

49

17254

49



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA

54

Manual de diseño de estructuras de aforo

IMTA 
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA

COORDINACION DE INVESTIGACION

SERIE DIDACTICA 2

(Instituto)

Dic 6, 1988



SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA

Manual de diseño de estructuras de aforo

IMTA
INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA



Coordinación de Investigación
Leslie Skertchly Molina
Septiembre, 1988

© LESLIE SKERTCHLY MOLINA, 1988.

© INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA, 1988.

ISBN 968-800-284-4

IMPRESO EN MEXICO / PRINTED IN MEXICO

El presente trabajo es parte del programa de publicaciones del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua. El autor agradece las facilidades prestadas por la institución en la realización del trabajo, así como la invaluable ayuda proporcionada por el Dr. Enzo Levi Lattes, quien revisó el manuscrito original y ofreció comentarios y sugerencias durante su elaboración.

RESUMEN

1. GENERALIDADES	1
1.1. <i>La medición</i>	2
1.2. <i>Necesidad de medir</i>	3
1.3. <i>Sitios de medición</i>	4
1.4. <i>Otras consideraciones</i>	5
2. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE MEDICION	7
2.1. <i>Vertedores</i>	7
2.2. <i>Orificios y compuertas</i>	9
2.3. <i>Aforadores a gasto crítico</i>	9
3. VERTEDORES DE PARED DELGADA	11
3.1. <i>Aspectos generales</i>	11
3.2. <i>Descripción del flujo sobre un vertedor de pared delgada</i>	14
3.3. <i>Vertedores de pared delgada sin contracción lateral</i>	15
3.4. <i>Vertedores de pared delgada con contracción lateral</i>	19
3.5. <i>Secciones triangulares o en V</i>	21
3.6. <i>Vertedor Cipolletti</i>	25
3.7. <i>Vertedores proporcionales</i>	26
4. VERTEDORES DE CRESTA ANCHA	29
4.1. <i>Aspectos generales</i>	29
4.2. <i>Vertedores de perfil triangular (Crump)</i>	31
4.2.1. <i>Descripción</i>	31
4.2.2. <i>Ecuaciones de descarga</i>	35
Gasto modular	35
Flujo ahogado	35
4.2.3. <i>Cálculo de gastos</i>	36
4.2.4. <i>Detalles de diseño</i>	37
4.3. <i>Vertedores de perfil rectangular</i>	38
4.3.1. <i>Descripción</i>	38
4.3.2. <i>Ecuaciones carga-gasto</i>	39

4.3.3. Coeficientes de descarga	42
Perfiles rectangulares rectos	42
Perfiles rectangulares redondeados	43
4.3.4. Límite modular para vertedores de perfil rectangular	49
4.3.5. Especificaciones de diseño	50
4.4. <i>Vertedores de perfil trapecial</i>	51
4.4.1. Descripción	51
4.4.2. Ecuaciones de gasto	52
4.4.3. Límite modular	56
5. ORIFICIOS Y COMPUERTAS	59
5.1. <i>Aspectos generales</i>	59
5.2. <i>Orificios</i>	60
5.2.1. Análisis de condiciones de flujo	60
5.2.2. Orificios con contracción incompleta	64
5.3. <i>Compuertas</i>	65
5.3.1. Descripción de flujo	65
6. AFORADORES A REGIMEN CRITICO	71
6.1. <i>Aspectos generales</i>	71
6.2. <i>Aforadores de garganta larga</i>	72
6.2.1. Ecuación general de gasto	72
6.2.2. Cálculo de pérdida de carga	75
6.2.3. Ecuaciones de gasto para aforadores de garganta larga	76
6.2.4. Sección transversal rectangular	77
6.2.5. Sección trapecial	77
6.2.6. Sección triangular	78
6.2.7. Especificaciones de diseño	79
6.2.8. Límite modular	81
6.3. <i>Aforadores de garganta corta</i>	82
6.3.1. Aforador Parshall	83
6.4. <i>Aforadores de garganta suprimida</i>	87
6.4.1. Aforadores H	91
6.4.2. Límite modular	95

7. RECOMENDACIONES SOBRE EL USO DE ESTRUCTURAS DE AFORO	97
7.1. <i>Obtención de la información básica</i>	97
7.2. <i>Elección de diversas alternativas de medición</i>	99
7.3. <i>Análisis de alternativas y elección definitiva de las estructuras</i>	100
7.4. <i>Diseño y construcción de la estructura</i>	102
7.5. <i>Operación y mantenimiento</i>	103
BIBLIOGRAFIA	105

INDICE DE LAMINAS

Lámina 3.1 Perfiles de crestas de vertedores de pared delgada y detalle de montaje	12
Lámina 3.2 Patrón de flujo sobre un vertedor de pared delgada	16
Lámina 3.3 Vertedor de pared delgada sin contracción.	18
Lámina 3.4 Vertedor de sección rectangular de contracción completa	21
Lámina 3.5 Vertedor de pared delgada de sección triangular o en V	24
Lámina 3.6 Vertedor Cipolletti	26
Lámina 3.7 Vertedor proporcional Sutro	28
Lámina 4.1 Tipos de perfil de vertedores de cresta ancha	30
Lámina 4.2 Vertedor de cresta ancha de perfil triangular (Crump)	33
Lámina 4.3 Vertedor de perfil rectangular	41
Lámina 4.4 Coeficientes de velocidad de llegada	42
Lámina 4.5 Factores de corrección F_c para coeficientes de descarga	45
Lámina 4.6 Valores de δ_s/L en función de Re y L/k_s	47
Lámina 4.7 Vertedor de cresta ancha de perfil trapecial (Replogle et al. 1982)	54
Lámina 4.8 Coeficiente de descarga C_d en función de H_1/L	55
Lámina 4.9 Coeficiente de velocidad de llegada como función de $C_d A_s/A$	58
Lámina 5.1 Orificio típico usado en medición	59

Lámina 5.2 Coeficientes de velocidad de contracción y de descarga	63
Lámina 5.3 Orificio con contracción parcialmente suprimida	65
Lámina 5.4 Tipos de compuertas	66
Lamina 5.5 Coeficiente de descarga para una compuerta plana	68
Lámina 5.6 Coeficientes de descarga para compuertas planas inclinadas con descarga libre	69
Lámina 5.7 Coeficientes de descarga para compuertas radiales	70
Lámina 6.1 Geometría efectiva de tres secciones transversales de canal	80
Lámina 6.2 Aforador Parshall	86
Lámina 6.3 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 2.5 cm.	88
Lámina 6.4 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 5.0 cm.	88
Lámina 6.5 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 7.6 cm.	89
Lámina 6.6 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 15.2 cm.	89
Lámina 6.7 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 22.9 cm.	90
Lámina 6.8 Corrección del gasto para descarga sumergida de aforadores Parshall de 30.5 a 243.8 cm.	90
Lámina 6.9 Corrección del gasto para descarga sumergida de aforadores Parshall de 304.8 a 1 524.0 cm.	91
Lámina 6.10 Geometría del aforador HS	92
Lámina 6.11 Geometría del aforador H	93
Lámina 6.12 Geometría del aforador HL	93

INDICE DE CUADROS

Cuadro 3.1 Valores de C_e para la fórmula 3.17	24
Cuadro 3.2 Rango de gastos (l/s) para varias aberturas angulares en vertedores triangulares	25
Cuadro 4.1 Vertedores de perfil triangular; características de funcionamiento	38
Cuadro 4.2 Valores de k_s para diversos materiales	48
Cuadro 4.3 Viscosidad cinemática (ν) del agua	49
Cuadro 4.4 Límites modulares	50
Cuadro 4.5 Valores de Y_c/H_1 en función de Z_c y H_1/b_c	57
Cuadro 5.1 Coeficientes de velocidad C_v , de contracción C_c y de descarga C_d	63
Cuadro 6.1 Efecto del grado de expansión en el límite modular	82
Cuadro 6.2 Diseños estándar de aforadores Parshall; características hidráulicas	84
Cuadro 6.3 Diseños estándar de aforadores Parshall; dimensiones de la lámina 6.2	85
Cuadro 6.4 Coeficientes para gastos altos. Aforadores HS, H, HL	94
Cuadro 6.5 Coeficientes para gastos bajos. Aforadores HS, H, HL	94
Cuadro 7.1 Características generales de las estructuras aforadoras	101

RESUMEN

Este manual tiene como objetivo principal presentar las características de estructuras para aforo de caudales que cumplen con los requisitos de bajo costo y aplicación sencilla. Se pretende, asimismo, proveer al proyectista de una guía y auxiliar de diseño para la elección y construcción de dispositivos medidores para diversos tipos de aplicación en flujo a superficie libre.

Se muestran los tipos de dispositivos de aforo más comunmente usados, clasificándolos como vertedores, orificios y compuertas y aforadores de sección crítica. En los capítulos 3 al 6 se presentan las características de cada tipo de medidor de gasto, sus ventajas y desventajas de funcionamiento hidráulico, construcción y mantenimiento. De igual forma se proveen curvas adimensionales y tablas auxiliares para el diseño de cada tipo de estructura. El capítulo 7 presenta recomendaciones sobre la aplicación y operación de las estructuras estudiadas. Finalmente se enlista la bibliografía citada a lo largo del manual.

1: GENERALIDADES

Actualmente, entre el 80 y 90% del agua que se extrae de corrientes superficiales y mantos acuíferos se aplica en la agricultura. Debido a las crecientes necesidades en éste y otros usos, el aprovechamiento del agua en los sistemas de irrigación debe hacerse en forma eficiente, evitando desperdicios y buscando la productividad máxima del agua aplicada.

En países como México, las causas de la baja eficiencia en el uso del agua de riego son diversas. Esto pone de relieve la importancia de estudiar los sistemas de irrigación existentes para aplicar nuevos métodos y técnicas, tanto como para mejorar el funcionamiento de los practicados en la actualidad.

En cualquier sistema la evaluación general de la problemática del uso y administración del agua de riego sólo puede lograrse mediante la medición de caudales. Esta acción es necesariamente la primera en la estrategia encaminada a alcanzar un mejoramiento en el aprovechamiento del recurso.

Las prácticas de aforo en sistemas de riego se han limitado a utilizar los métodos tradicionales de sección-velocidad y a aplicar principios fundamentales de hidráulica, como los basados en la medición de la carga sobre una estructura y el empleo de coeficientes de corrección reportados en libros y manuales. Esto obedece a la escasez de información sobre el estado del arte de la medición de caudales que se encuentra dispersa en libros, manuales y revistas especializadas, de distribución restringida y generalmente editados en otros idiomas.

Tampoco se ha dado suficiente difusión a la importancia que reviste la medición en el mejoramiento de las diversas técnicas de riego tradicionales o en la aplicación de métodos avanzados. Aún persiste la idea de que la instrumentación es un medio económicamente infructuoso cuyos resultados prácticos son difícilmente notorios.

1.1. La medición

Se han ideado diversos métodos de medición del flujo acordes con las características y necesidades de cada caso particular. Los hay desde los más complicados y costosos, generalmente empleados en laboratorios, hasta los más sencillos, prácticos y económicos, usados para estimaciones aproximadas. El método más adecuado depende de la magnitud del flujo y de la precisión deseada. Una primera clasificación de las técnicas de medición más usuales en canales es la siguiente:

- a) Estructuras de aforo
- b) Métodos de área-velocidad
- c) Técnicas de dilución
- d) Métodos de pendiente-radio hidráulico-área

Todos estos procedimientos tienen la característica común de que permiten establecer una relación entre el gasto y el o los niveles de la superficie del agua en determinadas secciones, aunque esto se hace en formas diferentes para cada uno y los resultados observados tienen diversos grados de exactitud.

La primera técnica se caracteriza por el uso de una estructura tipo; si se siguen las normas de instalación apropiadas no es necesario realizar calibraciones en el campo para obtener un registro continuo de mediciones de gasto. Para el método (d) se utilizan mediciones de pendiente de la superficie del agua, área media de la sección transversal del canal y perímetro mojado, para calcular el gasto, usando una fórmula de velocidad como la de Manning.

Si se toman en cuenta las características de cada técnica de medición, así como su aplicación en gran escala, se considera el método a) (de las estructuras de aforo), como la forma más viable para la obtención de un registro continuo de mediciones, para el control de sistemas de riego por gravedad.

1.2. Necesidad de medir

La medición de caudales es necesaria cuando se contemplan los aspectos de:

- Distribución eficiente del agua

El incremento en la demanda del agua y el creciente aumento en costos de construcción de los sistemas de aprovechamientos hidráulicos, realzan la necesidad de usar el agua eficientemente, esto es sin desperdicio y con un máximo beneficio económico. Esto no puede lograrse sin la medición del agua empleada. La medición permite mantener las estrategias del uso del agua de acuerdo a los programas de riego, determinar las cantidades de agua entregada, detectar anomalías, encontrar el origen de las pérdidas en el sistema y estimar su cuantía.

- Uso eficiente del agua en las parcelas

El conocimiento de las propiedades del suelo y del balance hídrico del sistema suelo-planta, permite que los sistemas de irrigación sean diseñados de tal forma que el agua pueda ser aplicada en la cantidad correcta y en el momento oportuno de acuerdo con el estado de humedad del suelo, obteniendo así máxima eficiencia del uso del agua y mínimo daño al suelo. Este conocimiento puede usarse efectivamente si se mide el agua aplicada con suficiente precisión.

- Factores socioeconómicos

La medición del agua es un medio para establecer un patrón de distribución que permita enfrentar requerimientos reales o

emitir bases legales o normas de operación y para la elaboración de un sistema tarifario. Si las tarifas de riego se basan en gastos, entonces será necesario instalar medidores de gasto y mantener registros adecuados. Si las tarifas se basan en volúmenes será necesario un dispositivo de medición volumétrica o totalizador o bien un dispositivo medidor de gasto asociado con un medidor de tiempo.

1.3. *Sitios de medición*

En un sistema de riego es necesario realizar mediciones en los puntos de entrega, en las derivaciones a laterales y en otros puntos de bifurcación. El punto de medición más importante es sin duda la toma-granja, que es el enlace entre la operación del sistema y los usuarios.

El grado de necesidad de un dispositivo de medición en las tomas parcelarias varía de acuerdo con el método de entrega usado. La entrega sobre demanda implica generalmente la medición del agua con el propósito de proporcionar una distribución equitativa y con propósitos tarifarios. Cuando el agua se distribuye por rotación entre los agricultores que se abastecen de un lateral (o canal de orden inferior) y cuando la cantidad de agua entregada a cada agricultor puede ser diferente, se requiere un aparato medidor en la toma lateral. Si, por otra parte, los usuarios sobre el lateral reciben el agua de acuerdo con el área y tipo de cultivo regados, la medición no es indispensable, pero puede ser conveniente para otros propósitos tales como el mejoramiento de la eficiencia de riego. En forma similar, en todos los sistemas a gasto constante la medición no es necesaria pero puede constituir una ventaja.

Cuando varios usuarios comparten el agua de una toma y el flujo en el canal fluctúa considerablemente, cada toma debe equiparse con un dispositivo de medición, aún cuando se haga distribución equitativa entre las tomas.

1.4. Otras consideraciones

La medición del agua es difícil en muchas áreas de irrigación: la carga hidráulica disponible en un sistema de irrigación puede ser demasiado pequeña y no permitir una medición precisa; los requerimientos variables de las parcelas, así como las variaciones en el abastecimiento, causan fluctuaciones en los niveles del agua en canales o cambios de velocidad o ambos; la presencia de materia vegetal y sedimentos, la dificultad de observar estrictas normas de construcción y otros muchos factores pueden reducir la precisión de la medición.

Considerando que puede haber un número grande de tomas en un esquema de irrigación, la introducción de un sistema basado en la medición del agua en las tomas requeriría una organización operativa costosa y extensa, que involucraría problemas de manejo de personal, contratación, capacitación, etcétera.

El factor costo es particularmente importante en donde las unidades parcelarias son pequeñas o en donde la recuperación de la inversión es baja. En tales casos se deben seleccionar dispositivos sencillos de menor precisión (e.g. calibración de compuertas).

La evaluación de las técnicas y aparatos de medición ha progresado en forma independiente en muchos lugares del mundo, dando como resultado una amplia gama de tipos y diseños, cada uno producido para satisfacer las necesidades locales. Sin embargo, muchos de estos diseños pueden adecuarse para operación en otras áreas; también existe la posibilidad de adaptar (o aplicar) ciertas características de una estructura a otra para mejorar el funcionamiento global. Se puede lograr un refinamiento en precisión mediante una mejor calibración y construyendo las estructuras con mayor apego a las dimensiones estandarizadas. Las estructuras pueden modificarse de tal forma que sean más baratas y más fáciles de construirse, como el aforador de garganta suprimida. Adicionalmente se pueden estandarizar y calibrar estructuras hidráulicas existentes cuyo fin primario no sea la medición, como por ejemplo usar los sifones como dispositivos de aforo.

