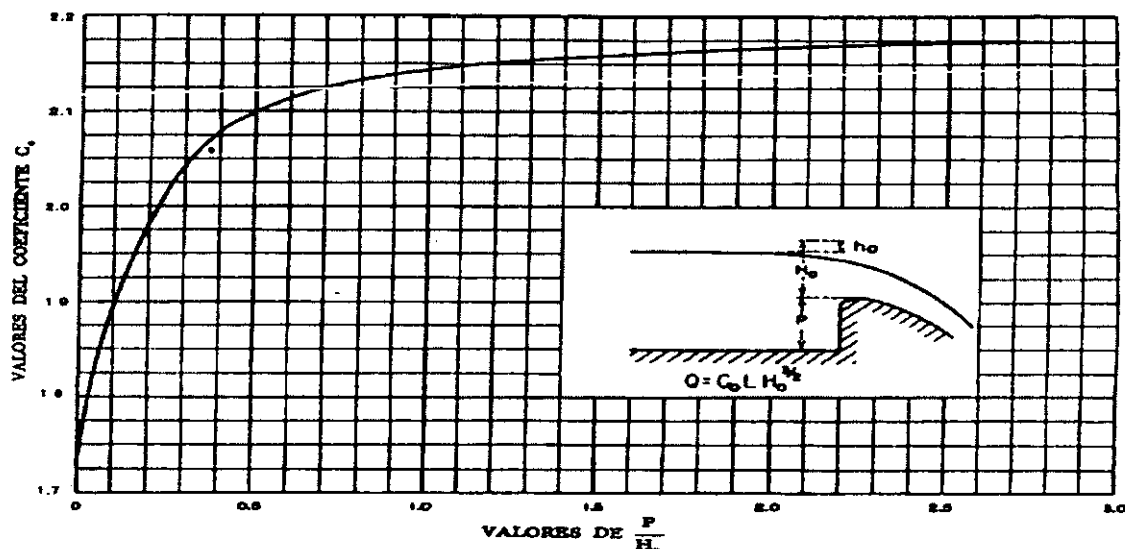
Grafica G2.5.1.2 Factores K_c y n_c para el diseño del perfil del cimacio aguas abajo, con cualquier inclinación del paramento.

Cuando se tiene un paramento con taludes diferentes a los especificados en las gráficas, pueden hacerse interpolaciones para obtener los valores requeridos. Si $P / H_0 \geq 1$, la carga de velocidad de llegada se considera despreciable. En el caso de tener carga de velocidad apreciable, esto es se cumple que $P / H_0 \leq 1$, se recomienda inclinar el paramento aguas arriba del cimacio hasta 45° , para evitar problemas de estabilidad estructural.

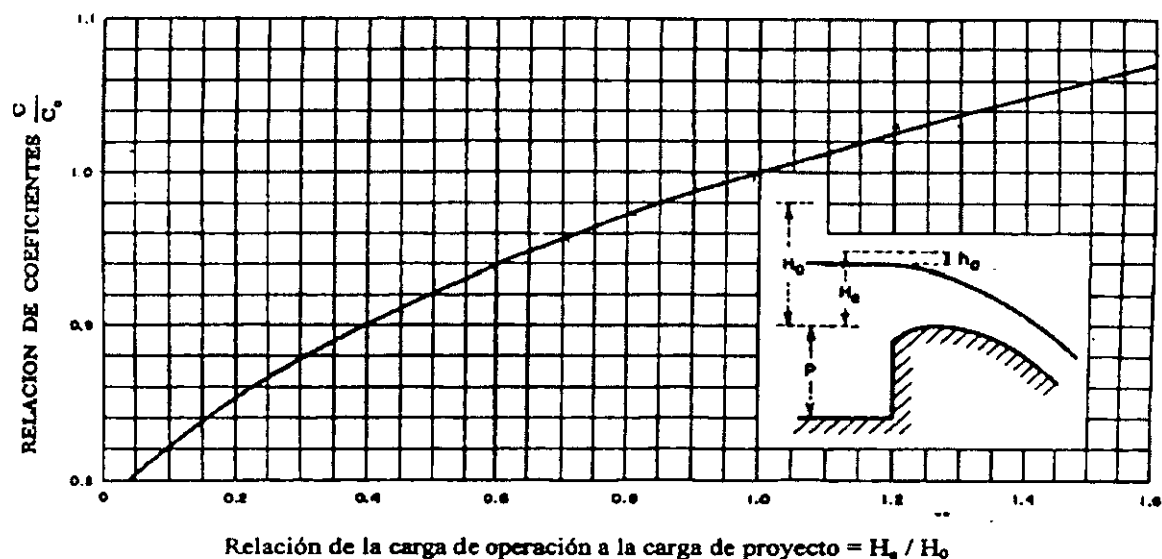
Otro parámetro importante en el diseño es el coeficiente de descarga (C) del cimacio, el cual depende de varios factores como son: la carga H_e con la que opera el vertedor en determinado instante, la carga de diseño considerada H_0 , la profundidad del paramento aguas arriba de la cresta del cimacio P , del talud K de dicho paramento y el grado de ahogamiento que se tiene en la descarga. En la gráfica G2.5.1.3 se aprecia la relación del valor del coeficiente de descarga C que en este caso adquiere el valor de C_0 , con la relación P / H_0 para el caso en que la carga de operación sea igual a la carga de diseño, es decir, $H_e / H_0 = 1$ y el paramento aguas arriba sea vertical. Aquí se observa que

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

cuando $P = 0$, $C_0 = 1.705$, corresponde a un vertedor de cresta ancha y que cuando P crece, C_0 también, hasta un máximo de 2.181, a partir del cual se mantiene constante. Cuando la carga de operación es distinta a la de diseño y el paramento es vertical, los valores son diferentes a los indicados en la gráfica G2.5.1.3; los correctos se presentan en la gráfica G2.5.1.4.

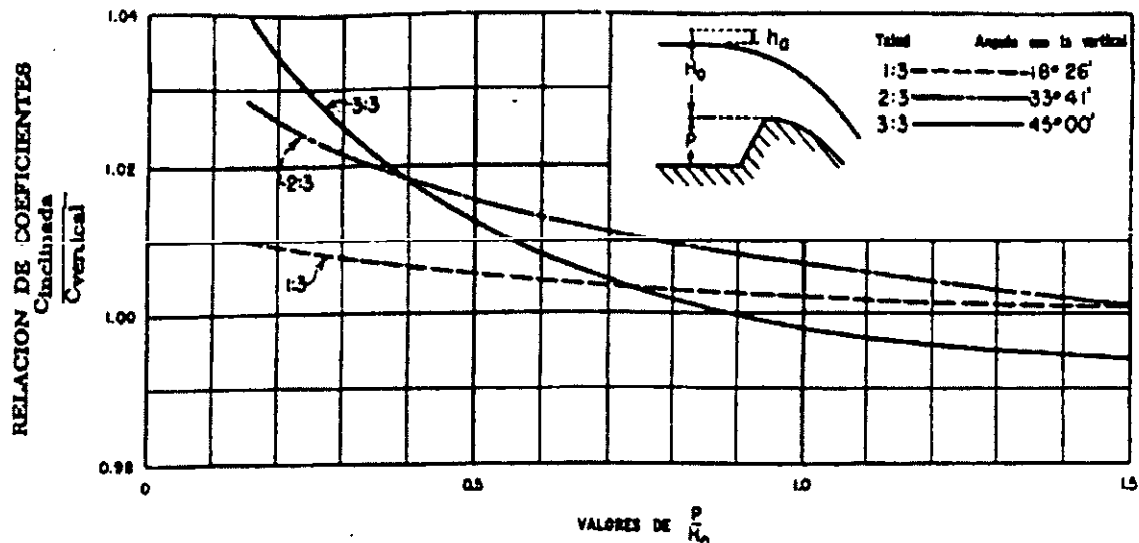


Gráfica G2.5.1.3 Coeficiente de descarga en cimacios de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con la carga de diseño.



Gráfica G2.5.1.4 Coeficiente de descarga en cimacios de paramento aguas arriba vertical, vertiendo con cargas diferentes a las de diseño.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica



Gráfica G2.5.1.5 Coeficiente de descarga para una cresta de cimacio con paramento de aguas arriba inclinado, vertiendo con la carga de diseño ($H_c / H_0 = 1$).

Como se dijo anteriormente, a fin de satisfacer requisitos de estabilidad estructural puede ser necesario que el paramento aguas arriba del cimacio sea inclinado.

Para una carga de operación igual a la de diseño, el coeficiente de descarga varía con la relación P / H_0 y con el talud de inclinación del paramento, como lo muestra la gráfica G2.5.1.5 en la que C_0 vertical es el coeficiente obtenido de las gráficas G2.5.1.3 y G2.5.1.4. Es interesante observar que el efecto de la inclinación del paramento es más apreciable para valores pequeños de P / H_0 ; en la medida que P / H_0 crece, el coeficiente para un paramento inclinado tiende al valor para el de un paramento vertical.

De lo señalado anteriormente, el valor final del coeficiente de descarga resulta del producto de C_0 obtenido en la gráfica G2.5.1.3, por correlación de la gráfica G2.5.1.4 y cuando el paramento del cimacio sea inclinado, se necesita una correlación empleando la gráfica G2.5.1.5.

La elevación relativa del piso y superficie libre, aguas abajo del cimacio tiene también efectos importantes sobre las condiciones en que se produce el vertido; van desde la permanencia del flujo supercrítico – sin ningún efecto – hasta la formación de salto hidráulico, ahogamiento de la descarga y grandes reducciones del coeficiente de descarga C .

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Para tener un mejor funcionamiento hidráulico en el canal colector, el régimen debe ser subcrítico, a partir de una sección de control localizada aguas abajo del canal. La ecuación base de este método que permite calcular el perfil hidráulico a lo largo del canal colector es:

$$\Delta y' = \frac{Q_1 \cdot (V_1 + V_2)}{g \cdot (Q_1 + Q_2)} \cdot \left[(V_2 - V_1) + \frac{V_2 \cdot (Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \quad (2.5.1.2)$$

donde

$\Delta y'$	desnivel de la superficie libre del agua entre dos secciones transversales (1 y 2) del canal colector, en m.
Q_1	gasto que pasa a través de la sección 1, en m ³ /s.
Q_2	gasto que pasa a través de la sección 2, en m ³ /s.
V_1	velocidad media del agua en la sección 1, en m/s.
V_2	velocidad media del agua en la sección 2, en m/s.
g	aceleración de la gravedad, en m/s ² .

La solución de esta ecuación es por un procedimiento de prueba y error. De esta forma se puede determinar el perfil hidráulico.

Para obtener la sección de control estrangular a la sección transversal del canal, que produzca una contracción vertical en la vena líquida (en régimen subcrítico), el USBR contempla poner un escalón, o a través del cambio de pendiente subcrítica a supercrítica y así lograr una sección en régimen crítico. En este caso la designación de taludes del canal colector y el de descarga es distinta. También la reducción de la sección hidráulica puede ser de una sección trapecial en el canal colector, a una sección rectangular en el canal de descarga.

Una vez que ha sido definida la sección de control, se debe calcular el tirante y la velocidad en el umbral del canal de descarga que correspondan al régimen crítico. A continuación se calcula el tirante y_1 y la velocidad V_1 iniciales en el canal colector, empleando la ecuación de la energía entre la sección inicial (1) del canal colector y la sección de control, cuantificando las pérdidas locales mediante la fórmula de Borda para canales obteniéndose

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = DE + y_c + \frac{V_c^2}{2g} + K \cdot \frac{(V_c - V_1)^2}{2g} \quad (2.5.1.3)$$

donde

y_1	tirante hidráulico en la sección inicial (extremo aguas abajo) del canal colector, en m.
V_1	velocidad en la sección inicial del canal colector, en m/s.
DE	altura del escalón, en m.
y_c	tirante hidráulico crítico en la sección, en m.
V_c	velocidad hidráulica crítica en el escalón, en m/s.
g	aceleración de la gravedad, en m/s^2 .
K	coeficiente de pérdidas locales, el cual para un escalón es igual a 0.25.

Además se emplea la ecuación $Q = (b_1 \cdot y_1 + K \cdot y_1^2) \cdot V_1$. Estas dos últimas ecuaciones se resuelven simultáneamente por prueba y error. De esta manera se obtiene el tirante hidráulico inicial en el canal colector, con el cual se inicia el cálculo del perfil hidráulico en el canal, empleando para ello la ecuación 2.5.1.2.

En la designación de taludes, debe buscarse que sean lo menos tendidos posible, lo cual es conveniente hidráulicamente, ya que teniendo mayores tirantes se asegura un funcionamiento en régimen subcrítico y también se tiene un menor volumen de excavación. Conviene darle al canal colector una pendiente suave o nula para cumplir con dicho régimen. También debe evitarse una sumergencia excesiva de la lámina vertiente, para que tenga una buena capacidad de descarga el vertedor. Se considera como máximo dos tercios de sumergencia en el extremo aguas arriba del canal colector, es decir, el nivel máximo de la superficie libre del agua en el canal será de $2/3 H_0$ arriba de la cresta.

2.5.2 Método de Viparelli. Este método para el diseño de un vertedor de canal lateral fue desarrollado por C. Viparelli (1952) en Italia, como resultado de los ensayos efectuados para definir el proyecto del vertedor de la presa de Barrea, perteneciente a la Sociedad Hidroeléctrica de Sangpo (C I S). Una característica peculiar del método es que no toma en cuenta el diseño del cimacio, y por el contrario lo considera como dato del proyecto, por lo que tendrá que diseñarse por algún otro método.

Este criterio trata de explicar el comportamiento del flujo en el canal colector, tomando como base las dos etapas del escurrimiento que se presentan; una en el sentido normal al eje del canal y otra longitudinal en el sentido de dicho eje. De acuerdo con este planteamiento, se establece que no existe intercambio de cantidad de movimiento en las dos fases del escurrimiento. Por ello únicamente se estima la cantidad de movimiento de la

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

lámina vertiente que ocurre en la dirección normal a la cresta del vertedor. Además, corrige algunos aspectos de la teoría de Hinds, como es el caso de la consideración en el análisis de la disipación de energía de la vena vertiente procedente del cimacio, en dirección perpendicular al eje longitudinal del canal colector. Esta vena provoca turbulencias que, combinadas al movimiento del escurrimiento a lo largo del canal, da lugar a un movimiento en espiral que provoca un levantamiento considerable del perfil hidráulico transversal en la pared contraria al cimacio del canal colector, así como una depresión cerca de la pared adyacente al mismo. Este fenómeno se propaga y se vuelve pulsatorio en el canal de descarga.

Con el propósito de reducir los fenómenos anteriores, este método toma en cuenta la relación gasto de ingreso contra volumen de agua retenida en el canal colector, la cual debe ser mínima y para ello propone la creación de un tanque amortiguador aumentando la elevación de la plantilla en el umbral del canal de descarga mediante un escalón. Con ello se pretende obtener el mayor nivel de los tirantes hidráulicos en el canal colector para que el régimen en todo el canal sea subcrítico, pero sin ahogar el cimacio para evitar que disminuya la eficiencia en el vertido.

La ecuación principal con la que se calcula el perfil hidráulico en el canal colector es la ecuación 2.5.2.1, y toma en cuenta el equilibrio de fuerzas en una sección transversal del canal colector, el movimiento longitudinal a lo largo del mismo, la ley de potencias de velocidades, además, de considerar despreciables las pérdidas por fricción.

$$Z = \frac{a^2 \cdot (n + 1)}{2g \cdot n} \cdot s^{2n} + Z_0 \quad (2.5.2.1)$$

donde

- Z_0 desnivel existente entre un plano horizontal de referencia y la superficie libre del agua en el canal colector en el extremo aguas arriba de éste; dicho plano es el espejo de agua en el vaso.
- Z desnivel existente entre el plano horizontal de referencia y la superficie libre del agua en una sección dada en el canal colector a una distancia dada s (ver figura F2.5.2.1).
- s distancia a lo largo del eje longitudinal del canal colector, en m.
- a, n constantes experimentales, cuyos valores fueron obtenidos en los modelos físicos de las presas Hoover y Barrea, estos resultan ser:

Modelo	n	a
Presa Hoover (Boulder)	0.84	0.13
Presa Barrea	0.87	0.15

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

En esta ecuación el valor de Z_0 no debe tener un valor inferior a

$$Z_0 = (1 - \alpha) \cdot H \quad (2.5.2.2)$$

donde

α sumergencia máxima permisible en el cimacio y H es la carga de diseño sobre el vertedor.

Para lograr tener una pendiente hidráulica transversal aceptable en la superficie libre del agua, es necesario valuar dicha pendiente; esto también ayuda a restringir la amplitud de valores que podría tomar el ancho de la plantilla

$$P_x = \frac{q \cdot \sqrt{2g \cdot Z}}{g \cdot h \cdot (b + 2k \cdot h)} \quad (2.5.2.3)$$

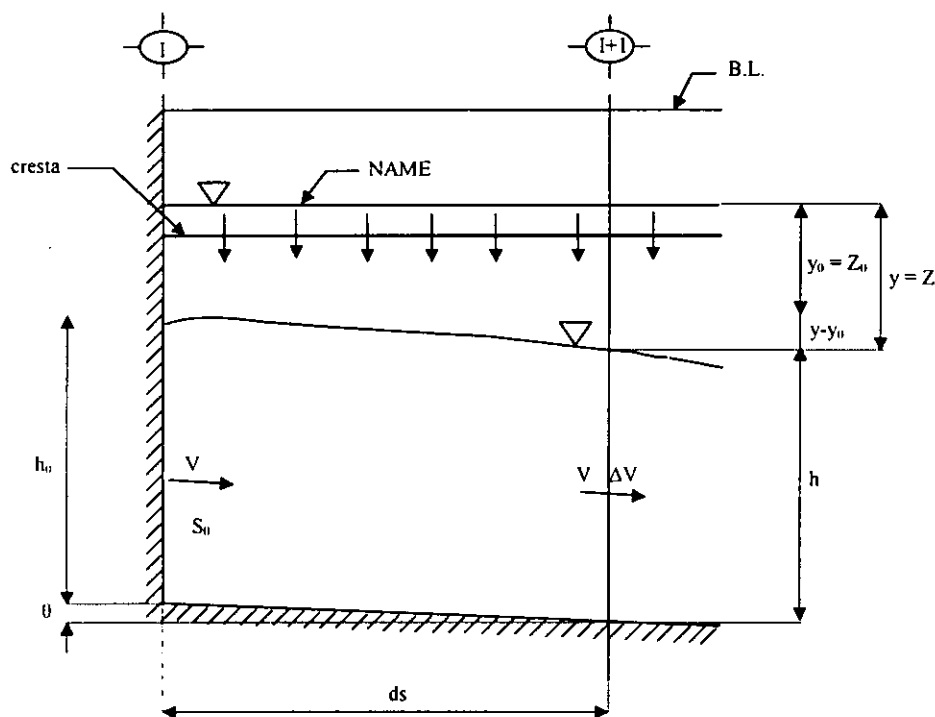


Figura F2.5.2.1 Relación de tirantes hidráulicos en el volumen de control de un canal lateral

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Con una pendiente de plantilla S_0 propuesta y con la ley de variaciones de las profundidades de la superficie libre definida por la ecuación 2.5.2.1, es posible, diseñar los perfiles longitudinales de la superficie libre y la plantilla en el colector para los valores de a , n y Z_0 . El ancho de la superficie libre se evalúa por medio de la siguiente ecuación

$$(bs + k \cdot hs) \cdot hs = \frac{q \cdot S}{q \cdot S^n} \quad (2.5.2.4)$$

puesto que son conocidos hs , a y n , es posible determinar los anchos de la plantilla bs en cada sección y por tanto poder proceder al proyecto completo del colector.

Para lograr elevar la plantilla del umbral al máximo, se debe tener un valor mínimo del tirante crítico que verifique la carga de energía en la sección de control y fijar así su cota. Planteando la ecuación de la energía entre la sección inicial del canal colector y al centro del umbral de descarga (escalón), calculando la pérdida local con la fórmula de Borda, usando un coeficiente de pérdidas por contracción vertical de 0.25 y expresando la altura del escalón DE en función del ancho b_c del canal de descarga y como la sección inicial del canal colector está en el extremo aguas abajo, los subíndices de las velocidades para dicha sección inicial es L , por tanto la relación queda como sigue

$$h_L + \frac{V_L^2}{2g} = \left(\frac{b_c - b_L}{2k} \right) + h_c + \frac{V_c^2}{2g} + 0.25 \frac{(V_c - V_L)^2}{2g} \quad (2.5.2.5)$$

donde

$$V_c = \frac{Q^2}{b_c \cdot h_c + K \cdot h_c^2}$$

donde

h_L	tirante hidráulico en la sección extremo aguas abajo del canal colector, en m.
V_L	velocidad en la sección extremo aguas abajo del canal colector, en m/s.
b_L	ancho de plantilla en la sección extremo aguas abajo del canal colector, en m.
h_c	tirante crítico en el escalón, en m.
V_c	velocidad crítica en el escalón, en m.
b_c	ancho de plantilla en el escalón, en m.
K	talud en las paredes del canal colector y escalón, adimensional.

Las ecuaciones 2.5.2.5 y 2.5.2.4 se resuelven mediante un procedimiento de prueba y error, con lo cual se obtienen el ancho de plantilla en el escalón y la altura de éste.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Debe procurarse una pendiente del canal colector con un valor pequeño (del 1 al 2 %) para que se tenga un régimen subcrítico. La forma de las secciones transversales del canal colector queda definida por el perfil del cimacio el cual es dato del proyecto y en las paredes opuestas, por el talud que se asigne a la excavación, que depende de las condiciones topográficas, geológicas y constructivas.

Se acepta (según los resultados de las experiencias efectuadas) que en la sección inicial del canal colector pueda tener una pendiente hidráulica transversal media mayor al 8 %. El volumen de excavación varía notablemente con el ancho b_s de plantilla, no así con los cambios que puedan tener los tirantes h_s , por ello se debe dar la debida importancia a la dimensión b en el proceso de optimación.

2.5.3 Método de diseño de Guarga o SARH. Este método para diseño de vertedor de canal lateral fue propuesto por Guarga F. R. (1979) y es resultado de los trabajos realizados en el Departamento de Ingeniería Experimental de la desaparecida Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH).

La base de este método es el resultado de la simplificación de la ecuación diferencial del flujo espacialmente variado con caudal creciente, en términos, de parámetros adimensionales. Esta ecuación permite relacionar el tirante hidráulico de una sección cualquiera con la posición de dicha sección en el eje longitudinal del canal y facilita el análisis y discusión de los diferentes perfiles de flujo a gasto creciente. Los autores del método recomiendan que el flujo en el canal colector sea subcrítico en toda su longitud y con ello lograr un buen funcionamiento de dicho canal. También este criterio toma en cuenta el valor de la pendiente hidráulica transversal media propuesta por Viparelli y la modifica.

A diferencia de los otros métodos, este criterio incluye un procedimiento sistemático para el diseño óptimo en cuanto al factor costo de los canales colectores.

Al igual que el método de Viparelli, este criterio no contempla el diseño del cimacio, por lo que la información correspondiente a estas estructuras deberá considerarse como dato de proyecto para proceder a diseñar el canal colector.

La ecuación base de este método utilizada para el diseño del canal colector es la siguiente

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflector para el laboratorio de hidráulica

$$\frac{dY}{dX} = 2 \cdot \frac{1+n_0}{1+n_0} \cdot \frac{1 - \left(\frac{1+n_0}{1+n_0 \cdot Y} \right)^2 \cdot \frac{X}{Y^2}}{1 - \frac{1+n_0 \cdot Y}{1+2n_0} \cdot \left(\frac{1+n_0}{1+n_0 \cdot Y} \right)^3 \cdot \frac{X^2}{Y^3}} \quad (2.5.3.1)$$

y dicha ecuación es una diferencial ordinaria con parámetros adimensionales X, Y y n_0

Se tiene entonces que dados los datos de proyecto, esto es el parámetro M y obtenida la raíz n_0 , queda definido en el plano XY una familia de curvas integrales $Y = F(X)$, las cuales satisfacen a la ecuación 2.5.3.1 (ver figura F2.5.3.1)

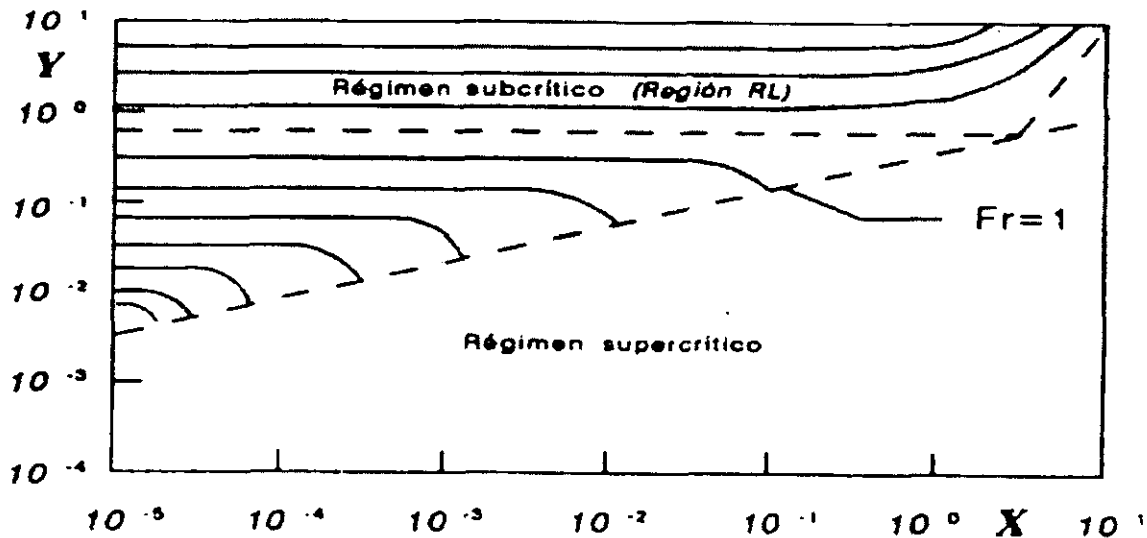


Figura F2.5.3.1 Diagrama adimensional XY, para $n_0 = 30$

Estas curvas se pueden expresar en función del tirante hidráulico y de la abscisa de la sección considerada. Por tanto, las curvas XY son semejantes a las xy que son los perfiles posibles que puede adoptar el flujo. De esta manera se analizan los diferentes perfiles que pueden presentarse en un caudal con gasto creciente y, por tanto, a un canal colector.

Como se menciona antes, a lo largo del canal colector debe existir flujo en régimen subcrítico, por ello es necesario verificar que cada sección tenga dicho régimen. Para hacerlo se emplea el número de Froude (Fr), el que expresado en función de X, Y y n_0 está dado por

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$Fr^2 = \left(\frac{1+n_0}{1+n_0 \cdot Y} \right) \cdot \frac{1+2 \cdot n_0 \cdot Y}{1+2 \cdot n_0} \cdot \frac{X^3}{Y^3} \quad (2.5.3.2)$$

Se tendrá régimen lento si $Fr < 1$, rápido si $Fr > 1$ y crítico si $Fr = 1$. Si se toma la condición de que $Fr = 1$ y despejando X de la ecuación 2.5.3.2 se tiene

$$X = Y^{3/2} \cdot \left(\frac{1+2 \cdot n_0 \cdot Y}{1+2 \cdot n_0} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{1+n_0}{1+n_0 \cdot Y} \right)^{3/2} \quad (2.5.3.3)$$

este valor de X define la frontera entre las regiones régimen lento y rápido en el plano X - Y. En dicha frontera se cumple $Fr = 1$ y esta se muestra en la figura F2.5.3.1

Debido a que el gasto vertiente ingresa perpendicular a lo largo del eje longitudinal del canal colector, la superficie libre no es horizontal, por lo tanto, para cuantificar de manera sencilla la forma de la superficie libre se emplea el concepto de pendiente hidráulica transversal media. Este concepto fue establecido por Viparelli y sirve para determinar si el funcionamiento del canal colector es correcto, estableciendo un valor límite para dicha pendiente. El valor máximo de esta pendiente puede aceptarse que es del 8%, que es el establecido por Viparelli. Dicho valor fue verificado por los experimentos realizados en el laboratorio de Modelos Hidráulicos de la SARH. El cálculo de la pendiente hidráulica transversal media en cada sección se realiza tal como se propone en el método de Viparelli, sólo que para tener un mejor ajuste a los datos del propio Viparelli y a los obtenidos en la Oficina de Modelos Hidráulicos de la SARH, se hace una corrección de la ecuación dada, quedando lo siguiente:

$$P \leq 1.44 \frac{q \cdot \cos \phi \cdot \sqrt{2g \cdot Z}}{y \cdot g \cdot B} \quad (2.5.3.4)$$

Donde

- P corrección de la pendiente hidráulica transversal media.
- q. gasto unitario que ingresa al canal colector, en $m^3/(s. m)$.
- y tirante medido en una sección del canal colector, en m.
- B ancho de la superficie libre, en m.
- ϕ ángulo que forma la lámina vertiente con respecto a la horizontal, en grados.
- Z desnivel existente entre el NAME y la superficie libre del agua en una sección de canal colector.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Como fue señalado en un principio este método cuenta con un procedimiento para determinar el diseño del menor costo. El costo total del diseño del vertedor se considera compuesto por la erogación económica de revestimiento de concreto y la excavación del canal. Para calcular la superficie de revestimiento (**SR**) se propone la siguiente ecuación

$$SR = \left[2 \cdot a \cdot \sqrt{1+K^2} + b + S_0 \cdot L \sqrt{1+K^2} \frac{\text{Sen} \theta}{\text{Sen}(w_1 - \theta)} \cdot (b + 2 \cdot K \cdot a + K \cdot S_0 \cdot L) \right] \cdot L \quad (2.5.3.5)$$

donde

$$a = y_i + u$$

y_i tirante en la sección inicial del colector (donde $\alpha = 0$).

θ ángulo formado por un plano que se asemeja a la superficie libre del terreno.

u distancia entre la superficie libre del agua en $\alpha = 0$ y el plano que pasa por el punto tangencial en el perfil del vertedor.

El valor de u se determina mediante el valor de la máxima sumergencia admisible (α) de operación del vertedor, esto es $\alpha = - (u + c)/H$, siendo H la carga de diseño del vertedor. Los valores de a y de c deben ser datos del proyecto.

Para el cálculo del volumen de excavación (**VE**) se propone usar la ecuación siguiente

$$VE = \left[(b + k \cdot a) \cdot a + (b + K \cdot (a + S \cdot L)) \cdot (a + S \cdot L) \right] \cdot \frac{L}{2} + \left[(b + 2 \cdot K \cdot a)^2 + (b + 2 \cdot K \cdot (a + S \cdot L))^2 \right] \frac{\text{Sen} \theta \cdot \text{Sen} w_1}{\text{Sen}(w_1 - \theta)} \cdot \frac{L}{4} \quad (2.5.3.6)$$

Dentro de las diversas posiciones que puede tener la curva semejante al perfil hidráulico en el diagrama **XY**, con respecto a la curva límite de la pendiente hidráulica transversal media, conviene que la primera esté lo más próxima a la segunda para lograr tener los menores valores de revestimiento y volumen de excavación. De manera simplificada, el acercamiento máximo de estas curvas se logra cuando ambas tienen un punto en común. El punto de intersección será la sección inicial (donde $X = 0$), debido a que en ella, se tiene el menor tirante Y_i y en consecuencia la mayor pendiente hidráulica transversal media.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidrutica

Así, un perfil hidrutico de un canal colector que se encuentra en la región subcrítica y est por encima de la curva de la pendiente hidrutica transversal media, tendrá los menores costos de excavación.

Para llegar a la solución de menor costo se hace el análisis de variación del costo respecto a cada uno de los parámetros a diseñar: w_1 , w_2 , S_0 y b . Para hacer esto se usan la teoría de los máximos y mínimos del Cálculo Diferencial.

Un escalón al final del canal colector permite establecer una sección en la que exista una relación única entre el tirante y el gasto total que sale por el vertedor (sección de control) si sobre el escalón se presenta el tirante crítico. Pero no solo eso ya que se ha observado que dicha estructura mejora el funcionamiento de un vertedor de canal lateral. Para conocer el tirante en el extremo aguas abajo del colector, se plantea la ecuación de la energía entre estas dos secciones (ver figura F2.5.3.2). Se recomienda una separación (d) entre las mismas de $3e$, donde e es la altura del escalón, para conseguir hacer horizontales y uniformes las velocidades y así considerar despreciables las pérdidas entre tales secciones.

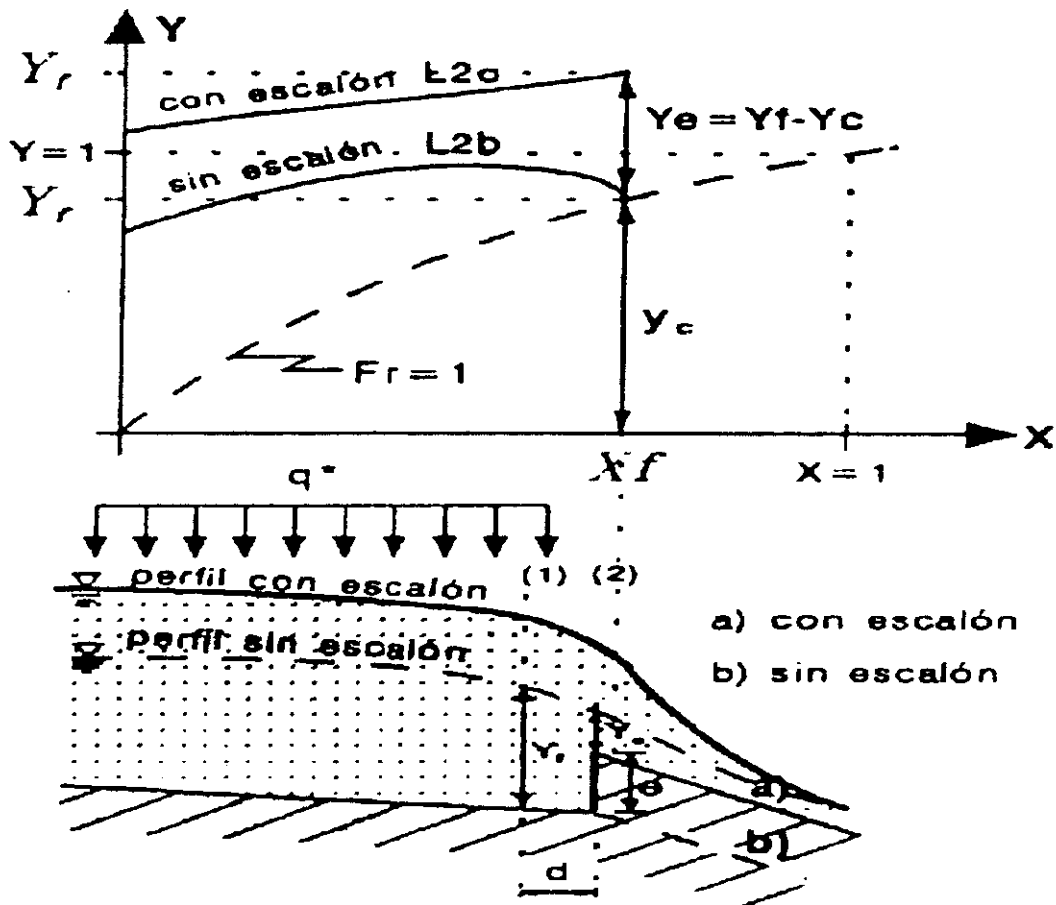


Figura F2.5.3.2 Curvas integrales XY en un vertedor de canal lateral con y sin escalón

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Como el canal colector se diseña con régimen subcrítico se tendrá que el tirante (y_f) al final del mismo es mayor al crítico (y_c) en el escalón, por lo que siendo las curvas XY similares a los perfiles del flujo, la curva representativa XY se ubicará por encima de la curva correspondiente al canal sin escalón. Lo anterior puede observarse en la figura F2.5.3.2, en el desfaseamiento (y_e) de la curva por efecto del escalón el cual hace cambiar el perfil tipo L_{2b} a uno L_{2a}.

De esta forma, al aplicar la ecuación de la energía entre las secciones 1 y 2 se tiene

$$E_1 + S_0 \cdot d = E_2 + e$$

donde E_1 y E_2 , son las energías específicas en las secciones 1 y 2, respectivamente; S_0 es la pendiente del canal colector. La ecuación anterior para el caso de un canal colector de sección trapezoidal de taludes K y ancho de plantilla b se expresa como

$$y_c + \frac{Q_f^2}{y_f^2 \cdot (b + K \cdot y_f)^2 \cdot 2g} = e - S_0 \cdot d + y_c + \frac{Q_f^2}{y_c^2 \cdot (b + K \cdot y_c)^2} \quad (2.5.3.7)$$

donde

Q_f gasto al final del canal colector, es decir el gasto total, que desaloja el vertedor.

y_f tirante al final del canal colector.

Debido a la turbulencia presente en el funcionamiento del vertedor de canal lateral, existe incorporación de aire al flujo. Para tomar en cuenta lo anterior, se propone aumentar la profundidad de excavación en la sección inicial en un 4% del valor del tirante hidráulico (y_i) en esta sección. Dicho valor corresponde a la media hecha por las observaciones de Hinds. Sólo se considera la sección inicial ya que es la que posee el nivel de agua más alto en el canal con respecto al plano horizontal, por ello es la sección base para definir la sumergencia máxima en el vertedor la cual no debe sobrepasar el valor máximo admisible. Para ello sólo basta con analizar la sección, cuya superficie libre del agua tenga la mayor cota posible, si es aceptable esta, lo serán las demás que poseen niveles más bajos. Para obtener dicha sección, se aplica la teoría de los máximos del Cálculo Diferencial a la ecuación 2.5.3.1.

2.5.4 Nuevo criterio de diseño propuesto por el Instituto de Ingeniería (II). Este método fue desarrollado hacia la mitad de la década de los noventa por investigadores del Instituto de Ingeniería, UNAM: M.I. José Luis Sánchez Bribiesca y el Dr. Jesús Gracia Sánchez. Una característica particular de este criterio es que toma en cuenta la forma del hidrograma de la avenida de diseño para proyectar cada una de las estructuras del vertedor de canal lateral.

Al diseñar una obra de excedencias es imprescindible disponer de información topográfica que permita relacionar los niveles h del agua en el vaso formado por la cortina, con los volúmenes almacenados en él. Dentro del rango de los niveles en los que opere la obra de excedencias, a partir de ciertos valores iniciales h_0 y V_0 , es posible establecer una igualdad de la siguiente forma

$$V = V_0 + K \cdot (h - h_0)^\gamma \quad (2.5.4.1)$$

donde

V	volumen de almacenamiento en el vaso, en m^3 .
V_0	volumen inicial de almacenamiento en el vaso, en m^3 .
h	nivel de almacenamiento en el vaso, en m.
h_0	nivel inicial de almacenamiento en el vaso, en m.
K	coeficiente que puede valuarse mediante una regresión logarítmica.
γ	exponente que puede valuarse mediante una regresión logarítmica.

Por otra parte debe suponerse que los estudios hidrológicos previamente realizados han permitido definir un volumen V_u que incluya la capacidad de azolves más el volumen requerido para que la presa cumpla con las funciones para las que va a ser construida. De aquí resulta que la cota de conservación que tratará de mantenerse en el vaso será

$$h_u = h_0 + \left(\frac{V_u - V_0}{K} \right)^\gamma \quad (2.5.4.2)$$

donde

h_u	nivel útil de almacenamiento, en m.
h_0	nivel inicial de almacenamiento, en m.
V_u	volumen útil de almacenamiento, en m^3 .
V_0	volumen inicial de almacenamiento, en m^3 .
K	coeficiente que puede valuarse mediante una regresión logarítmica.
γ	exponente que puede valuarse mediante una regresión logarítmica.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

En el sitio donde se desea construir una presa, deberá determinarse una relación entre los tirantes Y_R en el río y los gastos Q_R que transporte con esos tirantes, en donde sólo se podrá admitir un tirante máximo (Y_L), con el cual sólo se produzcan pequeños e inofensivos desbordamientos; pero de tal forma que a partir de él, los derrames se hagan peligrosos e indeseables. Si Q_L es el gasto transportado por el río, con un tirante Y_L , se puede establecer que la relación gasto – tirante quedará determinada por las siguientes ecuaciones

$$Q_R = K_1 \cdot Y_R^{n_1}, \quad \text{sí } Y_R < Y_L \quad (2.5.4.3)$$

$$\text{y } Q_R = Q_L + K_2 (Y_R - Y_L)^{n_2}, \quad \text{sí } Y_R > Y_L \quad (2.5.4.4)$$

donde

Q_R	gasto transportado por el río, en m^3 .
Y_R	tirante en el río, en m.
Q_L	gasto máximo con el que se inician los desbordamientos, en m^3/s .
Y_L	tirante máximo con el que se inician los desbordamientos, en m.
K_1, K_2	coeficientes que pueden valuarse mediante una regresión logarítmica.
n_1, n_2	exponentes que pueden valuarse mediante una regresión logarítmica.

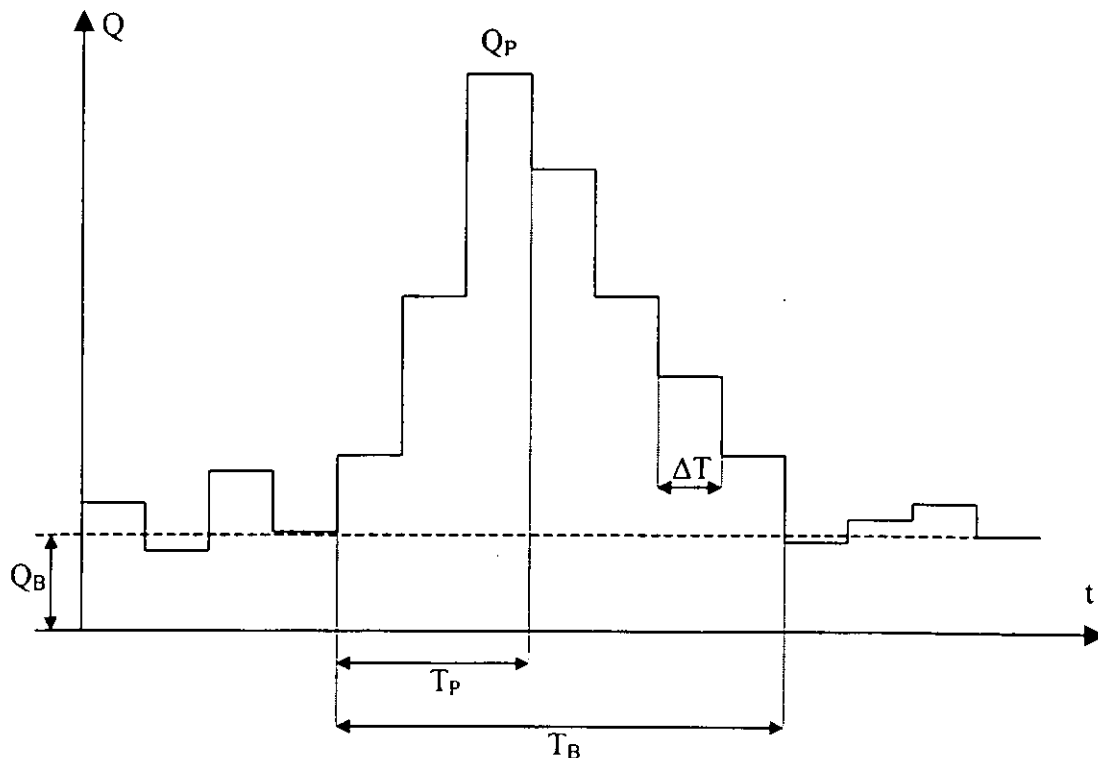


Figura F2.5.4.1 Hidrograma de una avenida

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Otra información básica para el diseño de las obras de excedencias es el registro hidrológico de las crecientes que se han presentado en el sitio donde se va a construir la presa. En muchos lugares del país donde se intenta hacer tal cosa se dispone de registros de gastos medios diarios durante lapsos de varias décadas. En ellos puede verse que en la época de crecientes es posible definir un gasto Q_B a partir del cual los gastos crecen hasta alcanzar un máximo Q_P y al cual retornarían transcurrido un cierto tiempo T_B , como puede verse en la figura F2.5.4.1. En ella se indica también el tiempo T_P que tarda en alcanzarse el gasto Q_P . Se dice que la curva comprendida entre el lapso T_B es el hidrograma de la avenida de gasto Q_P .

Los volúmenes de las avenidas son iguales a la suma de un volumen base $V_B = T_B \cdot Q_B$ más un volumen "en exceso" $V_E = \sum_{T_B}^{T_P} (Q - Q_B) \Delta T$ en donde ΔT tiene la duración de 1 día. En correspondiente se dirá que el gasto en exceso es $Q_E = Q_P - Q_B$.

Para facilitar los cálculos en el diseño del vertedor, conviene "transformar" los hidrogramas con intervalos ΔT en hidrogramas con intervalos $\Delta t = \Delta T/\lambda$. Con $\lambda \geq 2$. Hecho lo anterior resulta que

$$Q_E^* = \frac{\lambda \cdot Q_E}{\sum_{i=1}^n (i/n)^\beta} \quad (2.5.4.5)$$

$$y V_E = Q_E^* \left[\binom{1}{n}^\beta + \binom{2}{n}^\beta + \dots + \binom{n}{n}^\beta + \binom{1}{m+1}^\beta + \binom{2}{m+1}^\beta + \dots + \binom{m}{m+1}^\beta \right] \Delta t \quad (2.5.4.6)$$

donde

Q_E	gasto en exceso (máximo en un día).
Q_E^*	gasto en exceso del hidrograma transformado.
λ	coeficiente para transformación del hidrograma.
β	exponente que define la forma del hidrograma.

La solución simultánea de las igualdades 2.5.4.5 y 2.5.4.6 permite calcular los valores de Q_E^* y β si se emplea un método de partición.

Es necesario aclarar que el método que se acaba de exponer para determinar los hidrogramas debe usarse sólo en el caso de que se obtengan valores $\beta \leq 1$. De no ser así se requiere usar hidrogramas triangulares.

Para definir el hidrograma triangular de una avenida de gasto diario máximo en exceso Q_E y volumen en exceso V_E , supóngase que se determinan los tiempos teóricos de

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

pico τ_P y de base τ_B mediante funciones de Q_E y V_E y que, como se indica en la figura F2.5.4.2, se considera que en el lapso t_P el gasto pasa de ser Q_S a ser Q_E^* , el gasto de pico del hidrograma triangular y que en el tiempo τ_B regresa a ese valor, pero de tal manera que

$$\Delta T = t_P + t_B \quad (2.5.4.7)$$

donde

ΔT es de 24 horas.

Por otra parte, puesto que el hidrograma es triangular se tendrá que

$$T_B = \frac{2 \cdot V_E}{Q_E^*} \quad (2.5.4.8)$$

$$T_P = \frac{\tau_P}{\tau_B} \cdot T_B \quad (2.5.4.9)$$

$$y \quad Q_E^{*2} + \frac{4 \cdot V_E}{\Delta T} \cdot Q_E^* + \frac{4 \cdot V \cdot Q_E}{\Delta T} = 0 \quad (2.5.4.10)$$

estas expresiones permiten calcular el tiempo base, el tiempo pico y el gasto de pico del hidrograma triangular Q_E^* respectivamente.

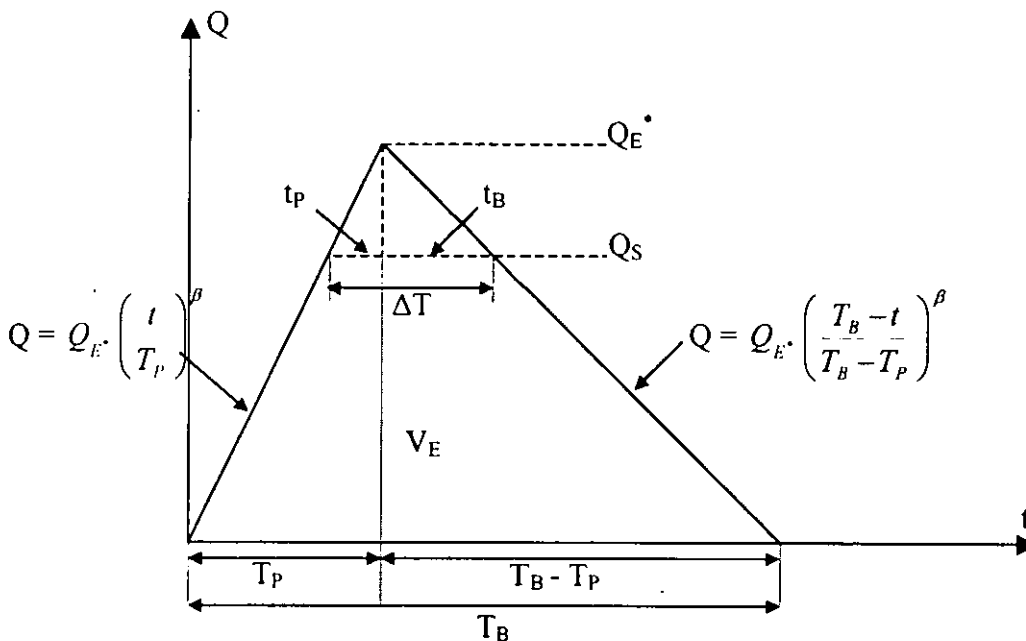


Figura F2.5.4.2 Hidrograma triangular de una avenida

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

El exponente β mostrado en la figura F2.5.4.2 describe la forma de cada una de las dos ramas ascendente y descendente en el hidrograma. La experiencia ha demostrado que las principales formas de los hidrogramas de diseño les corresponden los siguientes valores

$\beta = 1$	hidrograma de forma triangular.
$R = 1.25$	hidrograma de una avenida voluminosa.
$R = 2.50$	hidrograma de una avenida media.
$R = 3.85$	hidrograma de una avenida picuda.

Así podrá considerarse que para cualquier avenida, el valor de β estará dado por la siguiente ecuación

$$\beta = A \cdot e^{a \cdot R \cdot m} \quad (2.5.4.11)$$

El valor de R corresponde a la relación $R = \frac{Q_E}{V_E}$. Si el resultado es muy grande, indica que el hidrograma de la avenida es de forma picuda; y por el contrario, si es pequeño, es sinónimo de un hidrograma de una avenida voluminosa.

Los ensayos de laboratorio han permitido determinar que, cuando $\beta = 1$, R es igual a 2. Sustituyendo estos valores en la ecuación 2.5.4.11 queda

$$1 = A \cdot e^{a \cdot 2 \cdot m}$$

despejando A se tiene

$$A = \frac{1}{e^{a \cdot 2 \cdot m}} \quad (2.5.4.11a)$$

Si se establece que para un valor de β_P le corresponde un valor de R_P , y para un valor de β_{Vol} , le corresponde un valor de R_{Vol} , entonces el valor de m se puede determinar con la siguiente relación

$$\begin{aligned} \ln \beta_P &= R_P^m - 2^m \\ \ln \beta_{Vol} &= R_{Vol}^m - 2^m \end{aligned} \quad (2.5.4.12)$$

Por consiguiente, el valor de a se define como

$$a = \frac{\ln \beta_P}{R_P^m - 2^m} \quad (2.5.4.13)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

En el registro de gastos medios diarios de un cierto número N_R de años suficientemente largo, puede apreciarse que hay un determinado número N_A de años abundantes en los que se han presentado una o más avenidas cuyo gasto máximo excede a un gasto límite Q_L , por ejemplo el doble de Q_B . Se dirá que la frecuencia de años abundantes es $f_A = N_A / N_R$.

Para avenidas con gasto máximo superior a Q_L se pueden calcular el gasto Q_E y el volumen V_E y, además, conocer los tiempos T_P y T_B . Si en un año abundante hubo más de una avenida con gasto máximo superior a Q_L , en el se escogerá como avenida representativa a aquella en la que sea máximo el producto $Q_E \cdot V_E$. De esta manera se dispondría de un conjunto de N_A valores de Q_E , V_E , T_P y T_B , por lo que se pueden establecer las siguientes relaciones

$$T_P = K_P \cdot Q_E^{\alpha_P} \cdot V_E^{\beta_P} \quad (2.5.4.14)$$

$$T_B = K_B \cdot Q_E^{\alpha_B} \cdot V_E^{\beta_B} \quad (2.5.4.15)$$

donde

T_P	tiempo pico, en h.
T_B	tiempo base, en h.
Q_E	gasto en exceso, en m^3/s .
V_E	volumen en exceso, en m^3 .
K_P, K_B	coeficientes que pueden valuarse mediante una regresión logarítmica.
$\alpha_P, \alpha_B, \beta_P$ y β_B	exponentes que pueden valuarse mediante una regresión logarítmica.

Una vez que se conocen los valores de Q_E , V_E , T_P , T_B y β , es posible determinar las características del hidrograma transformado, esto es: Q_E , V_E , T_P y T_B . Este proceso se debe de realizar hasta que el hidrograma registrado y calculado tengan una concordancia razonablemente buena.

Ahora bien dado el carácter errático de Q_E y V_E , se les puede considerar como variables aleatorias, recordando que cuando una variable aleatoria x no puede tener valores negativos, es razonable suponer que tiene una distribución lognormal, de suerte que si se hace $x = L_n x$ y se dispone de una muestra de tamaño n , es posible determinar la media \bar{x} y la distribución estándar S_x por medio de las fórmulas

$$\bar{x} = \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) / n \quad (2.5.4.16)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$\bar{S}_x = \left(\frac{\sum_{i=1}^n (\bar{x} - x_i)^2}{n-1} \right)^{1/2} \quad (2.5.4.17)$$

Estos parámetros permiten calcular x_M , el valor que tendría x si la probabilidad de sobrepasarla fuera $P(x_M)$, utilizando la expresión

$$x_M = \bar{x} + \bar{S}_x \cdot \tau [P(x_M)] \quad (2.5.4.18)$$

El coeficiente τ depende de $P(x_M)$ y su valor puede leerse en tablas de distribución normal. Una vez calculada x , se tendrá que $x_M = e^{x_M}$.

Tratándose de dos variables aleatorias \underline{x} y \underline{y} correlacionadas, la probabilidad de sobrepasar x_M y y_M estará dada por la igualdad

$$P(x_M, y_M) = P(x_M) P(y_M/x_M) \quad (2.5.4.19)$$

En esta fórmula $P(x_M)$ es la probabilidad de sobrepasar x_M y $P(y_M/x_M)$ es la probabilidad de sobrepasar y_M supuesto que ya se sobrepaso x_M .

De esta manera, si se establece que $x = \text{Ln } Q_E$ y $y = \text{Ln } V_E$, se puede considerar que su conjunto tiene una distribución bivariada lognormal, en cuyo caso para determinar los valores de x y y , necesitaran valuarse las medias \bar{x} y \bar{y} , las desviaciones estándar \bar{S}_x y \bar{S}_y y el coeficiente de correlación \bar{S}_{xy} , en tal forma que para la muestra de tamaño N_A

$$\bar{x} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N_A} x_i \right)}{N_A} \quad (2.5.4.20)$$

$$\bar{y} = \frac{\left(\sum_{i=1}^{N_A} y_i \right)}{N_A} \quad (2.5.4.21)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$\bar{S}_x = \left(\sum_{i=1}^{N_A} (\bar{x} - x_i)^2 / (N_A - 1) \right)^{1/2} \quad (2.5.4.22)$$

$$\bar{S}_y = \left(\sum_{i=1}^{N_A} (\bar{y} - y_i)^2 / (N_A - 1) \right)^{1/2} \quad (2.5.4.23)$$

$$y \quad \bar{S}_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^{N_A} (\bar{x} - x_i)(\bar{y} - y_i)}{(\bar{S}_x \bar{S}_y)^{1/2}} \quad (2.5.4.24)$$

Si $P(x_M)$ es la probabilidad de sobrepasar x_M se tendrá que

$$x_M = \bar{x} + \bar{S}_x \cdot \tau [P(x_M)] \quad (2.5.4.25)$$

Con este valor se puede calcular la media "condicionada" de (y)

$$\bar{m}_{y/x} = \bar{y} + \frac{\bar{S}_{xy} \bar{S}_y}{\bar{S}_x} (x_M - \bar{x}) \quad (2.5.4.26)$$

De modo que el valor y_M/x_M que tendría la variable (y) supuesto que se sobrepaso x_M sería

$$y_M / x_M = \bar{m}_{y/x} + (1 - \bar{S}_{xy}^2) \bar{S}_x \tau (P(y_M / x_M)) \quad (2.5.4.27)$$

Así podrían valuarse el gasto máximo $Q_M = e^{x_M}$ y el volumen en exceso $V_{EM} = e^{y_M/x_M}$ de una avenida de probabilidad $P(x_M) P(y_M/x_M)$, pero como ella sólo podría presentarse en un año abundante, la probabilidad de que en un año cualquiera se presentara una avenida de características Q_{EM} y V_{EM} sería

$$P_T = f_A P(x_M) P(y_M/x_M) \quad (2.5.4.28)$$

Por otro lado, si $P_{TR} = 1/T_R$ es la probabilidad de que un determinado evento ocurra en T_R años, se dice que T_R es su periodo de retorno.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidrutica

Si se supone que tal evento sea precisamente la avenida de probabilidad P_T dada por la fórmula 2.5.4.28 resultará que

$$\frac{1}{T_R} = f_A P(x_M) P(y_M/x_M) \quad (2.5.4.29)$$

De donde se obtiene

$$P(x_M) = \frac{1}{T_R f_A P(x_M) P(y_M/x_M)} \quad (2.5.4.30)$$

De esta manera, para un periodo de retorno dado, si se escoge un valor de $P(y_M/x_M)$ se podrá calcular $P(x_M)$ con esta última fórmula, lo que permitirá valorar x_M con la fórmula 2.5.4.25 y y_M/x_M con las igualdades 2.5.4.26 y 2.5.4.27, que a su vez haran posible determinar Q_{EM} y V_{EM} y después, con las fórmulas 2.5.4.14 y 2.5.4.15, calcular T_P y T_B .

Al proceder de esta forma, para un determinado periodo de retorno podran definirse tantas avenidas como valores de $P(y_M/x_M)$ quisieran escogerse: sin embargo, habra solo una para la cual el producto $Q_{EM} * V_{EM}$ fuera máximo.

Aún cuando en rigor para analizar el funcionamiento de una obra de excedencias deberá transitarse una amplia gama de avenidas, para simplificar los cálculos se sugiere utilizar, para un periodo de retorno dado, sólo a la de mayor producto $Q_{EM} * V_{EM}$ y con auxilio de las fórmulas 2.5.4.14 y 2.5.4.15, calcular T_P y T_B .

Según Borman, la probabilidad de que en U años sucesivos ocurra un evento con periodo de retorno T_R es

$$H_{U,T_R} = 1 - (1 - 1/T_R)^U \quad (2.5.4.31)$$

Y en adición a que ha sido costumbre suponer que la vida útil de una presa es $U = 100$ años, según la fórmula 2.5.4.31, si $T_R = 200$ años, $H_{U,T_R} = 0.39$, es decir, que durante la vida útil, la probabilidad de sobrepasar los valores Q_{EM} y V_{EM} para ese T_R , sera igual a la mitad de no sobrepasarlos, en tanto que si $T_R = 2000$ años, $H_{U,T_R} = 0.04$, de modo que para este periodo de retorno la probabilidad de sobrepasar esos valores sera muy remota. Por estos motivos se sugiere que, para analizar el funcionamiento de una obra de excedencias, se transite la avenida con $T_R = 200$ años, para comprobar que el gasto descargado no exceda al gasto que pueda causar daños aguas abajo. Y después se transite la avenida de $T_R = 2000$ años para determinar la máxima elevación del agua en el vaso, la cual sumada al libre bordo de la presa dara la cota de la corona de la cortina.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Como se indica en la figura F2.5.4.3 esta obra, está constituida por un cimacio de longitud L_c que descarga en un canal colector de la misma longitud, este canal tiene una pendiente geométrica S_0 y un ancho de plantilla que varía gradualmente para mantener el alineamiento de los taludes. Su sección inicial (ini) tiene una cota de plantilla con un desnivel DE debajo de la cota de la sección inicial de un canal de descarga (rápida) cuyo ancho de plantilla es B_0 y en donde al circular el gasto Q las condiciones de flujo son críticas. Se supone que la designación de taludes K es la misma en el canal colector y en el descarga y que la cota de la plantilla en la sección (ini) – ver figura F2.5.4.3 – está situada a una distancia H_{cma} debajo de la cresta del cimacio.

La estructura de control del vertedor de canal lateral es un cimacio de cresta ancha, el cual vierte al canal colector un caudal Q , éste se calcula con la fórmula

$$Q = C_v \cdot L_c \cdot H^{3/2} \quad (2.5.4.32)$$

o para el caudal o gasto unitario

$$q = C_v \cdot H^{3/2} \quad (2.5.4.33)$$

donde

C_v	coeficiente de vertido o de descarga, en $m^{1/2} / s$.
L_c	longitud de la cresta del vertedor, en m.
H	carga de diseño sobre la cresta del vertedor, en m.

El coeficiente de vertido C_v se recomienda que tenga un valor relativamente grande, esto con el fin de hacer más eficiente a la estructura. En la figura F2.5.4.4 se muestra la geometría propuesta del cimacio para alcanzar lo mencionado.

Con esta geometría, ver figura F2.5.4.4, es posible conseguir valores de C_v de 1.9 a 2.1, y aún un poco mayores, si bien a reserva de comprobarlo en el laboratorio, se puede considerar que C_v tendrá un valor promedio igual a 2.

El paramento inclinado proporciona, además, una mayor estabilidad estructural del mismo. El pequeño tramo horizontal de longitud $0.0539H$ será la cresta del cimacio. El tramo aguas abajo de la cresta sigue una trayectoria parabólica. Según el sentido del sistema de ejes X - Y indicado en la figura F2.5.4.5, la trayectoria parabólica de una partícula queda definida por la ecuación siguiente

$$y = \frac{g}{2} \cdot \left(\frac{x}{v \cdot \cos \theta} \right)^2 - x \cdot \tan \theta \quad (2.5.4.34)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidrutica

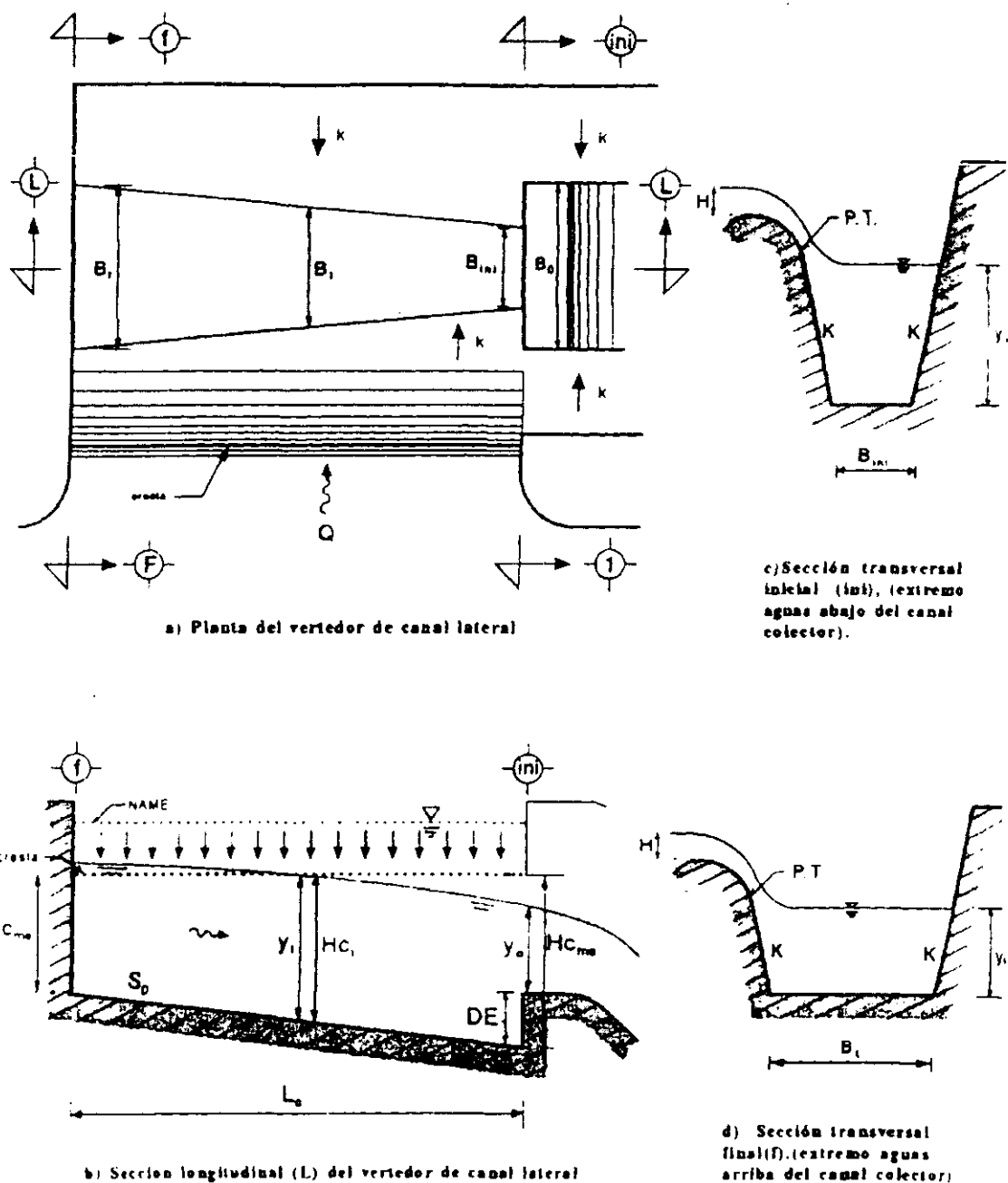


Figura F2.5.4.3 Características geométricas del vertedor de canal lateral

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

donde

- x abscisa de la trayectoria parabólica, en m.
- y ordenada de la trayectoria parabólica, en m.
- g aceleración de la gravedad terrestre, en m/s^2 .
- v velocidad inicial de la partícula, en m/s.
- θ ángulo de salida (inicial) descrito por la partícula, en grados.