2. TIPOS DE DISPOSITIVOS DE MEDICION

En general se puede decir que cualquier estructura hidráulica puede constituir un dispositivo de medición, cuando tal estructura cambia el régimen hidráulico del flujo y se pueden aplicar principios de continuidad. Las estructuras hidráulicas son útiles en este sentido cuando se pueden calibrar, es decir, cuando para ellas se pueden establecer relaciones carga-gasto.

Se ha procurado presentar en este manual las estructuras de medición de menor costo, de fácil construcción y más comunmente empleadas o más ampliamente estudiadas. Tomando estas características como base se puede proponer la siguiente clasificación:

- a) Vertedores
- b) Orificios y compuertas
- c) Aforadores de sección crítica

2.1. Vertedores

Dentro de esta categoría pueden agruparse todas aquellas estructuras que se colocan transversalmente al flujo produciendo una contracción de la sección de flujo, en sentido vertical. Una clasificación de vertedores obedece al espesor de cresta de la estructura; es decir, a la longitud de la estructura en la dirección del flujo. De acuerdo con esto los vertedores son de pared delgada o cresta afilada y de cresta ancha.

Los vertedores de pared delgada pueden describirse como placas verticales apoyadas a la plantilla del canal; las placas presentan su superficie normal al flujo, para producir un cambio de dirección y, eventualmente, la contracción de la sección con el consiguiente cambio de velocidad.

Este tipo de estructura es de uso común y ampliamente estudiado. Se han recomendado algunos perfiles bien definidos para la pared del vertedor. El

funcionamiento del dispositivo se basa en la formación de una lámina vertiente, por lo que cualquier deformación de ésta afecta la precisión de la medida del flujo. Por tal razón el uso de esta estructura se limita a flujos con aguas claras, sin sedimentos o basuras que puedan ser atrapadas en la estructura y afectar la sección de llegada o la forma de la lámina vertiente.

La principal limitación de este tipo de estructuras es la carga hidráulica. Si la carga hidráulica es reducida y, en consecuencia, la lámina vertiente no cae libremente, la estructura no funcionará adecuadamente y se verá afectada en cuanto a su precisión. Si sucede lo contrario, es decir, si la carga hidráulica es excesiva, será necesario proveer de protección el tramo de aguas abajo, lo cual hará su construcción costosa.

Los vertedores de cresta ancha se forman por la elevación de un corto tramo de la plantilla del canal. También se conocen como vertedores de base ancha, debido a la forma de la estructura, a la longitud del tramo de contacto entre la lámina de flujo y al perfil de la estructura.

En esta categoría de aforadores se incluyen varios tipos de vertedores que han sido estudiados para adecuarse a situaciones especiales tales como calidad del agua, pérdida de carga, etc. La mayoría de estos medidores de flujo funcionan bajo condiciones críticas, lo cual permite predecir su comportamiento hidráulico aplicando principios teóricos. Los coeficientes de descarga se calculan haciendo uso de la teoría de la capa límite. La aplicabilidad de esta metodología se ha comprobado experimentalmente.

Esta clase de estructuras tiene grandes ventajas tanto en construcción como en aplicabilidad y funcionamiento. Algunas estructuras de este tipo funcionan al 95% de ahogamiento sin que se afecte su ley de descarga, y se pueden utilizar para casi cualquier tipo de aguas y para un rango muy amplio de gastos.

2.2. Orificios y compuertas

Los orificios, al igual que las compuertas, son estructuras cuya finalidad primaria no es la medición. Los orificios sirven generalmente para toma o derivación, mientras que las compuertas se instalan como dispositivos de control en obras de derivación. Tanto los orificios como las compuertas se pueden clasificar como orificios para efectos de la relación carga-gasto que describe su funcionamiento hidráulico. Su diferencia estriba en que los primeros tienen una sección de flujo fija, mientras que las compuertas pueden modificar su área hidráulica. En ambos casos el flujo se da en condiciones libre o ahogada.

El uso de este tipo de estructuras en medición se propone para una fase preliminar de un programa hidrométrico, ya que son estructuras presentes en casi cualquier sistema de irrigación, lo que constituye una ventaja.

La precisión que puede alcanzarse usando compuertas u orificios en hidrometría depende de la calibración que se realice para conocer sus leyes de descarga. Su desventaja más importante radica en la necesidad de tomar dos medidas de nivel y, adicionalmente, la abertura en el caso de las compuertas. Por lo demás, se requiere la aplicación de diversas fórmulas o tablas de carga-gasto para las diferentes condiciones del flujo.

2.3. Aforadores a gasto crítico

Los aforadores a gasto crítico son estructuras cuyo único uso es la medición de caudales. Como su nombre lo indica, se diseñan haciendo uso de los principios hidráulicos del flujo crítico. La estructura produce las condiciones de flujo crítico mediante el estrechamiento de las paredes del canal o la elevación o hundimiento de la plantilla o ambos, en una sección transversal o en un tramo del canal o garganta del aforador. De esta forma, y de acuerdo con la teoría de flujo crítico, existe una relación única entre el nivel del agua medido aguas arriba de la garganta del aforador y el gasto que fluye.

Entre este tipo de aforadores los más conocidos son los de Parshall, de garganta suprimida. De todos estos aforadores existe abundante literatura por lo que su diseño y construcción son relativamente sencillos.

Existen, en general, algunas limitaciones de aplicabilidad a causa de la calidad del agua, ya que el depósito de partículas en suspensión puede ocasionar alteraciones en las secciones de control, lo que afecta la precisión de las mediciones. Otro factor que debe tomarse en cuenta es el esmero requerido en la construcción, lo que incide en su costo.

3. VERTEDORES DE PARED DELGADA

3.1. Aspectos Generales

Cualquier barrera u obstáculo, colocado sobre un canal en el que ocurre un flujo, sirve como medidor de gasto cuando se puede establecer una relación funcional entre la carga y el gasto. La geometría de la barrera determina el coeficiente de descarga C y el exponente u de la fórmula

$$Q = CLh^u$$

en donde Q es el gasto, L la longitud de la cresta y h la carga hidráulica o profundidad del agua sobre la cresta del vertedor.

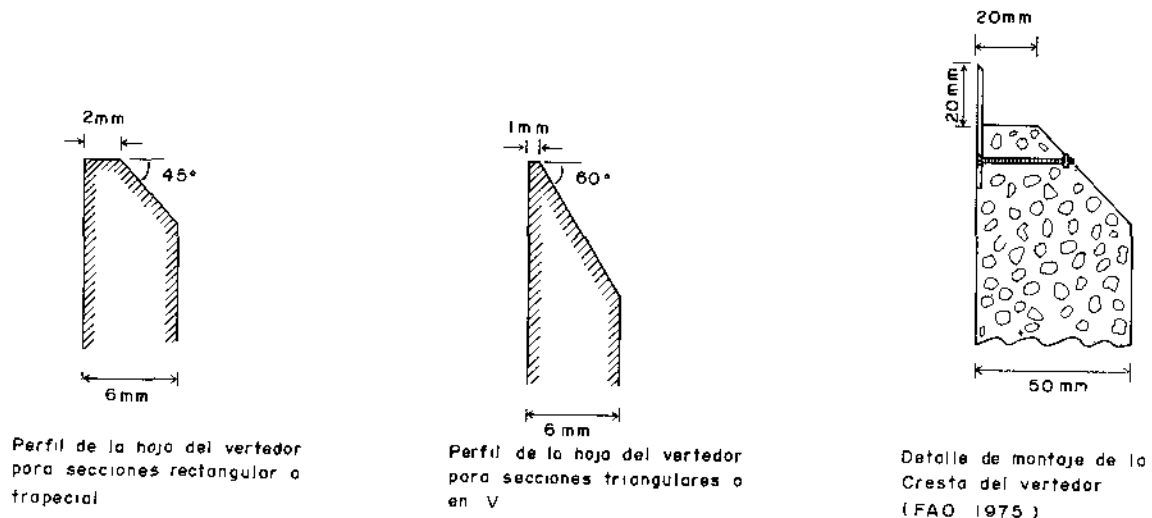
En la literatura hidráulica se han distinguido dos tipos de vertedores: de pared delgada y de cresta ancha o base ancha, es decir, se han clasificado de acuerdo al espesor de la cresta en el sentido del flujo. Este capítulo trata del primer tipo de vertedores; el capítulo 4 presenta los vertedores de cresta ancha.

El término vertedor de pared delgada se refiere al tipo de estructura de medición que también ha sido llamada vertedor de cresta afilada. Este último nombre causa confusión ya que hace creer que la cresta de la hoja del vertedor debe afilarse como como la hoja de una navaja, lo que no es cierto.

Los modelos estandarizados de vertedores de pared delgada tienen un perfil del tipo que se muestra en la lámina 3.1, que termina superiormente en una superficie horizontal angosta. Es esencial que la cara del ángulo recto se oponga al sentido del flujo. La geometría del perfil debe ser lo más exacta posible, ya que el funcionamiento del vertedor es sensible a la precisión que se le dé al perfil. Las aristas deben quedar vivas, es decir, hay que evitar redondearlas. Existen circunstancias en las que la corrosión, el transporte de sedimentos y algunos otros agentes pueden afectar el flujo, por lo que se debe observar especial cuidado en la limpieza de la estructura y en

evitar situaciones en las que ésta pueda ser dañada. Naturalmente en el caso de que se quiera una medición gruesa, se pueden aceptar estándares de construcción menos rígidos; pero en las formulas que se presentarán más adelante se considera que la precisión depende considerablemente del apego a las normas de construcción.

Lámina 3.1 Perfiles de crestas de vertedores de pared délgada y detalle de montaje.



El correcto funcionamiento de un vertedor de pared delgada depende del desarrollo libre de la lámina vertiente; por ello, cualquier obstrucción al flujo que converge hacia la lámina vertiente puede modificar la relación entre la carga y el gasto. Es por lo tanto importante evitar soportes, tornillos o cualquier otro tipo de elemento estructural que sobresalga de la pared, cerca del borde de la cresta, aguas arriba. Asimismo, la lámina vertiente debe permanecer a presión atmosférica en todo su contorno, estar perfectamente bien ventilada y evitar el ahogamiento debido a un tirante muy alto aguas abajo. Un eventual depósito de sedimentos o cualquier otro material aguas arriba del vertedor, cambia la geometría de la sección, lo que

a su vez puede influir en la contracción de la lámina vertiente y luego en el coeficiente de descarga. Los vertedores de pared delgada no son apropiados para utilizarse con fluidos sucios, excepto en situaciones en las que se pueda hacer limpieza de la estructura con regularidad.

Los vertedores de pared delgada se clasifican dentro de cuatro categorías, dependiendo de la sección transversal que presentan al flujo:

- a) Sin contracción lateral, cuando abarcan todo el ancho de un canal de paredes verticales. (En este caso se requiere asegurar la ventilación de la superficie inferior de la lámina vertiente). Presentan una sección transversal de forma rectangular.
- b) Vertedores de contracción lateral. Presentan una muesca de forma rectangular o trapezoidal, que no ocupa el ancho total del canal. De esta forma el paso se cierra en ambos lados y permite que la lámina vertiente se contraiga en sentido horizontal.
- c) Vertedores triangulares o en V. Esta sección se logra practicando un corte triangular, con la base invertida, en una placa. Su ventaja reside en la facilidad que ofrece para medir gastos pequeños con precisión y cubrir un rango amplio. Comúnmente se usa con ángulo de 90° , pero se pueden usar otros ángulos para necesidades especiales.
- d) Vertedor Cipolletti. Este tipo de vertedor tiene una sección transversal trapezoidal especial con taludes 4 : 1 (4 vertical a 1 horizontal). Como se explicará más adelante esta forma especial de la sección transversal tiene por objeto simplificar el coeficiente de descarga.

3.2. Descripción del flujo sobre un vertedor de pared delgada

Suponiendo que la lámina vertiente esté ventilada por arriba y por debajo, todos los puntos de ella quedan a presión atmosférica. Entonces la carga de velocidad más la carga de energía potencial se puede igualar a la carga H aguas arriba del vertedor, es decir, se escribirá

$$\frac{u^2}{2g} + y = H \quad (3.1)$$

El gasto por unidad de ancho que pasa por un elemento de altura Δy a una elevación y es

$$\Delta q = u \Delta y \quad (3.2)$$

Integrando entre la altura de la cresta del vertedor y el nivel de la superficie (a la elevación h) se obtiene

$$q = \int_0^h u \, dy = \int_0^h \sqrt{2g} (H-y)^{1/2} dy \quad (3.3)$$

que da:

$$q = \frac{2\sqrt{2g}}{3} \left[H^{3/2} - (H-h)^{3/2} \right]$$

En este desarrollo se hace la consideración incorrecta de que el vector velocidad u es horizontal en todos los puntos. Además, si se ignora el abatimiento real de la superficie del agua cuando el flujo se aproxima a la cresta, se puede hacer la suposición de que

$$h + \frac{V_a^2}{2g} = H \quad (3.4)$$

en donde V_a es la velocidad en el canal de llegada. Así, para el flujo

bidimensional sobre un vertedor de ancho unitario se tiene

$$q = \frac{2\sqrt{2g}}{3} \left[\left[h + \frac{V_a^2}{2g} \right]^{3/2} - \left[\frac{V_a^2}{2g} \right]^{3/2} \right] \quad (3.5)$$

para una longitud de cresta b : $Q = qb$

Esta se considera la fórmula teórica más elemental para un vertedor de pared delgada. Sin embargo, como en su obtención se han hecho algunas consideraciones de dudosa validez, conviene afectarla por un coeficiente C_d que compense las diferencias entre teoría y realidad. La lámina 3.2 ilustra el patrón de flujo, distribución de presión y distribución de velocidad en la lámina vertiente y su aproximación, mostrando claramente que las suposiciones que implica la ec. 3.5 son incorrectas. La introducción del coeficiente resulta en

$$\left. \begin{aligned} Q &= C_d \sqrt{g} h_1^{3/2} \\ Q &= C_d \sqrt{g} H_1^{3/2} \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

en donde h_1 representa simplemente la carga sobre el vertedor, cuando $V_a^2/2g$ en el canal de llegada es despreciable y H_1 la suma de $h_1 + V_a^2/2g$ cuando $V_a^2/2g$ es significativo.

3.3. Vertedores de pared delgada sin contracción lateral

Un vertedor de pared delgada sin contracción lateral es aquel cuya longitud de cresta coincide con el ancho del canal rectangular en donde está instalado. Las fórmulas para el cálculo del gasto en función de la carga

están basadas en experimentos realizados para un vertedor particular y para un rango preestablecido de gastos.

Francis (1855), reporta una ecuación que es posiblemente la más difundida; ésta tiene la forma

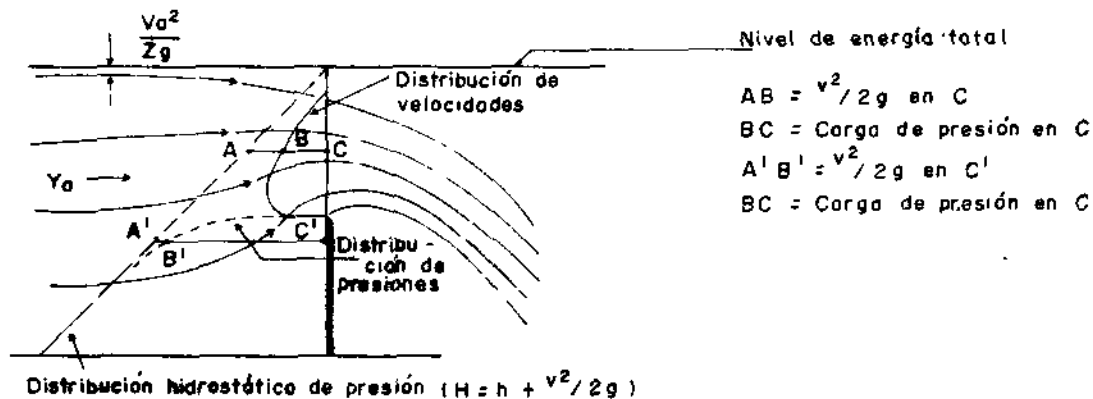
$$q = 0.587 \sqrt{g} b \left[\left[h_1 + \frac{V_a^2}{2g} \right]^{3/2} - \left[\frac{V_a^2}{2g} \right]^{3/2} \right] \quad (3.7)$$

que tiene la misma estructura que se presentó anteriormente para describir el flujo sobre un vertedor rectangular de pared delgada. Si se considera una velocidad de llegada despreciable y se sustituye \sqrt{g} por su valor, ésta se puede escribir:

$$Q = 1.839 b h^{3/2} \quad (3.8)$$

que es la forma más usada para calcular el gasto sobre vertedores rectangulares de pared delgada, que son los que tienen la estructura más sencilla.