Como el inicio de la trayectoria parabólica comienza en la cresta del cimacio, el ángulo de salida es cero; por ello la ecuación se simplifica a

$$y = \frac{g}{2} \cdot \frac{x^2}{v^2} \tag{2.5.4.35}$$

$$\alpha_0 = \tan^{-1} g \cdot \frac{x_0}{v^2} \tag{2.5.4.36}$$

en este caso (x , y) son las coordenadas del perfil del cimacio y v es la velocidad media de la vena líquida cuando pasa sobre la cresta. Además se considera que en la cresta del cimacio se presenta un régimen cercano al crítico, es decir, la energía específica de la vena líquida en esta zona es casi igual a la mínima. Tal designación se debe a que el gasto vertido Q no puede escurrir con una energía menor a esa, debido a la presencia del cimacio. Por lo anterior la velocidad v en la ecuación 2.5.4.35 se puede considerar igual a la crítica (v_c) y que corresponde al gasto unitario q descargado y también, en esa sección C (ver figura F2.5.4.5) se supone que el tirante del flujo se aproxima al crítico.

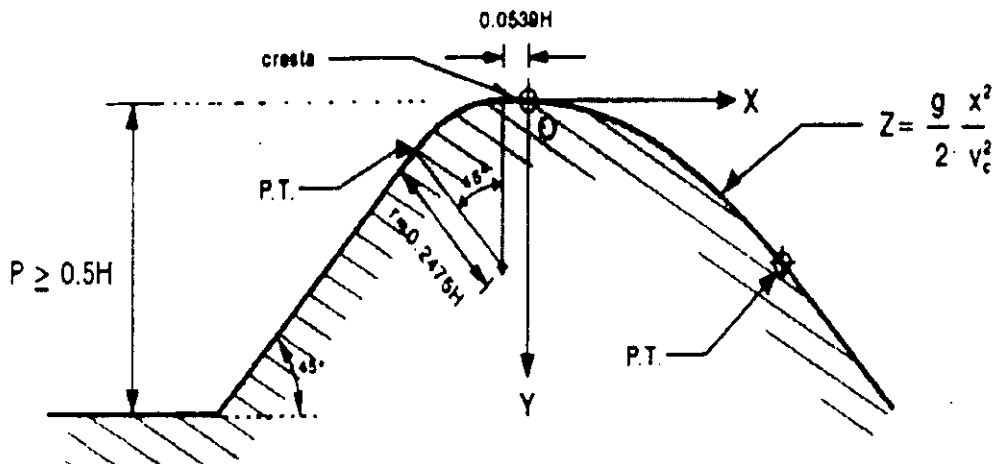


Figura F2.5.4.4 Geometría del cimacio del vertedor de canal lateral.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

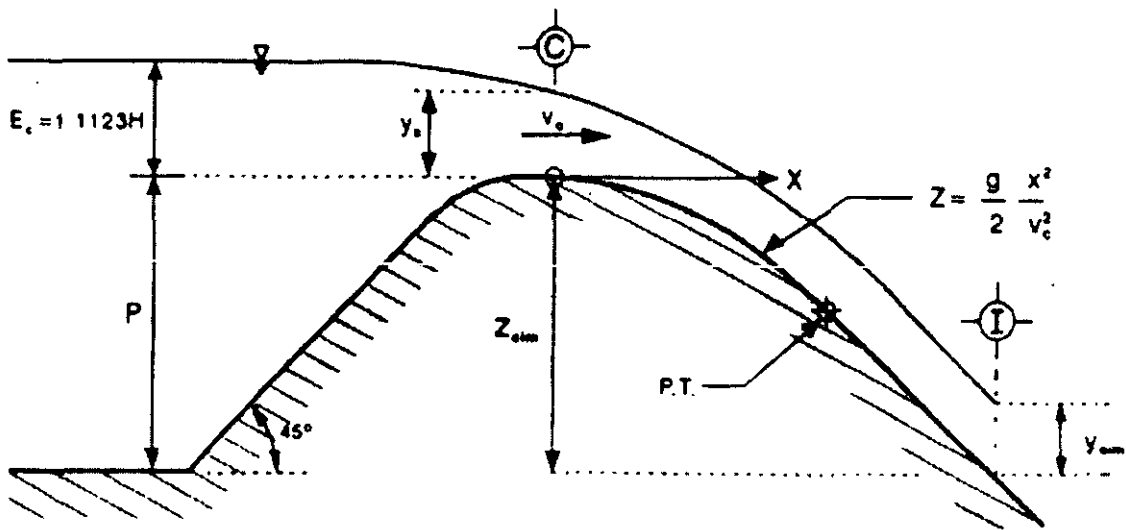


Figura F2.5.4.5 Niveles característicos que definen el índice de ahogamiento en el cimacio

Así, puesto que considera que el régimen es crítico, la velocidad es

$$v_c = \sqrt{g \cdot y_c} \quad (2.5.4.37)$$

y como

$$q = y_c \cdot v_c \quad (2.5.4.38)$$

Sustituyendo 2.5.4.37 en 2.5.4.38 se tiene que

$$q = y_c^{3/2} \cdot \sqrt{g} \quad (2.5.4.39)$$

considerando en la ecuación 2.5.4.33 para C_v un valor de 2 e igualarla con la 2.5.4.39, se llega a

$$y_c^{3/2} \cdot \sqrt{g} = 2 \cdot H^{3/2} \quad (2.5.4.40)$$

de lo anterior resulta que el tirante sobre la cresta vale $y_c = 0.7415H$ y con ello la carga de velocidad es

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$\frac{v_c^2}{2g} = 0.7415 \cdot \frac{H}{2} \quad (2.5.4.41)$$

por lo que la energía específica en la cresta del cimacio será

$$E = y_c + \frac{v_c^2}{2g} = \left(\frac{3}{2}\right) \cdot 0.7415 \cdot H$$

$$E = 1.1123H \quad (2.5.4.42)$$

Ahora bien, para que el cimacio funcione correctamente es necesario que el nivel de la superficie libre del agua, aguas abajo de la cresta, sea suficientemente bajo. Supóngase que como se indica en la figura F2.5.4.5, en una sección I situada con un desnivel Z_{cim} respecto a la cresta, el tirante fuera Y_{cim} , con lo que podría definirse un índice de ahogamiento

$$I_A = \frac{(E_c + Z_{cim} - y_{cim})}{E_c} = \frac{(1.11225H + Z_{cim} - y_{cim})}{1.11225H} \quad (2.5.4.43)$$

Por lo que, si $I_A \geq 0.7$ la descarga no se ahoga. Por lo mencionado, para asegurarse que el cimacio descargue en forma eficiente dentro del canal colector es necesario que para el gasto de diseño el índice de ahogamiento sea mayor a 0.7.

Los razonamientos propuestos dan la pauta para analizar el funcionamiento del canal colector. Ahora se describe el análisis de un flujo con un caudal que crece de manera uniforme en una sección trapecial de ancho variable.

Así, puesto que el gasto total aportado por un cimacio fuera Q y que el canal colector se divide en N tramos de igual longitud. Si en una sección I el gasto aportado hasta ella fuera Q_I , podrá considerarse que en la sección I+1 el gasto será $Q_I - \Delta Q$, donde

$$\Delta Q = \frac{Q}{N} \quad (2.5.4.44)$$

Las fuerzas actuantes sobre el volumen de control VC (ver figura F2.5.4.6), delimitado por las secciones I e I+1, son las siguientes:

- A) Hidrostáticas. De acuerdo con el análisis de presión hidrostática que actúa sobre el volumen de control, el empuje hidrostático en el área hidráulica trapecial en la sección I es

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$F_{pI} = \frac{\gamma}{2} \cdot B_I \cdot y_I^2 + \frac{\gamma}{3} \cdot K \cdot y_I^3 \quad (2.5.4.45)$$

y en la secci3n I+1

$$F_{pI+1} = \frac{\gamma}{2} \cdot B_{I+1} \cdot y_{I+1}^2 + \frac{\gamma}{3} \cdot K \cdot y_{I+1}^3 \quad (2.5.4.46)$$

B) Peso. De acuerdo con la figura F2.5.4.6, el peso del VC es

$$F_w = \gamma \cdot \bar{A} \cdot \Delta S \quad (2.5.4.47)$$

C) Momentum. En la secci3n I es

$$F_{mI+1} = \frac{\gamma}{g} \cdot (Q_I - \Delta Q) \cdot v_{I+1} \quad (2.5.4.48)$$

Al realizar el equilibrio de todas las fuerzas actuantes sobre el VC (figura F2.5.4.6), se tendra que

$$\frac{(Q_I - \Delta Q) \cdot v_{I+1}}{g} + \frac{B_{I+1} \cdot y_{I+1}^2}{2} + \frac{K \cdot y_{I+1}^3}{3} + A \cdot \Delta S - \frac{(v \cdot n)^2}{r^{-4/3}} \cdot \bar{A} \cdot \frac{\Delta Z}{S_0} = \frac{Q_I \cdot v_I}{g} + \frac{B_I \cdot y_I^2}{2} + K \cdot \frac{y_I^3}{3} \quad (2.5.4.49)$$

además si se considera que

$$v_{I+1} = \frac{Q_I - \Delta Q}{B_{I+1} \cdot y_{I+1} + K \cdot y_{I+1}^2} \quad (2.5.4.50)$$

La soluci3n simultánea de estas dos ecuaciones permitira calcular el tirante y la velocidad media en la secci3n I + 1 a partir de los valores conocidos en la secci3n I. Obsérvese que los valores de A, v y r , son el promedio entre las secciones y que en atenci3n a la gran turbulencia causada por la descarga normal al canal colector, se recomienda usar un valor grande para el coeficiente de rugosidad (n), por ejemplo, 0.02.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

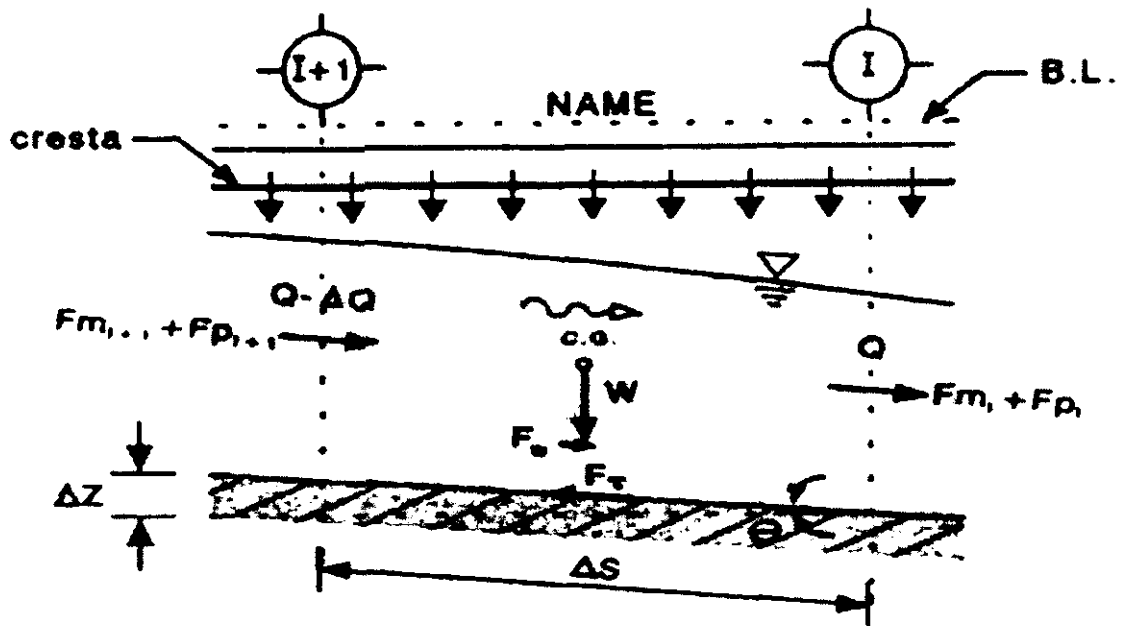


Figura F2.5.4.6 Fuerzas actuantes en el volumen de control de un canal colector

El salto hidráulico se presenta cuando el régimen en un canal prismático pasa de rápido (supercrítico) a lento (subcrítico). Este fenómeno se presenta cuando en un canal de pendiente fuerte descarga a uno de pendiente suave. Tal es el caso del flujo de lámina vertiente de un vertedor de canal lateral cuando pasa por la pared del canal colector adyacente al cimacio y luego por la plantilla del canal colector para un cierto gasto. Sea un volumen de control transversal de ancho unitario y espesor de vena líquida (y) en un cimacio, como se muestra en la figura F2.5.4.7. La presión en la sección C producirá un esfuerzo de magnitud

$$F_p = \frac{\gamma \cdot y_c^2}{2} \tag{2.5.4.51}$$

donde

- F_p fuerza producida por la presión del flujo por unidad de longitud, en kg/s^2 .
- γ peso específico del agua en kg/m^3 .
- y_c espesor (crítico) de la vena líquida, en m.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

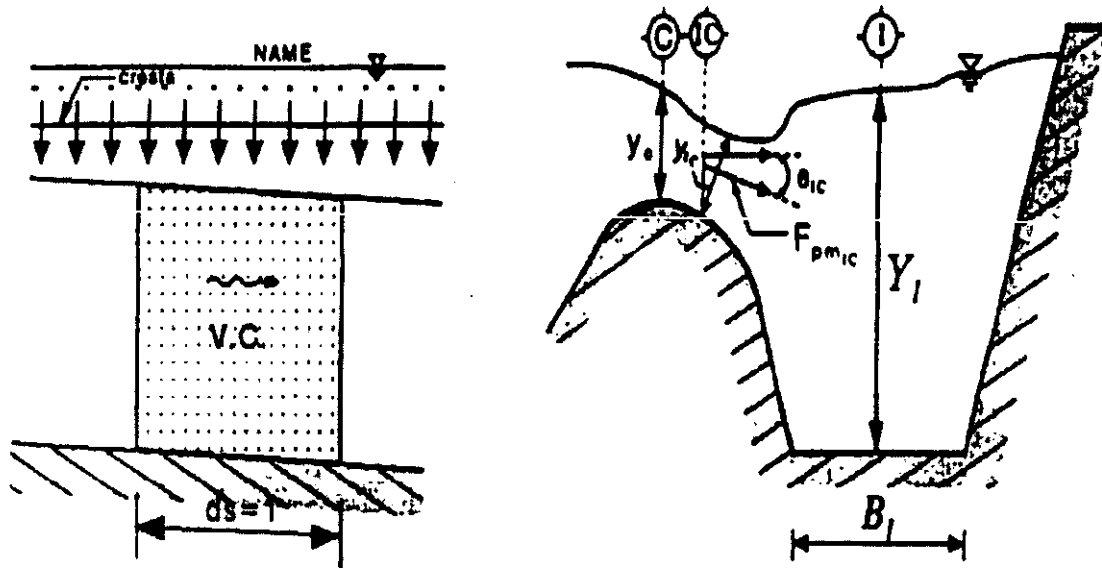


Figura F2.5.4.7 Salto hidráulico transversal en un canal colector

Si la velocidad media en dicha sección es v habrá un momentum igual a

$$M = \frac{\gamma \cdot q \cdot v}{g} \quad (2.5.4.52)$$

donde

- M momentum producido en el flujo, en kg / s^2 .
- q gasto unitario que escurre en el cimacio, en $\text{m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$.
- v velocidad media del flujo, en m / s .
- g aceleración de la gravedad, en m / s^2 .

Por lo tanto, considerando sólo las dos fuerzas anteriores, en la sección considerada habrá una fuerza total F_{pm} por unidad de peso específico y de longitud, igual a

$$F_{pm} = \frac{y_c^2}{2} + \frac{q \cdot v_c}{g} \quad (2.5.4.53)$$

De igual manera, pero ahora en una sección IC ubicada en la pared del canal colector adyacente al cimacio como se puede ver en la figura F2.5.4.7, la fuerza total

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

F_{pmIC} tiene dos componentes; si el ángulo en la sección IC es θ_{IC} la componente horizontal vale

$$F_{pmIC} = \left(\frac{y_{IC}^2}{2} + \frac{q \cdot v_{IC}}{g} \right) \cdot \cos \theta_{IC} \quad (2.5.4.54)$$

Si en dicha sección se produjera el salto, podrá suponerse que inmediatamente después de haberse producido aguas abajo la velocidad es V_1 y el tirante Y_1 , y para que la vena no se acelere deberá cumplirse la igualdad de las fuerzas resultantes inmediatamente antes y después del salto, esto es

$$F_{pmI} = \frac{Y_1^2}{2} + \frac{q \cdot V_1}{g} \quad (2.5.4.55)$$

Por lo tanto, para verificar que el salto hidráulico en el vertedor de canal lateral no se barre para cierto gasto q en una sección dada, es necesario calcular la componente horizontal de la fuerza total de la lámina vertiente al pie del cimacio (ecuación 2.5.4.54); esta fuerza deberá ser menor a la producida por el tirante medio Y_1 en el canal colector de la sección considerada (ecuación 2.5.4.55). El tirante y_1 y la velocidad al pie del cimacio v_1 se calculan empleando la ecuación de la energía entre esa sección y la cresta del cimacio para después proceder a calcular las fuerzas de presión y el momentum.

Para establecer una región en el vertedor donde se puedan conocer las características hidráulicas solamente a partir del nivel de agua alcanzado en una sección de dicha región, es necesario crear una sección de control. En el diseño propuesto del vertedor de canal lateral, la sección de control se establece colocando un desnivel **DE** entre la cota inicial del canal de descarga y la cota de la plantilla en la sección inicial (**ini**) del canal colector, al cual se le conoce como altura del escalón. Como se mencionó anteriormente, la designación de taludes **K** es la misma en el canal colector y en el canal de descarga, en consecuencia, también en la zona del escalón. La plantilla en el tramo inicial del canal de descarga tiene pendiente nula ($S_0 = 0$) por eso el calificativo de "horizontal" al escalón citado, cuyo ancho de plantilla (B_0) es mayor al ancho de plantilla de la sección inicial del canal colector (ver figura F2.5.4.3 a y b), por lo cual se tiene un cambio brusco en la altura y en el ancho de plantilla que determina el final del canal colector y el comienzo o umbral del canal de descarga.

Para iniciar el cálculo teniendo en cuenta que en la sección inicial (**ini**) el gasto es el total Q aportado por el cimacio y que en el umbral del canal de descarga (escalón horizontal) con este gasto el régimen es crítico; para determinar el tirante y_{ini} y la velocidad media v_{ini} en la sección inicial del canal colector, se emplea la ecuación de la energía entre dicha sección y la sección situada en el umbral del canal de descarga (ecuación 2.5.4.56) en

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

donde, como se mencionó antes, se presenta el régimen crítico. Las pérdidas expresadas en la ecuación de la energía se calculan empleando la fórmula de Borda, la cual muestra que, por causa del cambio de sección hidráulica en una conducción, en este caso debido al escalón, se produce una pérdida de carga local. El valor del coeficiente de pérdida K_B de la fórmula de Borda se considera igual a 0.25 debido a que, según lo dicho al inicio de esta sección, el escalón en que se inicia el canal de descarga asciende bruscamente.

Para obtener la solución de la ecuación de la energía así planteada, ésta se tendrá que resolver simultáneamente con la ecuación que define la velocidad media en la sección inicial del canal colector (ecuación 2.5.40), es decir las ecuaciones

$$y_{ini} + \frac{v_{ini}^2}{2g} = DE + Y_c + \frac{V_c^2}{2g} + 0.25 \cdot \frac{(V_c - v_{ini})^2}{2g} \quad (2.5.4.56)$$

$$Q = (B_{ini} \cdot y_{ini} + K \cdot y_{ini}^2) \cdot v_{ini} \quad (2.5.4.57)$$

Así, conocidos los valores de y_{ini} y v_{ini} , empleando las ecuaciones 2.5.4.56 y 2.5.4.57, podrán calcularse sucesivamente los tirantes y las velocidades en todas las secciones del canal colector (empleando las ecuaciones 2.5.4.49 y 2.5.4.50) hasta llegar a la sección extrema aguas arriba.

Se recomienda que el gasto unitario $q = q / B_0$ en el canal de descarga, no sea mayor a $100 \text{ m}^3 / (\text{s} \cdot \text{m})$. El ancho de plantilla $B_{ini} = B_0 - 2K \cdot DE$, en la sección extremo aguas abajo del canal colector no debe ser menor a un cierto límite que está determinado por aspectos constructivos. También por limitaciones constructivas, la pendiente no debe sobrepasar un cierto valor, lo anterior ayuda a satisfacer las hipótesis de diseño en que se basa el vertedor de canal lateral. Se recomienda que la pendiente $S_0 \leq 0.1$. La designación de taludes K dependerá de la geología del terreno en la zona donde se instale el vertedor de canal lateral. Debido a la turbulencia creada en el canal colector se debe emplear un valor grande del coeficiente de rugosidad de Manning en la ecuación 2.5.4.49. Se recomienda usar valores en torno al valor 0.02. Para asegurar que el cimacio descargue eficientemente al canal colector, es necesario que para el gasto máximo esperado el índice de ahogamiento sea mayor o igual a 0.7.

Además, es importante definir la geometría del vertedor de descarga (rápida), a partir de la sección inicial (escalón). La plantilla del canal de descarga tendrá una forma parabólica hasta un cierto desnivel y para gasto máximo está dada por las ecuaciones 2.5.4.35 y 2.5.4.36, lo que queda

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$y_{PC} = \frac{(v_c \cdot \tan \theta)^2}{2g} \quad (2.5.4.58)$$

donde

- y_{PC} desnivel entre la cresta del cimacio y un punto cualquiera sobre el perfil de forma parabólica del vertedor, en m.
- v_c velocidad crítica, en m/s.
- g aceleración de la gravedad, en m/s^2 .
- θ ángulo de inclinación del canal y obedece a la restricción topográfica del sitio de construcción del canal, en grados.

A este desnivel corresponderá una distancia horizontal de valor

$$x_{PC} = v_c \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot y_{PC}}{g}} \quad (2.5.4.59)$$

Para determinar las condiciones hidrodinámicas de flujo en el canal de descarga se debe verificar a que elevación para el gasto máximo se llega al límite de velocidad, a partir de la cual se inicia la cavitación (ver figura F2.5.4.8). Esto se logra al establecer dos secciones, para su estudio, aguas abajo de la inicial; la primera a un desnivel DH_1 , con una pendiente $\tan \theta_1$ y una distancia horizontal x_1 . La segunda a un desnivel DH_2 respecto a DH_1 , con una pendiente $\tan \theta_2$ y a una distancia x_2 .

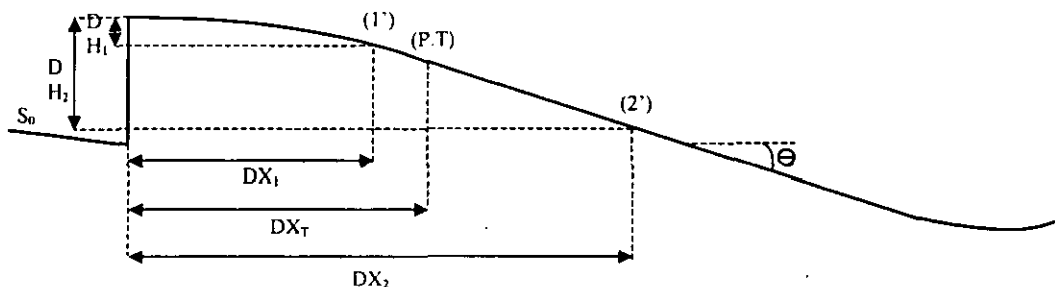


Figura F2.5.4.8 Condiciones del flujo en el canal de descarga

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Como es sabido, en los canales en donde el agua circula con fuertes velocidades, en determinadas condiciones puede producirse un fenómeno llamado cavitación que en algunas secciones carcome progresivamente las paredes y, sobre todo, la plantilla del conducto. El parámetro con que se determina el valor de la cavitación, es el llamado índice de cavitación. Recientemente se ha encontrado¹ que la cavitación puede ocurrir si la velocidad media supera a 28 m/s y, además, que si el porcentaje de aire disuelto en el agua en el fondo es superior a 8 la cavitación no se presenta no obstante haber pasado ese límite de velocidad. Si el contenido de aire disuelto está comprendido entre el 6 y 4 % podrá presentarse una cavitación incipiente que se volvería severa con menos de 2 %. Por este motivo resulta conveniente que en la plantilla del canal de descarga antes de llegar a la sección en donde el efecto de la cavitación sea inminente se coloque una curva vertical (cubeta deflectora) que permita lanzar al chorro de agua a una distancia suficientemente alejada de la parte final de la cubeta. El radio de la cubeta deflectora debe cumplir la siguiente restricción

$$\frac{R_c}{Y_0} > 12 \quad (2.5.4.60)$$

donde

R_c radio propuesto de la cubeta deflectora, en m.
 Y_0 valor del tirante en el punto donde se inicia la cubeta deflectora, en m.
 Δ deflexión del radio, debe ser igual a la inclinación de la rápida para que el ángulo de salida sea cero, en grados.

La elevación de la sección terminal de la cubeta deflectora se calcula como

$$E_{ST} = E_{SI} - R_c (1 - \cos \Delta) \quad (2.5.4.61)$$

donde

E_{ST} elevación de la sección terminal de la cubeta deflectora, en m.
 E_{SI} elevación de la sección inicial de la cubeta deflectora, en m.
 R_c radio de la cubeta deflectora, en m.
 Δ deflexión del radio, en grados.

¹ Sánchez B J L y González V F, 1996, "Spilling Flood Cost Effectively", Water Power, Mayo 1996.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Es importante conocer las condiciones hidrodinámicas del flujo sobre la cubeta deflectora, en el cual se debe cumplir que el índice de cavitación a lo largo de toda la cubeta sea mayor a dicho valor, y solo decrezca al final donde ya no existe riesgo de cavitación debido a que la vena se airea al despegarse del fondo. Para poder determinar estas condiciones es necesario dividir la proyección de la cubeta en N secciones de estudio, separadas a una distancia D_x .

$$D_x = \frac{R_c \cdot \left(\frac{\Delta}{N}\right)}{180} \cdot \pi \quad (2.5.4.62)$$

donde

R_c radio vertical de la cubeta, en m.
 Δ deflexión, en grados.
 N número de sección en estudio.

Para gasto mínimo, medio y máximo, deberá verificarse la velocidad en la sección terminal, de manera que el sitio donde el chorro tocará el fondo del cauce, estaría alejado de la sección inicial del canal de descarga en la distancia siguiente

$$D' = L_{cd} + L_{cubd} + A \quad (2.5.4.63)$$

donde

D' longitud total de la proyección horizontal, desde el inicio del canal de descarga hasta el sitio donde el chorro tocará el fondo del cauce, en m.
 L_{cd} longitud de proyección horizontal del canal de descarga, en m.
 L_{cubd} longitud de proyección horizontal de la cubeta deflectora, en m.

$$A = v_j \cdot \frac{2 \cdot D_f}{g} \quad \text{alcance del chorro, en m.}$$

D_f desnivel existente entre la elevación de la sección terminal de la cubeta y el fondo del río, en m.

2.6 Metodología de cálculo de vertedor de descarga libre con canal lateral.

A continuación se describe brevemente el proceso de diseño de vertedor de descarga libre con canal lateral por el nuevo criterio de diseño propuesto por el instituto de ingeniería (II). Los programas utilizados para este propósito pueden ser consultados en el apéndice del libro "Introducción al Diseño de Obras de Excedencias".

1. Con ayuda del programa "ELECAP" se calculan el coeficiente K y el exponente y de la ecuación (2.5.4.1), y así, poder determinar la relación existente entre los niveles h y los volúmenes almacenados V en el vaso.
2. De los resultados obtenidos en el paso anterior se fija el valor de la cota h_u para conservar el volumen V_u de almacenamiento de la presa, según la fórmula 2.5.4.2.
3. Mediante los programas "CURIMO" para $y \leq y_L$ y "CURVRI" para $y > y_L$ se definen las relaciones entre los gastos transportados y los tirantes en el río, según lo expresado por las ecuaciones 2.5.4.3 y 2.5.4.4.
4. A través del programa "NUCATB" se determinan las relaciones existentes entre los tiempos T_P y base T_B , gastos en exceso Q_E y el volumen en exceso V_E , de acuerdo con las fórmulas 2.5.4.14 y 2.5.4.15. Con los resultados de este programa se alimenta el programa "DBLNSI", para calcular las medias \bar{x} y \bar{y} , las desviaciones estándar S_x y S_y , así como el coeficiente de correlación $\overline{S_{xy}}$. Con estos últimos datos se procede a evaluar las ecuaciones 2.5.4.20, 2.5.4.21, 2.5.4.22, 2.5.4.23 y 2.5.4.24.
5. Del registro de años abundantes N_A , se buscan las avenidas de mayor volumen en exceso, la de mayor gasto en exceso y las que tengan el valor de R más pequeño, y con ayuda del programa "NUEHID" se proponen diferentes valores de β hasta lograr que los hidrogramas de las avenidas registradas y calculadas tengan una concordancia razonablemente buena. Esta similitud entre los hidrogramas puede realizarse en forma gráfica o analítica.
6. Con la información obtenida en el paso anterior se puede encontrar el valor del exponente M de la ecuación 2.5.4.12.
7. Conocido el exponente M , es posible obtener el valor de a , de acuerdo a la ecuación 2.5.4.13.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

8. Y de la expresión 2.5.4.11b se determina A .
9. Con los resultados de los pasos 6,7 y 8, es posible conocer el valor de β (que describe la forma del hidrograma) para una avenida cualquiera, al valorar la expresión 2.5.4.11.
10. Con los resultados obtenidos en el paso 5, y con lo expuesto en la sección 2.5.4, para definir las avenidas de diseño correspondientes a diferentes periodos de retorno se considera que una avenida voluminosa tendrá una $R \approx 1.25$, una media $R \approx 2.50$ y una de gran pico $R \approx 3.85$. Estas consideraciones y los programas "PROGXY", "YXGORP" y "NUEHID" permitirán definir los hidrogramas de diseño para distintos periodos de retorno.
11. Según lo expuesto en la sección 2.5.4 y con los resultados en el paso 5, se podrán definir las características de los hidrogramas correspondientes a las avenidas de diseño, para diferentes periodos de retorno.
12. Según lo expuesto en la sección 2.5.4 y con los resultados obtenidos en el paso 5, se considera que una avenida voluminosa tendrá una $R \approx 1.25$, una de gran pico $R \approx 3.85$ y una media $R \approx 2.50$. Entonces para un periodo de retorno $T_R = 200$ años, se definen las características de los hidrogramas voluminoso, medio y de gran pico, con ayuda de las expresiones 2.5.4.30a y 2.5.4.30b y de los programas "PROGXY" y "YXGORP". El proceso es iterativo hasta que se encuentren avenidas cuyas relaciones correspondan a valores de R de gran pico, medio y voluminoso respectivamente.
13. Repetir el paso 11 para un periodo de retorno $T_R = 2000$ años.
14. Determinar la carga de diseño sobre el vertedor, con ayuda de la ecuación 2.5.4.32.
15. Valorar el tirante y velocidad crítica con las expresiones 2.5.4.40 y 2.5.4.37 respectivamente.
16. Definir la geometría del cimacio al evaluar las expresiones 2.5.4.35, 2.5.4.36, así como cada una de sus partes indicadas en la figura F2.5.4.3.
17. Para diseñar el canal colector se tendrá que proponer primero el ancho de plantilla del canal de descarga B_0 , esto permitirá definir una altura de escalón máxima DE_M . Enseguida con ayuda del programa "SUPVCL" para el gasto máximo se considerarán distintas combinaciones de DE Y S_0 para calcular el volumen de excavación y la superficie del canal colector, en cada una de ellas se comprobará si al descargar el gasto mínimo no se barre al ingresar al canal colector. Deben tenerse presente y valorarse los parámetros señalados para este caso en la sección 2.5.4.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

18. A través del programa "TCRSTR" se calcula el tirante crítico y la velocidad crítica en el umbral del canal de descarga, para los gastos de la avenida media con $T_R = 200$ años y $T_R = 2000$ años, así como para el gasto mínimo.
19. Con ayuda del paso 18 se determina la geometría del escalón al determinarse las expresiones 2.5.4.58 y 2.5.4.59.
20. Mediante el empleo del programa "BEVEDL" se revisan las condiciones del flujo en el canal de descarga, para tres diferentes gastos: máximo, medio y mínimo. Lo anterior se efectuará con el propósito de que no se presente el fenómeno llamado cavitación.
21. Determinar el radio de la cubeta deflectora, según la relación 2.5.4.60.
22. Establecer la elevación de la sección terminal de la cubeta deflectora con ayuda de la expresión 2.5.4.61.
23. Para gasto mínimo, medio y máximo deberán verificarse las características del flujo sobre la cubeta deflectora, con ayuda de programa "NUBVCD". Esto con el propósito de disipar el peligro de cavitación durante el trayecto.
24. Finalmente se determina la longitud total de la proyección horizontal desde el inicio del canal de descarga hasta el sitio donde el chorro tocará el fondo del cauce, según 2.5.4.63.