Lámina 3.2 Patrón de flujo sobre un vertedor de pared delgada



De hecho, el coeficiente de descarga de la fórmula de Francis no es

constante. En efecto, es fácil comprobar experimentalmente que dicho coeficiente es función de la carga h y de la relación entre carga h y la altura de la cresta P_1 .

White (1975), obtuvo una nueva fórmula combinando resultados de dos gruesos de cresta. En esta fórmula se supone una relación constante entre la altura de la cresta del vertedor P_1 y la distancia L_h entre la cresta y la sección de lectura de nivel: $L_h/P_1 = 2.67$. La fórmula de White se puede expresar como

$$Q = 0.564 \left(1 + \frac{0.15 h_1}{P_1} \right) b \sqrt{g} (h_1 + 0.001)^{3/2} \quad (3.9)$$

y conviene aplicarla dentro de los siguientes límites:

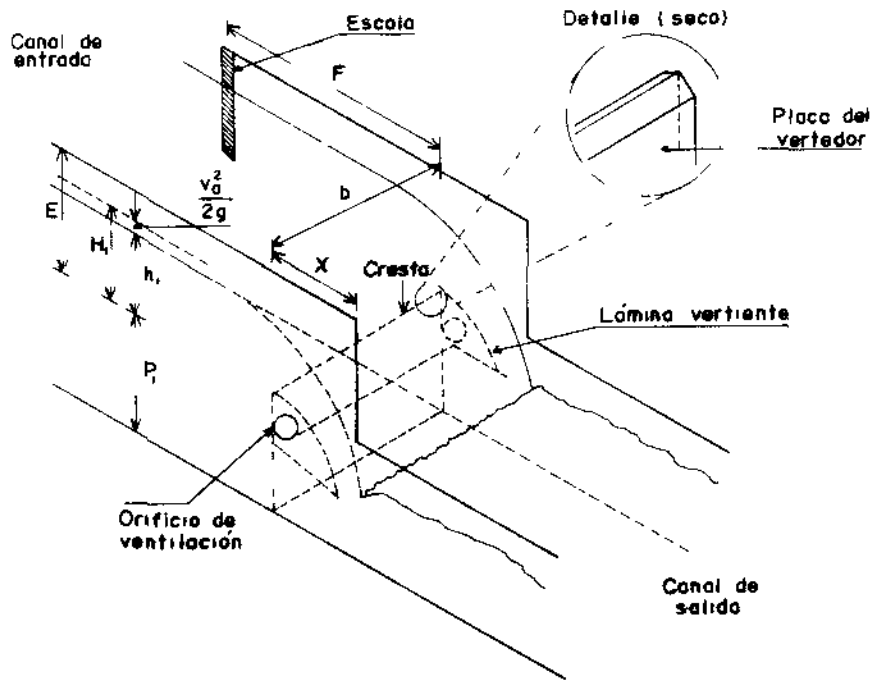
$$\begin{aligned} h_1 &> 0.02 \text{ m} \\ P_1 &\geq 0.15 \text{ m} \\ h_1/P_1 &\leq 2.2 \\ 2.5 &< L_h/P_1 < 3.0 \end{aligned}$$

La precisión disminuye notablemente cuando

$$h < 0.075 \text{ m} \quad \text{o} \quad h/P_1 > 1.8$$

En la lámina 3.3 se muestra un vertedor de pared delgada sin contracción lateral, en donde se indican claramente las dimensiones.

Lámina 3.3 Vertedor de pared delgada sin contracción.



3.4. Vertedores de pared delgada con contracción lateral

Dentro de esta categoría de vertedores se consideran las secciones rectangular y trapecial que resultan al practicar cortes a 90° , y con talud 1:1/4 respectivamente en las placas que los forman. Estos dispositivos permiten la contracción de la vena vertiente en los dos extremos gracias a la componente transversal de velocidad en sus bordes laterales.

Considérese ahora el caso de secciones rectangulares con contracción completa. Esto último significa que las paredes del canal de entrada están lo suficientemente distantes para considerar despreciable su influencia en la contracción lateral de la lámina de vertido. Tomando en consideración la fórmula de Francis para flujo sobre vertedores sin contracción, se puede esperar que para secciones contraídas la fórmula sea

Q = gasto correspondiente a vertedor sin contracción de igual longitud de cresta - constante $\times \sqrt{g} H_1^{5/2}$

El último factor compensa por las contracciones laterales que se consideran proporcionales a H_1 . De esta forma se obtiene

$$Q = C_d b \sqrt{g} H_1^{3/2} - C_c \sqrt{g} H_1^{5/2} \quad (3.10)$$

en donde C_d es el coeficiente de descarga para un vertedor sin contracción y C_c es un coeficiente que depende de la contracción de la lámina vertiente. La expresión anterior puede escribirse también como

$$Q = C_d (b - 2\eta H_1) \sqrt{g} H_1^{3/2}$$

que es la ecuación de Francis que expresa el gasto a través de vertedores rectangulares de contracción completa, en función de la carga H_1 ; $\eta = 0.1$, el factor 2 significa que existe contracción a cada lado del vertedor y el

coeficiente $C_d = 0.587$.

Estudios más recientes (BSI 1965) han recomendado la fórmula de Hamilton - Smith como la más adecuada para el flujo sobre vertedores contraídos. En ella se considera que $\eta < 0.1$ y $C_d = 0.581$, y puede expresarse como

$$Q = 0.581 (b - 0.1 H_1) \sqrt{g} H_1^{3/2} \quad (3.11)$$

con

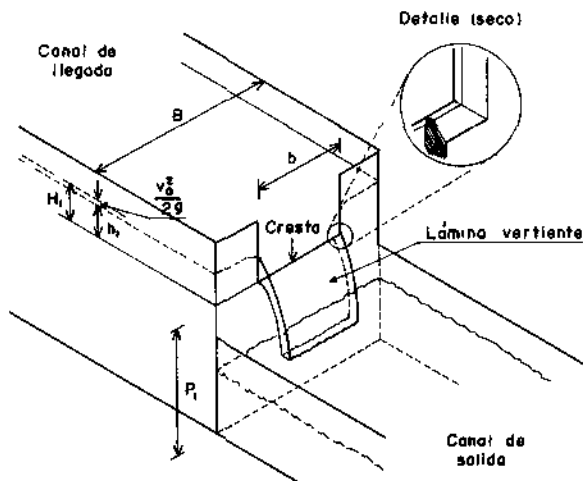
$$H_1 = h_1 + 1.4 \frac{V^2}{2g} \quad (3.12)$$

Para el empleo de medidores de flujo con contracción tanto de sección rectangular como trapezoidal se debe cumplir con las siguientes restricciones:

- a) La distancia entre las paredes del canal de entrada y los bordes laterales del vertedor debe ser por lo menos de dos veces la carga máxima h
- b) $h_1/P_1 < 0.5$
- c) $h_1/b < 0.5$
- d) $0.075 \text{ m} < h_1 < 0.60 \text{ m}$
- e) $b > 0.3 \text{ m}$
- f) $P_1 > 0.3 \text{ m}$

El significado de las variables se desprende de la lámina 3.4, que muestra este tipo de vertedor.

Lámina 3.4 Vertedor de sección rectangular de contracción completa



3.5. Secciones triangulares o en V

Para el caso de una sección tringular, si se repite el mismo razonamiento hecho para obtener las fórmulas que describen el flujo sobre un vertedor rectangular de pared delgada de contracción completa, se tiene:

$$Q = \sqrt{8} \tan (\theta/2) \sqrt{g} \left[\frac{4H_1^{5/2}}{15} + \frac{2}{5} \left[\frac{V_a}{2g} \right]^{5/2} - \frac{2}{3} H_1 \left[\frac{V_a}{2g} \right]^{3/2} \right] \quad (3.13)$$

en donde θ es el ángulo de abertura de la sección triangular.

Cuando la velocidad de llegada es despreciable y se aplica un coeficiente de descarga que compense las diferencias entre el resultado teórico y la realidad se obtiene

$$Q = C_d \tan (\theta/2) \sqrt{g} H_1^{5/2} \quad (3.14)$$

Se han propuesto muchas fórmulas para evaluar C_d que, dependiendo de la carga hidráulica, resulta ser un coeficiente variable. Para los fines de este estudio se presentan dos formas de calcular el gasto en función en la ecuación expuesta anteriormente. La primera es con la fórmula

$$Q = 0.425 \tan (\theta/2) \sqrt{g} H_1^{5/2} \quad (3.15)$$

donde el exponente de H difiere ligeramente del original de la fórmula (3.14) (igual a 2.5). Para vertedores con abertura angular de 90° la fórmula anterior se transforma en la de Cone

$$Q = 1.33 H_1^{2.48} \quad (3.16)$$

Más elaborada es la fórmula obtenida por Shen

$$Q = \frac{8}{15} \sqrt{2} C_e \tan (\theta/2) \sqrt{g} (h_1 + k_v)^{5/2} \quad (3.17)$$

en donde C_e se muestra tabulado (cuadro 3.1) para diversas aberturas angulares y k_v se puede calcular como

$$k_v = \frac{0.0006}{\text{sen} (\theta/2)} \text{ (metros)} \quad (3.18)$$

Para un ángulo de 90° la fórmula de Shen se reduce a

$$Q = 1.365 (h_1 + 0.001)^{5/2}$$

que no difiere mucho de la fórmula propuesta por Cone.

Para el empleo de vertedores triangulares se deben considerar las siguientes

restricciones

$$h_1 \geq 0.05 \text{ m}$$

$$P_1 > 0.45 \text{ m}$$

$$h_1/P_1 \leq 0.4$$

$$B > 0.9$$

$$\tan(\theta/2) h_1/B \leq 0.20$$

En la lámina 3.5 se muestra un vertedor de sección triangular.

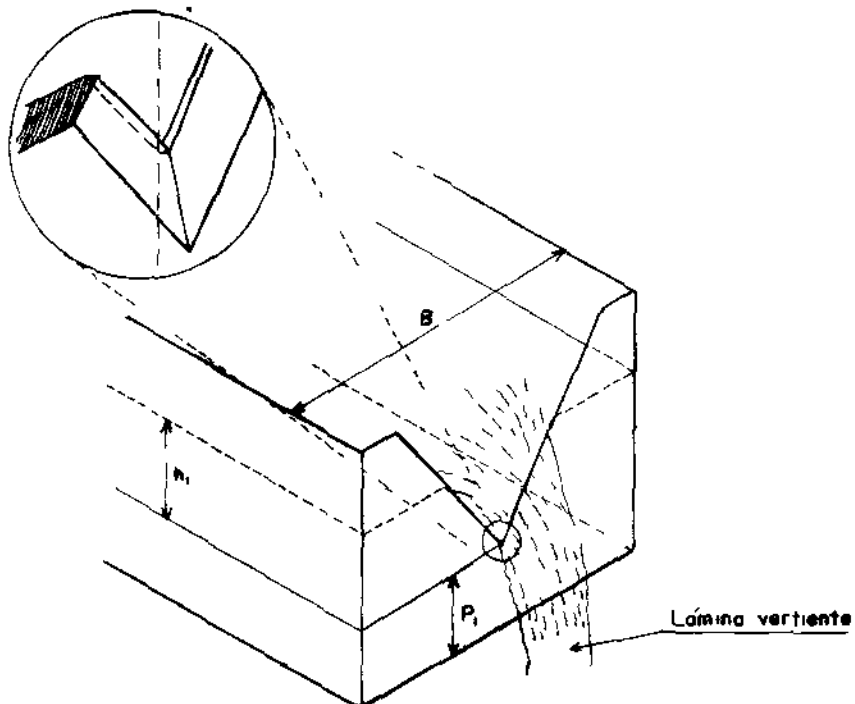
Es común y realmente práctico usar aberturas angulares de 90° , ya que el corte de la hoja del vertedor puede lograrse fácilmente. Sin embargo, se han propuesto otras aberturas para usos específicos o para condiciones especiales. Por ejemplo, cuando se requiere mayor precisión, se acostumbra reducir el ángulo de abertura, lo cual permite medir gastos menores. Asimismo se habla de vertedores de aberturas angulares $\tan^{-1}0.5$, $\tan^{-1}0.25$, $\tan^{-1}0.125$, etc. que descargan respectivamente $1/2$, $1/4$, y $1/8$ del gasto que normalmente descarga un vertedor de $\theta = 90^\circ$. El cuadro 3.2 consigna los gastos para diversas combinaciones de ángulos de abertura contra carga hidráulica.

Cuadro 3.1 Valores de C_e para la fórmula 3.17

Angulo del vertedor	C_e
20°	0.592
30°	0.587
40°	0.582
50°	0.579
60°	0.578
70°	0.578
80°	0.579
90°	0.579
100°	0.581

Lámina 3.5 Vertedor de pared delgada de sección triangular o en V

Detalle del vértice (seco)



Cuadro 3.2 Rango de gastos (l/s) para varias aberturas angulares en vertedores triangulares.

Angulo θ	20°	30°	45°	60°	90°
$h_{1min} = 0.05$	0.21	0.30	0.45	0.62	1.06
$h_1 = 0.2$	6.06	9.03	13.7	19.0	32.8
$h_1 = 0.5$	58.6	87.9	134.	186.	322.
$h_1 = 1.0$	329.	494.	755.	1050.	1810.

3.6. Vertedor Cipolletti

El vertedor Cipolletti es un vertedor de contracción, completa con sección transversal trapecial de taludes 1 horizontal a 4 vertical. Este diseño especial obedece a la compensación, que se trata de hacer, de los efectos de contracción al agregar más área hidráulica lateralmente. La fórmula para calcular el gasto en función de la carga es

$$Q = 1.86 L H^{3/2} \quad (3.19)$$

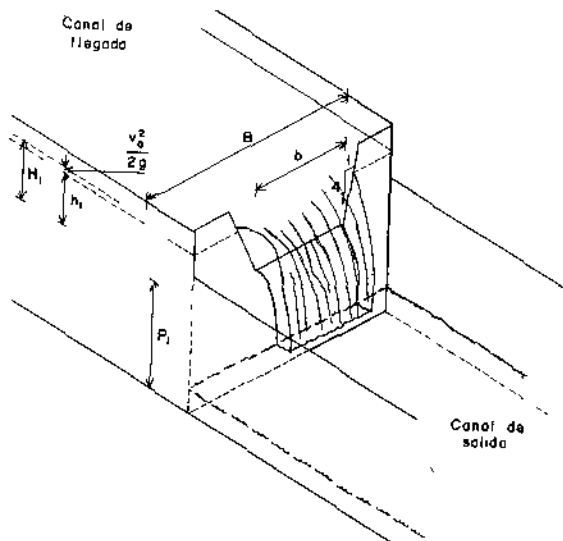
en donde L es el ancho de la plantilla y H la carga hidráulica total $H = h + V^2/2g$.

El corte de la placa para formar la sección del vertedor se puede hacer trazando sobre la placa un trapecio con base L, la altura requerida y el lado horizontal superior con longitud L más la mitad de la altura. La lámina 3.6 muestra un vertedor Cipolletti y la forma de corte de la placa para formar la sección transversal.

3.7. Vertedores proporcionales

En algunas aplicaciones prácticas, para propósitos académicos y usos en laboratorio, se ha considerado importante el empleo de vertedores con relaciones lineales entre la carga y el gasto, de los cuales el más conocido es el vertedor Sutro. Este tipo de instrumentos se han denominado, por esta razón, vertedores proporcionales. Su aplicación en hidrometría se encuentra limitada por el costo de construcción, rangos estrechos de medición y dificultad en el logro de la sección requerida, principalmente. Sin embargo, poseen la característica de que el gasto es una función muy sencilla de la carga, lo cual en algunas aplicaciones puede constituir una ventaja.

Lámina 3.6 Vertedor Cipolletti



En este manual se presentan como complemento de lo expuesto sobre vertedores de pared delgada, en forma simplificada.

La ecuación que define el perfil o curva de corte del vertedor Sutro es

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{y/a} \quad (3.20)$$

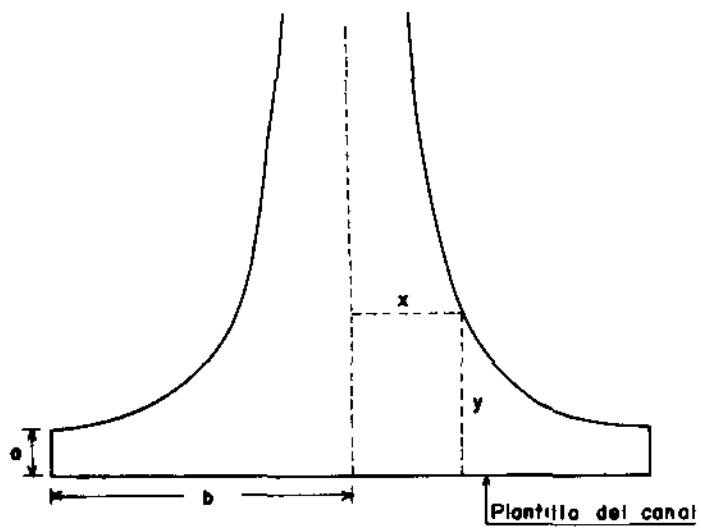
en donde a y b definen la altura y el semiancho, respectivamente, del rectángulo de la base, (Lámina 3.7). La ecuación que define el gasto en función de la carga es la relación lineal.

$$Q = C_d a^{1/2} 2b \sqrt{2g} (h_1 - a/3) \quad (3.21)$$

En esta fórmula el valor de C_d no cambia apreciablemente con la variación de carga h_1 ; sin embargo, depende en gran medida de la geometría del canal de llegada. Teniendo en cuenta que el uso de los vertedores Sutro se restringe a gastos pequeños y, por consiguiente, a tomas parcelarias; se consigna aquí un vertedor que permite una carga máxima de 30 cm, y que para el uso previsto puede usarse un coeficiente de descarga constante e igual a 0.65. Las dimensiones son $a = 4.5$ cm de altura en el rectángulo inferior y $b = 3.8$ cm que es la mitad del ancho de la base del perfil.

La fórmula (3.21), para el cálculo del gasto no se aplica a cargas menores que a , ya que en el rango $0 \leq h_1 < a$ la estructura funciona como un vertedor de sección rectangular y su relación carga-gasto no es lineal.

Lámina 3.7 Vertedor proporcional Sutro



4. VERTEDORES DE CRESTA ANCHA

4.1. Aspectos generales

Se llaman vertedores de cresta ancha aquellos en los cuales la fricción sobre la cresta produce una pérdida de carga apreciable. Por tanto, en medidores de este tipo hay que tomar en cuenta la longitud de la cresta en la dirección del flujo al evaluar el gasto.

Tomando esto último en consideración, es conveniente establecer una clasificación de acuerdo con el perfil transversal del vertedor; es decir, la forma de la sección que mostrará un corte en el sentido del eje del canal. Por práctica experimental se han encontrado de utilidad tres tipos de perfiles:

- a) Triangular o Crump
- b) Rectangular
- c) Trapecial

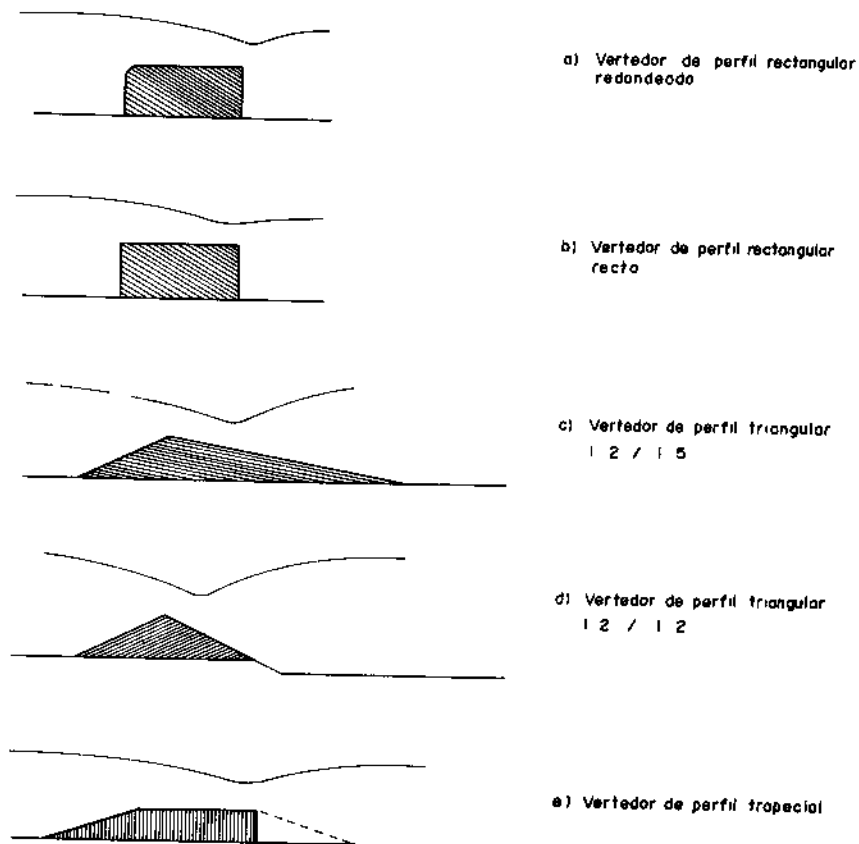
Estos perfiles son adecuados para instalarse en canales de sección rectangular, aunque se pueden adaptar a otros tipos de sección haciendo algunas modificaciones, como se expondrá más adelante. En la lámina 4.1 se presentan los perfiles más usuales.

Para la exposición que se presenta a lo largo de este capítulo acerca del funcionamiento de vertedores de cresta ancha se mencionan frecuentemente los términos límite modular, gasto crítico y capa límite. Es, por lo tanto, conveniente presentar en forma breve el significado de estos términos y de algunos otros que tienen relación con ellos.

Se define como ahogamiento al valor de la razón entre el tirante aguas abajo y el de aguas arriba (h_2/h_1 o H_2/H_1) de una estructura de medición, expresado en %. El agua que se encuentra aguas abajo de la estructura produce un efecto de frenado sobre el agua que pasa sobre el vertedor. Resulta evidente que en la medida en que el nivel de aguas abajo

h_2 o H_2 se eleva, el gasto que pasa sobre el vertedor se ve afectado en mayor grado. En general, para valores bajos del ahogamiento, menores al 50%, ese efecto es imperceptible, pero al aumentar el nivel h_2 se llega a un punto en el que el gasto empieza a reducirse; esto es lo que se conoce como límite modular. Por convención se ha definido como límite modular el valor del ahogamiento para el que el gasto que pasa a través de un dispositivo de medición o módulo disminuye en 1% respecto al valor que tomaría a flujo libre. De esta forma se habla de flujo libre o modular, cuando el ahogamiento (h_2/h_1 o H_2/H_1) no ha excedido el límite modular y de flujo ahogado o sumergido cuando se ha rebasado ese límite.

Lámina 4.1 Tipos de perfil de vertedores de cresta ancha



Se dice que el régimen de flujo es crítico cuando, para un gasto dado, el tirante es tal que la carga es un mínimo. También se define como gasto crítico el gasto máximo que se puede presentar con una carga dada. Este régimen crítico puede reconocerse si se coloca la punta de una varilla delgada y afilada en la superficie del agua. En régimen subcrítico se observa una ondulación de la superficie en forma de círculos concéntricos o formas parecidas. Cuando el régimen es crítico, la ondulación se verá en forma de semicírculos aguas arriba de la varilla y aguas abajo; el efecto es casi imperceptible. En forma matemática se puede establecer el régimen crítico (gasto y tirante) usando el concepto de máximo de la función carga-gasto en la derivada del gasto respecto al tirante, como se presenta más adelante.

La distribución de velocidades de flujo en la sección transversal de un canal presenta variaciones que van de un máximo en el centro de la sección a un mínimo cerca de las paredes. Existe una región en contacto con las paredes en la que la velocidad es cero y crece hasta alcanzar la velocidad media del flujo. Por definición la capa límite es la región de flujo en la vecindad de las paredes, en donde la velocidad de las partículas fluidas va de cero a 1% de la velocidad media de toda la sección de flujo.

4.2. *Vertedores de perfil triangular (Crump)*

4.2.1. Descripción

Este tipo de estructura, al igual que el resto de los vertedores de cresta ancha, consiste en un tramo de canal revestido, generalmente de sección rectangular, en cuyo piso se coloca una barrera de perfil triangular transversalmente a la dirección de flujo. De esta forma, siguiendo la dirección de flujo, el agua entra en el canal y encuentra una rampa (pendiente 1:2) que la eleva hasta el borde superior de la cresta del vertedor y después una rampa de bajada (pendiente 1:5) hasta la salida del tramo revestido. (Lámina 4.1 c).

Para la medición de la carga sobre el vertedor se colocan dos tubos Pitot,

uno sobre la cresta del vertedor en correspondencia al eje del canal; el otro aguas abajo a una distancia predeterminada de la cresta. En la lámina 4.2 se muestra este tipo de estructura.

Originalmente el diseño del vertedor se concibió con la idea de que su funcionamiento fuera a régimen libre; es decir, que los niveles aguas abajo no alterarían el flujo. Sin embargo, en condiciones de ahogamiento el gasto puede calcularse con base en la carga hidráulica aguas arriba, y después compensar con un factor de reducción los efectos de sumergencia. Este factor se relaciona con la razón entre el nivel aguas abajo y el de aguas arriba.

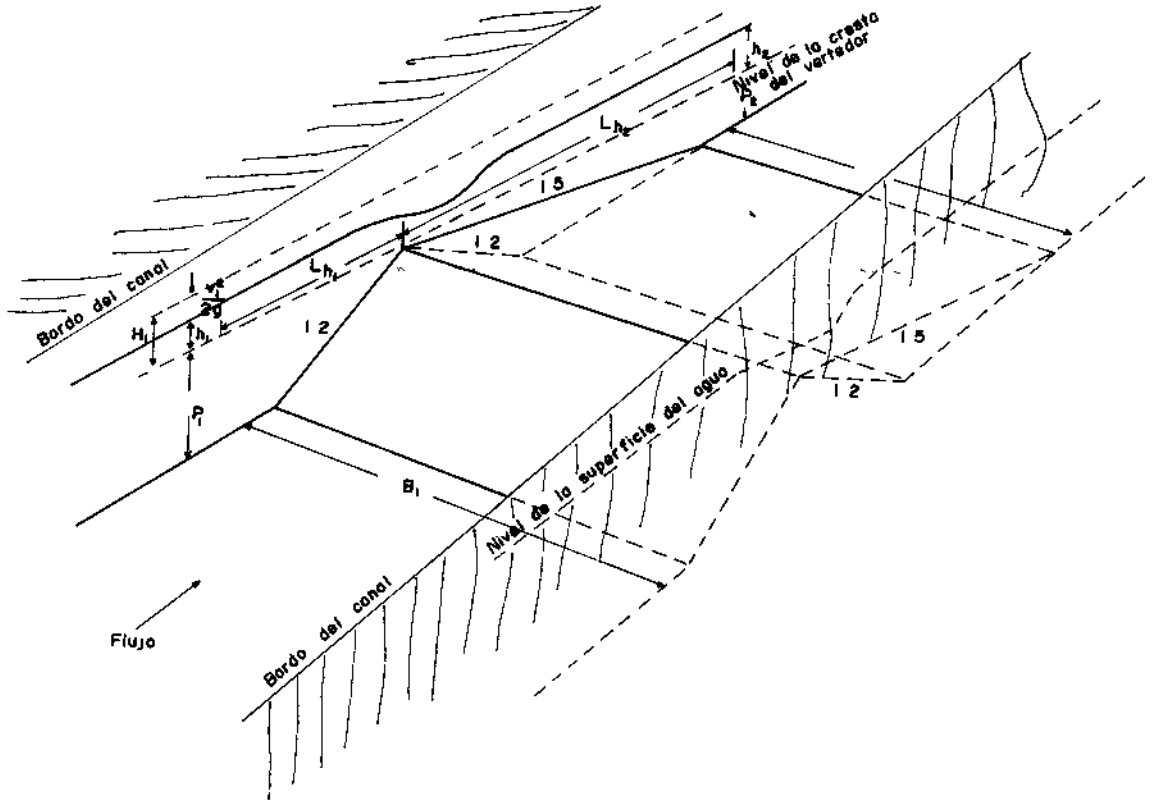
Por algunas deficiencias observadas en el cálculo del gasto, según se describió anteriormente, se propuso un método de doble detección de niveles. Para ello el tubo Pitot de aguas abajo se colocó muy cerca de la cresta del vertedor y de esta forma se evitaron las dificultades que la estabilidad de la superficie libre crea para la medición del nivel aguas abajo. Según resultados experimentales este método resulta más preciso que el método tradicional de medición de carga.

La disposición de tubos Pitot en la cresta del vertedor y aguas abajo de ella, se diseñó para hacer calibraciones en modelos de laboratorio. En prototipos de campo no se usa este tipo de dispositivo por ser muy vulnerable a agentes naturales como las partículas que el agua puede llevar en suspensión. En instalaciones de campo se usan tubos piezométricos montados en las paredes del canal. La única diferencia que hace este cambio es que en lugar de medir las cargas hidráulicas totales, como se hace con los tubos Pitot, se miden los niveles, lo que implica consideraciones adicionales en el cálculo del gasto, en general relativas a los efectos de la velocidad de llegada.

Una desventaja de este tipo de estructura es la necesidad de instalar dos medidores de nivel, cuando se presentan condiciones de ahogamiento. De no ser así el gasto puede calcularse fácilmente tomando como base la medida

del nivel aguas arriba.

Lámina 4.2 Vertedor de cresta ancha de perfil triangular (Crump)



Este tipo de estructura es muy conveniente cuando hay que registrar un rango muy amplio de gastos de una manera sencilla o cuando se requiere un medidor de bajo costo. Sin embargo, en una corriente natural o canal muy ancho, la medición de gastos en el rango inferior es imprecisa debido a la longitud de su cresta. De aquí la idea de subdividirla en varios vertedores con crestas a diferentes elevaciones. El rango inferior de gastos podría entonces medirse usando la sección más baja de la estructura y su precisión sería tan buena como se quisiera, con sólo darle al vertedor el ancho requerido.

Un diseño alternativo es el vertedor de perfil triangular y de sección transversal en 'V', que evita algunas desventajas encontradas en el uso del vertedor compuesto de sección rectangular. (Ackers, *et al.* 1978).

Existen razones para justificar el uso de las rampas 1:2 en entrada y 1:5 de salida. Por ejemplo, el costo de una barrera vertical es menor que el de cualquier otro perfil; sin embargo, su uso favorece el depósito de sedimentos aguas arriba que podría modificar el tirante. El uso de la rampa con pendiente 1:2, que es la más pronunciada que se puede usar, busca evitarlo. También se encontró que la rampa de salida 1:5 produce un salto hidráulico cuya extensión aguas abajo, (que varía con el tirante y el gasto), permite una disipación de energía adecuada. El tirante del perfil, eliminando la rampa de bajada, causa problemas por efecto de las presiones que se originan en la caída.

También han sido ampliamente estudiadas y empleadas otras formas de perfil triangular, especialmente aquellas con rampas 1:2/1:2.

Es importante mencionar que, en condiciones generales, el vertedor de perfil triangular es de fácil construcción y permite realizar mediciones dentro de un amplio rango en forma confiable. Su uso es particularmente conveniente cuando la medición de gastos se puede realizar sin tomar en cuenta el tirante aguas abajo, es decir, en condiciones modulares.

4.2.2. Ecuaciones de descarga

Gasto modular

La ecuación que describe el flujo para un vertedor de perfil triangular en condiciones modulares es

$$Q = b C_d \sqrt{g} H_1^{3/2} \quad (4.1)$$

en donde

$$H = h_1 + \alpha \frac{v_1^2}{2g} \text{ es la carga total sobre el vertedor,}$$

b es la longitud de la cresta,

α es un coeficiente que toma en cuenta la variación de la velocidad en la sección de flujo. Toma valores entre 1.0 y 1.15; en general se puede tomar como 1.0 ya que la carga de velocidad ($v_1^2/2g$) es pequeña en comparación con la carga medida h_1 . Los demás símbolos se definieron anteriormente.

Flujo ahogado

Como el ahogamiento provoca una reducción del gasto, se puede definir un factor en términos del flujo modular y el flujo que realmente pasa a través del vertedor, así

$$f = Q/Q_{\text{mod}}$$

se toma como factor de reducción para flujo ahogado. El gasto resulta entonces

$$Q = f b C_d \sqrt{g} H^{3/2} \quad (4.2)$$

en donde f se puede obtener como

$$f = \begin{cases} 1.035 \left[0.817 - \left[\frac{h_2}{h_1} \right]^4 \right]^{0.0647} & \text{si } 0.75 < \frac{h_2}{h_1} \leq 0.93 & (4.3a) \\ 8.686 - 8.403 \frac{h_2}{h_1} & \text{si } 0.93 > \frac{h_2}{h_1} \geq 0.985 & (4.3b) \end{cases}$$

Lo anterior es válido para vertedores de perfil triangular con taludes 1:2/1:5. Para perfiles 1:2/1:2 no es recomendable el flujo ahogado; de hecho para tales perfiles no se reportan calibraciones de laboratorio (Ackers *et al.* 1978).