3. DISEÑO DEL VERTEDEDOR DE DESCARGA LIBRE CON CANAL LATERAL, SU RÁPIDA Y CUBETA DEFLECTORA

3.1 Planteamiento del problema.

La cortina de la presa se ubicará en una garganta de taludes casi verticales, con un ancho de 65 m. y una altura de 130 m. Aguas abajo de la garganta la sección tiene un ancho de 95 m. hasta una altura de 12 m. medidos desde el fondo del cauce. Más arriba de esta altura la sección se amplía considerablemente. En la margen izquierda la inclinación del terreno entre el sitio de la garganta y el lugar en donde el ancho es de 95 m. es de $\pm 30^\circ$. El fondo del cauce está en la cota 25 m.

La presa tendrá una capacidad V_u (útil más azolves) de $4633 \times 10^6 \text{ m}^3$ y estará dotada de una obra de toma que descargue un gasto promedio de $Q_t = 190 \text{ m}^3/\text{s}$. Se supone que la vida útil de la obra será de 100 años y que la presa tendrá un libre bordo de 3 m.

En las dos primeras columnas de la tabla 3.1.1 se anotan las elevaciones h del vaso y los correspondientes volúmenes V .

Tabla 3.1.1
Elevaciones h del vaso y su volumen.

h (m)	V (10^6 m^3)	ϵ
105	3864.75	-----
115	4898.00	0.0022
125	6091.75	0.0065
135	7446.00	0.0041
145	8970.50	0.0088

En la tabla 3.1.2 se muestran las cotas de la superficie libre del agua en el río para distintos gastos aforados, teniendo en cuenta que por arriba de la cota $25 + 11.75 = 36.75$ m. se inician los desbordamientos.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Tabla 3.1.2
Cotas de la superficie libre del agua en el río.

h < 36.75 m.		h > 36.75 m.	
h (m)	Q (m ³ /s)	h (m)	Q (m ³ /s)
32.20	580	37.15	1437
33.40	760	37.42	1694
34.70	980	37.53	1871
35.60	1120	37.58	2044

Tabla 3.1.3
Registro de gastos medios diarios en m³/s., de 35 años.

Día Año	1°.	2°.	3°.	4°.	5°.	6°.	7°.	8°.	9°.	10°.	11°.	12°.	
52	515	710	905	941	1022	1021	1079	1028	841	733	601	562	1.1 ^a
**54	768	1248	915	788	703	620	528						1.1 ^a
**55	785	1022	1426	1772	1661	1516	1166	639*					4.2 ^a
56	518	570	1005	636									1.1 ^a
58	562	1437	1149	520									4.1 ^a
59	531	1010	1239	1557	1273	822	695	500					1.1 ^a
**65	575	710	945	1008	921	1025	794	578	510				1.1 ^a
67	530	890	1485	1694	1560	1079	754	571	521				1.1 ^a
**69	578*	1095	1217	1543	1714	1330	859	620	503				4.4 ^a
71	769	884	1031	1166	1286	1042							2.1 ^a
72	506	526	675	772	1107	941	714	636	567	512			1.1 ^a
73	755	1346	1871	1437	775	571							1.1 ^a
74	705	982	992	1175	1316	812	503						4.1 ^a
76	816	2044	926	742	558								3.3 ^a
80	803	1112	1148	906	765	623							1.1 ^a
81	584	932	1248	900	654	628							2.2 ^a
84	580	696	808	915	1486	1634	1245	759	614				3.1 ^a

Se dispone de un registro de gastos medios diarios de $N_R = 35$ años (de 1951 a 1985). En él puede apreciarse que en la época de crecientes prácticamente todas las avenidas principian y terminan con un gasto de $Q_B = 500$ m³/s. Se considera que un año es abundante si por lo menos una de las avenidas que en él se presentaron tuvo un gasto máximo diario superior a 1000 m³/s.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

En la tabla 3.1.3 se muestran los gastos medios diarios en m^3/s de las 17 avenidas de máximo producto $Q_E * V_E$ en los años abundantes. También se indica el número de avenidas en cada uno de esos años y el número de orden de la avenida de máximo producto $Q_E * V_E$. Las avenidas marcadas con (**) estuvieron situadas dentro de un tren y los gastos marcados con (*) fueron deducidos para este tipo de avenidas.

En el diseño se considerará que la probabilidad de que ocurran desbordamientos aguas abajo será de la mitad de que no sucedan.

3.2 Cálculos preliminares.

Con los datos mostrados en las dos primeras columnas de la tabla 6.1.1 y mediante el programa "ELECAP", haciendo $V(0) = 3864.75$, $V(1) = 4898, \dots, V(4) = 8970.50$ Mm^3 , $H(0) = 105$, $H(1) = 115, \dots, H(4) = 145$ m. se calcularon el coeficiente K y el exponente γ de la fórmula 2.5.4.1 que resultaron ser $K = 72.5654$ y $G = \lambda = 1.1489$. El mismo programa permitió calcular los errores $\varepsilon = V_{CAL} / V - 1$ que se anotan en la tercera columna de dicha tabla; dada su pequeñez se aceptó que la relación entre los niveles h y los volúmenes almacenados V , será:

$$V = 3864.75 + 72.5654(h - 105)^{1.1489} \quad (3.2.1)$$

En la expresión anterior V está dado en $10^6 m^3$. De esta manera, la cota h_u para conservar el volumen V_u según la fórmula 2.5.4.2 será

$$h_u = 105 + \left(\frac{4633 - 3864.75}{72.5654} \right)^{1/1.1489} = 112.8 \text{ m.}$$

Por otra parte, mediante los programas "CURIMO", con los datos de la primera parte de la tabla 3.1.2 y haciendo $Q(1) = 580$, $Q(2) = 760, \dots, Q(4) = 1120 m^3/s$, $Y(1) = 32.2 - 25 = 7.2$ m., $\dots, Y(4) = 35.6 - 25 = 10.6$ m., resulta que el coeficiente K_1 y el exponente n_1 de la ecuación 2.5.4.3 son respectivamente $K_1 = 19.7474$ y $n_1 = 1.7141$. De esta manera el gasto en el río con el que se inicien los desbordamientos será:

$$Q_L = 19.7474 * 11.75^{1.7141} = 1347.91 \approx 1347 m^3/s.$$

Si se emplea nuevamente el programa "CURVRI" con estos datos y los de la segunda parte de la tabla 3.1.2, haciendo $V(0) = 1347$, $V(1) = 1437, \dots, V(4) = 2044$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Mm^3 , $H(0) = 11.75$, $H(1) = 37.15 - 25 = 12.15, \dots, H(4) = 37.58 - 25 = 12.58$ m., se obtiene el coeficiente K_2 y el exponente n_2 de la fórmula 2.5.4.4, con los valores $K_2 = 1079.825$ y $n_2 = 2.729$.

Así se tendrá que la relación entre los tirantes en el río y los gastos transportados estará dada por las expresiones:

$$Q_R = 19.7474 * Y_R^{1.7141} \quad \text{sí } Y_R \leq 12 \text{ m} \quad (3.2.2)$$

$$Q_R = 1347 + 1079.825 * (Y_R - 11.75)^{2.729} \quad \text{sí } Y_R > 12 \text{ m} \quad (3.2.3)$$

Con los datos de la tabla 3.1.3 se elaboró la tabla 3.2.1, en la que para cada uno de los años abundantes se anotan los tiempos de pico T_P y base T_B , el gasto en exceso $Q_E = Q_{pmax} - Q_B$, el volumen en exceso V_E y la relación $R = Q_E / V_E$. Así, por ejemplo para 1967, resulta que $T_P = 4$ días, $T_B = 9$ días, $Q_E = 1694 - 500 = 1194$ m³/s y que:

$$V_E = (530 + 890 + 1485 + 1694 + 1560 + 1079 + 754 + 571 + 521 - 9 * 500) * 0.0864 \\ = 396 \times 10^6 \text{ m}^3.$$

Con los gastos máximos de la tabla 3.1.3 y los volúmenes en exceso de la tabla 3.2.1 para cada avenida se pueden calcular los coeficientes K y los exponentes α y β de las fórmulas 2.5.4.14 y 2.5.4.15 mediante el programa "NUCATB", haciendo $Q(1) = 1079$, $Q(2) = 1248, \dots, Q(17) = 1634$ m³/s, $V(1) = 342$, $V(2) = 179, \dots, V(17) = 366$ Mm³, con lo que resulta:

$$\begin{array}{ll} K_P = 34.9690 & K_B = 13.5157 \\ AP = \alpha_p = -0.9299 & AB = \alpha_B = -0.6096 \\ BP = \beta_p = 0.7440 & BB = \beta_B = 0.6355 \end{array}$$

Entonces el valor de los estimadores τ_p (equivalente a T_P) y τ_B (equivalente a T_B) que podrán tener otras avenidas distintas a las consideradas, se evaluará con las siguientes fórmulas:

$$\tau_p = 34.9690 * Q_E^{-0.9299} * V_E^{0.7440} \quad (3.2.4)$$

$$\tau_B = 13.5157 * Q_E^{-0.6096} * V_E^{0.6355} \quad (3.2.5)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Tabla 3.2.1
Valores de los hidrogramas de las avenidas de gasto pico.

AÑO	T _P (días)	T _B (días)	Q _E (m ³ /s)	V _E (10 ⁶ m ³)	R=Q _E /V _E
**1952	7	12	579	342	1.69
**1954	2	7	748	179	4.18
**1955	4	8	1272	517	2.46
1956	3	4	505	63	8.02
1958	2	4	937	114	8.22*
1959	4	7	1057	313	3.38
**1965	6	9	525	222	2.36
1967	4	9	1194	396	3.02
**1969	5	9	1214	428	2.84
4971	5	6	786	276	2.85
1972	5	10	607	169	3.59
1973	3	6	1371	324	4.23
1974	5	7	816	258	3.16
1976	2	5	1544	233	6.63
1980	3	6	648	204	3.18
1981	3	6	748	168	4.45
1984	6	9	1134	366	3.10

Con los mismos datos usados para el programa "NUCATB" se puede alimentar el programa "DBLNSI" para calcular las medias \bar{x} y \bar{y} las desviaciones estándar $\overline{S_x}$ y $\overline{S_y}$ y el coeficiente de correlación $\overline{S_{xy}}$ de las fórmulas 2.5.4.20, 2.5.4.21, 2.5.4.22, 2.5.4.23 y 2.5.4.24 para la muestra de los 17 años abundantes; los resultados son:

$$\begin{aligned}
 XM = \bar{x} &= 6.7693 & SX = \overline{S_x} &= 0.3534 \\
 YM = \bar{y} &= 5.4835 & SY = \overline{S_y} &= 0.5230 \\
 SXY = \overline{S_{xy}} &= 0.5907
 \end{aligned}$$

Los resultados obtenidos de los programas "NUCATB" y "DBLNSI" sirven para alimentar a los programas "PROGXY" y "YXGORP" que se usarán

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

posteriormente, en los cuales se hará $MX = \bar{x}$, $MY = \bar{y}$, $SX = \bar{S}_x$, $SY = \bar{S}_y$, $XY = \bar{S}_{xy}$, $KB = K_B$, $AB = \alpha_B$, $BB = \beta_B$, $KP = K_P$, $AP = \alpha_P$, $BP = \beta_P$.

Por otro lado, de las avenidas que no están dentro de los trenes, la de 1967 es la de mayor volumen en exceso, con $R = 3.02$ y la de 1976 con el mayor gasto en exceso y $R = 6.63$.

Para 1967, con el programa "NUEHID", haciendo $Q = 1194 \text{ m}^3/\text{s}$, $V = 396 \text{ Mm}^3$, $T_1 = 4 \text{ h}$, $T_2 = 9 \text{ h}$ y $\beta = A = 1.25$ se obtiene $Q_{E^*} = 1294 \text{ m}^3/\text{s}$, $T_P = 85 \text{ h}$, $T_B = 191 \text{ h}$. Dada la concordancia entre los dos trazos se puede aceptar que $\beta = 1.25$ si $R = 3.02$. Al proceder en la misma forma para 1976 se obtienen los resultados $\beta = 2.00$ si $R = 6.63$.

Por otra parte, las dos avenidas con los valores R más pequeños dentro de las 17 anotadas en la tabla 3.2.1 son la de 1952 con $R = 1.69$ y la de 1965 con $R = 2.36$, de modo que $R = (1.69 + 2.36)/2 = 2.05 \approx 2$, por lo que, según lo asentado en el capítulo anterior se considerará que $\beta = 1$ si $R = 2$.

En estas condiciones la fórmula 2.5.4.12 tomará la forma:

$$\frac{\text{Ln}2}{\text{Ln}1.25} = \frac{6.63^m - 2^m}{3.02^m - 2^m}$$

La solución de esta ecuación es $m = 0.164$, por lo cual la igualdad 2.5.4.13 resulta que:

$$a = \frac{\text{Ln}2}{6.63^{0.164} - 2^{0.164}} = 2.8485$$

Y de la expresión 2.5.4.11a,

$$A = \frac{1}{e^{2.8485 \cdot 2^{0.164}}} = 0.04111$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

así que podrá considerarse que para cualquier avenida el valor de β estará dado por la ecuación:

$$\beta = 0.04111 * e^{2.8485 * R^{0.164}} \quad (3.2.7)$$

Para juzgar la bondad del procedimiento propuesto supóngase que para 1952 solo se supiera que $Q_E = 579 \text{ m}^3/\text{s}$, $V_E = 342 * 10^6 \text{ m}^3$ y por supuesto $R = 1.69$. En tal caso, de la expresión (3.2.7) se tendría que:

$$\beta = 0.04111 * e^{2.8485 * 1.69^{0.164}} = 0.917$$

Y en adición se tiene que de acuerdo con las ecuaciones (3.2.4) y (3.2.5) se tiene que:

$$\tau_p = 34.9690 * 579^{-0.9299} * 342^{0.7440} = 7.2 \text{ días}$$

$$\tau_B = 13.5157 * 579^{-0.6096} * 342^{0.6355} = 11.4 \text{ días}$$

Entonces con el programa "NUEHID", haciendo $Q = 579 \text{ m}^3/\text{s}$, $V = 342 \text{ Mm}^3$, $T_1 = 7.2 \text{ h.}$, $T_2 = 11.4 \text{ h.}$ y $\beta = A = 0.917$ se obtiene $Q_{E*} = 601 \text{ m}^3/\text{s}$, $T_p = 191 \text{ h.}$, $T_B = 303 \text{ h.}$ Estos resultados demuestran que los hidrogramas registrados y calculado con trazo continuo y punteado, respectivamente tienen una concordancia razonablemente buena.

Puede considerarse que los valores de R mostrados en la tabla 3.2.1 son una muestra con distribución lognormal, dado que ellos siempre serían positivos. Haciendo $x = \ln R$ se encuentra que $\bar{x} = 1.2859$ y $S_x = 0.4246$.

Si se quisiera saber que probabilidad habría de tener una $R < 1.25$ se tendría que $\sigma = (\ln 1.25 - 1.2859) / 0.4246 = -2.503$, de manera que según la tabla de distribución normal $P(R < 1.25) = 1 - 0.99384 = 0.00616$, es decir, que sería muy remoto que R fuera menor que 1.25.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Para conocer la probabilidad de $R > 2.05$, $\sigma = (\text{Ln } 2.05 - 1.2859) / 0.4246 = -1.338$ por lo que $P(R < 2.05) = 1 - 0.9097 = 0.0903$, es decir que sería raro, pero no muy remoto que R fuera menor que 2.05.

Finalmente, para determinar la probabilidad de que $R > 3.85$, se tendría que $\sigma = (\text{Ln } 3.85 - 1.2859) / 0.4246 = 0.1465$, de manera que $P(R < 3.85) = 1 - 0.5582 = 0.4418$, lo que significa que muchas avenidas tendrán una $R \approx 3.85$.

De acuerdo con lo anterior se puede suponer que difícilmente una avenida voluminosa tendría una $R < 1.25 \approx \bar{R} / 2$, que una media podría tener una $R = 2.05 \approx \bar{R}$ y que una de gran pico tendría una $R = 3.85 \approx 2\bar{R}$. Por tal motivo para definir las avenidas se considerará que una voluminosa tendría una $R = 1.25$, una media $R = 2.05$ y una de gran pico $R = 3.85$.

Estas consideraciones y los programas “PROGXY”, “YXGORP” y “NUEHID” permitirán definir los hidrogramas para distintos períodos de retorno, teniendo presente que la frecuencia de años abundantes será $f_A = 17 / 35 = 0.485714$.

3.3 Avenida de diseño.

Se usará un período de retorno de $T_R = 200$ años para dimensionar las obras de manera que el gasto descargado no rebase $1157 \text{ m}^3/\text{s}$, puesto que el gasto que pasa por la toma es de $190 \text{ m}^3/\text{s}$. Para determinar la altura de la presa se revisará el comportamiento del vertedor con avenidas de período de retorno $T_R = 2000$ años.

$$P(x) = \frac{1}{T_r * 0.485714 * P(y/x)} \quad (3.3.1)$$

3.3.1 Para $T_r = 200$ años.

Los hidrogramas voluminoso, medio y picudo de diseño se obtendrán de acuerdo a los siguientes pasos:

- $P(y/x)$.- Se propone
- $P(x)$.- Se calcula con la ecuación 3.3.1.
- $P^*(y/x)$.- $1 - P(y/x)$.
- $P^*(x)$.- $1 - P(x)$.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- Enseguida se busca en las tablas de distribución normal con:

$P^*(x)$ se encuentra $\sigma[P^*(x)]$ se iguala a TX en el programa "PROGXY".

$P^*(y/x)$ se encuentra $\sigma[P^*(y/x)]$ se iguala a TY en el programa "PROGXY".

- El proceso es iterativo hasta que se encuentra una avenida cuya relación corresponda a un R de gran pico ($R = 3.85$) y una media ($R = 2.05$) o muy aproximada.
- El resumen de los cálculos se muestra a continuación en la siguiente tabla 3.3.1

Tabla 3.3.1
Obtención de la avenida de gran pico y media para $Tr = 200$ años.

$P(y/x)$	$P(x)$	$P^*(y/x)$	$P^*(x)$	$\sigma[P^*(x)]$	$\sigma[P^*(y/x)]$	
0.46	0.022378	0.54	0.977622	2.007	0.101	-
0.023	0.447571	0.977	0.552429	0.132	1.996	-

Tabla 3.3.1
Obtención de la avenida de gran pico y media para $Tr = 200$ años (continuación).

	τ_p	τ_b	QV	Q _E	V _E	R
-	3.198218	6.972769	814.9719	1769.715	460.5103	3.843
-	5.753669	10.18827	404.0923	912.2818	442.9468	2.059

- De manera similar

$$P(y) = \frac{1}{Tr * 0.485714 * P(x/y)} \tag{3.3.2}$$

- $P(x/y)$.- Se propone
- $P(y)$.- Se calcula con la ecuación 3.3.2

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- $P^*(x/y)$.- $1 - P(x/y)$.
- $P^*(y)$.- $1 - P(y)$.
- Enseguida se busca en las tablas de distribución normal con:

$P^*(y)$ se encuentra $\sigma[P^*(y)]$ se iguala a TY en el programa "YXGORP".

$P^*(x/y)$ se encuentra $\sigma[P^*(x/y)]$ se iguala a TX en el programa "YXGORP".

- El proceso es iterativo hasta que se encuentra una avenida cuya relación corresponda a un R medio ($R = 2.05$) y uno voluminoso ($R = 1.25$).
- El resumen de los cálculos se muestra a continuación en la siguiente tabla 3.3.2.

Tabla 3.3.2
Obtención de la avenida media y voluminosa para $Tr = 200$ años.

$P(x/y)$	$P(y)$	$P^*(x/y)$	$P^*(y)$	$\sigma[P^*(y)]$	$\sigma[P^*(x/y)]$	
0.445	0.023133	0.555	0.976867	1.993	0.139	-
0.8	0.012868	0.80	0.987132	2.231	-0.842	-

Tabla 3.3.2
Obtención de la avenida media y voluminosa para $Tr = 200$ años (continuación)

	τ_r	τ_B	QV	Q_E	V_E	R
-	5.330725	10.33027	955.3592	1399.687	682.5521	2.051
-	8.205962	13.96089	751.6409	972.3557	773.0262	1.258

- Para $R = 2.05$ la avenida obtenida con el programa "YXGORP" es la de mayor producto $QV = Q_E \cdot V_E$, por lo que se considerará que dicha avenida será la "media".
- En la tabla 3.3.3 se muestran:
 - a.- Los valores de β calculados con la expresión 3.2.7
 - b.- Los datos empleados al usar el programa "NUEHID" y

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

c.- Los parámetros Q_{E^*} , T_P y T_B obtenidos con ese programa para las avenidas “voluminosa”, “media” y de “gran pico”.

Tabla 3.3.3
Valores de los hidrogramas

“VOLUMINOSA”		“MEDIA”		“GRAN PICO”	
$\beta = 0.7916$		$\beta = 1.0132$		$\beta = 1.4344$	
$Q = 972$	$\tau_p = 8.21$	$Q = 1400$	$\tau_p = 5.33$	$Q = 1770$	$\tau_p = 3.20$
$V = 773$	$\tau_B = 13.96$	$V = 683$	$\tau_B = 10.33$	$V = 461$	$\tau_B = 6.97$
$Q_{E^*} = 997$	$m^3/s.$	$Q_{E^*} = 1469$	$m^3/s.$	$Q_{E^*} = 1982$	$m^3/s.$
$T_P = 227$	$h.$	$T_P = 134$	$h.$	$T_P = 72$	$h.$
$T_B = 386$	$h.$	$T_B = 260$	$h.$	$T_B = 157$	$h.$

3.3.2 Para $T_r = 2000$ años.

Procediendo de la misma manera, para este período de retorno se encuentran los hidrogramas voluminoso, medio y picudo. Los cálculos se resumen en las siguientes tablas: 3.3.4, 3.3.5 y 3.3.6.

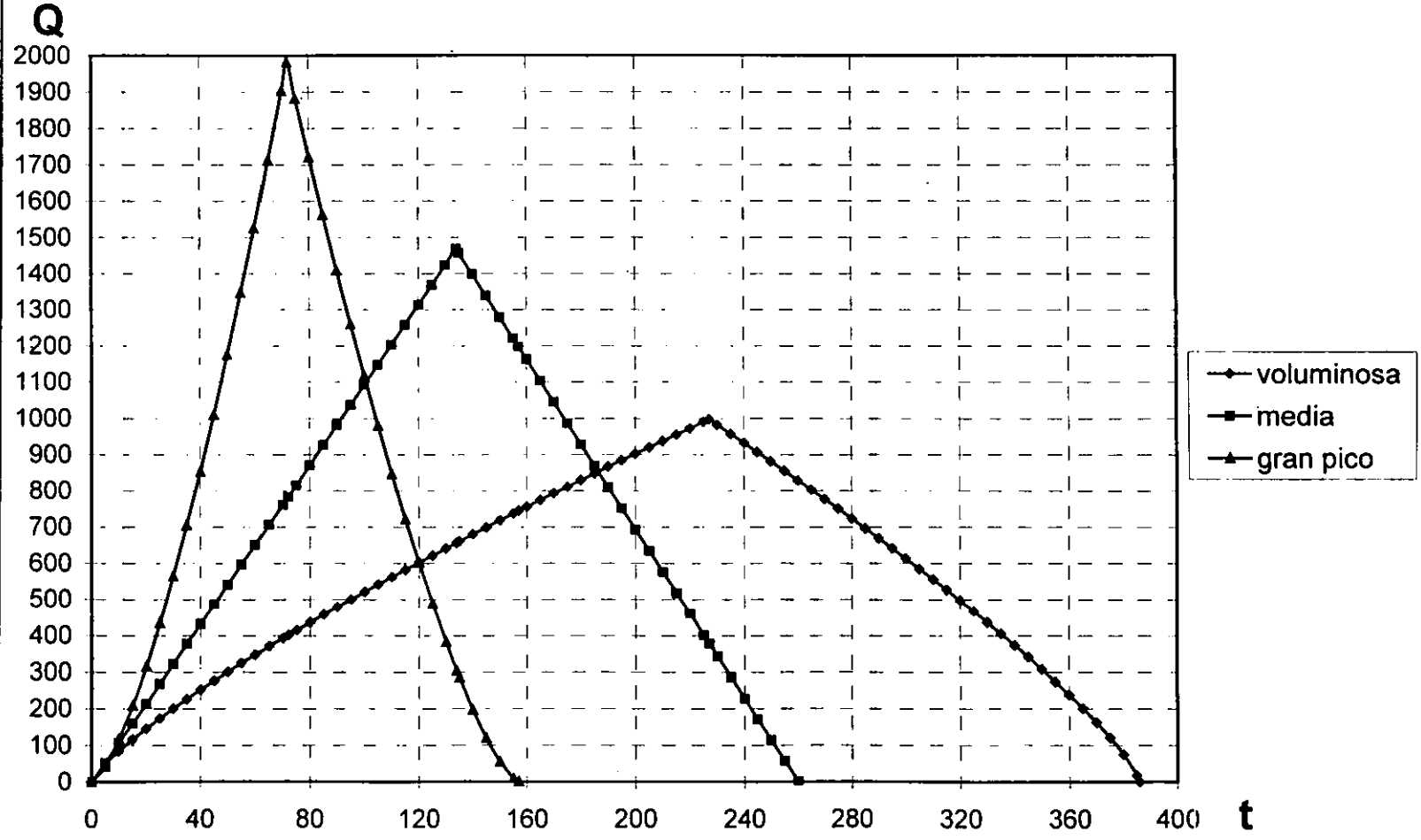
Tabla 3.3.4
Obtención de la avenida de gran pico y media para $T_r = 2000$ años

$P(y/x)$	$P(x)$	$P^*(y/x)$	$P^*(x)$	$\sigma[P^*(x)]$	$\sigma[P^*(y/x)]$	
0.413	0.002493	0.587	0.997508	2.809	0.220	-
0.013	0.079186	0.987	0.920814	1.411	2.227	-

Tabla 3.3.4
Obtención de la avenida de gran pico y media para $T_r = 2000$ años (continuación)

	τ_p	τ_B	QV	Q_E	V_E	R
-	3.030174	7.016441	1434.0832	2349.6005	610.3519	3.849
-	5.325509	10.367378	1006.9105	1433.6048	702.3626	2.041

Hidrogramas de las avenidas de diseño (voluminosa, media y de gran pico)
TR = 200 años



Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Tabla 3.3.5
Obtención de la avenida media y voluminosa para $Tr = 2000$ años

$P(x/y)$	$P(y)$	$P^*(x/y)$	$P^*(y)$	$\sigma[P^*(y)]$	$\sigma[P^*(x/y)]$	
0.26	0.003959	0.74	0.996041	2.656	0.644	-
0.8	0.001634	0.63	0.998366	2.941	-0.332	-

Tabla 3.3.5
Obtención de la avenida media y voluminosa para $Tr = 2000$ años (continuación)

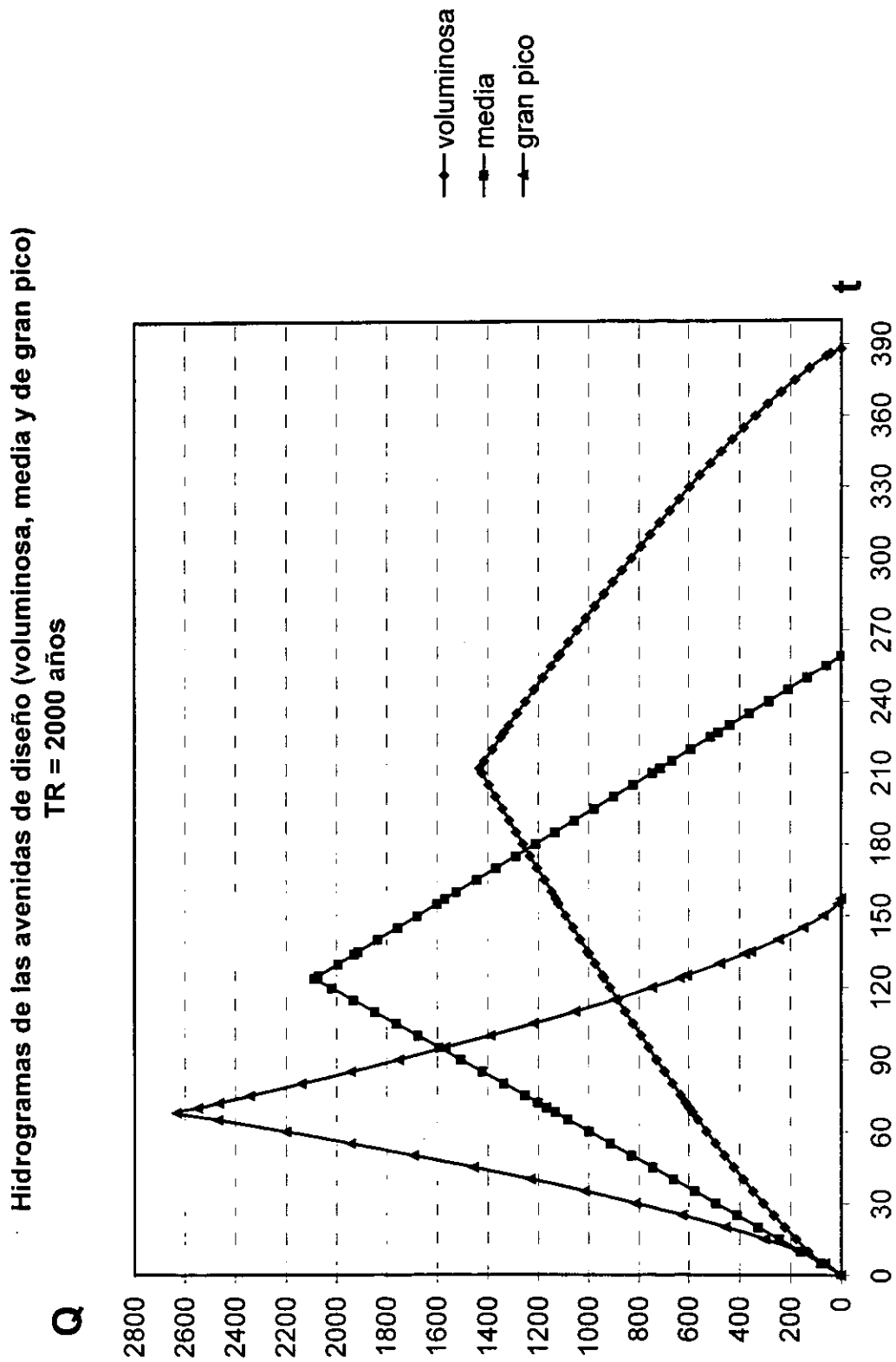
	τ_p	τ_B	QV	Q_E	V_E	R
-	4.97584	10.39321	1920.522	1989.263	965.444	2.060
-	7.71503	14.16380	1567.169	1398.476	1120.626	1.248

- Como para $R = 2.05$ la avenida de mayor producto $QV = Q_E * V_E$ es la obtenida con el programa "YXGORP", se considera que para este período de retorno dicha avenida será la media.

Tabla 3.3.6
Valores de los hidrogramas

"VOLUMINOSA"		"MEDIA"		"GRAN PICO"	
$\beta = 0.7885$		$\beta = 1.0156$		$\beta = 1.4357$	
Q = 1399	$\tau_p = 7.72$	Q = 1989	$\tau_p = 4.98$	Q = 2350	$\tau_p = 3.03$
V = 1121	$\tau_B = 14.16$	V = 965	$\tau_B = 10.39$	V = 610	$\tau_B = 7.02$
$Q_{E^*} = 1434$ m ³ /s.	$T_P = 212$ h.	$Q_{E^*} = 2087$ m ³ /s.	$T_P = 124$ h.	$Q_{E^*} = 2633$ m ³ /s.	$T_P = 68$ h.
$T_B = 388$ h.		$T_B = 259$ h.		$T_B = 157$ h.	

Cabe señalar, que ya para $Tr = 200$ años la avenida "voluminosa" tiene un volumen en exceso de 773×10^6 m³, muy superior a 517×10^6 m³ que es el máximo registrado en la tabla 3.2.1 y que la avenida de "gran pico" tiene un gasto en exceso de 1982 que también supera a 1544 m³/s, que es el máximo registrado en esa tabla.



3.4 Vertedor de descarga libre.

3.4.1 Longitud de cresta.

Se seleccionará una longitud de cresta L_C tal que con avenidas de $Tr = 200$ años la descarga máxima no exceda $Q = 1347 - 190 = 1157 \text{ m}^3/\text{s}$ (gasto con el que empiezan los desbordamientos menos el gasto de la toma) y con esta longitud obtenida revisar con las avenidas de $Tr = 2000$ años. Para hacer estos cálculos se usará el programa "TADLHN" el cual requiere de la siguiente información.

a.- Características del vaso.

$$\begin{aligned}K &= 72.5654 \\ \gamma &= 1.1489 \\ h_0 &= 105.0000 \text{ m.} \\ \Delta t &= 1.0000 \text{ h.} \\ Q_{\text{Min}} &= 500 - 190 = 310 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

b.- Los datos que solicita el programa son:

$$\begin{aligned}KG &= K\gamma = (1.1489) * (72.5654) * 10^6 = 83370388 \\ GI &= \gamma - 1 = (1.1489 - 1) = 0.1489 \\ DT &= 3600 \text{ seg.} \\ Q_{\text{Min}} &= 310.0 \text{ m}^3/\text{s.} \\ HC &= 112.8 \text{ m.} \\ HV &= 105.0 \text{ m.}\end{aligned}$$

En adición para cada una de las avenidas "voluminosa", "media" y de "gran pico" se introducirán los datos de las tablas 3.3.3 y 3.3.6 en donde:

$$\begin{aligned}AL &= \beta \\ QE &= Q_E \\ TP &= T_P \\ TB &= T_B\end{aligned}$$

c.- El programa solicitará un valor de L_C (propuesto) para transitar la avenida y dirá primero, cual será el nivel inicial en el vaso y después cuáles serían el máximo nivel y la máxima descarga al transitarla.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

De esta manera, para seleccionar L_C se harán los cálculos siguientes:

- Con la avenida “media” de $Tr = 200$ años se irán ensayando longitudes L_C (de metro en metro) hasta encontrar una con la cual la máxima descarga no exceda $1157 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Con la L_C seleccionada se transitarán las avenidas “voluminosa” y de “gran pico” para comprobar que la máxima descarga no excede a $1157 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Enseguida con la L_C seleccionada se transitará la avenida “media” con $Tr = 2000$ años, para determinar el máximo nivel del agua en el vaso y el gasto máximo descargado.
- Finalmente con la L_C seleccionada se transitará las avenidas “voluminosa” y de “gran pico” para ver si no excedieron los valores máximos del inciso anterior.

Quedando así determinada la longitud de cresta con la cual la máxima descarga en la vida útil de la obra tendrá una probabilidad de no ocasionar desbordamientos igual a la mitad de la probabilidad de causarlos y, al mismo tiempo, con esa longitud de cresta cuál sería el máximo gasto descargado y cuál el máximo nivel del agua en el vaso para que, al sumarle el libre bordo, tengamos la cota de la corona de la cortina. En las tablas 3.4.1 y 3.4.1.1 se condensan los resultados de los cálculos hechos con el procedimiento anteriormente descrito.

Tabla 3.4.1.
Determinación y revisión de la longitud de cresta para $Tr = 200$ años

VOLUMINOSA			MEDIA			GRAN PICO		
L_C (m)	$h_{m\acute{a}x}$ (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m^3/s)	L_C (m)	$h_{m\acute{a}x}$ (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m^3/s)	L_C (m)	$h_{m\acute{a}x}$ (m)	$Q_{m\acute{a}x}$ (m^3/s)
			57	117.4677	1148.433			
58	117.0997	1033.633	58	117.4281	1153.734	58	117.1228	1040.768
			59	117.3894	1158.918			

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Tabla 3.4.1.1
Determinación y revisión de la longitud de cresta para $T_r = 2000$ años

VOLUMINOSA			MEDIA			GRAN PICO		
L_C (m)	$h_{m\acute{a}x.}$ (m)	$Q_{m\acute{a}x.}$ (m^3/s)	L_C (m)	$h_{m\acute{a}x.}$ (m)	$Q_{m\acute{a}x.}$ (m^3/s)	L_C (m)	$h_{m\acute{a}x.}$ (m)	$Q_{m\acute{a}x.}$ (m^3/s)
58	117.9825	1367.495	58	118.3917	1531.606	58	117.8292	1305.37

Entonces tenemos:

a.- Carga sobre el vertedor, con el valor de $C_v = 2.0$

$$H = \left(\frac{Q_{max.}}{C_v L_C} \right)^{2/3} = \left(\frac{1532}{2 * 58} \right)^{2/3} = 5.5873 \text{ m.}$$

b.- El tirante critico.

$$Y_C = 0.7415 * H = (0.7415) * (5.5873) = 4.1430 \text{ m.}$$

c.- La velocidad critica.

$$V_C = \frac{Q}{A} = \frac{1532}{(58) * (4.1430)} = 6.3755 \text{ m.}$$

d.- Elevación de la corona de la cortina .

$$h_{max.} + B.L. = 118.50 + 3.00 = 121.50 \text{ m.}$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Por lo que el vertedor de descarga libre deberá tener las (ver esquema E3.4.2.1 anexo o plano correspondiente) siguientes características:

- Elevación de la cresta: $Z_C = 112.80$ m.
- Longitud de cresta: $L_C = 58.00$ m.
- Gasto máximo descargado: $Q_{\text{máx.}} = 1532.00 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Gasto mínimo descargado: $Q_{\text{min.}} = 310.00 \text{ m}^3/\text{s}$.
- Carga sobre el vertedor: $H = 5.5873$ m.
- Tirante sobre la cresta: $Y_C = 4.1430$ m.
- Velocidad sobre la cresta: $V_C = 6.3755$ m.
- Elevación de la corona de la cortina: $E_{CC} = 121.50$ m.

3.4.2 Perfil del cimacio.

Con los datos anteriores y con auxilio de las ecuaciones 2.5.4.35 (describe el perfil del cimacio) y 2.5.4.36 (ángulo de inclinación de la tangente al perfil) se define a continuación la geometría del cimacio.

$$z = \frac{gx^2}{2V_C^2} \quad (3.4.2.1)$$

$$\alpha_0 = \text{tg}^{-1} g \frac{x_0}{V_C^2} = \text{tg}^{-1} \frac{\sqrt{2gy_0}}{V_C} \quad (3.4.2.2)$$

- Tramo recto en la cresta del vertedor: $0.0539 * H = (0.0539) * (5.5873) = 0.3011$ m.
- Radio de la curva aguas arriba: $0.2475 * H = (0.2475) * (5.5873) = 1.3829$ m.
- Profundidad mínima: $0.5000 * H = (0.5000) * (5.5873) = 2.7937$ m.
- El perfil se obtiene de proponer valores "x" en la ecuación 3.4.2.1.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- El punto de tangencia se obtiene cuando se cumple la igualdad de las ecuaciones 3.4.2.1 y 3.4.2.2, teniendo en cuenta:

$$\lambda = \text{tg}^{-1} \frac{1}{K} \quad (3.4.2.3)$$

en nuestro caso tenemos que $K = 0.75$, entonces la ecuación 3.4.2.3 toma el valor de:

$$\lambda = \text{tg}^{-1} \frac{1}{0.75} = \text{tg}^{-1} 1.3333 = 53.13010235^\circ$$

- Los cálculos se resumen en la tabla 3.4.2 y el perfil puede verse en el plano correspondiente y el esquema que se presenta, E3.4.2.1

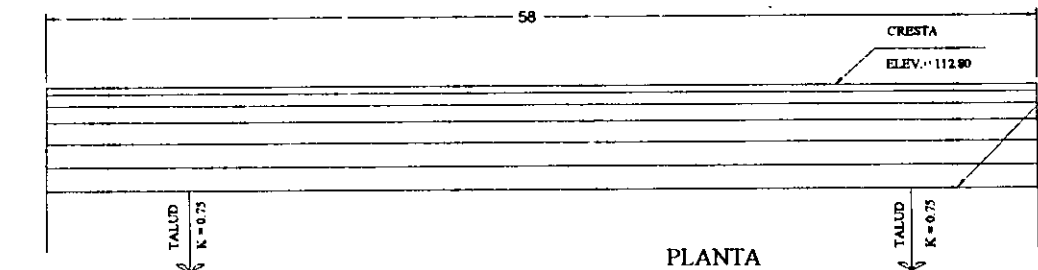
Tabla 3.4.2
Perfil del cimacio del vertedor.

Punto	X (m)	Z (m)	α (en grados)	Elevación (m)
1	1	0.1207	13.5686	112.6793
2	2	0.4827	25.7663	112.3173
3	3	1.0861	35.9060	111.7139
4	4	1.9308	43.9910	110.8692
5	5	3.0168	50.3512	109.7832
6	5.5246	3.6831	53.13010235	109.1169

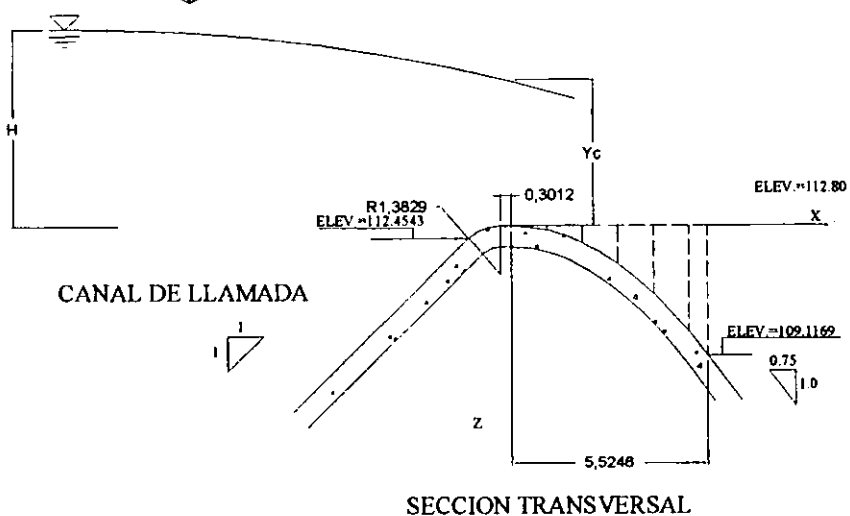
- Las coordenadas del punto de tangencia del vertedor con el talud del canal colector están dadas por el punto seis de la tabla anterior: (5.5246, 3.6831).

3.5 Canal colector lateral.

Para definir las características geométricas del vertedor de canal lateral de longitud $L_c = 58.00$ m. y designación de taludes $K = 0.75$ que descargue un gasto máximo $Q_{\text{máx.}} = 1532.00$ m³/s y un gasto mínimo $Q_{\text{min.}} = 310.00$ m³/s



CARACTERISTICAS DEL VERTEDOR	
CRESTA EN LA COTA	Zc=112.80 m
LONGITUD DE LA CRESTA	Lc= 58.00m
CARGA SOBRE EL VERTEDOR	H= 5.5873 m
TIRANTE SOBRE LA CRESTA	Yc= 4.1430 m
VELOCIDAD SOBRE LA CRESTA	Vc= 6.3755 m
GASTO MAXIMO DESCARGADO	Qmax= 1532.00 m³/s
GASTO MAXIMO DESCARGADO	Qmin= 310.00 m³/s



COORDENADAS DEL PERFIL DEL CIMACIO (CANAL COLECTOR)				
PUNTO	X (m)	Z (m)	α (°)	ELEVACION (m)
0	0.0	0.0	0.0	112.80
1	1.0	0.1207	13.5686	112.6793
2	2.0	0.4827	25.7663	112.5173
3	3.0	1.0861	35.9060	111.7139
4	4.0	1.9308	43.9910	110.8692
5	5.0	3.0168	50.3512	109.7832
6	5.5246	3.6831	53.1301	109.1169

COORDENADAS DEL PUNTO DE TANGENCIA		
PUNTO	X (m)	Z (m)
6	5.5246	3.6831

ESQUEMA E3.4.2.1 CIMACIO VERTEDOR DE DESCARGA LIBRE.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- Se tendrán que proponer primero el ancho de plantilla del canal de descarga B_0 .
- Lo anterior permitirá definir una altura de escalón máxima DE_M .
- Enseguida con ayuda del programa "SUPVCL" para el gasto máximo se estudiarán distintas combinaciones DE y S_0 para calcular el volumen de excavación y la superficie del canal colector, en cada una de ellas se comprobará si al descargar el gasto mínimo no se barre el salto al ingresar al canal colector.

Debe tenerse presente que la designación de talud se debe a una necesidad geológica y que la necesidad constructiva limita $S_{0M} < 0.1$ y $B_m = 10$ m. como máximo.

a.- Revisión de parámetros con $B_0 = 15.50$ m.

$$\frac{Q_{max}}{B_0} < 100 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}. \quad \therefore \frac{1532.00}{15.50} = 98.84 \text{ m.} < 100 \Rightarrow \text{"Se acepta } B_0\text{"}$$

b.- Cálculo de la altura del escalón máximo.

$$DE_M = \frac{(B_0 - B_m)}{2 * K} = \frac{(15.5 - 10.0)}{2 * 0.75} = \frac{5.5}{1.5} = 3.67 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad DE < DE_M = 3.67 \text{ m.}$$

c.- $S_0 < S_{0M}$

d.- El programa "SUPVCL" debe de alimentarse con los datos siguientes:

- Q = Gasto del vertedor (máximo y mínimo).
- B_0 = Ancho de plantilla del canal de descarga = 15.50 m.
- K = Designación de taludes = 0.75
- LC = Longitud del canal colector = 58.00 m.
- N = Coeficiente de fricción del canal colector = 0.02

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Los resultados obtenidos para las combinaciones con los valores de S_0 de 0.09, 0.08, 0.07, 0.06 y 0.05, así como, los valores de DE 3.5, 3.0, 2.5 y 2.0 se resumen en la tabla 3.5.1.

Tabla 3.5.1

Cálculo de las combinaciones de altura de escalón y pendiente para la obtención del vertedor de menor volumen de excavación, con gasto máximo y revisión con gasto mínimo

S_0 DE	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05
3.5	HC = 13.4262 V = 12747.36 S = 2443.135 BARR con 310	HC = 13.54 V = 13278.76 S = 2503.92 O.K. con 310	HC = 13.65763 V = 13820.68 S = 2565.498 O.K. con 310	HC = 13.78797 V = 14388.61 S = 2629.396 O.K. con 310	HC = 13.92989 V = 14981.49 S = 2695.45 O.K. con 310
3.0	HC = 13.04275 V = 12575.22 S = 2426.067 BARR con 310	HC = 13.14 V = 13087.76 S = 2485.088 O.K. con 310	HC = 13.25491 V = 13633.65 S = 2546.469 O.K. con 310	HC = 13.7774 V = 14197.24 S = 2609.344 O.K. con 310	HC = 13.51184 V = 14784.99 S = 2674.312 O.K. con 310
2.5	HC = 12.67005 V = 12400.49 S = 2412.075 BARR con 310	HC = 12.76084 V = 12911.10 S = 2469.483 BARR con 310	HC = 12.86235 V = 13443.09 S = 2528.838 O.K. con 310	HC = 12.97463 V = 13997.19 S = 2590.165 O.K. con 310	HC = 13.09874 V = 14576.02 S = 2653.671 O.K. con 310
2.0	HC = 12.30457 V = 12217.57 S = 2398.184 BARR con 310	HC = 12.38334 V = 12716.8 S = 2453.813 BARR con 310	HC = 12.4741 V = 13239.19 S = 2511.595 BARR con 310	HC = 12.5774 V = 13786.45 S = 2571.647 O.K. con 310	HC = 12.69269 V = 14358.39 S = 2633.895 O.K. con 310

En la tabla anterior puede verse que con la combinación DE = 3.0 m. y $S_0 = 0.08$ se consigue el vertedor del menor volumen de excavación, sin que ocurra el barrido del salto al ingresar al canal colector. Sin embargo, en atención a que las diferencias entre los valores de los volúmenes de excavación y las superficies no son muy diferentes que los de la combinación DE = 3.5 m. y $S_0 = 0.08$ y dado que con ella el funcionamiento sería más seguro, se aceptarán estos últimos valores.

Se obtiene también el desnivel entre la cota de la cresta y la plantilla de la sección inicial del canal colector HC = 13.54 m.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Entonces:

- a.- El ancho inicial de la sección transversal del canal colector vale:
 $B_i = B_0 - 2 * K * DE = 15.5 - (2) * (0.75) * (3.5) = 15.5 - 5.25$
 $B_i = 10.25 \text{ m.}$
- b.- Elevación de la plantilla en la sección inicial del canal colector.
 $E_i = Z_C - H_C = 112.80 - 13.54 = 99.26$
 $E_i = Z_C = 99.26 \text{ m.}$
- c.- Elevación del escalón (inicio del canal de descarga):
 $E_d = Z_C - H_C + DE = 112.80 - 13.54 + 3.50$
 $E_d = 102.76 \text{ m.}$
- d.- Elevación de la plantilla en la sección final del canal colector:
 $E_f = E_i + L_C * S_0 = 99.26 + (58) * (0.08) = 99.26 + 4.64$
 $E_f = 103.90 \text{ m.}$

Por lo que las características del canal colector quedan definidas, de acuerdo con lo anterior y se pueden ver en el esquema E.3.5.1 anexo o el plano correspondiente.

Talud:	$K = 0.75$
Pendiente:	$S_0 = 0.08$
Ancho de plantilla inicial:	$B_i = 10.25 \text{ m.}$
Ancho de plantilla final:	$B_f = 15.50 \text{ m.}$
Longitud del canal:	$L_C = 58.00 \text{ m.}$
Altura del escalón:	$DE = 3.50 \text{ m.}$
Elevación de la plantilla inicial:	$E_i = 99.26 \text{ m.}$
Elevación de la plantilla final:	$E_f = 103.90 \text{ m.}$
Elevación del escalón (inicio del canal de descarga):	$E_d = 102.76 \text{ m.}$

3.6 Canal de descarga (Rápida).

Tenemos determinados los siguientes parámetros:

Ancho de plantilla: $B_0 = 15.50 \text{ m.}$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Talud: $K = 0.75$
 Angulo de inclinación: $\theta = 32^\circ$ (Por restricción topográfica).
 Elevación de la plantilla: $E_d = 102.76$ m.

3.6.1 Condiciones críticas.

Mediante el programa "TRCSTR" se calcula el tirante crítico y la velocidad crítica para los gastos de la avenida media con $Tr = 200$ años y $Tr = 2000$ años, los cuales se pueden observar en la tabla 3.4.1 y 3.4.1.2 respectivamente, así como para el gasto mínimo. El resultado de este cálculo se presenta en la tabla 3.6. 1.

Tabla 3.6.1
Condiciones críticas en la rápida.

Q (m ³ /s)	Y _c (m)	V _c (m/s)	E _c (m)
1532	8.6257	8.0845	11.9569
1154	7.2984	7.5388	10.1951
310	3.2570	5.3046	4.6912

4.6.2 Punto de tangencia.

A partir de la sección inicial, la plantilla del canal de descarga tendrá una forma parabólica, hasta un desnivel y para gasto máximo esta dado por las ecuaciones 2.5.4.35 y 2.5.4.36, lo que queda:

$$Z_{PC} = \frac{(V_c \cdot \operatorname{tg} \theta)^2}{2g} = \frac{(8.0845 \cdot \operatorname{tg} 32^\circ)^2}{2 \cdot 9.81} = \frac{25.5202}{19.62} = 1.3007$$

$$Z_{PC} = 1.3007 \text{ m.}$$

A este desnivel corresponderá una distancia horizontal de valor:

$$X_{PC} = V \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot Z_{PC}}{9.81}} = 8.0845 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 1.3007}{9.81}} = 8.0845 \cdot (0.5150) = 4.1632$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$X_{PC} = 4.1632 \text{ m.}$$

4.6.3 Perfil.

Tabla 3 .6.3
Perfil del cimacio del canal de descarga.

Punto	X (m)	Z (m)	α (en grados)	Elevación (m)
1	1	0.0750	8.5360	102.6850
2	2	0.3001	16.7091	102.4599
3	3	0.6754	24.2411	102.0846
4	4	1.2008	30.9796	101.5592
5	4.1632	1.3007	32.0000	101.4593

Entonces tenemos:

a.- Carga sobre el vertedor, con el valor de $C_v = 2.0$

$$H = \left(\frac{Q_{max}}{C_v L_c} \right)^{2/3} = \left(\frac{1532}{2 * 15.5} \right)^{2/3} = 13.4668 \text{ m.}$$

$Y(1) = 14.21205 \text{ m.}$ Tirante en la sección inicial del canal colector lateral.

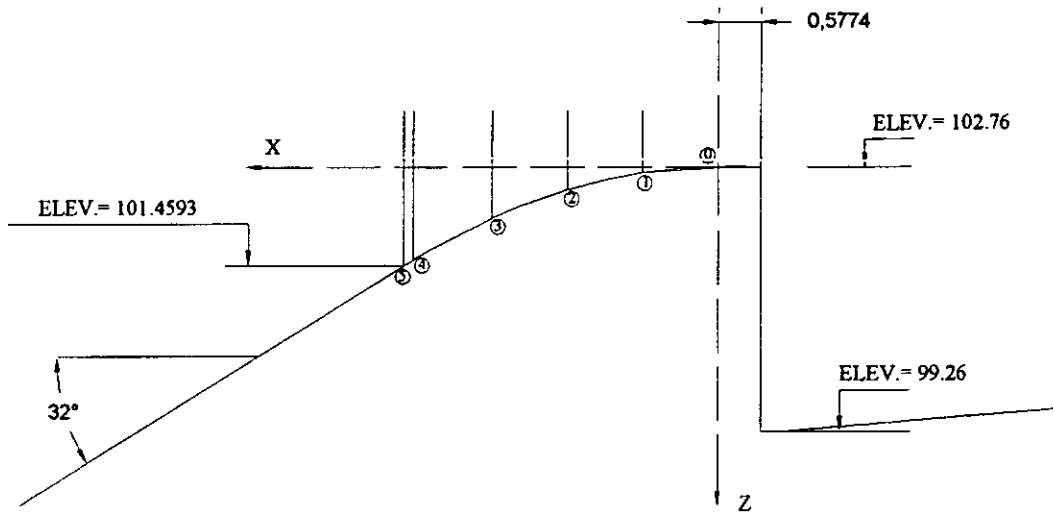
Tramo recto en la cresta : $0.0539 * H = (0.0539) * (14.2121 - 3.5) = 0.5774 \text{ m}$

Véase el esquema E3.6.3.1 anexo o el plano correspondiente.

3.6.4 Condiciones del flujo en el canal de descarga.

- Se escogerán dos secciones aguas abajo de la inicial

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica



**COORDENADAS DEL PERFIL
DEL CIMACIO (CANAL DE DESCARGA)**

PUNTO	X (m)	Z (m)	α	ELEVACION (m)
0	0.0	0.0	0.0	102.7600
1	1.0	0.0750	8.5360	102.6850
2	2.0	0.3001	16.7091	102.4599
3	3.0	0.6754	24.2411	102.0846
4	4.0	1.2008	30.9796	101.5592
5	4.1632	1.3007	32.0000	101.4593

ESQUEMA E3.6.3.1 PERFIL DEL CIMACIO DEL CANAL DE DESCARGA

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

La primera a un desnivel DH_1 respecto a la inicial con una pendiente $\text{tg } \theta_1$ y distancia horizontal X_1 .

$$DH_1 = \frac{102.76 - 101.00}{2} = \frac{1.76}{2} = 0.88 \text{ m. (a la elevación 101.88 m.)}$$

$$\text{tg } \theta_1 = \frac{\sqrt{2 * g * DH_1}}{V_c} = \frac{\sqrt{2 * 9.81 * 0.88}}{8.0845} = 0.513970$$

$$X_1 = V * \sqrt{\frac{2 * DH_1}{9.81}} = 8.0845 * \sqrt{\frac{2 * 0.88}{9.81}} = 3.4243 \text{ m.}$$

La segunda a un desnivel $DH_2 = 0.88$ m. respecto de DH_1 , con una pendiente $\text{tg } \theta_2 = \text{tg } 32^\circ = 0.624869$ y a una distancia horizontal X_2 .

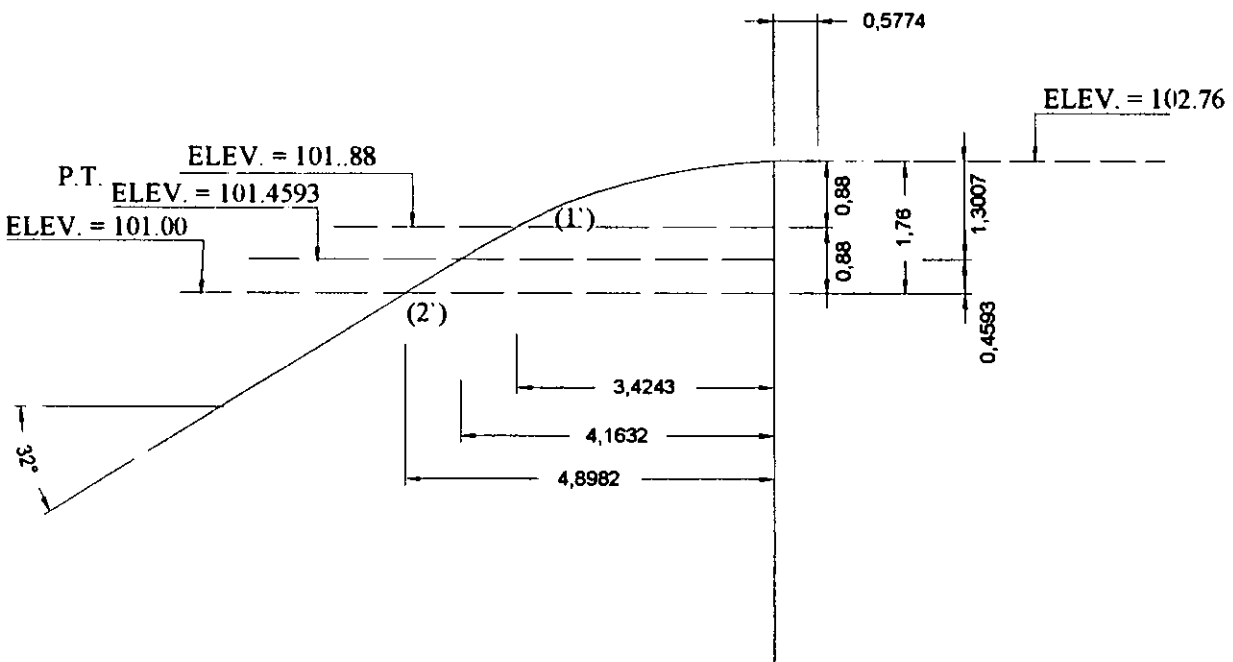
$$X_2 = 4.1632 + \frac{0.4593}{\text{tg } 32^\circ} = \frac{0.4593}{0.624869} = 4.8982 \text{ m.}$$

Ver esquema E.3.6.4.1 anexo o plano correspondiente.

- Cálculo de la distancia DS_1 entre las secciones inicial al punto (1') y la DS_2 entre las secciones (1') a (2').

$$DS_1 = \sqrt{(0.88)^2 + (3.4243)^2} = 3.5356 \text{ m.}$$

$$DS_1 = \sqrt{(0.88)^2 + (4.8982 - 3.4243)^2} = 1.7166 \text{ m.}$$



ESQUEMA E3.6.4.1 CONDICIONES DEL FLUJO EN EL CANAL DE DESCARGA

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- Aguas abajo de la sección (2') el desnivel entre dos secciones contiguas que distan entre sí $DL = 1.8871$ m. será $DZ = 1.0000$ m. Ver esquema E.3.6.4.
- Mediante el empleo del programa "BEVEDL" y con los datos generados en el paso anterior, para cada gasto se calcula los espesores de vena $Y(I)$ y las velocidades $V(I)$ en las secciones de cota $Z(I)$. En la tabla 3.6.4 se muestran los resultados para los tres diferentes gastos: máximo, medio y mínimo.

- Resumiendo los datos son:

Q.- Es el gasto máximo, medio y mínimo según sea el caso.

Y_0 .- Es el tirante máximo, medio y mínimo según sea el caso, en la sección inicial igual al crítico.

B_0 .- Es el ancho de la plantilla = 15.50 m.

K.- Es la designación de taludes = 0.75

Z_C .- Es la cota de la sección inicial = 102.76 m.

CS.- Es el coseno del ángulo de inclinación de la plantilla aguas abajo de la sección (2') = 0.8480481

$$TH(1) = 0.513970$$

$$TH(2) = 0.624869$$

$$DH(1) = 0.8800 \text{ m.}$$

$$DH(2) = 0.8800 \text{ m.}$$

$$DS(1) = 3.5356 \text{ m.}$$

$$DS(2) = 1.7166 \text{ m.}$$

En la tabla 3.6.4 puede verse que para el gasto máximo de $1532 \text{ m}^3/\text{s}$, en la elevación de 70 m. se llega al límite de velocidad de 28 m/s a partir del cual se inicia la cavitación, razón por la cual no es recomendable que la elevación de la plantilla del canal de descarga quede por debajo de este nivel.

De acuerdo con la topografía del sitio, a 84 m. de la sección inicial del canal de descarga y a 6 m. hacia el cauce de su eje todavía se puede tener apoyo firme para la plantilla del canal de descarga, de manera que éste podrá construirse con la siguiente opción: "descender hasta una elevación que permita el desarrollo de una cubeta deflectora y que esta última termine arriba de la elevación 70 m.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Tabla 3.6.4
Condiciones hidrodinámicas en el canal de descarga.

Elevación (m)	$Q_{\max.} = 1532 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_{\text{med.}} = 1154 \text{ m}^3/\text{s}$		$Q_{\min.} = 310 \text{ m}^3/\text{s}$	
	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)	Tirante (m)	Velocidad (m/s)
85	3.5563	22.4269	2.8510	21.9109	0.9584	19.6040
84	3.4999	22.8578	2.8036	22.3413	0.9412	19.9832
83	3.4467	23.2779	2.7590	22.7596	0.9354	20.3461
82	3.3965	23.6876	2.7169	23.1677	0.9107	20.6934
81	3.3488	24.0877	2.6772	23.5654	0.8970	21.0264
80	3.3035	24.4787	2.6395	23.9531	0.8843	21.3456
79	3.2605	24.8608	2.6037	24.3319	0.8725	21.6517
78	3.2195	25.2344	2.5697	24.7020	0.8614	21.9456
77	3.1804	25.6001	2.5373	25.0638	0.8511	22.2273
76	3.1430	25.9582	2.5065	25.4170	0.8414	22.4971
75	3.1072	26.3094	2.4771	25.7629	0.8323	22.7560
74	3.0730	26.6537	2.4489	26.1015	0.8238	23.0043
73	3.0401	26.9913	2.4320	26.4330	0.8157	23.2430
72	3.0085	27.3225	2.3962	26.7575	0.8081	23.4720
71	2.9782	27.6478	2.3714	27.0761	0.8010	23.6917
70	2.9490	27.9670	2.3476	27.3881	0.7943	23.9024
69	2.9209	28.2805	2.3247	27.6941	0.7879	24.1048

3.7 Cubeta deflectora.

3.7.1 Radio de curvatura.

Para determinarse el radio de la cubeta deflectora debe cumplirse la siguiente relación:

$$\frac{R_C}{Y_0} > 12 \quad (3.7.1.1)$$

donde:

R_C = Es el radio propuesto de la cubeta deflectora, en m.

Y_0 = Es el valor del tirante en el punto donde se inicia la cubeta deflectora, en m.

$\Delta = 32^\circ$ Es la deflexión del radio, debe ser igual a la inclinación de la rápida para que el ángulo de salida sea cero.

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Aproximadamente tenemos que $R_c \approx 12Y_0$ entonces para el gasto máximo y con ayuda de la tabla 3.6.4 se hacen las siguientes propuestas en la tabla 3.7.

Tabla 3.7
Radios de curvatura propuestos

Elevación (m)	Tirante (m)	Radio propuesto
75	3.1072	37.2864
76	3.1430	31.7160
77	3.1804	38.1048
78	3.2195	38.6340

Entonces se probará con los radios de 37, 38, 39 y 40 m., para las elevaciones de 75, 76, 77 y 78 m. teniendo en cuenta que la elevación de la sección terminal de la cubeta se calcula como Elev. sección inicial - $R_c * (1 - \cos 32^\circ)$, para lo cual se elabora la tabla 3.7.1.

Tabla 3.7.1
Elección del radio de curvatura de la cubeta deflectora.