4.2.3. Cálculo de gastos

El uso de las ecuaciones presentadas anteriormente no puede hacerse directamente por estar expresadas en función de la carga total H_1 . Como los valores que se registran en el campo son los niveles del agua h_1 , para utilizar las fórmulas 4.1, 4.2 y 4.3 se puede seguir el procedimiento de aproximaciones sucesivas, tal como se explica a continuación.

1) Para un tirante h_1 , medido sobre el vertedor, se calcula el área hidráulica A , luego se toma h_1 como la carga total H_1 en la ecuación 4.3a o 4.3b, según sea el caso, y se calcula el gasto Q .

2) Con este valor de Q , se recalcula la carga total usando la siguiente expresión:

$$H_1 = h_1 + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Luego, reemplazando la carga hidráulica H_1 antes calculada, se regresa al paso 2 para calcular Q , con la expresión 4.3a ó 4.3b. El proceso se continúa en esa secuencia hasta lograr una precisión deseada, ya sea para los valores de Q o de H_1 .

4.2.4. Detalles de diseño

Las superficies del vertedor y de las paredes laterales que lo flanquean deben estar bien alineadas y ser lisas. Se debe tener especial cuidado que la arista de la cresta sea bien definida y de construcción durable. El acabado superficial es importante en la cercanía de la cresta, por lo que se sugiere que la construcción se haga o bien de secciones precoladas de concreto cuidadosamente alineadas y ensambladas o bien alternativamente, que en la cresta se inserte una solera de una aleación metálica no corrosible.

La estructura debe instalarse en un tramo recto del cauce o canal que debe estar bien conservado, a fin de evitar obstrucciones o perturbaciones superficiales de la plantilla. Debe disponerse simétricamente respecto del eje del canal y en ángulo recto, es decir, debe ser perpendicular a la dirección del flujo. Es recomendable construir, cuando el costo lo permite, una transición de entrada para obtener uniformidad de la sección y que ésta sea de forma rectangular. Se recomienda asimismo que el canal sea recto en una longitud del orden de diez veces la carga máxima H sobre el vertedor.

Cuadro 4.1 Vertedores de perfil triangular.

Resumen de características de funcionamiento.

		Perfil	
		1:2/1:5	1:2/1:2
Coefficiente de descarga	C_d	0.633	0.683
Límite modular	$\frac{h_2}{h_1}$	75 %	40 %
Distancia entre la cresta del vertedor y la estación de medición de h	L_h	$\left\{ \begin{array}{l} \geq 2H_1 \text{ (max)} \\ \geq 6P_1 \end{array} \right.$	$4 P_1$
Otras limitaciones		$\frac{h_1}{P_1} \leq 3.5$	$\frac{h_1}{P_1} \leq 3.00$
		$\frac{h_1}{P_2} < 3.0$	$\frac{h_1}{P_2} < 1.25$

El significado de los símbolos se muestra en la lámina 4.2.

4.3. Vertedores de perfil rectangular

4.3.1. Descripción

Al igual que el vertedor de perfil triangular, el de perfil rectangular se construye en canales de sección rectangular colando un bloque de concreto de perfil rectangular, que cubra todo el ancho del canal en

dirección normal a su eje. En cuanto a sus aristas hay dos posibilidades: ya sea redondearlas o bien dejarlas vivas, cortadas en escuadra.

Este vertedor tiene la ventaja de ser una estructura de construcción sencilla y económica. Sin embargo, su funcionamiento presenta algunos inconvenientes como coeficiente de descarga variable, y la más importante, que no puede funcionar ahogada, lo que restringe su uso a canales con suficiente carga disponible. La lámina 4.3 ilustra este tipo de vertedor de cresta ancha.

Para empleo de vertedores de perfil rectangular es conveniente colocar una escala para la medición de niveles en el canal de entrada. Esta escala debe tener su cero coincidiendo con el nivel de la cresta del vertedor y estar situada aguas arriba a una distancia de alrededor de 3 veces la máxima carga que se pueda presentar H_{\max} o h_{\max} .

4.3.2. Ecuaciones carga-gasto

La fórmula básica, usada para el cálculo del gasto en función de la carga es la misma para los dos tipos de perfil rectangular de arista viva y rectangular redondeado. Tiene la siguiente forma

$$Q = \left(\frac{2}{3} H_1\right)^{3/2} C_p b \sqrt{g} \quad (4.6)$$

en donde:

Q = gasto

C_p = coeficiente de descarga que depende de la geometría del vertedor

g = aceleración debida a la gravedad

b = longitud de la cresta

H_1 = carga hidráulica total, referida al nivel de la cresta

En forma alternativa se puede usar una fórmula en términos de h_1 (el nivel del agua medido en el canal de llegada), en vez de la carga total H_1 . La expresión se puede escribir

$$Q = \left(\frac{2}{3} h_1 \right)^{3/2} C_p C_v b \sqrt{g} \quad (4.7)$$

en donde C_v es un coeficiente adimensional que permite tomar en cuenta el efecto de la velocidad de llegada. Igualando las dos expresiones anteriores y despejando C_v se obtiene

$$C_v = \left(\frac{H_1}{h_1} \right)^{3/2} \quad (4.8)$$

La carga total H_1 se relaciona con el nivel del agua medido aguas arriba mediante:

$$H_1 = h_1 + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (4.9)$$

El cálculo de C_v para los dos tipos de perfiles rectangulares se obtiene a partir de la siguiente expresión

$$C_v = \left[- \frac{1}{0.612 Ra} \cos \left(240^\circ + \frac{\theta}{3} \right) \right]^{3/2} \quad (4.10)$$

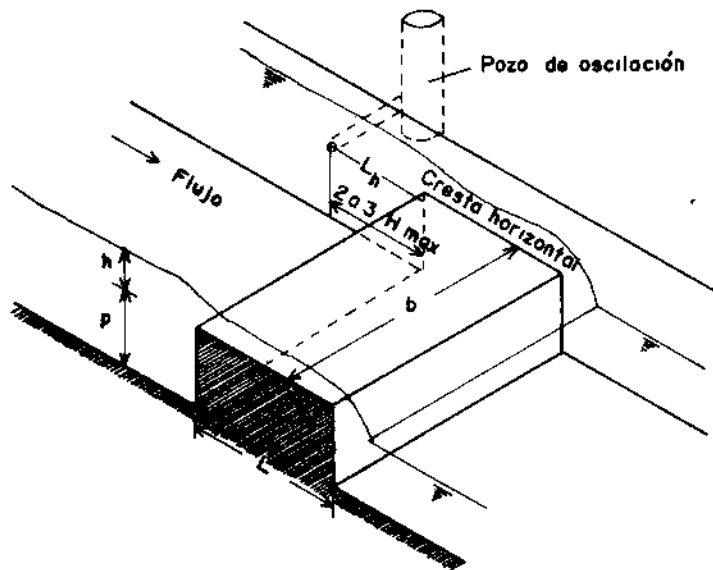
en donde

$$Ra = 0.544 C_p b h_1 / A_a$$

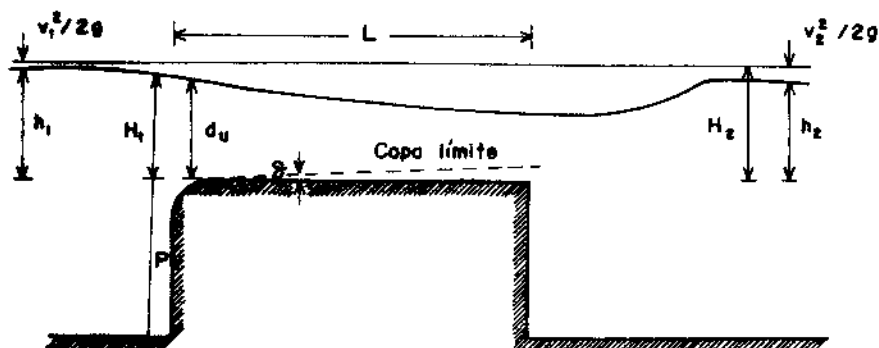
$$\theta = \cos^{-1}(1.837 Ra)$$

y A_u es el área mojada de la sección transversal del canal de llegada.
 En forma gráfica C_v se muestra en la lámina 4.4 como función de R_a .

Lámina 4.3 Vertedor de perfil rectangular



a) Vertedor de perfil rectangular recto

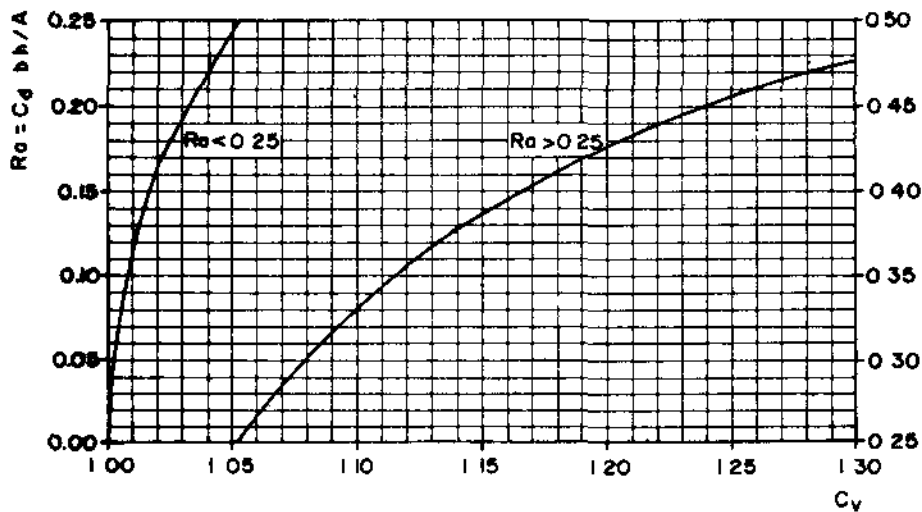


b) Vertedor de perfil rectangular con nariz redondeada

4.3.3. Coeficientes de descarga

Los valores de los coeficientes de descarga (C_p) dependen fundamentalmente de la forma del vertedor, es decir, adquieren valores diferentes cuando el borde aguas arriba es recto o bien está redondeado. Para su identificación posterior se llama C_p al coeficiente de descarga para vertedores de perfil recto y C_d al utilizado para perfil redondeado.

Lámina 4.4 Coeficientes de velocidad de llegada



Perfiles rectangulares rectos

Una desventaja del vertedor de perfil rectangular recto es que no tiene coeficiente de descarga constante; éste varía dependiendo de los valores de la carga medida h_1 , el ancho del vertedor en la dirección del flujo, L , y de su altura P , en las relaciones h_1/L y $h_1/(h_1+P)$.

De acuerdo con experimentos realizados por Singer (1964) y Crabbe (1974) esencialmente se deben considerar dos regímenes de flujo: uno cuando la carga es pequeña comparada con el ancho y la altura del vertedor, en el que el coeficiente de descarga es constante

$$C_p = 0.848, \quad \text{si} \quad \begin{cases} 0.08 < h_1/L < 0.33 \\ 0.18 < h_1/(h_1+P) < 0.36 \end{cases}$$

Si se excede alguno de esos límites o ambos, el coeficiente de descarga aumenta. En esta región de coeficiente variable C_p se relaciona con un factor de corrección F escribiendo

$$C_p = 0.848F \quad (4.11)$$

La lámina 4.5 muestra una gráfica que da F en función de h_1/L y $h_1/(h_1+P)$.

El cálculo de gastos se puede realizar entonces, conociendo la geometría del vertedor y a partir de una carga h_1 . Se obtiene el valor de C_p , verificando sus rangos de aplicabilidad, ya sea $C_p = 0.848$ o usando la expresión 4.11. Conociendo C_p , se calcula Ra ; y por intermedio de Ra se procede a calcular C_v usando la lámina 4.4 o la fórmula 4.10. Cuando se tienen los valores de C_p y de C_v , se calcula el gasto con la fórmula (4.7).

Perfiles rectangulares redondeados

Se ha comprobado que cualquier redondeo que se practique sobre los bordes de un perfil rectangular, produce un incremento considerable en el coeficiente de descarga.

Si la cresta del vertedor es suficientemente ancha como para producir flujo horizontal hacia el extremo de aguas abajo, el régimen se puede considerar crítico en esa región y la introducción de un coeficiente de descarga permite entonces el cálculo preciso del gasto.

El análisis de flujo sobre un vertedor de cresta ancha con líneas de corriente paralelas se puede hacer tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) En la cresta las líneas de flujo son paralelas y el flujo crítico se presenta cerca del extremo de aguas abajo,
- b) La velocidad U fuera de la capa límite es uniforme,
- c) El espesor de la capa límite δ es pequeño comparado con el tirante del flujo, y
- d) No existe gradiente de presión en la capa límite

La velocidad fuera de la capa límite está dada por

$$U = \sqrt{2g(H-d)} \quad (4.12)$$

en donde d es el tirante y H la carga hidráulica total. El espesor de desplazamiento de la capa límite se define como

$$\delta_* = \int_0^{\delta} \left(1 - \frac{u}{U} \right) dy \quad (4.13)$$

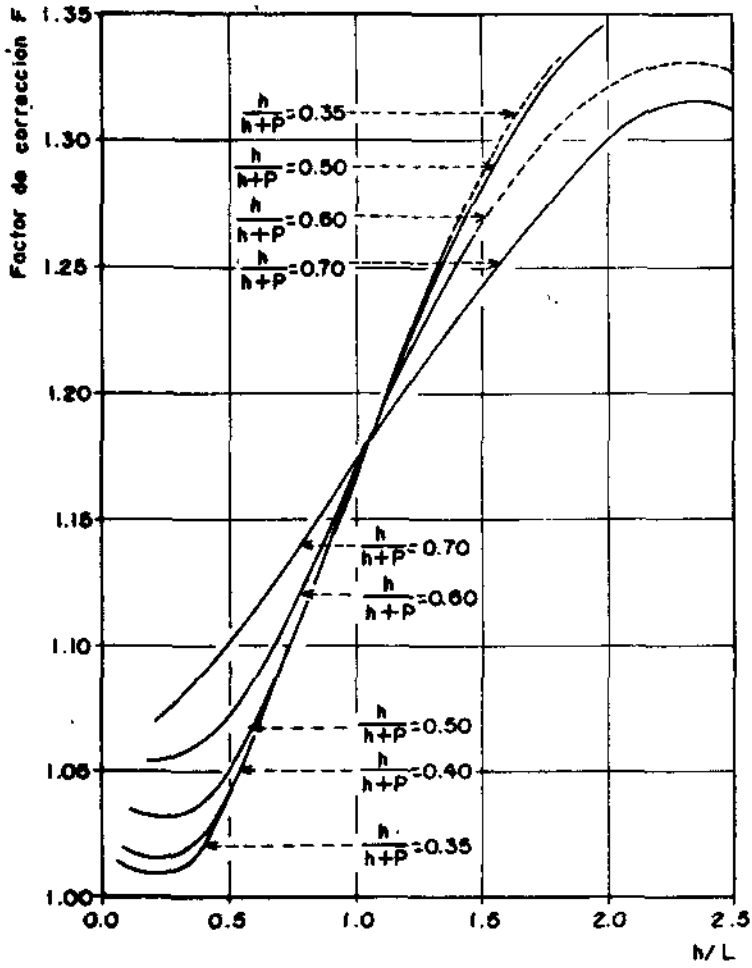
en donde u es la velocidad a la altura y. Entonces

$$Q = U \left[bd - (b+2d) \delta_* \right] \quad (4.14)$$

Las condiciones críticas ocurren, por definición, cuando el gasto es máximo para un tirante dado. Por lo tanto sustituyendo 4.12 en 4.14, derivando con respecto a d e igualando a cero, se obtiene:

$$2(H_1-d_c) (b-2\delta_*) = bd_c - (b+2d_c)\delta_* \quad (4.15)$$

Lámina 4.5 Factores de corrección F, para coeficientes de descarga



de tal forma que:

$$d_c = \frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{3} \left(\frac{b\delta_*}{b-2\delta_*} \right)$$

$$d_c = \frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{3} \left[\frac{b\delta_*}{2\delta_* \left(1 - \frac{2\delta_*}{b} \right)} \right] \quad (4.16)$$

como $b \gg \delta_*$, $2\delta_*/b$ se puede despreciar y resulta

$$d_c = \frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{3} \delta_* \quad (4.17)$$

y

$$H_1 - d_c = \frac{1}{3} (H_1 - \delta_*)$$

por lo que el gasto se puede escribir como:

$$Q = \left(\frac{2}{3} \right)^{3/2} \sqrt{g} (b-2\delta_*) (H_1-\delta_*)^{3/2} \quad (4.18)$$

y definiendo un coeficiente de descarga

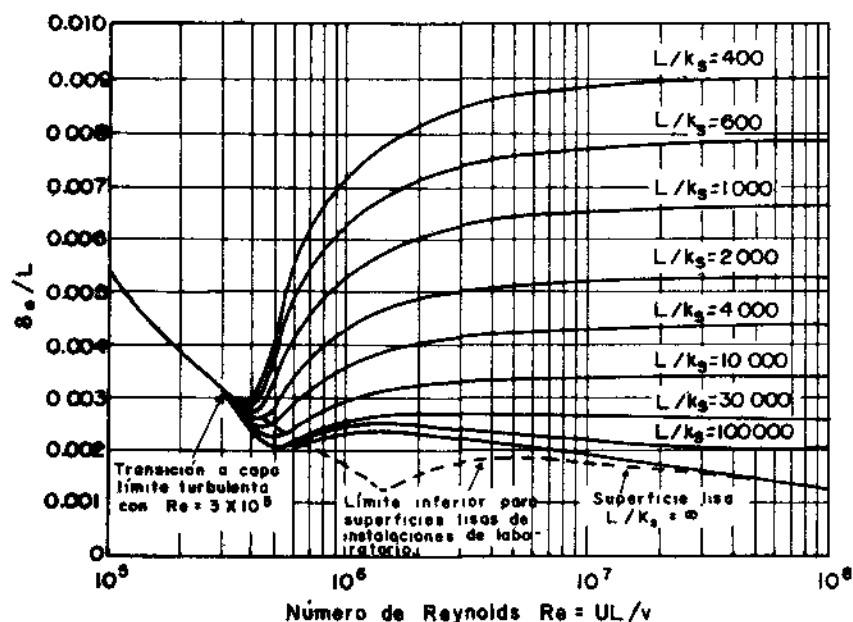
$$C_d = \left(1 - 2 \frac{\delta_* L}{Lb} \right) \left(1 - \frac{\delta_* L}{Lh} \right) \quad (4.19)$$

con L igual al ancho de la cresta del vertedor. La fórmula carga gasto se escribe como