Elev. Inicial (m.)	R_c (m)	$R_c * (1 - \cos 32^\circ)$ (m)	Elev. Terminal (m)
75	37	5.6222	69.3778
	38	5.7742	69.2258
	39	5.9261	69.0739
	40	6.0781	68.9219
76	37	5.6222	70.3778
	38	5.7742	70.2258
	39	5.9261	70.0739
	40	6.0781	69.9219
77	37	5.6222	71.3778
	38	5.7742	71.2258
	39	5.9261	71.0739
	40	6.0781	70.9219
78	37	5.6222	72.3778
	38	5.7742	72.2258
	39	5.9261	72.0739
	40	6.0781	71.9219

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

De la tabla anterior se desprende que la mejor propuesta esta dada por:

Elevación de la sección inicial de la cubeta:	77.0000 m.	
Elevación de la sección final de la cubeta:	70.9219 m.	> 70.0000 m.
Radio de curvatura:	40.0000 m.	
Deflexión:	32°	

Ver esquema E3.7.1 y plano correspondiente.

- Proyección horizontal del canal de descarga:

$$X = \frac{(101.4593 - 77.0000)}{\operatorname{tg} 32^\circ} = \frac{24.4593}{0.624869} = 39.1431 \text{ m.}$$

- Proyección horizontal de la cubeta deflectora:

$$X' = 40 * \operatorname{sen} 32^\circ = (40) * (0.529919) = 21.1968 \text{ m.}$$

3.7.2 Condiciones hidrodinámicas del flujo sobre la cubeta deflectora.

- Mediante el empleo del programa “NUBVCD” se obtendrán las características del flujo. Este programa se alimentara con los siguientes datos:

Q.- Es el gasto máximo, medio y mínimo según sea el caso sobre la cubeta, en m^3/s .

Y0.- Es el espesor de la vena en la sección inicial, para gasto máximo, medio y mínimo.

B₀.- Es el ancho de la plantilla = 15.50 m.

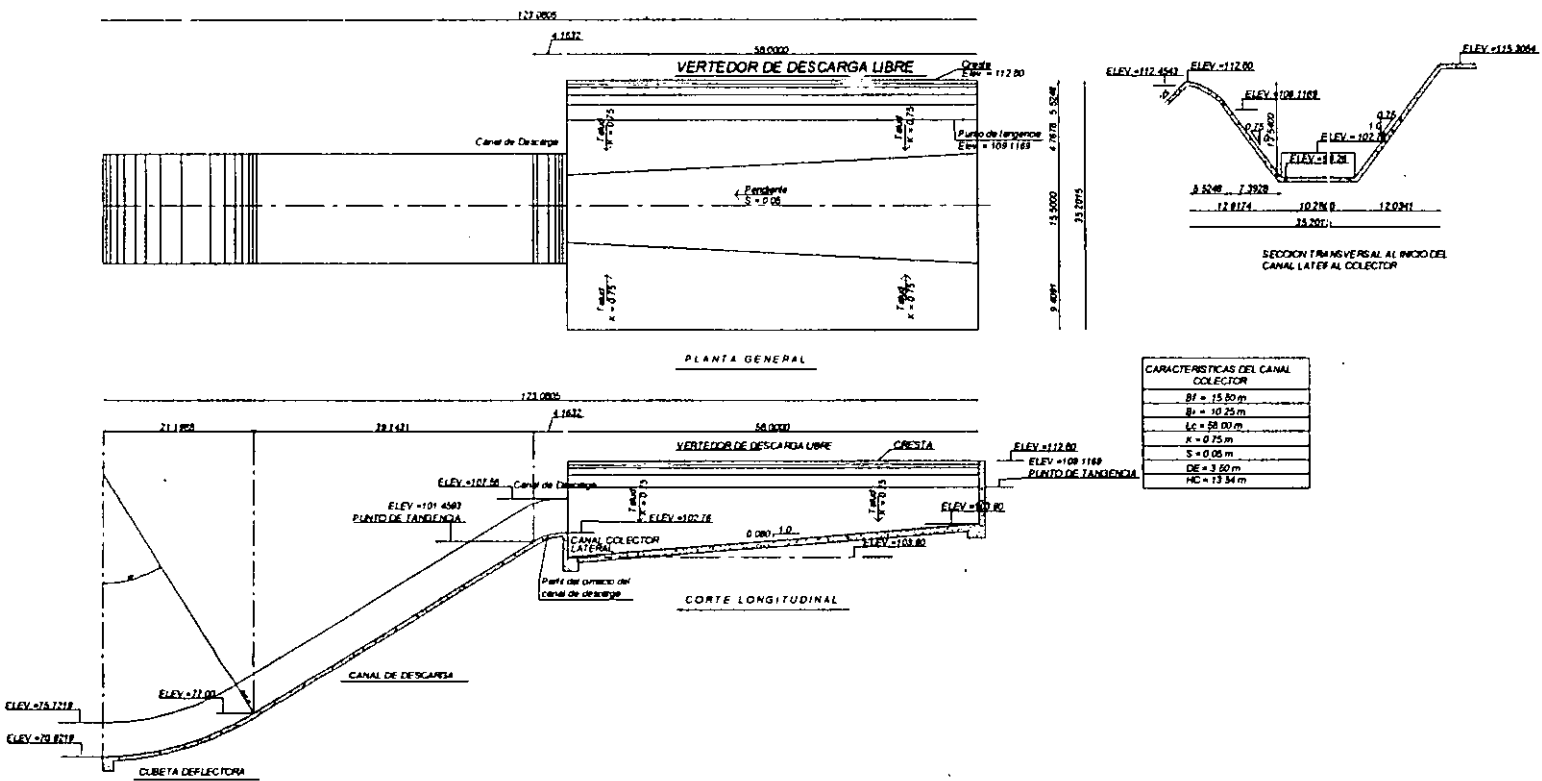
K.- Es la designación de taludes = 0.75

RC.- Radio vertical de la cubeta = 40.00 m.

DX.- Es la distancia entre dos secciones contiguas = 1.3963 m.

Z0.- Elevación donde inicia la sección de la cubeta = 77.0000 m.

P = 0 Se tiene únicamente cubeta.



ESQUEMA E3.7.1 CANAL COLECTOR LATERAL, ESTRUCTURA DE DESCARGA Y CUBETA DEFLECTERA

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$DX = \frac{40 * \left(\frac{32}{16}\right)}{180} * \pi = 1.3963 \text{ m},$$

$$\Delta = \frac{32^\circ}{16} = 2^\circ$$

$$TA = 32^\circ - (N * \Delta)$$

TA(1) = 0.5774	TA(10) = 0.2126
TA(2) = 0.5317	TA(11) = 0.1763
TA(3) = 0.4877	TA(12) = 0.1405
TA(4) = 0.4452	TA(13) = 0.1051
TA(5) = 0.4040	TA(14) = 0.0699
TA(6) = 0.3640	TA(15) = 0.0349
TA(7) = 0.3249	TA(16) = 0.0000
TA(8) = 0.2867	
TA(9) = 0.2493	

En la tabla 3.7.2.1 se condensan los resultados obtenidos con este programa.

Tabla 3.7.2.1
Condiciones hidrodinámicas de la cubeta deflectora.

Estación	Q (m ³ /s)	Y (m)	V (m/s)	Indice de cavitación
14	1532	3.3372	25.4826	0.2750
16		3.1301	27.4156	0.0817
14	1154	2.6063	25.3532	0.2143
16		2.4838	26.7590	0.0681
14	310	0.8502	22.5913	0.0756
16		0.8517	22.5522	0.0329

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

De los resultados anteriores se puede observar que el índice de cavitación a lo largo de toda la cubeta deflectora es mayor y solo decrece al final, en donde ya no hay riesgo de cavitación porque la vena se airea al desprenderse del fondo.

Para el gasto mínimo de $310 \text{ m}^3/\text{s}$ la velocidad en la sección terminal es $V_s = 22.55 \text{ m/s}$, de manera que según los datos anteriores y el esquema E.3.7.1, el sitio donde el chorro tocara el fondo del cauce, estaría alejado de la sección inicial del canal de descarga en la distancia siguiente:

D' = longitud de la proyección horizontal del canal de descarga + longitud de la proyección horizontal de la cubeta deflectora + alcance del chorro

A = Alcance del chorro:

$$A = V_f * \sqrt{\frac{2 * D_f}{9.81}}$$

D_f = Desnivel existente entre la elevación de la sección terminal de la cubeta y el fondo del río.

$$D' = (0.5774 + 4.1632 + 39.1431) + (21.1968) + 22.55 * \sqrt{\frac{2 * (70.9219 - 25.0000)}{9.81}}$$

$$D' = 43.8837 + 21.1968 + (22.45 * 3.0598) = 65.0805 + 68.6925 = 133.7730$$

$$D' = 133.7730 \text{ m.}$$

Y para el gasto el gasto máximo de $1532 \text{ m}^3/\text{s}$ cuya velocidad de salida es de 27.4156 m/s . de acuerdo con la tabla 3.7.2.1 se tiene que el alcance del chorro vale:

$$D' = 65.0805 + 83.8857 = 148.9662 \text{ m.}$$

$$D' = 148.9662 \text{ m.}$$

4. SIMILITUD HIDRÁULICA

4.1 Generalidades

Desde los últimos años, diversas ramas de la ingeniería recurren a la ayuda de modelos para la resolución de problemas de diseño. Esta técnica adquiere particular importancia en el estudio de los fenómenos de la mecánica de fluidos, en la que debido a la complejidad de la configuración de los contornos o límites y de las características de los fluidos, los problemas planteados son muy a menudo inabordables por la vía analítica; a menos que se planteen hipótesis simplificadoras que, además de restar generalidad a la solución, pueden llegar a falsear los resultados a tal grado de que no tengan relación alguna con el comportamiento real del fenómeno. En tal caso, las soluciones analíticas se deben plantear de tal manera que no se ignoren los aspectos físicos del fenómeno y que determinados puntos de la respuesta queden supeditados a la experimentación.

Las soluciones de los problemas reales suelen implicar una combinación del análisis y la información experimental. En primer término, la situación del flujo físico real se aproxima con un modelo matemático que es lo suficientemente simple para producir una solución. Después se efectúan las mediciones experimentales para verificar los resultados analíticos. Con base en las mediciones, se realizan refinamientos en el análisis. Los resultados experimentales son esenciales en este proceso iterativo. Los diseños experimentales, elaborados sin análisis o una revisión cuidadosa de los datos experimentales disponibles, son con frecuencia costosos y pobres o inadecuados en su desempeño. Por ello, en ningún caso se busca que una técnica sustituya a la otra, pues sería un error suponer que una serie de resultados y reglas sencillas obtenidas de la investigación experimental supla un tratamiento analítico del mismo, pudiendo ocurrir que dichos resultados tuvieran validez sólo en el intervalo de valores para el cual se efectuaron las mediciones. La adecuada combinación del análisis matemático y la verificación experimental permite superar esos obstáculos, restringiendo las hipótesis a aquellas cuya experiencia y razonamiento físico han mostrado no tener serios efectos sobre las características esenciales del fenómeno.

La teoría matemática y los estudios experimentales han desarrollado soluciones prácticas de muchos problemas hidráulicos. Hoy en día, numerosas estructuras hidráulicas se proyectan y construyen solo después de haber efectuado un amplio estudio sobre modelos. La aplicación del análisis dimensional y de la semejanza hidráulica permite al ingeniero organizar y simplificar las experiencias, así como el análisis de los resultados obtenidos. La mecánica de fluidos emplea los principios del análisis dimensional para incorporar las variables, que la experiencia ha demostrado que son esenciales, en una expresión adimensional básica, sistemática y matemáticamente ordenada. El análisis dimensional es un método que permite reducir el número y complejidad de las variables que intervienen en la descripción de un fenómeno físico dado, con ayuda de una serie de técnicas. Si un fenómeno implica n variables dimensionales, el análisis dimensional reduce

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

el problema a sólo k variables adimensionales, en donde la reducción es $n-k = 1, 2, 3,$ ó 4 , dependiendo de la complejidad del problema. Generalmente $n - k$ es igual al número de dimensiones independientes (a veces llamadas dimensiones básicas o primarias) que aparecen en el problema. En mecánica de fluidos, las cuatro dimensiones básicas se toman generalmente como la masa M , la longitud L , el tiempo T y la temperatura Θ , o en resumen un sistema $MLT\Theta$; algunas veces se utiliza el sistema $FLT\Theta$, con la fuerza F reemplazando a la masa M .

Dado que el objeto del análisis dimensional es reducir variables y agruparlas en forma adimensional, la teoría de dicho análisis ofrece varias ventajas:

La primera, un enorme ahorro en lo referente a tiempo y recursos económicos. Suponiendo que se sabe que la fuerza sobre un cuerpo inmerso en la corriente de un fluido depende sólo de la longitud del cuerpo L , de la velocidad de la corriente V , de la densidad del fluido ρ y de su viscosidad μ ; esto es

$$F = f(L, V, \rho, \mu) \quad (4.1.1)$$

Si se supone que la geometría y las condiciones del flujo son tan complicadas que las ecuaciones en forma integral y diferencial no pueden resolverse para obtener la fuerza. En este caso se debe determinar experimentalmente la función $f(L, V, \rho, \mu)$. Generalmente se necesitan unos 10 puntos para dar una curva. Para determinar la influencia de la longitud del cuerpo en la fuerza, es necesario repetir el experimento para 10 longitudes L . Para cada L se necesitan 10 valores de V , 10 valores de ρ y 10 valores de μ , debiendo realizarse en total 10^4 experimentos. Una investigación en este sentido representaría un trabajo formidable casi imposible de realizar. Sin embargo, con el análisis dimensional, se puede reducir la ecuación 4.1.1 a la siguiente forma equivalente

$$\frac{F}{\rho V^2 L^2} = g\left(\frac{\rho V L}{\mu}\right)$$

$$o \quad C_F = g(Re) \quad (4.1.2)$$

Esto es, el coeficiente adimensional de la fuerza $F / \rho V^2 L^2$ es sólo función del número adimensional de Reynolds $\rho V L / \mu$. La función g es matemáticamente diferente a la función original f , pero contiene la misma información. Con el análisis dimensional no se pierde ninguna información. Pensando en el ahorro, se puede determinar g sólo con 10 experimentos para la única variable denominada número de Reynolds. Por lo que no es necesario cambiar los valores de L , V , ρ o μ separadamente, basta con variar el grupo $\rho V L / \mu$. Esto se puede hacer variando, por ejemplo, sólo la velocidad V en los ensayos de un canal hidrodinámico, pero no es necesario construir 10 cuerpos de tamaño diferente ni

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

utilizar 100 fluidos diferentes con 10 densidades y 10 viscosidades distintas. El costo ahora resultará ser mucho más bajo.

Un segundo aspecto favorable del análisis dimensional consiste en que ayuda a pensar y planificar un experimento o teoría. Sugiere formas adimensionales de las ecuaciones antes de gastar tiempo y dinero para encontrar las soluciones con ordenador. Sugiere las variables que deben descartarse; algunas veces se pueden rechazar variables, o grupos de variables mediante el análisis dimensional, haciendo algunos ensayos que muestran que son poco importantes. Finalmente, este análisis da a menudo gran información sobre las relaciones físicas que se estén intentando estudiar.

La tercera ventaja del análisis dimensional es que proporciona las leyes de escala que pueden convertir los datos obtenidos sobre un pequeño modelo en información para el diseño de un prototipo grande. Cuando las reglas de escala son válidas, se dice que existe semejanza entre el modelo y el prototipo. En el caso simple de la ecuación 4.1.2, existe semejanza si el número de Reynolds es el mismo para el modelo y el prototipo porque la función g exige entonces que el coeficiente de la fuerza sea también el mismo

$$\text{Si } Re_m = Re_p \text{ entonces } C_{Fm} = C_{Fp} \quad (4.1.3)$$

Donde los subíndices m y p significan modelo y prototipo, respectivamente. De la definición del coeficiente de fuerza, resulta

$$\frac{F_p}{F_m} = \left(\frac{\rho_p}{\rho_m} \right) \left(\frac{V_p}{V_m} \right)^2 \left(\frac{L_p}{L_m} \right)^2 \quad (4.1.4)$$

Cuando los datos tomados cumplen la condición $\rho_p V_p L_p / \mu_p = \rho_m V_m L_m / \mu_m$. La ecuación 4.1.4 es una ley de escala; si se mide la fuerza sobre el modelo para el número de Reynolds del modelo, la fuerza sobre el prototipo para el mismo número de Reynolds es igual a la fuerza sobre el modelo multiplicada por la relación de densidades, la relación de velocidades al cuadrado y la relación de longitudes al cuadrado.

Se dice que el aparato, máquina o sistema de tamaño natural que ha de ser investigado se denomina prototipo, y el modelo puede ser mayor, del mismo tamaño o, en la mayoría de los casos, menor que el prototipo. Generalmente, la forma del modelo es como la del prototipo, aunque esto no es tan esencial como el que los esquemas del flujo sean semejantes en la zona a estudiar.

La experimentación se basa en la construcción y operación de un modelo reducido a escala, cuyo tamaño depende de factores como espacio disponible, capacidad de las instalaciones del laboratorio, costo del modelo, efectos de escala, tiempo, abastecimiento de agua disponible, etcétera. El costo de tal experimento es mínimo cuando se le compara con

el costo de la estructura, e infinitesimal cuando se le compara con los beneficios obtenidos de los resultados. Con mucha frecuencia, el ahorro producido por un diseño más racional sugerido con base en estudios sobre modelos de laboratorio, compensa el costo de los mismos.

4.2 Tipos de investigación con modelos hidráulicos

Los problemas hidráulicos en los que resulta adecuado el estudio con modelos, abarcan un amplio campo que se refleja en la correspondiente variedad de medidas del modelo, escalas y técnicas operativas. Por lo que se pueden distinguir varios grupos generales:

a) **Conductos cerrados y sus accesorios.** En este grupo se incluyen las redes de las tuberías, túneles de presión y los dispositivos de control o medida relacionados con ellos. Generalmente, el problema concierne a zonas locales, tales como codos o uniones, más que el sistema en su conjunto. Las tomas y desagües, que requieren un diseño cuidadoso, estarán también incluidos en este grupo siempre que estén suficientemente sumergidos para anular los efectos de la superficie libre o de la gravedad.

Las fuerzas que hay que considerar son las debidas a la presión y a la viscosidad, pero como en la mayoría de los casos está muy desarrollada la turbulencia en el prototipo, no es esencial el cumplimiento de la ley de Reynolds, y, desde luego rara vez es practicable. Entonces, la única condición es que el número de Reynolds en el modelo no sea inferior a 10^6 . De acuerdo con esto, se acostumbra a construir modelos a escalas grandes, usualmente entre 1: 5 y 1: 30, y hacer que operen a velocidades más altas que en el prototipo para que las características hidráulicas se determinen con más facilidad.

b) **Estructuras hidráulicas.** La mayor parte de las investigaciones con modelos corresponden a las estructuras hidráulicas, tales son los vertederos, compuertas, cuencos de amortiguación, canales de desagüe, canaletas de aforo y pasos bajo puentes. Se dispone de diseños normalizados, pero es tal la diversidad de condiciones de los emplazamientos, que lo que se persigue frecuentemente es determinar la sección óptima desde el punto de vista del rendimiento y de reducir al mínimo la erosión. También se pueden estudiar satisfactoriamente los problemas referentes a la etapa de construcción.

Las fuerzas gravitatorias son las que predominan, por lo que el criterio será siempre la ley de Froude. Es esencial adoptar una escala natural en vista de la apreciable conversión de una forma de energía a otra en un corto trayecto. Las pérdidas de energía son más imputables a la turbulencia que al rozamiento con las superficies. Para conseguir que exista alguna correspondencia entre las rugosidades de las superficies, es necesario que la superficie del modelo sea lo más suave posible.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Los resultados que se han publicado de los ensayos de verificación sobre estructuras de tamaño natural, casi siempre manifiestan, salvo circunstancias especiales, un alto grado de confiabilidad en las investigaciones sobre modelos adecuadamente realizadas. Para el caso de vertedores y compuertas, las escalas que se adoptan normalmente para el modelo oscilan entre 1: 5 y 1: 40. En los modelos de aliviaderos de las presas, la distribución de velocidades puede obtenerse mediante mediciones con el tubo de Pitot, pero las condiciones del flujo no son siempre representativas debido a que las altas velocidades propias de los aliviaderos (que provocan el arrastre de aire y el consiguiente aumento de volumen en el prototipo) no alcanzan la misma magnitud al reducirse a la escala del modelo. Las presiones ejercidas sobre el paramento de una presa son importantes, pudiéndose medir por medio de tomas piezométricas conectadas a manómetros. Las presiones negativas apreciables indican la probable existencia de cavitación en el prototipo. Los modelos completos de las presas se construyen usualmente a una escala comprendida entre 1: 20 y 1: 100.

c) **Cauces de ríos.** Las instalaciones para el control de avenidas de los ríos suelen implicar amplias obras de rectificación y ensanche, lo cual es bastante costoso. Por tanto, es importante que en la etapa de proyecto se haga una determinación cuantitativa de los beneficios que se obtendrán con las diversas soluciones propuestas. Esto supone generalmente la predicción de los niveles correspondientes a periodos prolongados de grandes caudales o al paso de ondas de avenida transitorias. Las condiciones del flujo pueden quedar afectadas hasta una considerable distancia aguas arriba y aguas abajo de las obras. Debido a la configuración irregular del cauce (alineación y sección no uniforme), los métodos analíticos sólo suelen ser capaces de proporcionar unos resultados aproximados, por lo que en estas circunstancias resulta más ventajosa la investigación con modelos.

En un problema típico podría ser necesario reproducir varios kilómetros de río. La adopción de una escala natural significaría la construcción de un modelo muy grande con profundidades razonables, pero que sería extremadamente costoso de construir y operar con él, o bien la de un modelo que ocupase una planta económica pero cuyas profundidades serían extremadamente pequeñas, las cuales tendrían la problemática de que se tendía enorme dificultad para medir con exactitud las profundidades y las diferencias de nivel. Estas dificultades pueden resolverse por medio de una distorsión geométrica, según la cual la escala vertical $1:y$ es mayor que la horizontal $1:x$. Con objeto de conseguir una medición satisfactoria de los niveles del agua, generalmente se adopta una escala vertical no inferior a 1: 100. La escala horizontal está supeditada a la naturaleza del problema y a las condiciones económicas; son frecuentes las escalas comprendidas entre 1: 200 y 1: 500, a las que suelen corresponder exageraciones verticales de 3 a 6.

d) **Estuarios.** El problema de los estuarios se refiere principalmente al mantenimiento de un cauce para la navegación y, en particular, a la predicción de los efectos que producirán sobre el régimen, realizaciones tales como el dragado, la construcción de diques de encauzamiento o el saneamiento de terrenos. La circulación de agua para plantas

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

industriales y la contaminación, son otros problemas también suelen requerir examen. Debido a la configuración irregular del cauce y a la naturaleza variable del flujo de la marea, los problemas que se plantean son probablemente los más complejos del campo de la hidráulica. La investigación mediante modelos ofrece casi invariablemente la única posibilidad de obtener una solución satisfactoria.

La obtención de datos sobre las mareas, con amplitud suficiente para determinar las distribuciones de velocidades y los caudales componentes, es un proceso tan tedioso y costoso que el diseñador del modelo ha de contentarse ordinariamente con conocer las curvas de marea de un limitado número de puntos del sistema. Para simular satisfactoriamente las condiciones reinantes en la desembocadura de un estuario, el modelo debe incluir un espacio suficiente de mar abierto y una cierta longitud de la costa adyacente. El desarrollo de ingeniosos equipos electrónicos de control en los años recientes, ha hecho posible la reproducción automática de cualquier curva.

Como en el caso de modelos de ríos, la escala vertical debe ser suficientemente grande para obtener profundidades y velocidades convenientes, con lo que se permite una medición afinada de las variaciones del nivel de la marea. Estos requisitos apuntan hacia una escala vertical comprendida entre 1: 50 y 1: 150, dependiendo de la elección final de la carrera de marea y de otros factores. Los estuarios suelen abarcar un área extensa, por lo que las razones económicas indican que generalmente deberá aceptarse una considerable exageración vertical (entre 5 y 17, normalmente). Por tanto, la escala horizontal correspondiente estará comprendida entre 1: 300 y 1: 2500.

e) Puertos y construcciones costeras. Al proyectar puertos y estructuras marítimas, es importante predecir los efectos del oleaje. Los problemas que se pueden estudiar mediante modelos incluyen la influencia del oleaje sobre el atraque de las embarcaciones y sobre la formación de barras a la entrada de los puertos, así como la determinación de la mejor posición y el perfil óptimo de los rompeolas. Los modelos se construyen usualmente en piscinas provistas de paletas oscilantes y demás equipo complementario.

Las olas en mar abierto son de tipo gravitatorio oscilatorio, y se puede demostrar que su velocidad de desplazamiento depende de la longitud de onda y de la profundidad del agua. Es evidente que la reproducción correcta exige una escala natural. Sin embargo, a veces resulta admisible en la práctica un cierto grado de exageración vertical (hasta 3 aproximadamente), dependiendo de la naturaleza del problema.

El perfil más conveniente para un rompeolas puede estudiarse por medio de un modelo a gran escala construido en un canal de olas de un laboratorio. Como la forma de las olas varían con la profundidad y se ha de reproducir correctamente la reflexión de las mismas sobre la superficie inclinada, es esencial que este tipo de modelos carezca de distorsión. Comúnmente se adoptan escalas comprendidas entre 1: 20 y 1: 40; para simular con realismo las olas, se sopla con aire sobre la superficie ensayada.

f) **Turbo maquinaria.** Los ensayos de laboratorio con modelos de bombas y turbinas proporcionan información valiosa en la etapa de diseño. Más aún, estos ensayos sustituyen comúnmente a las pruebas de aceptación. Las pruebas de funcionamiento *in situ* son difíciles de realizar, particularmente cuando se han de medir grandes caudales, mientras que los resultados del modelo se obtienen de manera más conveniente y probablemente serán más exactos.

La estrecha relación que existe entre la presión y la velocidad en los pasajes interiores de las bombas roto dinámicas y las turbinas de reacción, conduce a que se tenga que construir el modelo de la unidad completa y no solamente del rodete. Las velocidades en el interior de la turbina son relativamente altas, por lo que las fuerzas de la viscosidad son despreciables en comparación con las de inercia. La gravedad tampoco tiene consecuencia, ya que se trata de sistemas cerrados. Por tanto, el funcionamiento de los modelos sólo se ajustará a la ley de Euler.

4.3 Semejanza Hidráulica

Para poder interpretar correctamente los resultados del modelo es esencial poseer un conocimiento claro de la teoría fundamental del fenómeno a investigar. Las relaciones entre las características de funcionamiento del modelo y del prototipo se rigen por las leyes de semejanza hidráulica. Debido a la imposibilidad de conseguir el funcionamiento simultáneo de todas las leyes, es inevitable que surja alguna discrepancia al extrapolar hasta el tamaño natural; esto es lo que se denomina *efecto de escala*. Afortunadamente, si se construye el modelo lo suficientemente grande o se hace una compensación por etapas, puede minimizarse el efecto de escala. Sin embargo, a causa de este efecto, los modelos no pueden considerarse como máquinas calculadoras o computadoras que suministren una solución precisa, en respuesta a los datos de diseño que se les introdujeran, sino que son instrumentos dependientes del ingenio y la habilidad humana para funcionar con éxito.

En general, la similitud va más allá de, los aspectos superficiales de similitud geométrica, con la cual erróneamente se confunde; aquélla debe entenderse como la correspondencia conocida y usualmente limitada entre el comportamiento del flujo estudiado en el modelo y el flujo real, con similitud geométrica o sin ella. La similitud rara vez es perfecta, debido a que comúnmente es imposible satisfacer todas las condiciones requeridas para lograrla.

Para que los resultados obtenidos en el modelo sean aplicables al prototipo, es necesario que los dos sistemas de flujo sean hidráulicamente semejantes. Ello implica semejanza geométrica, cinemática y dinámica. A continuación se estudian cada uno de estos criterios:

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

a) **Semejanza geométrica.** La similitud geométrica requiere que el modelo y el prototipo sean de la misma forma, y que todas las dimensiones lineales del modelo se relacionen con las dimensiones correspondientes del prototipo por medio de un factor de escala constante. Esto quiere decir, que si dentro de dos flujos ciertas dimensiones se seleccionan y, además, se designa con **p** al prototipo y con **m** al modelo (figura F 4.3.1), la similitud geométrica significaría, por ejemplo, que

$$l_e = \frac{H_p}{H_m} = \frac{B_p}{B_m} = \frac{S_p}{S_m} = \dots \quad (4.3.1)$$

donde l_e es la escala de líneas que cuantifica el tamaño relativo de los dos sistemas.

Una consecuencia de la similitud geométrica exacta es que la relación de áreas y volúmenes en ambos sistemas se puede expresar en función del cuadrado y del cubo de l_e , esto es:

$$A_e = \frac{A_p}{A_m} = l_e^2 \quad (4.3.2)$$

$$V_e = \frac{V_p}{V_m} = l_e^3 \quad (4.3.3)$$

Como se mencionó en la sección anterior, en algunos casos es posible que la similitud geométrica exista sólo en lo que se refiere a las dimensiones sobre planos horizontales y las dimensiones verticales pueden quedar distorsionadas con otra escala de líneas (como es el caso de los modelos de ríos o de puertos) donde el conservar la misma escala de líneas en las tres direcciones significaría tener tirantes muy pequeños en los modelos. Se tendrían así, por ejemplo, escalas de líneas de dimensiones verticales y horizontales, como sigue:

$$l_{ev} = \frac{H_p}{H_m} = \frac{S_p}{S_m} = \dots \quad (4.3.4)$$

$$l_{eh} = \frac{B_p}{B_m} = \dots \quad (4.3.5)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

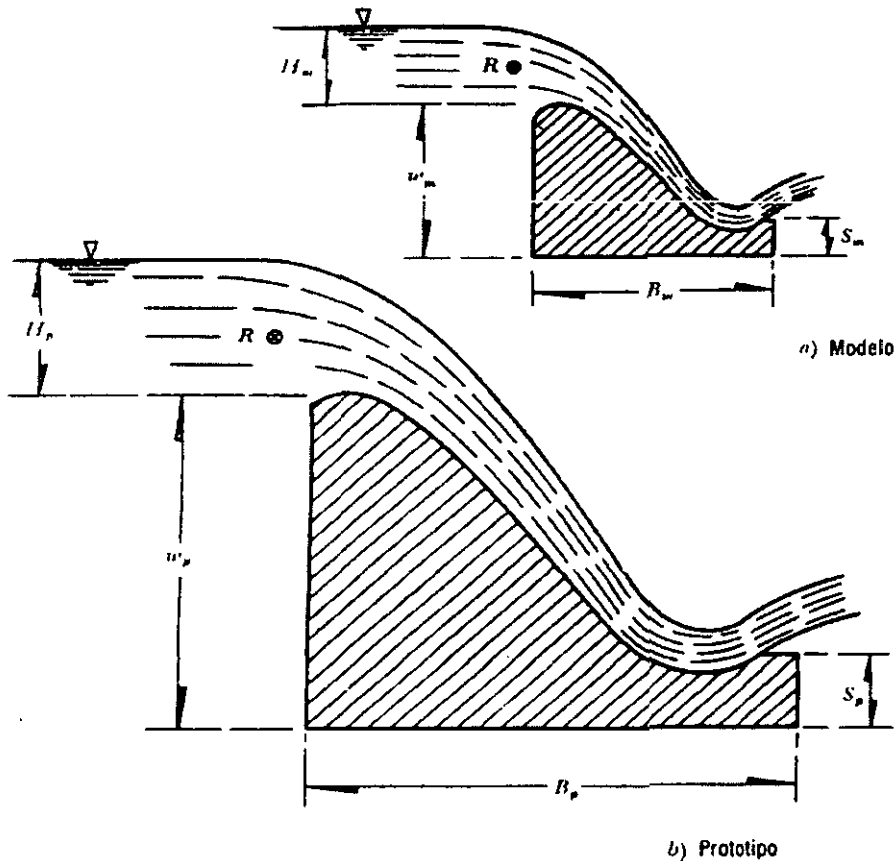


Figura F 4.3.1 Similitud hidráulica entre dos flujos del modelo y el prototipo (a y b).

La similitud geométrica se extiende también a la rugosidad superficial de las paredes que limitan al flujo, pues si el modelo tiene un tamaño igual a un décimo ($l_e = 10$), entonces la altura de las proyecciones de las rugosidades debe estar en la misma relación. Esto es difícil de lograr en la práctica, por lo que en ocasiones es necesaria una distorsión geométrica en la dimensión longitudinal respecto a las otras dos dimensiones, con objeto de lograr la misma relación de pérdidas de energía en ambas estructuras.

b) Similitud cinemática. Dos flujos son cinemáticamente similares cuando las velocidades y aceleraciones en puntos correspondientes están en la misma dirección y se relacionan en magnitud mediante un factor de escala constante. De tal manera, dos flujos que son cinemáticamente similares también tienen patrones de líneas de corriente que se relacionan por un factor de escala constante. Puesto que las fronteras forman las líneas de corriente límite, los flujos que son cinemáticamente similares deben ser geoméricamente similares, esto es:

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$\frac{(v_1)_m}{(v_2)_m} = \frac{(v_1)_p}{(v_2)_p} \quad y \quad \frac{(a_1)_m}{(a_2)_m} = \frac{(a_1)_p}{(a_2)_p} \quad (4.3.6)$$

En principio, la similitud cinemática requería que un túnel de viento de sección transversal infinita se utilizara para obtener datos correspondientes al arrastre sobre un objeto, con el propósito de modelar correctamente en un campo de flujo infinito. En la práctica, esta relación puede relajarse considerablemente permitiendo el uso de equipo de tamaño razonable. Esta similitud requiere que los regímenes de flujo sean los mismos en el modelo y en el prototipo. Si los efectos de compresibilidad o cavitación, que pueden cambiar incluso los patrones cualitativos del flujo, no están presentes en el flujo del prototipo, deben evitarse en el flujo del modelo.

c) **Similitud dinámica.** Esta similitud requiere que dos flujos tengan distribuciones de fuerza tales que tipos idénticos de fuerzas son paralelos y se relacionan en magnitud por medio de un factor de escala constante en todos los puntos correspondientes. Los requerimientos para la similitud dinámica son los más restrictivos: dos flujos deben de poseer tanto similitud geométrica como cinemática para ser similares dinámicamente.

En esta similitud, al igual que en la similitud geométrica, existen escalas de velocidades, de fuerzas, tiempos, densidades, viscosidades, etcétera, que miden la relación entre las características de los flujos o propiedades de los fluidos utilizados en los mismos y referidas a dos puntos R (figura F 4.3.1) homólogos, que se designaran con su símbolo correspondiente, pero añadiendo el subíndice e (escala). Por ejemplo, ρ_e , μ_e , v_e se refieren a las propiedades de los fluidos que se utilicen en el prototipo y en el modelo. Estos fluidos pueden ser distintos en ambos sistemas. La escala g_e se refiere a las aceleraciones de la gravedad que pueden considerarse distintos entre el sitio donde se localiza el prototipo y el lugar donde se prueba el modelo; sin embargo, se acepta en general que $g_e = 1$ debido a la poca variación de g con la latitud geográfica y la elevación sobre el nivel del mar. Además, por definición se sabe que:

$$v_e = \frac{l_e}{t_e} \quad (4.3.7)$$

$$t_e = \frac{l_e}{v_e} \quad (4.3.8)$$

$$Q_e = A_e v_e \quad (4.3.9)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$a_e = \frac{l_e}{t_e^2} \quad (4.3.10)$$

$$\rho_e = \frac{\gamma_e}{g_e} \quad (4.3.11)$$

$$\nu_e = \frac{\mu_e}{\rho_e} \quad (4.3.12)$$

El movimiento de un fluido se explica por las ecuaciones del movimiento, que consideran a las fuerzas por unidad de masa, más importantes que intervienen en el flujo. No obstante, de acuerdo con el problema particular que se desee estudiar, cada fenómeno se caracteriza por la importancia de una fuerza determinada cuya influencia es preponderante en el movimiento y que prácticamente elimina a las restantes, ejerciendo su acción sobre la fuerza de inercia.

En general, la importancia de la fuerza preponderante se compara con la de inercia, lo que da origen a tres parámetros sin dimensiones y otro más que no relaciona propiamente fuerzas, sino los efectos de la aceleración local con la substancial. Estos parámetros se pueden obtener de las ecuaciones del movimiento de los fluidos o directamente de la segunda ley de Newton, y resultan ser los siguientes:

$$Eu = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza de presión}} = \frac{\rho v^2}{\Delta p} \quad (4.3.13)$$

$$Re = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza viscosa}} = \frac{v l}{\nu} \quad (4.3.14)$$

$$Fr^2 = \frac{\text{fuerza de inercia}}{\text{fuerza gravitacional}} = \frac{v^2}{g l} \quad (4.3.15)$$

$$S = \frac{\text{aceleración local}}{\text{fuerza de inercia}} = \frac{l}{v t} \quad (4.3.16)$$

Como ya se ha señalado, para lograr la similitud dinámica es necesario que los números antes definidos resulten iguales en el modelo y en el prototipo. En la práctica no se pueden satisfacer todos los parámetros de manera simultánea y se da preferencia a aquel o aquellos que tengan mayor importancia en el flujo.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

4.3.1 Leyes de similitud. A continuación se describen cada una de las cuatro principales leyes de similitud hidráulica de mayor aplicación en la solución de problemas de diseño:

a) **Ley de Euler.** El parámetro definido con la ecuación 4.3.13 se llama *número de Euler*, el cual se deriva del concepto fundamental fuerza-cantidad de movimiento; describe una sencilla relación básica entre la presión y la velocidad. Con $\rho = \gamma/g$ y $h = \Delta p/\gamma$, comúnmente se escribe de la siguiente manera:

$$Eu = \frac{v^2}{g h} \quad (4.3.1.1)$$

Parámetro que tiene importancia en fenómenos de flujo ocasionados por un gradiente de presiones donde la densidad y la aceleración del flujo intervienen primordialmente en el fenómeno y las fuerzas viscosas pierden importancia; es decir, el movimiento depende de la forma del flujo, con una configuración prácticamente invariable de las líneas de corriente. Esto ocurre en problemas de flujo a presión como en las tuberías, orificios, válvulas, compuertas, distribución local de presiones sobre un obstáculo, etcétera.

b) **Ley de Reynolds.** El segundo parámetro, correspondiente a la ecuación 4.3.14 se denomina *número de Reynolds* y es válido en aquellos flujos con poca velocidad donde las fuerzas viscosas son de mayor magnitud que las fuerzas de inercia, éste número se acostumbra a escribir de la siguiente manera:

$$Re = \frac{v l}{\nu} \quad (4.3.1.2)$$

Un número de Reynolds grande indica una preponderancia marcada de las fuerzas de inercia sobre las viscosas, como por ejemplo, el flujo turbulento, en el cual la viscosidad tiene escasa importancia y el fenómeno depende sólo del número de Euler; cuando éste es pequeño, pero la viscosidad es importante, el fenómeno depende de ambos números.

La ley de Reynolds se usa a menudo como el criterio de semejanza en la prueba de modelos de naves aéreas, cuerpos sumergidos en un flujo, medidores de gasto, transiciones en conductos, etcétera, en los cuales las características del flujo están sujetas a efectos viscosos.

c) **Ley de Froude.** El tercer número, definido por la ecuación 4.3.15, se denomina número de Froude y en general se representa como la raíz cuadrada de la relación de fuerzas, es decir:

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gl}} \quad (4.3.1.3)$$

El número de Froude tiene importancia en flujos con velocidades grandes que ocurren exclusivamente por la acción de la gravedad; tal es el caso del flujo turbulento a superficie libre, donde los efectos viscosos son despreciables. A medida que aumenta el número de Froude, mayor es la relación inercial de cualquier fuerza; en tanto disminuye, mayor es el efecto de la fuerza gravitacional. Cuando el flujo es horizontal, la acción del peso desaparece y con ella la influencia del número de Froude.

d) **Ley de Strouhal.** En los problemas de flujo no permanente en los que la periodicidad del fenómeno es importante, el número llamado de Strouhal (ecuación 4.3.16) caracteriza su acción. Si se considera que la frecuencia del fenómeno periódico es $f = 1/t$, se tiene que:

$$S = \frac{ft}{v} \quad (4.3.1.4)$$

donde l representa una dimensión típica del cuerpo obstruyendo el flujo y v una velocidad típica dentro del flujo. Este número es importante en flujos relacionados con la formación de vórtices, movimiento de ondas, efectos de vibración en cuerpos colocados en un flujo, etcétera, y representa la raíz cuadrada de la relación de una fuerza hidroaerodinámica (que actúa para restaurar el equilibrio en la configuración de un flujo) y la fuerza de inercia de la masa oscilante del fluido.

Para el caso de las leyes de Reynolds y Froude, se han determinado fórmulas de transferencia para algunos parámetros hidráulicos (ver tabla T 4.3.1.1) que se pueden medir en el prototipo y en el modelo.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Tabla T 4.3.1.1.1
Fórmulas de transferencia para las leyes de modelos de Froude y Reynolds.

Magnitud	Relaciones entre los modelos para la:	
	Ley de Froude	Ley de Reynolds
Longitud	L	L
Area	L ²	L ²
Volumen	L ³	L ³
Masa	L ³ γ g ⁻¹	L ³ γ g ⁻¹
Densidad	γ g ⁻¹	γ g ⁻¹
Tiempo	L ^{0.5} g ^{-0.5}	L ² v ⁻¹
Velocidad	L ^{0.5} g ^{0.5}	L ⁻¹ v
Aceleración	g	L ⁻³ v ²
Velocidad angular	L ^{-0.5} g ^{0.5}	L ⁻² v
Aceleración angular	L ⁻¹ g	L ⁻⁴ v ²
Fuerza y peso	L ³ γ	v ² γ g ⁻¹
Presión	L γ	L ² v ² γ g ⁻¹
Impulso y cantidad de movimiento	L ^{3.5} γ g ^{-0.5}	L ² v γ g ⁻¹
Descarga, volumen / seg.	L ^{2.5} g ^{0.5}	L v
Descarga, peso / seg.	L ^{2.5} γ g ^{0.5}	L ⁻² v ³ γ g ⁻¹
Energía y trabajo	L ⁴ γ	L v ² γ g ⁻¹
Potencia	L ^{3.5} γ g ^{0.5}	L ⁻¹ v ³ γ g ⁻¹
Torsión	L ⁴ γ	L v ² γ g ⁻¹
Viscosidad dinámica	L ^{1.5} γ g ^{-0.5}	v γ g ⁻¹
Viscosidad cinemática	L ^{1.5} g ^{0.5}	v
Tensión superficial	L ² γ	L ⁻¹ v ² γ g ⁻¹

4.4 Similitud hidráulica del prototipo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica.

Como se señaló anteriormente, las fuerzas que predominan en las estructuras que operan con flujo a superficie libre son las gravitatorias, y las pérdidas de energía son más imputables a la turbulencia que al rozamiento con las superficies. Por tanto, para el modelado de este tipo de estructuras sólo se aplicará la Ley de Froude, la cual también se justifica para caudales con grandes velocidades producto de la acción exclusiva de la gravedad.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Tomando como referencia los resultados que se han publicado sobre los modelos completos de presas y obras de excedencias, los cuales definen que estas estructuras se construyen usualmente a una escala comprendida entre 1:20 y 1:100. Basándose en el espacio disponible y al gasto de diseño, para el presente trabajo, se analizaron varias escalas, procurando escoger la que diera el modelo más grande. La principal restricción que limitó el tamaño del modelo fue la magnitud del gasto; de acuerdo con esta restricción la escala de líneas elegidas es de 1:100 ($l_e = 100$).

Las dimensiones del modelo que se definen en este subcapítulo se ilustran en el **Plano No.1**, el cual aparece en la sección final de la presente tesis. Tomando como base los datos definidos en el capítulo III, además de la tabla T4.3.1.1.1 se tiene:

* Gastos normales de operación:

$$\text{Gasto máximo} = 1532.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Gasto medio} = 1154.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Gasto mínimo} = 310.00 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$Q_{\text{modelo}} = \frac{Q_{\text{prototipo}}}{(l_e)^{2.5}}$$

$$Q_{\text{máximo}} = \frac{1532.00}{(100)^{2.5}} = 0.01532 \text{ m}^3/\text{s} = 15.32 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{1154.00}{(100)^{2.5}} = 0.01154 \text{ m}^3/\text{s} = 11.54 \text{ l.p.s.}$$

$$Q_{\text{mínimo}} = \frac{310.00}{(100)^{2.5}} = 0.0031 \text{ m}^3/\text{s} = 3.10 \text{ l.p.s.}$$

* Longitud de cresta:

$$L_{c \text{ modelo}} = \frac{L_{c \text{ prototipo}}}{l_e}$$

$$L_{c \text{ modelo}} = \frac{58.00 \text{ m.}}{100} = 0.5800 \text{ m.} = 58.00 \text{ cm.}$$

* Carga hidráulica sobre la cresta del cimacio vertedor:

$$H_{\text{modelo}} = \left(\frac{Q_{\text{modelo}}}{C_v * L_{c \text{ modelo}}} \right)^{2/3}$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$H_{\text{máxima}} = \left(\frac{0.01532}{2.0 * 0.58} \right)^{2/3} = 0.0559 \text{ m.} = 5.5873 \text{ cm.}$$

$$H_{\text{media}} = \left(\frac{0.01154}{2.0 * 0.58} \right)^{2/3} = 0.0463 \text{ m.} = 4.6256 \text{ cm.}$$

$$H_{\text{mínima}} = \left(\frac{0.0031}{2.0 * 0.58} \right)^{2/3} = 0.0193 \text{ m.} = 1.9258 \text{ cm.}$$

* Tirante crítico sobre la cresta del cimacio vertedor:

$$Y_{C \text{ modelo}} = 0.7415 * H_{\text{prototipo}}$$

$$Y_{C \text{ máximo modelo}} = 0.7415 * 0.0559 = 0.0414499 \text{ m.} = 4.1430 \text{ cm.}$$

$$Y_{C \text{ medio modelo}} = 0.7415 * 0.0463 = 0.03433145 \text{ m.} = 3.4331 \text{ cm.}$$

$$Y_{C \text{ mínimo modelo}} = 0.7415 * 0.0193 = 0.01431095 \text{ m.} = 1.4311 \text{ cm.}$$

* Velocidad crítica sobre la cresta del cimacio vertedor:

$$V_{C \text{ modelo}} = \frac{V_{C \text{ prototipo}}}{(le)^{0.5}}$$

$$V_{C \text{ máxima modelo}} = \frac{6.3755}{(100)^{0.5}} = 0.63755 \text{ m.} = 63.755 \text{ cm.}$$

$$V_{C \text{ media modelo}} = \frac{5.7955}{(100)^{0.5}} = 0.5796 \text{ m.} = 57.951 \text{ cm.}$$

$$V_{C \text{ mínimo modelo}} = \frac{3.7348}{(100)^{0.5}} = 0.3735 \text{ m.} = 37.3477 \text{ cm.}$$

* Elevación máxima de la cortina:

$$\text{Elev}_{\text{cortina modelo}} = \left(\frac{\text{Elev}_{\text{cortina prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Elev}_{\text{cortina modelo}} = \left(\frac{121.50}{100} \right) = 1.215 \text{ m.} = 121.50 \text{ cm.}$$

$$\text{Elev}_{\text{cortina modelo}} = \left(\frac{121.50}{100} \right) = 1.215 \text{ m.} = 121.50 \text{ cm.}$$

* Elevación de la cresta:

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$Elev_{\text{cresta modelo}} = \left(\frac{Elev_{\text{cresta prototipo}}}{le} \right)$$

$$Elev_{\text{cresta modelo}} = \left(\frac{112.80}{100} \right) = 1.128 \text{ m} = 112.80 \text{ cm.}$$

* Elevación del punto de tangencia en el cimacio vertedor:

$$Elev_{\text{P.T. modelo}} = \left(\frac{Elev_{\text{P.T. prototipo}}}{le} \right)$$

$$Elev_{\text{P.T. modelo}} = \left(\frac{109.1169}{100} \right) = 1.0912 \text{ m.} = 109.1169 \text{ cm.}$$

* Tramo recto de la cresta del cimacio vertedor:

$$T_{\text{R modelo}} = \left(\frac{0.0539 * H_{\text{máxima prototipo}}}{le} \right)$$

$$T_{\text{R modelo}} = \left(\frac{0.0539 * 5.5873}{100} \right) = 0.003011 \text{ m.} = 0.3012 \text{ cm.}$$

* Radio de curvatura aguas arriba:

$$R_{\text{C modelo}} = \left(\frac{0.2475 * H_{\text{máxima prototipo}}}{le} \right)$$

$$R_{\text{C modelo}} = \left(\frac{0.2475 * 5.5873}{100} \right) = 0.01383 \text{ m.} = 1.3829 \text{ cm.}$$

* Profundidad mínima:

$$P_{\text{m modelo}} = \left(\frac{0.5000 * H_{\text{máxima prototipo}}}{le} \right)$$

$$P_{\text{m modelo}} = \left(\frac{0.5000 * 5.5873}{100} \right) = 0.02794 \text{ m.} = 2.7937 \text{ cm.}$$

* Ancho inicial de la sección transversal de la plantilla del canal colector:

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$B_{i \text{ modelo}} = \left(\frac{B_{i \text{ prototipo}}}{le} \right)$$

$$B_{i \text{ modelo}} = \left(\frac{15.50}{100} \right) = 0.155 \text{ m.} = 15.50 \text{ cm.}$$

* Ancho final de la sección transversal de la plantilla del canal colector:

$$B_{f \text{ modelo}} = \left(\frac{B_{f \text{ prototipo}}}{le} \right)$$

$$B_{f \text{ modelo}} = \left(\frac{10.25}{100} \right) = 0.1025 \text{ m.} = 10.25 \text{ cm.}$$

* Elevación de la plantilla en la sección inicial del canal colector:

$$\text{Elev}_{i \text{ modelo}} = \left(\frac{\text{Elev}_{i \text{ prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Elev}_{i \text{ modelo}} = \left(\frac{99.26}{100} \right) = 0.9926 \text{ m.} = 99.26 \text{ cm.}$$

* Elevación de la plantilla en la sección final del canal colector:

$$\text{Elev}_{f \text{ modelo}} = \left(\frac{\text{Elev}_{f \text{ prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Elev}_{f \text{ modelo}} = \left(\frac{103.96}{100} \right) = 1.0396 \text{ m.} = 103.96 \text{ cm.}$$

* Elevación del escalón (inicio del canal de descarga):

$$\text{Elev}_{\text{escalón modelo}} = \left(\frac{\text{Elev}_{\text{escalón prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Elev}_{\text{escalón modelo}} = \left(\frac{102.76}{100} \right) = 1.0276 \text{ m.} = 102.76 \text{ cm.}$$

* Longitud del tramo recto del escalón:

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$T_{R \text{ mod elo}} = \left(\frac{0.0539 * H_{\text{máxima prototipo}}}{le} \right)$$

$$T_{R \text{ mod elo}} = \left(\frac{0.0539 * 10.7121}{100} \right) = 0.0057738 \text{ m.} = 0.577 \text{ cm.}$$

* Elevación del punto de tangencia en el escalón:

$$\text{Elev}_{P.T. \text{ mod elo}} = \left(\frac{\text{Elev}_{P.T. \text{ prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Elev}_{P.T. \text{ mod elo}} = \left(\frac{101.4593}{100} \right) = 1.014593 \text{ m.} = 101.4593 \text{ cm.}$$

* Elevación del punto inicial de la cubeta deflectora:

$$\text{Elev}_{\text{cubeta. mod elo}} = \left(\frac{\text{Elev}_{\text{cubeta. prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Elev}_{P.T. \text{ mod elo}} = \left(\frac{77.00}{100} \right) = 0.7700 \text{ m.} = 77.0000 \text{ cm.}$$

* Elevación del punto final de la cubeta deflectora:

$$\text{Elev}_{\text{cubeta. mod elo}} = \left(\frac{\text{Elev}_{\text{cubeta. prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Elev}_{P.T. \text{ mod elo}} = \left(\frac{70.9219}{100} \right) = 0.709219 \text{ m.} = 70.9219 \text{ cm.}$$

* Proyección horizontal del escalón:

$$\text{Proyec}_{\text{escalón. mod elo}} = \left(\frac{\text{Proyec}_{\text{escalón. prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Proyec}_{\text{escalón. mod elo}} = \left(\frac{4.7406}{100} \right) = 0.04741 \text{ m.} = 4.7406 \text{ cm.}$$

* Proyección horizontal de la rápida:

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

$$\text{Proyec}_{\text{rápida. modelo}} = \left(\frac{\text{Proyec}_{\text{rápida. prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Proyec}_{\text{rápida. modelo}} = \left(\frac{39.1431}{100} \right) = 0.391431 \text{ m.} = 39.1431 \text{ cm.}$$

* Proyección horizontal de la cubeta deflectora:

$$\text{Proyec}_{\text{cubeta. modelo}} = \left(\frac{\text{Proyec}_{\text{cubeta. prototipo}}}{le} \right)$$

$$\text{Proyec}_{\text{cubeta. modelo}} = \left(\frac{21.1968}{100} \right) = 0.211968 \text{ m.} = 21.1968 \text{ cm.}$$

En la figura F4.4.1 se propone la ubicación recomendable del modelo en el laboratorio de hidráulica.

De acuerdo con el plano No.1, la instalación hidráulica consta básicamente de una bomba tipo centrífugo horizontal de 5.0 H.P., la cual conduce el agua a través de una tubería de 4" de diámetro. El gasto que ingresa al tanque 1 se controla mediante una válvula de compuerta. El caudal que entra al modelo se afora con un vertedor triangular de pared delgada. El gasto medido se vierte sobre el tanque 2, el cual forma parte del modelo empleado. Ambos tanques cuentan con una serie de aquietadores, los cuales sirven para tranquilizar el flujo de agua.

El modelo de vertedor de canal lateral está formado por las estructuras siguientes: canal de acceso, canal colector, canal de descarga (rápida), cubeta deflectora y canal de salida.

El tanque 2 forma el canal de llegada y este termina en bordes circulares a la entrada del cimacio. El canal de salida conduce el agua hacia la rejilla de desagüe. En la parte final de este canal se ubica una compuerta abatible cuya función es la de simular los niveles de agua existentes en dicho canal y con ello provocar diferentes tipos de salto hidráulico.

Además, el modelo cuenta con un tablero en el que se alojan los piezómetros para la medición de las cargas hidráulicas.

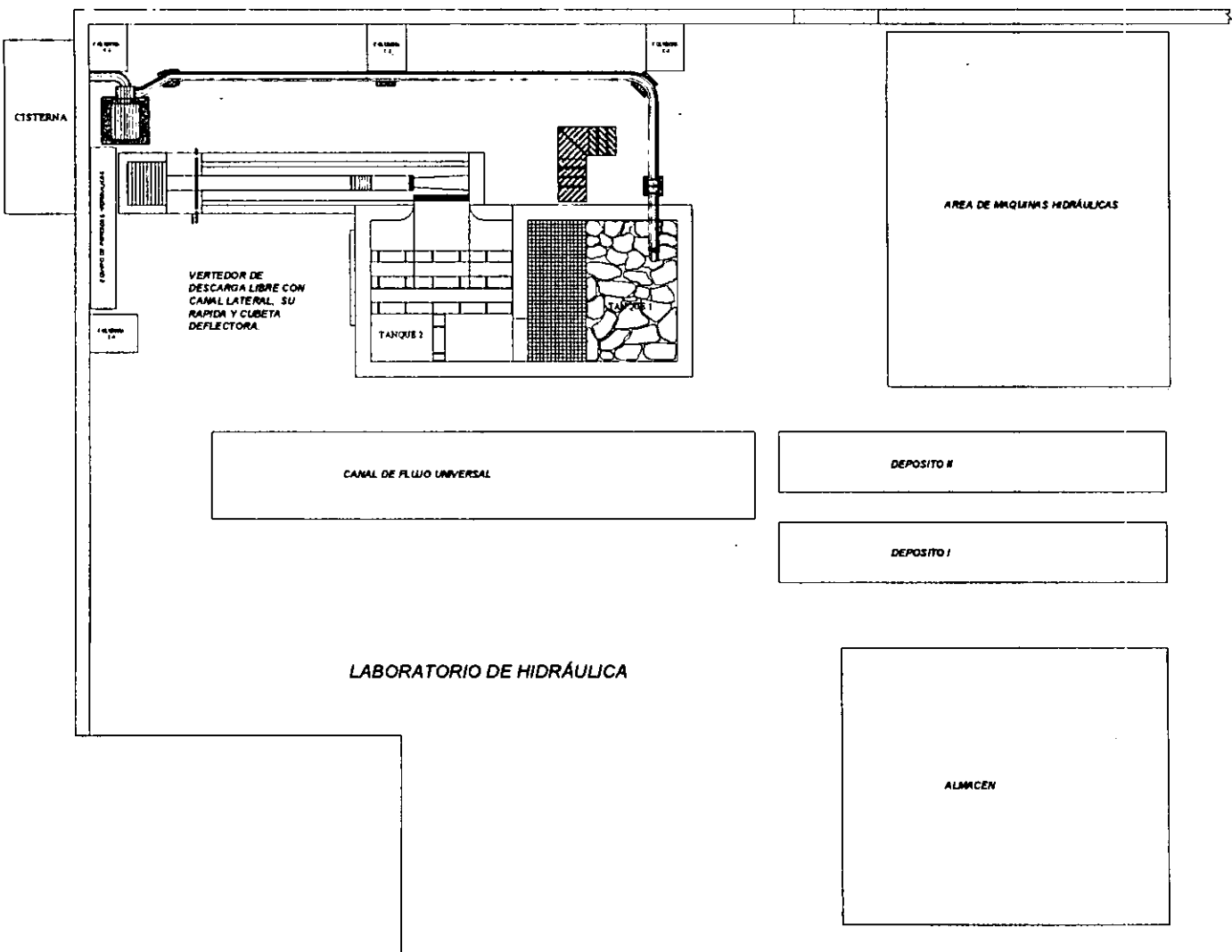


FIGURA F4.4.1 UBICACIÓN DEL MODELO EN EL LABORATORIO DE HIDRÁULICA.

5. APLICACIONES

5.1 Generalidades

La presente propuesta de modelo de vertedor de canal lateral tiene como propósito la implementación de tres nuevas prácticas para apoyar el laboratorio de obras hidráulicas, apoyo académico a las materias de captaciones y conducciones, hidráulica de canales, presas de almacenamiento y derivación, así como la de sistemas hidráulicos. En los temarios de estas asignaturas involucran el estudio y diseño de estructuras vertedoras, fenómenos que se presentan en las rápidas, distribución de presiones en canales de pendiente uniforme y curvos, estudio de estructuras disipadoras de energía. El apoyo académico que aquí se propone puede ser en forma ilustrativa en lo referente al funcionamiento y operación de cada una de las estructuras hidráulicas antes señaladas, o en forma directa al realizar ensayos para corroborar la información obtenida de manera experimental con la obtenida en forma analítica y, por tanto, discutir los resultados. La operación del modelo es muy sencilla y las ecuaciones utilizadas para determinar cada uno de los estudios correspondientes son muy simples y son las tres ecuaciones fundamentales de la hidráulica: la ecuación de continuidad, la ecuación general de la energía y la aplicación del principio de cantidad de movimiento.

A continuación se explica el enfoque que se quiere dar a cada una de las prácticas.

La práctica de *Perfiles hidráulicos con caudal creciente* tiene como prioridad el estudio del perfil que se presenta en el canal colector, ya que dependiendo de la forma longitudinal y transversal de dicho perfil; este regirá la elevación o altura del talud opuesto a la cresta del vertedor. Además, conocer el comportamiento que adquiere el flujo al incorporarle un caudal adicional constante a lo largo del canal colector, así como la influencia que genera en este el obstáculo (escalón) aguas abajo de la sección final del canal colector. Los perfiles obtenidos en forma experimental podrán compararse con los obtenidos en forma analítica y ver el grado de confiabilidad en los resultados analizados. Para la solución analítica del perfil hidráulico se recomienda usar el método de incrementos finitos, tal recomendación obedece a que este método es menos complicado que los métodos gráficos es el más ampliamente utilizado, debido a la confiabilidad de sus resultados; los cuales guardan muy buena relación con los resultados experimentales.

La práctica de *Salto hidráulico en canal trapecial* tiene como objetivo el estudio del salto hidráulico en un canal de sección trapecial horizontal. El salto que se presenta en este tipo de canal, físicamente es diferente al que se presenta en canal de sección rectangular, esta variación física del salto que se presenta en ambos canales puede resultar muy provechosa de manera ilustrativa u operativa, para los alumnos que cursan el laboratorio de hidráulica de canales, al estudiar la práctica correspondiente denominada con el mismo nombre, actualmente la práctica de salto hidráulico sólo se lleva a cabo en canal

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

de sección rectangular, debido a que es el único con que se cuenta, siendo que el salto se presenta en la mayor parte de los casos prácticos en canales de sección trapecial.

La generación del salto en el presente modelo es posible debido a que después de que el agua que es lanzada al aire por la cubeta deflectora, esta caerá sobre la plantilla del canal trapecial, y como la velocidad con que dicha agua fue desprendida de la cubeta deflectora tiene un valor alto, esta magnitud no será disipada en gran medida a la hora de chocar con el canal trapecial y, por tanto, al circular sobre este tendrá un régimen supercrítico o rápido, el cual al chocar contra un obstáculo aguas abajo (compuerta), provocará una expansión de la vena de agua y un incremento en el área hidráulica, la cual tendrá un desplazamiento aguas arriba en sentido contrario a como fluye el agua en las condiciones originales, este movimiento se detendrá hasta que se equilibren los valores de las fuerzas específicas de los regímenes supercrítico y subcrítico, esto se manifestará con la presencia de una onda estacionaria o llamada también salto hidráulico. Una vez que ha sido generado el salto, se procede a su estudio, para el cual se tomarán las lecturas del conjugado menor y mayor, y a partir del primero se determinará en forma analítica la profundidad del conjugado mayor. Ambas profundidades, la obtenida en forma experimental y analítica deben de ser muy parecidas y en función de ello el alumno podrá emitir sus conclusiones. También se procederá a evaluar las fuerzas específicas correspondientes de los dos regímenes para comprobar la existencia o no del salto. Como parte final de estudio del salto es importante evaluar los siguientes parámetros: longitud de salto, eficiencia y potencia generada por dicho salto.

En la práctica de aireación natural en rápidas, es posible observar y determinar en forma analítica el "punto crítico", a partir del cual la superficie del flujo se vuelve inestable originando un caudal no permanente. En este punto ocurre una fuerte interacción entre el flujo y el aire que lo rodea de manera que este último se introduce al cuerpo de agua en forma de burbujas. Dependiendo de las condiciones hidráulicas en el canal de descarga, estas burbujas pueden ser arrastradas a lo largo del conducto, expandiéndose parcial o totalmente dentro del cuerpo de agua. Este fenómeno de aireación es consecuencia de las altas velocidades que se generan en las rápidas.

Si en el canal de descarga se presentan velocidades mayores a 28 m / s. y, además, si el porcentaje de aire disuelto en el agua es menor a 2% se presentará una cavitación severa. La ocurrencia del fenómeno de cavitación es indeseable en este tipo de estructuras, ya que en las secciones donde se presenta carcome progresivamente las paredes y, sobre todo daña a la plantilla del conducto.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

5.2 Prácticas

PRACTICA No. 5.2.1 Perfiles hidráulicos con caudal creciente

5.2.1.1 Objetivo

Observar, medir y calcular los perfiles hidráulicos de flujo que se presentan en el canal colector del modelo de vertedor de canal lateral, y compararlos con los calculados por el método de incrementos finitos.

5.2.1.2 Introducción

El escurrimiento en el canal colector del vertedor de canal lateral, es un ejemplo típico de flujo espacialmente variado de gasto creciente, producto de la incorporación de líquido a aquel que originalmente escurre en dicho canal. En la clasificación de flujos, se toma en cuenta el cambio de la profundidad del flujo (tirante) en función del tiempo y del espacio, se tiene que un flujo espacialmente variado con caudal creciente, es permanente, ya que el tirante en una sección dada no cambia en el intervalo de tiempo que se está estudiando, y es gradualmente variado porque el tirante cambia suavemente a lo largo del canal. Además, el gasto en este tipo de flujo no es constante debido a que en el trayecto del conducto se va agregando agua al escurrimiento (ver figura F 5.2.1.2.1). Debido a esta adición de agua, se provoca una alteración en el contenido de energía o de momentum del flujo.

El cálculo hidráulico de un flujo espacialmente variado, en términos generales es más complicado que en el caso con descarga constante. La pérdida de energía inducida por estos fenómenos se puede cuantificar por medio de la ecuación de impulso y cantidad de movimiento, que resulta más conveniente que la de energía en el estudio de este tipo de flujo.

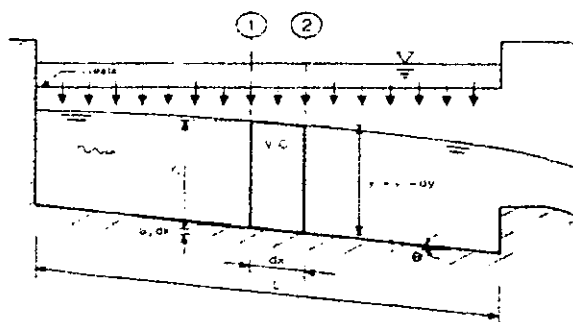


Figura F 5.2.1.2.1 Perfil hidráulico longitudinal que se presenta en el canal colector de un vertedor de canal lateral.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Para obtener la ecuaci3n dinámica del flujo espacialmente variado con caudal creciente, es necesario hacer una serie de hip3tesis a fin de simplificar el análisis. La mayoría de éstas no son limitativas, ya que es factible hacer las correcciones necesarias cuando las condiciones del flujo se apartan de las hip3tesis aceptada. A continuaci3n se indican dichas hip3tesis:

- 1.- El flujo es unidimensional.
- 2.- La distribuci3n de velocidades en la secci3n transversal del canal es constante y uniforme, de manera que los coeficientes de correcci3n son: $\alpha = \beta = 1$.
- 3.- El flujo en la direcci3n del movimiento general mantiene líneas de corriente paralelas, o de curvatura despreciable, por lo que la distribuci3n de presiones sigue la ley hidrostática.
- 4.- La pendiente del canal es relativamente pequeña, de manera que su efecto sobre la carga de presi3n no es muy importante.
- 5.- El efecto del arrastre de aire es despreciable.