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2/3g} C_d b H_1^{3/2} \quad (4.20)$$

El valor del coeficiente de descarga C_d se puede calcular usando la expresión (4.19) con los espesores de desplazamiento relativos de la capa límite δ_s/L , que se obtienen gráficamente de la lámina 4.6, que relaciona δ_s/L con $Re=Ux/\nu$, el número de Reynolds y L/k_s , donde k_s es la rugosidad de la superficie.

Lámina 4.6 Valores de δ_s/L en función de Re y L/k_s



Para calcular el gasto sobre un vertedor de perfil rectangular redondeado, se procede en forma similar a como se hizo para los de corte recto; es decir, se calcula un coeficiente de descarga C_d y a partir de este un coeficiente de velocidad C_v usando ya sea la expresión 4.10 o la lámina 4.4. Para el cálculo de C_d , por medio de la fórmula 4.19, se sugiere emplear el valor constante $\delta_s/L=0.005$ para instalaciones de concreto bien acabado.

Para calcular L/H_1 se puede reemplazar H_1 por el nivel del agua medido h_1 , para evitar un proceso iterativo en el cálculo del coeficiente de descarga C_d . Cuando H_1/P es grande los errores que resultan son muy reducidos.

Para un cálculo más preciso se puede obtener el valor de δ_s/L de la lámina 4.6. Para ello es necesario calcular L/k_s (los valores de k_s se pueden obtener del cuadro 4.2), y el número de Reynolds, $Re = UL/\nu$.

Cuadro 4.2 Valores de k_s para diversos materiales

Descripción de la superficie	valor de k_s (10^{-2})
Asbesto cemento	0.015
Fibra de vidrio	0.060
Metal liso o pulido	0.006
Hoja metálica sin pintar, sin óxido	0.030
Hoja metálica pintada	0.060
Metal galvanizado	0.150
Concreto colado <i>in situ</i> o precolado con cimbra metálica con irregularidades borradas o resanadas	0.150
Concreto colado <i>in situ</i> con cimbra de triplay o madera sin cepillar	0.600
Aplanado liso de cemento	0.600
Concreto cubierto con una película delgada de líquen o alga acuática	1.500

Para el cálculo de este último se puede usar $U = (2/3 gh_1)^{1/2}$ sin perder precisión significativa en el cálculo del gasto. Los valores de la viscosidad cinemática ν , se consignan en el cuadro 4.3 para diversas temperaturas. Después el coeficiente de descarga se calcula usando la fórmula

$$C_d = \left(1 - 2 \frac{\delta_* L}{Lb} \right) \left(1 - \frac{\delta_*}{h_1} \frac{1}{C_v^{2/3}} \right)^{3/2} \quad (4.21)$$

en donde C_v se toma inicialmente como la unidad.

Con el valor de C_d así calculado se obtiene C_v usando la lámina 4.4 o la fórmula 4.10 y finalmente se introduce este valor de C_v en la expresión 4.21 para obtener el valor de C_d definitivo.

Cuadro 4.3 Viscosidad cinemática (ν) del agua

Temperatura °C	$\nu(m^2/s)$
0	1.79×10^{-6}
5	1.52×10^{-6}
10	1.31×10^{-6}
15	1.14×10^{-6}
20	1.01×10^{-6}
25	0.90×10^{-6}
50	0.81×10^{-6}

4.3.4. Límite Modular para vertedores de perfil rectangular

Para perfiles sin redondear se han encontrado valores de ahogamiento límite h_2/h_1 , que van de 0.8 a 0.85 según algunas investigaciones (Engel y Stainsby 1958 y Tracy 1957). Otras fuentes establecen este límite en 0.73 para números de Reynolds bajos y 0.83 para flujo turbulento sobre superficies lisas, (Hall, 1962). Según la Institución Británica de Estándares (1969), un límite más confiable sería en 0.66. Para decidir el límite aplicable en cada situación particular, es conveniente referirse a

los niveles de precisión deseados y a las condiciones de flujo prevalecientes en la estructura. Para perfiles redondeados se puede usar el cuadro 4.4 para determinar el límite modular. Los valores consignados son experimentales.

Para valores H_1/P intermedios se puede aplicar interpolación lineal, sin introducir un grado de error apreciable. Tanto los perfiles de corte recto como los de perfil redondeado no pueden usarse en condiciones no modulares.

Cuadro 4.4 Límites modulares

H_1/P	S_H	S_h	límite modular
1.5	0.89	0.87	$S_H = \frac{H_2}{H_1}$
1.0	0.86	0.85	
0.8	0.84	0.83	
0.6	0.82	0.81	
0.4	0.78	0.78	
0.2	0.74	0.74	
0.1	0.71	0.71	$S_h = \frac{H_2}{h_1}$

4.3.5. Especificaciones de Diseño

Tanto para vertedores de perfil redondeado como para los de corte recto se especifican las siguientes normas de diseño:

$$L > 1.75 H_{\max}$$

Ancho de la cresta

$P > 0.15 \text{ m}$	Altura de la cresta
$b > \left\{ \begin{array}{l} 0.30 \text{ m} \\ H_{\max} \\ L/5 \end{array} \right\}$	Longitud de la cresta (transversal al canal)
$H/P \leq 1.5$	Relación carga-altura de la cresta
$h_1 \geq 0.06 \text{ m}$	Mínima altura sobre el vertedor
$R > 10\% H_{\max}$	Radio de curvatura (perfiles redondeados)

El vertedor debe instalarse en un tramo recto, de sección uniforme y estable de canal rectangular y ocupar el ancho total de éste. También puede alojarse entre muros verticales aguas abajo de un tramo convergente. Este tipo de perfil también puede ser empleado en canales trapeciales muy anchos o con relación L/H_1 o L/h_1 grande. Conviene practicar un desagüe en el fondo del canal, a través del vertedor, para facilitar la limpieza y remoción de materiales sólidos depositados aguas arriba y desecar la sección cuando el canal no está operando.

4.4. Vertedores de perfil trapecial

4.4.1. Descripción

El vertedor con este tipo de perfil puede considerarse una combinación del perfil triangular, que permite el paso de sedimentos a través de la estructura, y del rectangular, que permite establecer una relación única entre carga y gasto. Según se señaló en la sección anterior, se puede lograr un régimen de flujo, en el que las líneas de corriente sean paralelas, siempre que el ancho de la cresta del vertedor sea suficiente para permitirlo. Cuando se logra este tipo especial de flujo se pueden aplicar principios hidráulicos sencillos que permiten el cálculo preciso del gasto en función de la carga.

El perfil trapecial produce una contracción de la sección transversal del flujo en sentido vertical, que se logra gradualmente por la rampa de entrada, lo que evita zonas de estancamiento o de velocidades bajas y permite el acarreo de los sedimentos, ya que al contraerse la sección transversal aumenta la velocidad.

A diferencia de los otros dos perfiles de vertedor de cresta ancha, el vertedor de perfil trapecial puede instalarse también en secciones transversales no rectangulares, no habiendo por tanto necesidad de modificarse la geometría del tramo donde se aloja la estructura.

Otro aspecto importante es la precisión, $\pm 2\%$, que se logra en las mediciones y el límite modular, que es más alto que para los otros dos perfiles.

Este límite modular elevado permite que la estructura, cuando se diseña apropiadamente, funcione en condiciones tales que no haya necesidad de medir tirantes aguas arriba y aguas abajo del vertedor. De esta forma se puede incluso instalar una escala graduada directamente en unidades de gasto, con lo que se ahorran los cálculos. La lámina 4.7 ilustra este tipo de aforador.

4.4.2. Ecuaciones de gasto

Como se mencionó en la descripción anterior, en alguna sección sobre la cresta del vertedor se presenta el flujo crítico. Una definición de este flujo crítico se basa en la siguiente ecuación

$$V_c^2/2g = A_c/2B_c$$

en donde se indican con el subíndice c los valores relacionados con el gasto crítico. Siendo V_c la velocidad crítica, se la puede reemplazar por Q/A_c , donde A_c el área transversal de flujo en la sección de flujo crítico y B_c es el ancho de la superficie libre del agua. Entonces la ecuación

anterior se puede escribir

$$Q = (g A_c^3 / B_c)^{1/2} \quad (4.22)$$

Si la sección del canal es rectangular, dicha ecuación se puede expresar también como

$$V_c^2 / 2g = y_c / 2 \quad (4.23)$$

ya que $A_c = b y_c$ y $B_c = b$, que es el ancho de la plantilla del canal.

Por otra parte, siendo la carga total H para una sección rectangular

$$H = y + V^2 / 2g \quad (4.24)$$

si se sustituye y por y_c y la ecuación 4.23 en 4.24 se obtiene

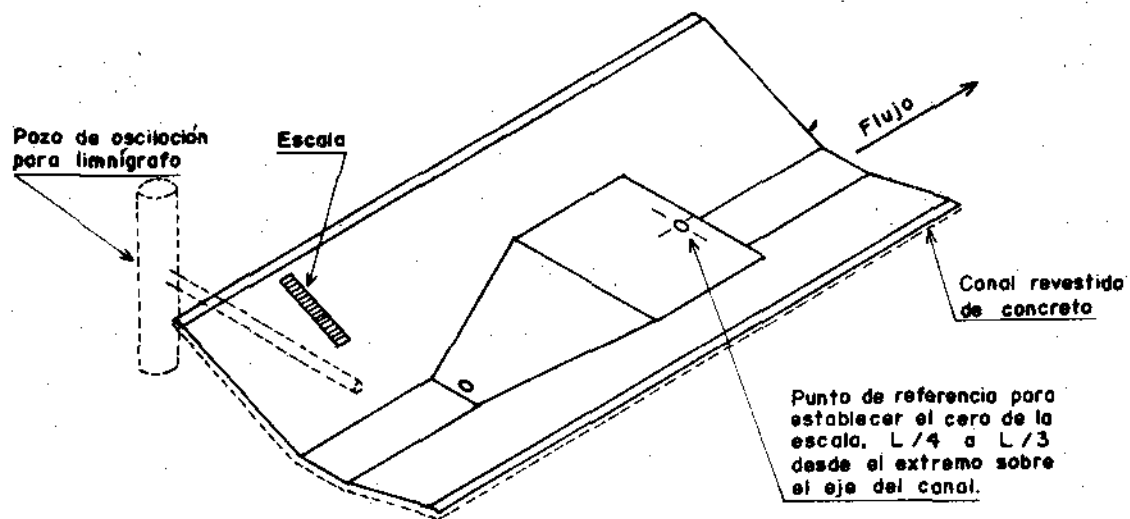
$$H_c = y_c + 1/2 y_c = 2/3 y_c \quad (4.25)$$

o, en forma alternativa $y_c = 3/2 H_c$; si se sustituye este resultado en la ec. (4.22) y se consideran las expresiones de A_c y B_c , se obtiene:

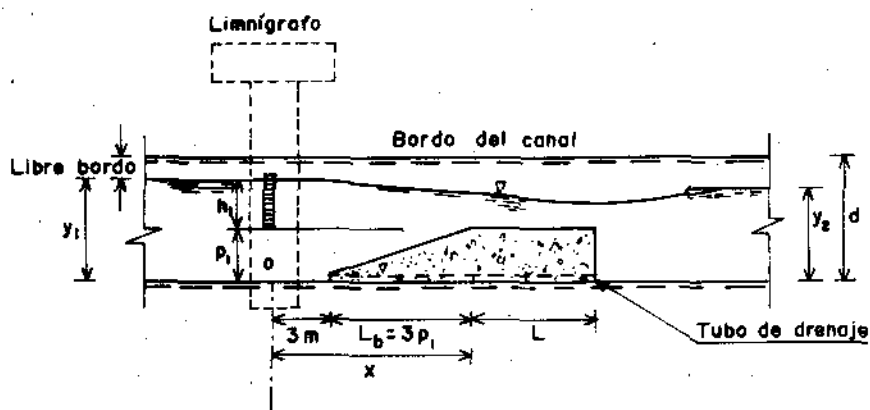
$$Q = \sqrt{g} b (2/3 H_1)^{3/2} = 2/3 \sqrt{2/3g} b H_1^{3/2} \quad (4.26)$$

Al considerar pérdidas por fricción, distribución no uniforme de velocidades etc, se puede introducir un coeficiente de descarga C_c que compense tales efectos. Asimismo al considerar que la carga H_c no puede medirse directamente sino que se mide el nivel h , se introducen los consabidos coeficientes de corrección y la fórmula (4.26) se puede escribir

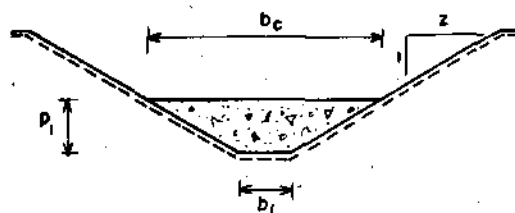
Lámina 4.7 Vertedor de cresta ancha de perfil trapecial (Repliegue
 et al. 1982)



(a)



(b)



(c)

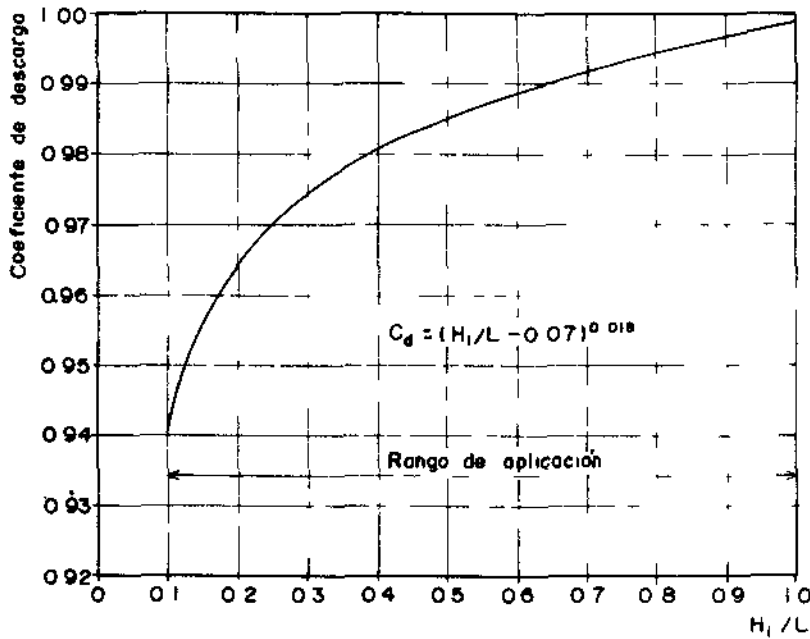
$$Q = C_v C_d^{2/3} (2/3 g)^{1/2} b h^{3/2} \quad (4.27)$$

En forma general la fórmula anterior puede expresarse como

$$Q = C_v C_d K (h_1)^u \quad (4.28)$$

en donde K es un coeficiente que engloba el área de flujo y u es un exponente que depende de la geometría de la sección transversal del canal (1.5 para secciones rectangulares, 2.5 para secciones triangulares a 90° y valores menos simples para el caso de secciones trapeciales, dependiendo de los taludes). El valor de C_d se relaciona con el ancho de la cresta del vertedor (L) y con la carga hidráulica total H_1 . La lámina 4.8 muestra los valores de C_d en función del cociente H_1/L .

Lámina 4.8 Coeficiente de descarga C_d en función de H_1/L



El valor del coeficiente C_v es la razón de H_1 a h_1 , elevado a la u de la fórmula (4.28). Usando la relación que guardan h_1 a H_1 (Ec. 4.24) se puede escribir

$$C_v = \left[\frac{H_1}{h_1} \right]^u = \left[\frac{h_1 + V_1^2/2g}{h_1} \right]^u \quad (4.29)$$

Para obtener los valores de C_v se considera la relación $C_d A^*/A$, en donde A^* es el área hidráulica de la sección de control con tirante h_1 . La gráfica de la lámina 4.9 muestra la variación de C_v respecto a $C_d A^*/A$ para secciones triangulares y rectangulares.

Tomando en cuenta estos coeficientes, se puede calcular una tabla que relacione el gasto con diferentes cargas. Para una sección trapecial se puede establecer una fórmula en términos del tirante crítico de la siguiente manera

$$Q = C_d \left(by_c + Zy_c^2 \right) \left(2g (H_1 - y_c) \right)^{1/2} \quad (4.30)$$

El tirante crítico se puede calcular haciendo uso del cuadro 4.5 que relaciona a Y_c con la razón H_1/b para varios taludes Z .

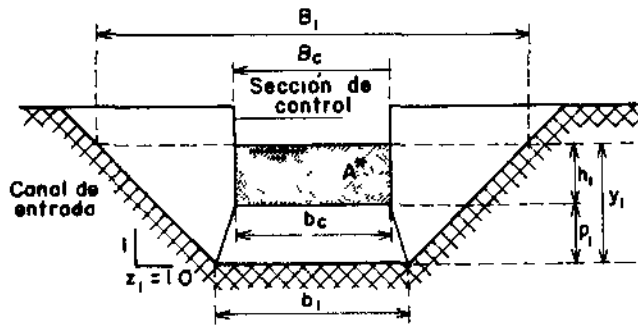
4.4.3. Límite Modular

Para vertedores de perfil trapecial el límite modular se puede establecer con la relación H_2/H_1 , igual que en el caso de otros tipos de perfil. Sin embargo, en este caso el cálculo de la relación H_2/H_1 resulta muy complicado. Sin perder precisión en el cálculo del gasto, el límite modular para vertedores de perfil trapecial puede tomarse como 95%. Para aplicaciones especiales en las que la precisión sea muy importante se puede establecer un valor más conservador. (Ver Bos et al. 1984). En forma general o gruesa se puede establecer 0.95 como el límite modular para este tipo de perfil de vertedores de cresta ancha.

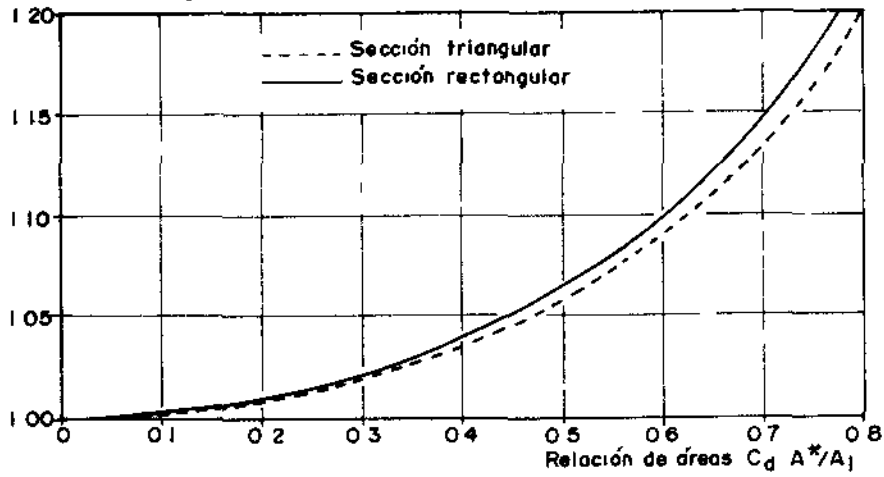
Cuadro 4.5 Valores de Y_c/H_1 en función de Z_c y H_1/b_c

H1 bc	Taludes del canal, horizontal a vertical (Zc)									
	Vertical	0.25:1	0.50:1	0.75:1	1:1	1.5:1	2:1	2.5:1	3:1	4:1
.00	.667	.667	.667	.667	.667	.667	.667	.667	.667	.667
.01	.667	.667	.667	.668	.668	.669	.670	.670	.671	.672
.02	.667	.667	.668	.669	.670	.671	.672	.674	.675	.678
.03	.667	.668	.669	.670	.671	.673	.675	.677	.679	.683
.04	.667	.668	.670	.671	.672	.675	.677	.680	.683	.687
.05	.667	.668	.670	.672	.674	.677	.680	.683	.686	.692
.06	.667	.669	.671	.673	.675	.679	.683	.686	.690	.696
.07	.667	.669	.672	.674	.676	.681	.685	.689	.693	.699
.08	.667	.670	.672	.675	.678	.683	.687	.692	.696	.703
.09	.667	.670	.673	.676	.679	.684	.690	.695	.698	.706
.10	.667	.670	.674	.677	.680	.686	.692	.697	.701	.709
.12	.667	.671	.675	.679	.684	.690	.696	.701	.706	.715
.14	.667	.672	.676	.681	.686	.693	.699	.705	.711	.720
.16	.667	.672	.678	.683	.687	.696	.703	.709	.715	.725
.18	.667	.673	.679	.684	.690	.698	.706	.728	.734	.744
.20	.667	.674	.680	.686	.692	.701	.709	.717	.723	.733
.22	.667	.674	.681	.688	.694	.704	.712	.720	.726	.736
.24	.667	.675	.683	.689	.696	.706	.715	.723	.729	.739
.26	.667	.676	.684	.691	.698	.709	.718	.725	.732	.742
.28	.667	.676	.685	.693	.699	.711	.720	.728	.734	.744
.30	.667	.677	.686	.694	.701	.713	.723	.730	.737	.747
.32	.667	.678	.687	.696	.703	.715	.725	.733	.739	.749
.34	.667	.678	.689	.697	.705	.717	.727	.735	.741	.751
.36	.667	.679	.690	.699	.706	.719	.729	.737	.743	.752
.38	.667	.680	.691	.700	.708	.721	.731	.738	.745	.754
.40	.667	.680	.692	.701	.709	.723	.733	.740	.747	.756
.42	.667	.681	.693	.703	.711	.725	.734	.742	.748	.757
.44	.667	.681	.694	.704	.712	.727	.736	.744	.750	.759
.46	.667	.682	.695	.705	.714	.728	.737	.745	.751	.760
.48	.667	.683	.696	.706	.715	.729	.739	.747	.752	.761
.5	.667	.683	.697	.708	.717	.730	.740	.748	.754	.762
.6	.667	.686	.701	.713	.723	.737	.747	.754	.759	.767
.7	.667	.688	.706	.718	.728	.742	.752	.758	.764	.771
.8	.667	.692	.709	.723	.732	.746	.756	.762	.767	.774
.9	.667	.694	.713	.727	.737	.750	.759	.766	.770	.776
1.0	.667	.697	.717	.730	.740	.754	.762	.768	.773	.778
1.2	.667	.701	.723	.737	.747	.759	.767	.772	.776	.782
1.4	.667	.706	.729	.742	.752	.764	.771	.776	.779	.784
1.6	.667	.709	.733	.747	.756	.767	.774	.778	.781	.786
1.8	.667	.713	.737	.750	.759	.770	.776	.781	.783	.787
2	.667	.717	.740	.754	.762	.773	.778	.782	.785	.788
3	.667	.730	.753	.766	.773	.781	.785	.787	.790	.792
4	.667	.740	.762	.773	.778	.785	.788	.790	.792	.794
5	.667	.748	.768	.777	.782	.788	.791	.792	.794	.795
10	.667	.768	.782	.788	.791	.794	.795	.796	.797	.798
∞		.800	.800	.800	.800	.800	.800	.800	.800	.800

Lámina 4.9 Coeficiente de velocidad de llegada como función de $C_d A^*/A$



Coeficiente de velocidad de llegada

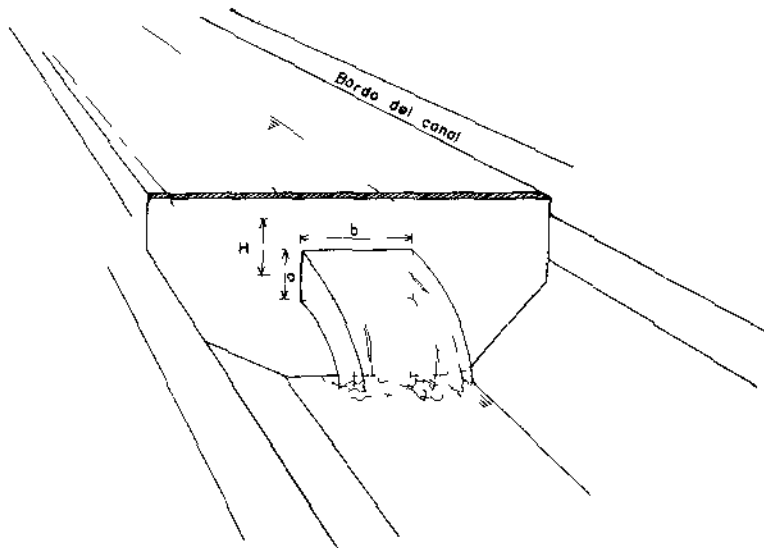


5. ORIFICIOS Y COMPUERTAS

5.1. Aspectos generales

Un orificio se define como una abertura practicada sobre una pared que atraviesa un canal o cierra un depósito que contiene agua. Se requiere como condición que la superficie libre del agua esté por encima del labio superior del orificio, porque de no ser así, la abertura dejaría de funcionar como orificio y lo haría como vertedor. La lámina 5.1 muestra un orificio típico usado en medición de gasto en canales.

Lámina 5.1 Orificio típico usado en medición



La pared en donde se practica el orificio puede ser horizontal, vertical o tener cualquier inclinación respecto a un plano de comparación. Asimismo puede tener cualquier forma y dimensiones. La descarga puede hacerse libremente a la atmósfera o en forma sumergida a otro depósito con agua.

Los orificios que se usan normalmente en medición tienen forma circular o

rectangular y se colocan en un plano vertical perpendicular a la dirección del flujo, de preferencia con descarga sumergida.

El empleo de compuertas para medición se basa en los mismos principios de los orificios, es decir, se pueden emplear, salvo algunas modificaciones, las mismas ecuaciones de carga - gasto, siempre y cuando las características del flujo permanezcan hidráulicamente similares a las de un orificio. Las modificaciones conciernen a la forma de calcular los coeficientes de descarga.

En general, las compuertas sirven a un propósito diferente al de la medición. Su uso es principalmente para el control del gasto: ya sea que mantengan una carga constante en un tramo de canal, como es el caso de las compuertas radiales, o que permitan la derivación de un cierto volumen o gasto constante, hacia un canal secundario de ramificación.

Tanto los orificios como las compuertas se recomiendan para la medición temporal de escurrimientos. El empleo de orificios se limita, por razones obvias, a la medición de gastos reducidos; en especial conviene hacerse en funcionamiento sumergido, ya que en estas condiciones de operación, se cuenta con mayor información experimental. Por otra parte el empleo de compuertas, es difícil de hacer en forma sistemática, ya que se introduce un grado de error muy grande; es conveniente usarlas para estimar, en forma aproximada, el rango de gastos que ocurren en un canal. El empleo de otro tipo de estructura, ya sea calibrada en laboratorio o calibrable en campo, resulta más ventajoso para el registro continuo de aforos.

5.2. Orificios

5.2.1. Análisis de condiciones de flujo

Para el análisis que se hace en esta sección se considera que los bordes que forman el perímetro del orificio son delgados y afilados, con un perfil semejante al presentado en la sección 3.1 para vertedores de pared delgada.

Considérese un orificio con las características definidas anteriormente. Las partículas de agua dentro del depósito aguas arriba del orificio se mueven en dirección del centro del mismo. Por esta razón, en la sección de flujo a la salida del orificio, por efecto de la inercia, el chorro se contrae. A esta sección se la llama vena contraída y tiene un área A_c inferior al área A del orificio. Considerando una distribución uniforme de velocidades y que el plano de referencia coincida con el centro del orificio, la carga hidráulica H se expresa como

$$H = V^2/2g \quad (5.1)$$

donde V es la velocidad media en el orificio. Además se considera despreciable la velocidad de ingreso al depósito de aguas arriba y el desnivel entre el centro del orificio y el eje de la vena contraída. Despejando la velocidad V en 5.1, se obtiene

$$V = \sqrt{2gH} \quad (5.2)$$

que es la fórmula de Torricelli. Esta expresión puede también obtenerse aplicando la ecuación de Bernoulli entre una sección, aguas arriba, próxima al orificio y, otra, aguas abajo, en el chorro de salida. En la expresión anterior se puede introducir un coeficiente de velocidad C_v para tomar en cuenta los efectos de una distribución no uniforme de velocidades y la pérdida de energía entre las secciones aguas arriba y abajo. De esta forma se obtiene

$$V = C_v \sqrt{2gH} \quad (5.3)$$

C_v es un coeficiente adimensional con valores ligeramente menores a la unidad.

El área de la sección contraída A_c puede expresarse como una función del área del orificio A en la forma

$$A_c = C_c A$$

en donde C_c es un coeficiente de contracción.

Entonces, el gasto que pasa a través de la sección A_c , se puede expresar como

$$Q = C_v C_c A \sqrt{2gH} \quad (5.4)$$

o bien, si se define $C_d = C_v C_c$ como un coeficiente de descarga, el gasto se puede calcular como

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} \quad (5.5)$$

fórmula que es válida para H medido entre el centro del orificio y el nivel del agua del depósito o sección transversal aguas arriba del orificio.

Los coeficientes de velocidad C_v , de contracción C_c y de descarga C_d son básicamente experimentales. Sin embargo, existe una relación entre ellos. Se puede comprobar que son función exclusivamente del número de Reynolds. Para números de Reynolds $Re > 10^5$, que es el orden que se presenta en las aplicaciones prácticas, los coeficientes toman los siguientes valores constantes

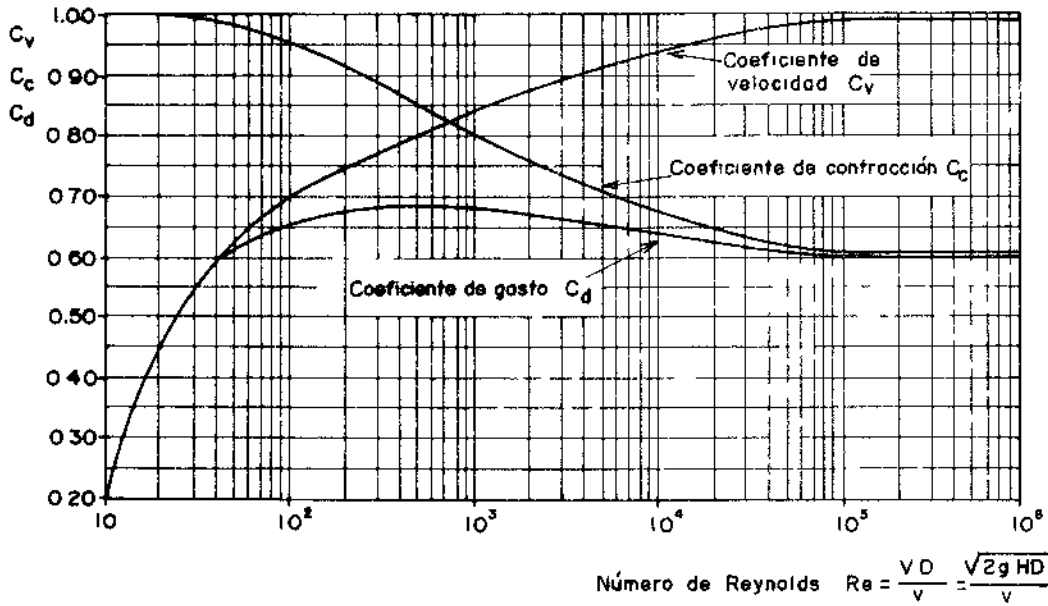
$$\left. \begin{aligned} C_v &= 0.99 \\ C_c &= 0.605 \\ C_d &= 0.600 \end{aligned} \right\} \quad (5.6)$$

Para números de Reynolds menores, se puede usar la lámina 5.2 que permite calcular los coeficientes. Asimismo el cuadro 5.1 contiene valores típicos para estos coeficientes. La expresión para calcular el número de Reynolds es:

$$R = VD/\nu = \sqrt{2gH} D/\nu \quad (5.7)$$

en donde V , D y ν corresponden a la velocidad, el diámetro del orificio y la viscosidad cinemática del fluido, respectivamente.