Usando las anteriores hip3tesis se obtendrá la ecuaci3n dinámica del flujo espacialmente variado con caudal creciente, para ello se emplea la ecuaci3n de cantidad de movimiento. Así, dicha ecuaci3n resulta ser la siguiente:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{2Q \cdot q_*}{g \cdot A^2}}{1 - Fr^2} \quad (5.2.1.2.1)$$

Es importante señalar que cuando $q_* = 0$, esta ecuaci3n se transforma en la ecuaci3n diferencial dinámica para flujo gradualmente variado con caudal constante.

La ecuaci3n (5.2.1.2.1) es diferencial ordinaria, por lo cual no es integrable analíticamente, salvo en casos muy especiales en donde es posible hacer consideraciones simplificadoras, pero estos casos son los que menos se presentan en la práctica; por ello la soluci3n de esta ecuaci3n se realiza mediante la aplicaci3n de algún método numérico.

Existe una gran variedad de métodos numéricos para resolver la ecuaci3n dinámica del flujo espacialmente variado con caudal creciente. Aquí, se presenta la soluci3n de la ecuaci3n de uno de los métodos más empleados, que es el de incrementos finitos desarrollado por V. T. Chow (1959), la cual se escribe de la siguiente manera:

$$\Delta y = \frac{Q_1 \cdot (V_1 + V_2)}{g \cdot (Q_1 + Q_2)} \cdot \left((V_2 - V_1) + \frac{V_2 \cdot (Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right) + \bar{S}_f \cdot \Delta x \quad (5.2.1.2.2)$$

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

donde

$\Delta y =$	desnivel de la superficie del agua entre dos secciones propuestas (1 y 2), en m
Q_1	gasto que pasa en la sección 1, en m^3/s
V_1	velocidad media del agua en la sección 1, en m/s
Q_2	gasto que pasa en la sección 2, en m^3/s
g	aceleración de la gravedad, en m/s^2
Δx	incremento de distancia (entre las secciones 1 y 2), en m
\overline{S}_f	pendiente hidráulica media, igual a $\overline{S}_f = (S_{f1} + S_{f2}) / 2$, adimensional
S_{f1}	pendiente hidráulica media en la sección 1, adimensional
S_{f2}	pendiente hidráulica media en la sección 2, adimensional

Para que los resultados del método de incrementos finitos se aproximen a la solución analítica de la ecuación del flujo espacialmente variado con caudal creciente, es conveniente que la distancia entre las secciones (Δx) sea suficientemente pequeña.

5.2.1.3 Material y equipo

- Modelo de vertedor de canal lateral
- Limnómetro
- Flexómetro
- Regla graduada

5.2.1.4 Procedimiento de laboratorio

- Estabilizar un gasto en el modelo y medir la carga h_v sobre el vertedor de aforo triangular.
- Registrar la longitud y elevación de la cresta del vertedor de descarga.
- Medir y registrar las características geométricas del canal colector y del escalón (pendiente geométrica de la plantilla, elevación de la cresta del escalón, elevación del inicio del escalón, ancho de plantilla inicial y final del canal colector, así como el talud del canal)
- Dividir el canal colector en n secciones longitudinales de interés y cada una de ellas en varios puntos (una sección sobre la cresta del vertedor y las otras sobre la plantilla del canal colector)
- Medir y registrar, para cada uno de los puntos de las secciones longitudinales, los tirantes con ayuda de las lecturas de los piezómetros.

5.2.1.5 Memoria de cálculo

- Determinar el gasto aforado en el modelo, con ayuda del vertedor de aforo de sección triangular, el cual tiene un ángulo en el vértice $\theta = 90^\circ$.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- Para iniciar el cálculo del perfil en el canal colector, se propone un tirante y_1 y se evalúa la siguiente expresión:

$$\Delta y' = S_0 \cdot \Delta x + y_1 - y_2 \quad (2.5.1.5.1)$$

El desnivel de la superficie libre del agua entre las secciones 1 y 2 se calcula con la ecuación 2.5.1.5.1 tomando el valor supuesto de y_1 . El gasto que circula en la sección 1 es $Q_1 = Q_2 - q \cdot \Delta x$. Con Q_1 y y_1 se calcula V_1 . Con la ecuación 5.2.1.2.2 se calcula Δy . Si $\Delta y \approx \Delta y'$ dentro de cierta tolerancia el tirante y_1 supuesto es correcto.

- Este procedimiento se continúa hacia aguas arriba. De esta manera si se suponen tramos cortos de igual longitud Δx a lo largo del canal colector, comenzando por una sección conocida (sección de control) la cual será la sección 2, se determina por tanteos la sección 1, la que para el cálculo del siguiente tirante (nueva sección 1), pasará a ser la sección 2 de la fórmula 5.2.1.2.2 y así sucesivamente. De esta forma se puede determinar el perfil hidráulico en el canal colector.
- Comparar los perfiles hidráulicos medidos y calculados.
- Clasificar los perfiles hidráulicos obtenidos.

5.2.1.6 Conclusiones

El alumno deberá emitir sus comentarios sobre la realización de la práctica y de sus resultados.

5.2.1.7 Bibliografía

El alumno deberá incluir toda aquella fuente de información a la que haya recurrido.

5.2.2.1 Objetivo

Observar y analizar el fenómeno de salto hidráulico que se presenta en un canal de sección trapecial horizontal.

5.2.2.2 Introducción

En los canales abiertos, a menudo ocurren cambios en el estado de flujo, el cual puede pasar de régimen subcrítico a supercrítico, y de supercrítico a subcrítico. Tales cambios se manifiestan con una modificación en la profundidad de flujo. En el primer caso, la transición es gradual, acompañada de poca turbulencia y de pérdida de energía debida exclusivamente a la fricción en el movimiento. En el segundo, el cambio ocurre en forma abrupta, a lo largo de una distancia relativamente corta, entonces el flujo es rápidamente variado y es conocido comúnmente como salto hidráulico u onda estacionaria (ver figura F 5.2.2.2.1). El salto hidráulico es un fenómeno local muy útil para disipar energía hidráulica (principalmente en forma de calor), y es un ejemplo de flujo permanente no uniforme. Dicho fenómeno representa la única manera en que es posible el cambio de régimen rápido a lento. Ocurre con frecuencia en un canal por debajo de una compuerta deslizante de regulación, en la parte de aguas abajo de un vertedero o en el sitio donde un canal con alta pendiente se vuelve casi horizontal de manera súbita.

Además de su gran mérito como disipador natural de energía, el salto hidráulico tiene muchos otros usos prácticos: la prevención o confinamiento de la socavación aguas abajo de las estructuras hidráulicas donde es necesario disipar energía, el mezclado eficiente de fluidos o sustancias químicas usadas en la purificación de aguas, incremento del gasto descargado bajo un aforador el mantenimiento de un nivel alto de agua en el canal de riego o de distribución del agua, el aireamiento del agua destinada al abastecimiento de ciudades, etc.

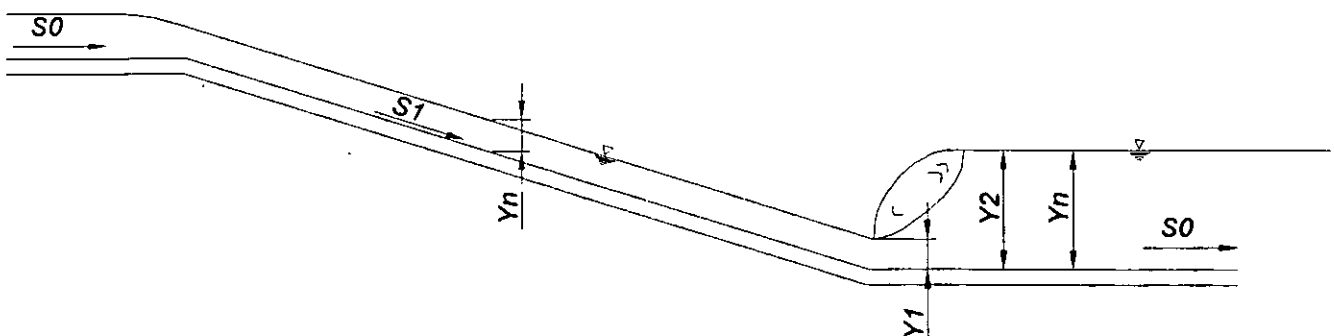


Figura F 5.2.2.2.1 Esquema de salto hidráulico

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Si el salto es bajo, es decir, si el cambio de la profundidad es pequeño, el agua no subirá de manera abrupta, si no que pasará del nivel bajo al nivel alto a través de una serie de ondulaciones que van disminuyendo gradualmente de tamaño. A tal salto bajo, se le conoce como salto ondulatorio. Cuando el salto es alto, o sea, cuando el cambio de profundidad es grande, se le conoce como salto directo, este tipo de salto involucra una pérdida de energía relativamente grande mediante disipación en el cuerpo turbulento de agua dentro del salto y, en consecuencia, el contenido de energía en el flujo después del salto es apreciablemente menor que el de antes del mismo.

Debido a la gran variación de la velocidad media que se presenta entre los dos extremos del salto y al hecho de que no se requiere conocer el cambio de energía interna, resulta ser muy adecuada la aplicación del principio de cantidad de movimiento en el análisis del fenómeno. La concordancia general entre los resultados teóricos y los experimentales confirman la seguridad de un análisis general del fenómeno con base en este tipo de principio. Como resultado de aplicar dicho principio entre las dos secciones del salto resulta la siguiente expresión

$$\frac{Q^2}{g \cdot A_1} + Z_{G1} \cdot A_1 = \frac{Q^2}{g \cdot A_2} + Z_{G2} \cdot A_2 \quad (5.2.2.1)$$

En esta ecuación ambos términos son análogos y, por lo tanto, tienen las mismas dimensiones que corresponden a una fuerza por unidad de peso. Estos términos se pueden expresar mediante la función llamada "momentum" o fuerza específica, como sigue:

$$M = \frac{Q^2}{g \cdot A} + Z_G \cdot A \quad (5.2.2.2)$$

donde

M	función momentum, en m^3
Q	gasto, en m^3/s
A	área hidráulica, en m^2
Z_G	profundidad al centro de gravedad del área, en m
g	aceleración de la gravedad, en m/s^2

Teniendo en cuenta lo anterior, la ecuación 5.2.2.1 puede expresarse como $M_1 = M_2$. Esto significa que las fuerzas específicas en las dos secciones del salto son iguales.

Es importante señalar que la profundidad antes del salto es siempre menor que la profundidad después del salto. La profundidad antes del salto se conoce como conjugado menor y_1 , y después de él mismo, se conoce como conjugado mayor y_2 .

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Si en un canal de sección trapecial se presente el fenómeno de salto hidráulico y se conocen las características del régimen supercrítico, entonces, a partir del conjugado menor es posible determinar la magnitud del conjugado mayor al resolver la siguiente ecuación de cuarto grado con una sola raíz positiva real

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \left(\frac{5}{2}t_1 + 1\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \left(\frac{3}{2}t_1^2 + \frac{5}{2}t_1 + 1\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 - \left(-\frac{3}{2}t_1^2 - t_1 + \frac{3F_{M1}^2}{t_1 + 1}\right)\left(\frac{y_2}{y_1}\right) - 3F_{M1}^2 = 0 \quad (5.2.2.2.3)$$

donde

- y_1 conjugado menor, en m
- y_2 conjugado mayor, en m
- k talud del canal
- b ancho de plantilla, en m

$$F_{M1} = \frac{Q}{\sqrt{g \cdot k \cdot y_1^{5/2}}}$$

$$t_1 = \frac{b}{k \cdot y_1}$$

La longitud del salto es difícil de medir debido a la incertidumbre que implica la determinación exacta de sus secciones inicial y final. Para determinar tal longitud se usan diversas fórmulas empíricas. Las relaciones entre variables del salto hidráulico en un canal trapecial horizontal se obtienen fácilmente por medio de las ecuaciones de continuidad, energía y cantidad de movimiento.

5.2.2.3 Material y equipo

- Modelo de vertedor de canal lateral
- Compuerta
- Linnímetro
- Flexómetro

5.2.2.4 Procedimiento de laboratorio

- Estabilizar un gasto en el modelo y medir la carga h_v sobre el vertedor de aforo triangular
- Medir y registrar las características geométricas del canal (pendiente, plantilla y taludes)

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- Con el auxilio de la compuerta generar un salto hidráulico, y, tomar las lecturas del conjugado menor, mayor y la longitud del salto

5.2.2.5 Memoria de cálculo

- Determinar el gasto aforado en el modelo, con ayuda del vertedor de aforo de sección triangular, el cual tiene un ángulo en el vértice $\theta = 90^\circ$
- Calcular el valor del tirante crítico
- Evaluar la velocidad para cada conjugado
- Determinar el número de Froude en cada sección
- Encontrar el valor correspondiente de la energía específica en ambos conjugados
- Calcular el valor de la fuerza específica con auxilio de la ecuación 5.2.2.2
- Tomando como base y_1 (conjugado menor), determinar y_2 (conjugado mayor), con ayuda de la ecuación 5.2.2.3

- Resolver los siguientes parámetros más importantes del salto hidráulico:

a) Longitud del salto (L_s) por dos criterios diferentes

b) Eficiencia del salto $n = \frac{E_1 - E_2}{E_1}$

c) Potencia del salto $Pot = \frac{\gamma \cdot Q \cdot \Delta E}{n \cdot 76}$

5.2.2.6 Conclusiones

El alumno deberá emitir sus comentarios de la realización de la práctica.

5.2.2.7 Bibliografía

El alumno deberá incluir toda aquella fuente de información a la que haya recurrido.

5.2.3.1 Objetivo

Observar y determinar la ubicación del “Punto Crítico” en el canal de descarga, a partir del cual inicia la aireación, y la relación de ésta con el fenómeno de la cavitación.

5.2.3.2 Introducción

Las altas velocidades que se generan en gran parte de las estructuras hidráulicas de las presas, originan en unos casos, una fuerte interacción entre el agua fluyente y el aire que las rodea, de manera que éste se introduce en el agua en forma de burbujas, mientras que en otras situaciones una insuficiente dotación de aire puede dar lugar a depresiones y a problemas de cavitación. Todas estas circunstancias, englobadas bajo la denominación de “aireación”, deben ser consideradas para el correcto diseño y funcionamiento de dichas estructuras.

Algunos elementos de los órganos de desagüe de las presas en los que se produce el fenómeno de aireación son: canales de descarga (rápidas), aliviaderos en pozo o escalonados, vertedores en caída libre, cuencos de resalto, trampolines, desagües profundos, compuertas y válvulas. En cualquier caso, el proceso de aireación adquiere gran importancia cuando se vierten caudales elevados y cuyo funcionamiento es frecuente.

El proceso de aireación continua que se produce en las rápidas tiene su origen en la gran turbulencia que existe en los flujos a altas velocidades. Como consecuencia de la misma, en la superficie del agua se produce una gran agitación capaz de vencer la acción gravitatoria y la tensión superficial y proyectar así hacia el exterior diferentes tamaños de partículas de agua. Las gotas más pequeñas son mantenidas en suspensión por la turbulencia del aire próximo al flujo, las más grandes a la corriente perforando su superficie, de manera que al cerrarse de nuevo atrapan burbujas de aire, parte de las cuales son arrastradas por el flujo, mientras que otras, por efectos de flotación y difusión, lo abandonan. En general, los tamaños de las burbujas oscilan entre 10mm y 1mm, o incluso menores si la turbulencia del flujo es muy elevada, lo que implica altas velocidades en la corriente. De este modo aparecen las diferentes zonas en el flujo, tanto para la sección transversal como la longitudinal del canal de descarga.

A) Estructura transversal.

Transversalmente la estructura del flujo agua – aire puede dividirse en la siguientes zonas (ver figura F5.2.3.2.1):

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

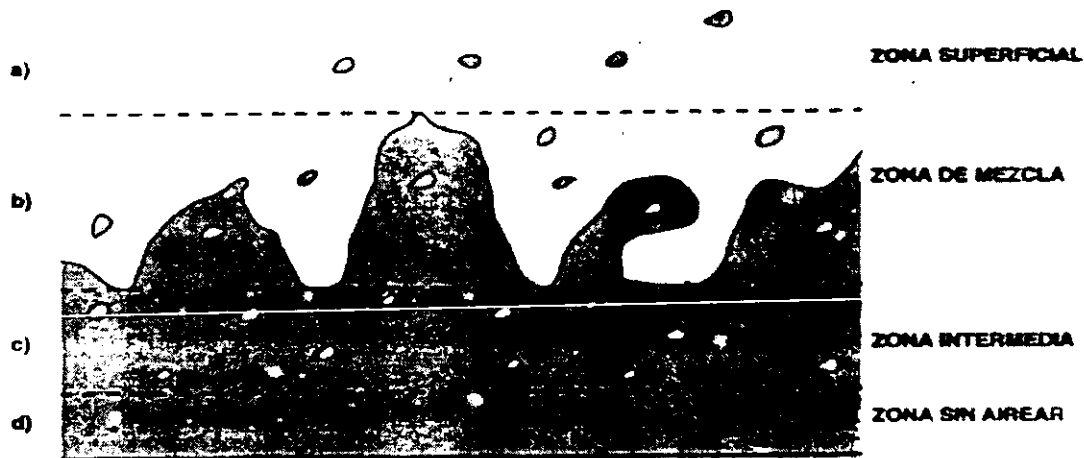


Figura F5.2.3.2.1 Estructura transversal de los flujos aireados

- a) **Zona superficial.** Constituye la parte externa del flujo y está formada por aire con gotas de agua.
- b) **Zona de mezcla.** Es la región donde se produce la máxima interacción agua – aire. El aire es atrapado por el agua en forma de burbujas y a su vez esta es lanzada al aire.
- c) **Zona intermedia.** Se inicia donde la agitación superficial no alcanza.
- d) **Zona sin airear.** Se presenta cuando la aireación no ha llegado a desarrollarse por completo.

B) Estructura longitudinal.

Longitudinalmente los flujos aireados pueden estructurarse en las siguientes zonas (ver figura F5.2.3.2.2):

- a) **Zona sin aireación.** En esta región, la turbulencia no es la necesaria para provocar el arrastre de aire, comenzando éste cuando la capa límite alcanza la superficie del fluido (“Punto Crítico”).
- b) **Zona de aireación gradual.** El aire va penetrando en el agua sin que exista equilibrio entre el que entra y el que abandona la corriente. Se distinguen dos regiones según que el aire no haya llegado o si a la plantilla del canal: “aireación parcial” y “aireación total”.
- c) **Zona de aireación uniforme.** La concentración de aire permanece constante mientras no se produzcan variaciones en la geometría de la rápida. Existe equilibrio entre el aire que entra y el que sale del flujo.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

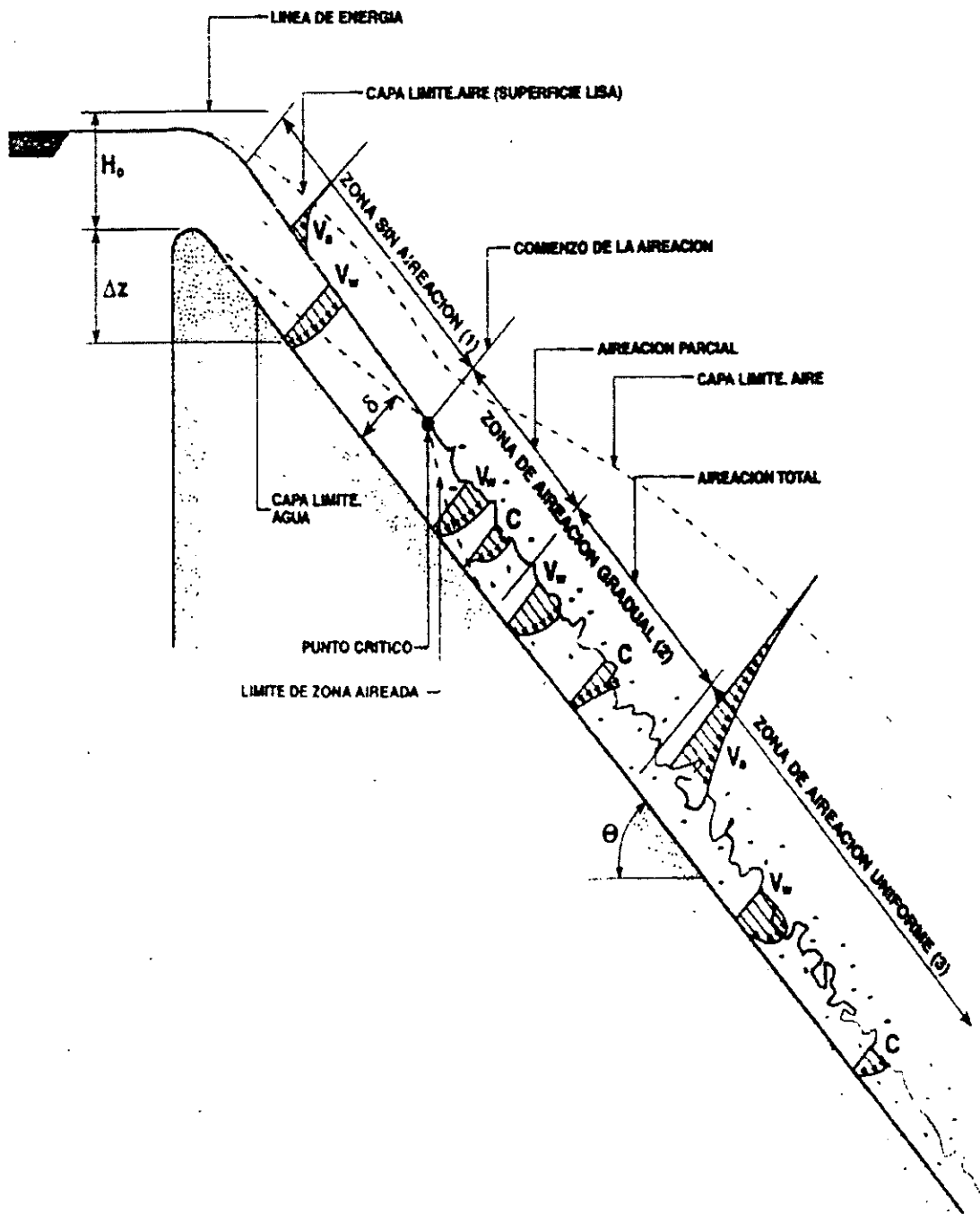


Figura F5.2.3.2.2 Estructura longitudinal de los flujos aireados.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

De lo expuesto anteriormente, es importante señalar que el proceso de aireación no se inicia hasta que la capa límite alcanza la superficie del agua, situación a partir de la cual dicha agua pierde su apariencia cristalina para volverse blanco. Esto, de forma simplificada, se considera tiene lugar en un punto denominado “Crítico” (figura F5.2.3.2.2).

La posición del Punto Crítico y las características del flujo son principalmente función de la pendiente del canal, de su rugosidad y del caudal circulante, de manera que incrementos en el caudal suponen desplazamientos del Punto Crítico hacia aguas abajo; y por el contrario aumentos en la rugosidad, difíciles de conseguir en la práctica, lo mueven hacia aguas arriba. La influencia de la pendiente es menor que la de la rugosidad o el caudal. En el caso de canales de descarga estrechos, las capas límites laterales que se forman en los costados hacen que la aireación se produzca antes.

La localización del Punto Crítico requiere conocer los perfiles de la capa límite y de la lámina de agua. El perfil de la capa límite definido por la variación de su espesor nominal (δ) se puede determinar por medio de la siguiente relación:

$$\frac{\delta}{x} = 0.0212 \left(\frac{x}{H_s} \right)^{0.11} \cdot \left(\frac{x}{K_s} \right)^{-0.10} \quad (5.2.3.2.1)$$

donde

- δ espesor nominal de la capa límite.
- x distancia al umbral del vertedero.
- H_s diferencia del nivel de agua en la sección inicial del canal colector y el punto crítico.
- K_s rugosidad de Nikuradse.

5.2.3.3 Material y equipo

- Modelo de vertedor de canal lateral
- Limnómetro
- Flexómetro

5.2.3.4 Procedimiento de laboratorio

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

- Medir y registrar las características geométricas de la estructura de control (escalón).
- Estabilizar un gasto en el modelo y medir la carga h_v sobre el vertedor de aforo triangular.
- Registrar las características hidráulicas en el umbral del canal de descarga.

5.2.3.5 Memoria de cálculo

- Determinar el gasto aforado en el modelo, con ayuda del vertedor de aforo de sección triangular, el cual tiene un ángulo en el vértice $\theta = 90^\circ$
- Calcular el perfil hidráulico en la rápida, partiendo de la sección de control hacia aguas abajo hasta una distancia en donde a simple vista se inicia la turbulencia (Punto Crítico).
- Evaluar el perfil de la capa límite con ayuda de la ecuación 5.2.3.2.1.
- Comparar la posición del “Punto Crítico” medida y calculada.

5.2.3.6 Conclusiones

El alumno deberá emitir sus comentarios de la realización de la práctica y sus resultados.

5.2.3.7 Bibliografía

El alumno deberá incluir toda aquella fuente de información a la que haya recurrido.

6. CONCLUSIONES

Con el desarrollo de la presente tesis se puede concluir que la obra de excedencias es una de las componentes más importantes de las presas, ya que, éstas tienen la necesidad de evacuar el agua sobrante de las avenidas, pues por grande que sea un embalse no hay seguridad de que no se presente una crecida excepcional que rebase su capacidad de retención. La evacuación de estos caudales excedentes presenta una característica: como los sobrantes no se encuentran repartidos en un largo periodo, sino concentrados en avenidas de duración relativamente corta (pocos días u horas) con caudales muy grandes, la evacuación de éstos plantea problemas de gran envergadura, no sólo por la de los caudales, sino porque la elevación de nivel producida por la presa en el cauce crea una energía adicional que ha de amortiguarse de alguna forma, y con ello evitar daños aguas abajo de la estructura. Con el mismo propósito, en este trabajo eligió el vertedor de canal lateral por ser una obra que opera en forma eficiente al desalojar grandes avenidas y, además, su estudio es reciente.

De los métodos empleados para el estudio del vertedor de canal lateral, éstos presentan ventajas y desventajas. El método del USBR proporciona el diseño completo del cimacio vertedor, el canal colector y el umbral del canal de descarga, pero escasa información para diseñar el resto de las estructuras vertedor. Los criterios de Viparelli y de la SARH únicamente proporcionan el diseño del canal colector y del umbral del canal de descarga, y consideran como dato el diseño del cimacio vertedor. El método del Instituto de Ingeniería (II) presenta las consideraciones generales completas, para el diseño de cada una de las estructuras que componen el vertedor de canal lateral. En éste trabajo se eligió al del Instituto de Ingeniería (II), por ser un criterio de estudio moderno, al tomar en cuenta la forma del hidrograma de la avenida de diseño y uno de los que mejor resultados han proporcionado en los últimos años.

La construcción del modelo redituará en ser de gran utilidad para los alumnos que cursan el laboratorio de obras hidráulicas, ya que, hoy en día el laboratorio de hidráulica carece de un modelo físico completo que sirva de apoyo al impartir dicho laboratorio, además, de implementar en él tres nuevas prácticas: perfiles hidráulicos con caudal creciente, salto hidráulico en canal trapecial y aireación natural en rápidas. Por lo tanto, con su construcción se lograría tener un soporte experimental que complemente a los fundamentos teóricos, además de tener un contacto con modelos físicos que permitan la visualización y muestren los parámetros más importantes de los fenómenos y estructuras hidráulicas estudiadas.

Es importante señalar que el funcionamiento del modelo es integral y está en armonía con cada una de sus componentes, ya que se tomaron en cuenta y respetaron cada uno de los parámetros señalados por el método elegido.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Es un modelo flexible al poder trabajar para distintas condiciones de operación permitiendo analizar su funcionamiento en cada una de ellas.

La memoria de cálculo presentada y el modelaje realizado permiten construir éste en cualquier laboratorio que cuente o esté dispuesto a invertir en la infraestructura mínima señalada, es decir, el modelo se puede comercializar.

Para el modelaje se utilizó el análisis adimensional expresado en las leyes de similitud y en particular, la ley de Froude, que es la que simplifica el modelado de este tipo de estructuras que operan con flujo a superficie libre, al regir las fuerzas gravitatorias.

La ubicación del modelo dentro del laboratorio de hidráulica de nuestra escuela está restringida a las necesidades de espacio. Esta restricción y la del gasto fueron las que determinaron las dimensiones de cada una de las estructuras que componen el modelo de vertedor de canal lateral. Con la escala de líneas elegida el gasto de diseño resultó ser de 15.32 l.p.s.; con una escala menor se obtiene un modelo de mayores proporciones, pero el gasto crece exponencialmente, originando el encarecimiento del modelo.

En este trabajo se proporciona el diseño del prototipo, el modelado del mismo y los planos que permitirán continuar este trabajo en la construcción del modelo.

La evaluación de los materiales y los costos de construcción del modelo, pueden ser un tema inclusive de otra tesis. Hecha esta evaluación, la construcción del modelo deberá ser solicitada ante la instancia competente.

La construcción puede llevarse acabo por parte del personal que labora en el laboratorio o por la residencia de obras de la escuela. También, puede ser por etapas con ayuda de los alumnos.

En cada práctica propuesta se proporciona su objetivo, introducción, material y equipo a utilizar, procedimiento de laboratorio, memoria de cálculo, conclusiones y bibliografía con el propósito de uniformizar con el resto de las prácticas ya desarrolladas y con las que se cuenta en el laboratorio de hidráulica, en particular que estén listas para una posterior publicación o elaboración de manual.

Las asignaturas que se verán beneficiadas son: captaciones y conducciones, hidráulica de canales, presas de almacenamiento y derivación y sistemas hidráulicos.

Finalmente, con el desarrollo de esta propuesta se espera motivar la utilización del modelaje en la solución de problemas dada la escasa dificultad de su aplicación y la gran utilidad que representa en la práctica.

BIBLIOGRAFÍA

- USBR (1965), Design of small dams, 3th ed., Washinton, USA.
- Sánchez, J L y Gracia, J (1997), Introducción al diseño de obras de excedencias, series del Instituto de Ingeniería CI-2, UNAM, México DF.
- Sotelo, G (1993), Hidráulica general, Vol. I Fundamentos, Limusa, México.
- Sotelo, G (1994), Apuntes de hidráulica II, capítulo VIII, diseño hidráulico de obras, UNAM, Facultad de Ingeniería, México.
- Aparicio, F J (1999), Fundamentos de hidrología de superficie, Limusa, México.
- Kennedy, J B y Neville, A M (1982), Estadística para ciencias e ingeniería, Harla, México.
- Giles, R V (1970), Mecánica de los fluidos e hidráulica, Mc Graw Hill, México.
- Velasco, O (1975), Presas de derivación, SARH, México.
- Torres, F H (1987), Obras hidráulicas, Limusa, México.
- French, R H (1988), Hidráulica de canales abiertos, Mc Graw Hill, México.
- Chanson, H (1999), The Hydraulics of open channel flow, Arnold, Great Britain.
- Yen, B C (1991), Hydraulic resistance in open channels. In channel flow resistance, Water Resources Littleton (USA).
- Galbrecht, G (1987), Hidraulics and hidrology research, a Historical Review, Balkema, Rotterdam, The Netherlands.
- Vallarino, E (1998), Tratado básico de presas, Colegio de ingenieros de caminos, canales y puertos, Madrid España.
- Comité nacional español de grandes presas (1997), Guías técnicas de seguridad de presas (Guía No. 5, Aliviaderos y Desagües), Madrid España.
- Sánchez, F(2000), Estudio experimental de un nuevo criterio para el diseño de vertedores de canal lateral, Tesis de licenciatura, UNAM, México.

Propuesta de un modelo de vertedor de descarga libre con canal lateral, su rápida y cubeta deflectora para el laboratorio de hidráulica

Sentürk, F (1994), *Hidraulics of dams and reservoirs*, Water Resources Publications, USA.

Sotelo, G y Rodríguez, E (1970), Salto hidráulico en canales de sección geométrica sencilla, *Revista de Ingeniería* No. 1 Vol. XI, México.

Shukry, A (1950), "Flow around bends in an open flume" *Transactions*, Vol 115, American Society of Civil Engineers, pp 751-779.

Viparelli, C (1952), Sue proporzionamento dei canali collector a servizio di scarichi di superficie, *Energia Elettrica*, Italia.