Lámina 5.2 Coeficientes de velocidad de contracción y de descarga



La fórmula 5.7 se aplica directamente a orificios de sección circular. Para orificios rectangulares el comportamiento de los coeficientes es prácticamente el mismo de la lámina 5.2. En este caso, en lugar de D , en el cálculo del número de Reynolds, se utiliza la mínima dimensión a del orificio y para el área se toma $A=ab$, en donde b es la dimensión mayor de la sección rectangular.

Cuadro 5.1 Coeficientes de velocidad C_v , de contracción C_c y de descarga C_d

C_v	1	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95
C_c	0.586	0.60	0.615	0.631	0.647	0.664
C_d	0.586	0.594	0.603	0.612	0.621	0.631

Lo anterior se aplica a orificios con contracción completa, tal y como se explica en el capítulo 3; es decir, el perímetro del orificio debe estar a una distancia de por lo menos 3D o 3a de cualquier frontera, (pared, fondo o superficie libre) que se encuentre en la sección aguas arriba.

5.2.2. Orificios con contracción incompleta

Los orificios se consideran de contracción incompleta en dos casos: cuando las paredes y/o el fondo de la sección aguas arriba no se encuentran a 3D o 3a mínimo del contorno del orificio y cuando el nivel del agua sobre el centro del orificio, también en la sección de aguas arriba, es menor a 3D. Este es el caso que puede presentarse con más frecuencia.

Si se analizan las condiciones aguas arriba y aguas abajo se puede establecer la relación ϕ entre el gasto calculado como si el orificio tuviera una carga mayor o igual a 3D o 3a y el gasto real Q, en la siguiente forma

$$\phi = Q'/Q = 1 - 1/128 (D/H)^2 \quad (5.8)$$

en donde D debe intercambiarse por a si el orificio es rectangular. Nótese que los casos extremos ocurren cuando $D/H = 2/3$, en cuyo caso $\phi = 0.99$; para valores menores ϕ se puede tomar como 1.0; cuando $D/H = 2$ ϕ vale 0.95 y es el límite para que el orificio funcione como tal. Para valores mayores que 2 el orificio se transforma en vertedor de pared delgada (ver sección 3.2). Cuando la plantilla y/o alguna de las paredes de la sección aguas arriba están a una distancia menor a 3D o 3a de alguno de los bordes del orificio se dice que la contracción es parcialmente suprimida y en este caso se aplica la siguiente ecuación empírica para el cálculo del coeficiente de descarga

$$C_d = C_{d0} [1 + 0.641 (A_0/A_T)^2] \quad (5.9)$$

en donde C_d es el coeficiente de descarga corregido; C_{d0} el coeficiente de descarga para el mismo orificio con contracción completa; A_0 el área del orificio y A_T el área mojada de la placa en donde se localiza el orificio, lámina 5.3.

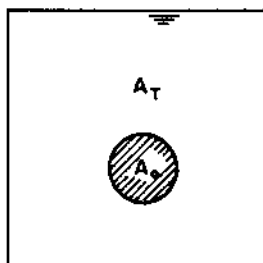
5.3. Compuertas

5.3.1. Descripción de flujo

Una compuerta es una placa recta o curva que se coloca en oposición al sentido de flujo para regular el gasto que pasa bajo ella. Generalmente el ancho de la compuerta coincide con el del canal y su borde inferior se apoya contra la plantilla cuando se cierra completamente.

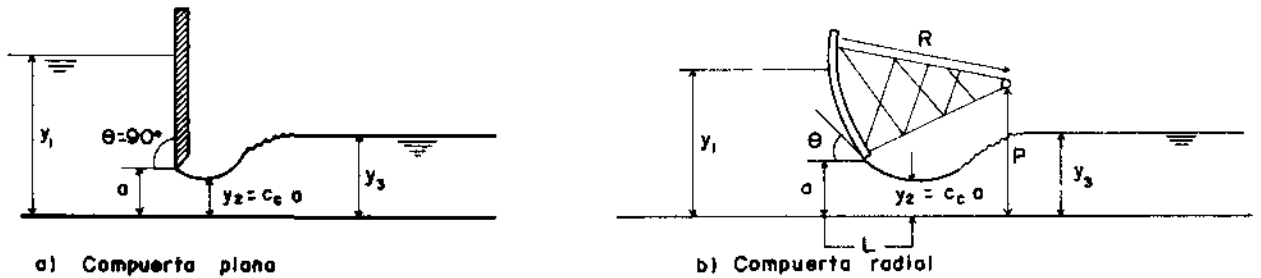
En la lámina 5.4 se puede observar cómo la lámina de flujo bajo la compuerta experimenta una contracción, de una altura a , al pasar bajo la compuerta, a otra $C_c a = y_2$ en una sección aguas abajo, a una distancia L , en donde las líneas de corriente se vuelven horizontales y paralelas.

Lámina 5.3 Orificio con contracción parcialmente suprimida



Considérese, como caso general, una compuerta plana con una inclinación respecto de la horizontal. Para una compuerta vertical θ es 90° . En una compuerta radial este ángulo se mide con la tangente del labio de la compuerta (lámina 5.4).

Lámina 5.4 Tipos de compuertas



Si se establece el balance de energía entre una sección 1, inmediatamente aguas arriba de la compuerta y la sección contraída, se puede escribir

$$H = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = C_c a + \frac{V_2^2}{2g} \quad (5.10)$$

La ecuación de continuidad permite escribir

$$V_1 = \frac{C_c a V_2}{y_1} \quad (5.11)$$

sustituyendo en 5.10

$$y_1 + \left(\frac{C_c a}{y_1} \right)^2 \frac{V_2^2}{2g} = C_c a + \frac{V_2^2}{2g} \quad (5.12)$$

y resolviendo para V_2 , se obtiene

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{y_1 - C_c a}{1 - (C_c a/y_1)^2} = \frac{(1 - C_c a/y_1)y_1}{(1 + C_c a/y_1)(1 - C_c a/y_1)} = \frac{y_1}{1 + (C_c a/y_1)} ;$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{2g y_1}{1 + (C_c a/y_1)}} \quad (5.13)$$

Si se aplica un coeficiente C_v que compense la no uniformidad de la velocidad, la velocidad media en la sección contraída está dada por

$$V_2 = C_v \sqrt{\frac{2g y_1}{1 + (C_c a/y_1)}} \quad (5.14)$$

Nótese la similitud que tiene esta expresión con la encontrada para orificios. Si el ancho de la compuerta es b , el gasto se puede calcular mediante

$$Q = \frac{C_c C_v b a}{\sqrt{1 + C_c a/y_1}} \sqrt{2g y_1} \quad (5.15)$$

y si se toma

$$C_d = \frac{C_c C_v}{\sqrt{1 + C_c a/y_1}}$$

se obtiene

$$Q = C_d b a \sqrt{2gy_1} \tag{5.16}$$

Nuevamente C_v , C_c y C_d , se obtienen experimentalmente.

5.3.2. Coeficientes de descarga

El flujo bajo una compuerta ha sido muy estudiado; sin embargo, no hay coincidencia entre los resultados obtenidos por los diferentes investigadores. Para una compuerta plana vertical el coeficiente C_d se puede obtener de la lámina 5.5 que relaciona C_d con y_1/a para varios valores de ahogamiento y_3/a , siendo y_3 el tirante medido aguas abajo de la compuerta. De igual forma la lámina 5.6, muestra los coeficientes de gasto C_d en función de y_1/a para diversos ángulos de inclinación para flujos con descarga libre.

Lamina 5.5 Coeficiente de descarga para una compuerta plana

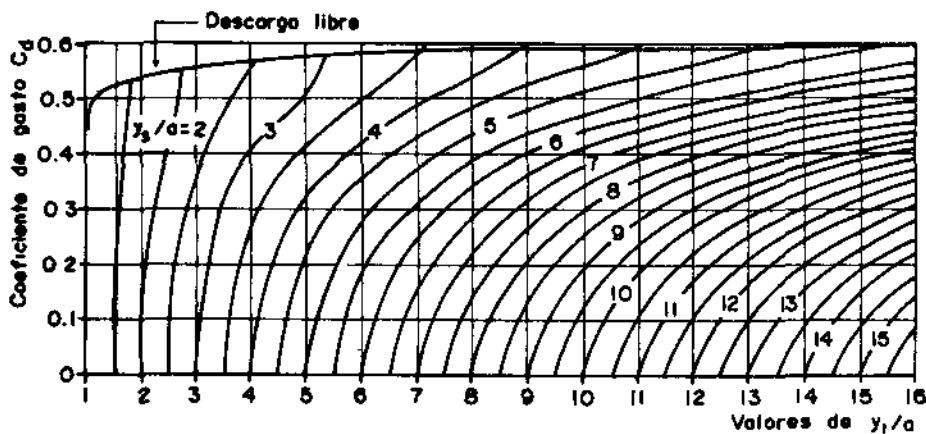
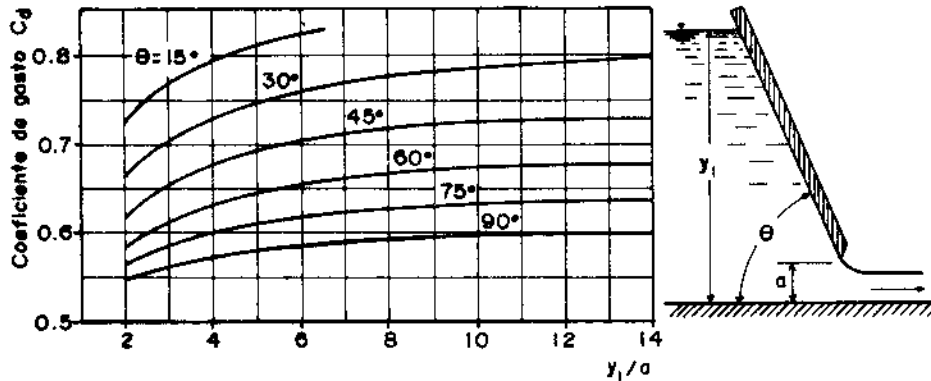


Lámina 5.6 Coeficientes de descarga para compuertas planas inclinadas con descarga libre



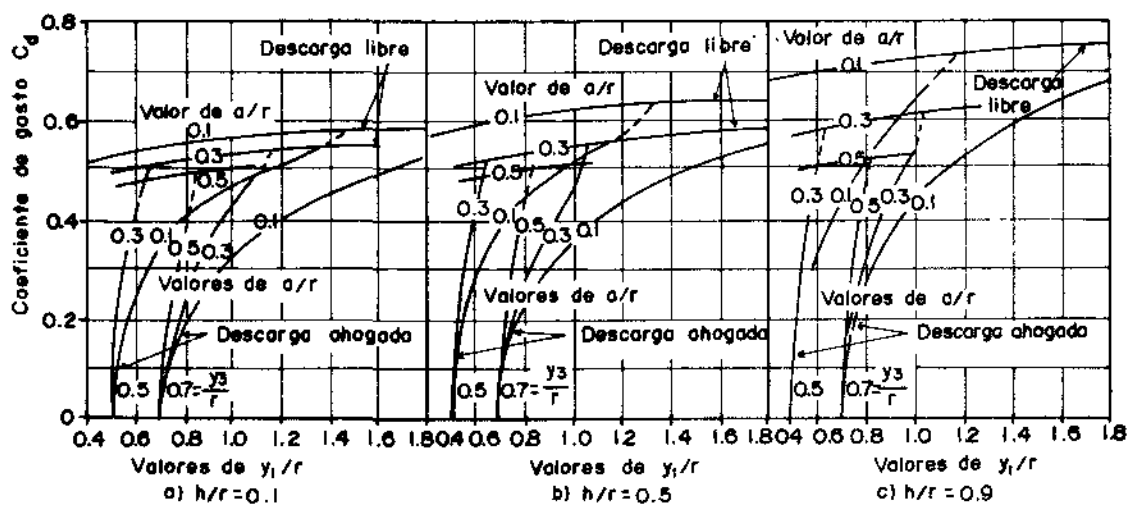
Para compuertas radiales, caso de ángulos de inclinación diferentes de 90° , la lámina 5.7 permite obtener los coeficientes de descarga C_d , tanto para descarga libre como ahogada. Esta gráfica relaciona valores de (y_1/R) o (h/R) nivel del agua entre el radio de la compuerta, abertura de la compuerta entre el radio a/R y altura del perno o eje de la compuerta entre el radio P/R para obtener el coeficiente de gasto C_d . Para su aplicación es conveniente consultar la lámina 5.4b. Salvo algunas situaciones especiales no se requiere conocer por separado los valores de C_v , coeficiente de velocidad, C_c , coeficiente de contracción y C_d coeficiente de descarga. Aquí sólo se presenta la forma de obtener C_d ; para una explicación más detalladas se puede consultar Sotelo (1974).

El uso de compuertas en medición tiene dos aspectos que conviene balancear cuando se hace su aplicación: por una parte, en general, las compuertas son

estructuras existentes en los canales, lo cual constituye una ventaja; sin embargo, el grado de precisión que se puede alcanzar es muy bajo en comparación con otras estructuras de aplicación expresa en medición. Otra desventaja adicional en el uso de compuertas es la necesidad de registrar tres mediciones: niveles aguas arriba y abajo, y abertura de la compuerta, lo cual en la mayoría de las situaciones es un obstáculo para la obtención de un registro continuo de gastos. Otro problema muy frecuentemente encontrado es la dificultad para calcular los coeficientes de descarga y por ende los gastos, ya que el método gráfico presentado aquí requiere de mucho cuidado en el manejo de la información medida en el sitio, y la aplicación de las diversas relaciones que intervienen en el cálculo del coeficiente de gasto.

En general, el cálculo del coeficiente de gasto se transforma en un problema cuya solución no puede darla el personal que toma las lecturas, y por lo tanto se requiere de gente con mejor capacitación.

Lámina 5.7 Coeficientes de descarga para compuertas radiales



6. AFORADORES A REGIMEN CRITICO

6.1. Aspectos generales

Un aforador es un dispositivo de medición que consiste esencialmente de una contracción en un canal a superficie libre; la contracción se forma por una elevación de la plantilla y el estrechamiento de la sección transversal del canal. Entre las ventajas que presenta este tipo de estructuras, está la de transportar, a través de ella, material que el agua lleva en suspensión o flotación sin causar ningún efecto adverso en su funcionamiento. En otros tipos de estructuras, este material se deposita aguas arriba, afectando la sección de entrada o la calibración, siendo por ello necesario mantener un cuidado constante de la estructura. Para muchos tipos de geometría se puede calcular la relación carga-gasto sin necesidad de calibraciones de campo o laboratorio. Soportan límites de ahogamiento altos y en general son las estructuras ideales de medición cuando la pérdida de carga permitida es reducida. Los aforadores a régimen crítico pueden clasificarse dentro de los siguientes grupos: a) Aforadores de garganta larga. En este tipo de aforadores la contracción produce pequeñas curvaturas de la superficie del agua y el flujo es virtualmente paralelo a la garganta. Esta condición se puede tratar analíticamente, lo que permite establecer las relaciones carga-gasto en forma directa y que el proyectista pueda escoger libremente las dimensiones que satisfagan los requerimientos específicos de un caso particular.

b) Aforadores de garganta corta. En este tipo de estructura la superficie del agua tiene una curvatura considerable y no es paralela a la garganta del aforador. Esto constituye una desventaja, ya que, en contraposición con los aforadores de garganta larga, la relación carga-gasto no puede establecerse de antemano. Por esta razón se recurre a calibraciones de laboratorio y campo. Esto, a su vez, restringe la elección de dimensiones ya que, por razones de la calibración, es más conveniente sujetarse a la aplicación de tamaños estándar.

c) Aforadores de garganta suprimida. Este tipo de estructura consiste en

una transición de entrada y otra de salida, unidas por una sección contraída que hace las veces de garganta. En el caso mas general, la plantilla conserva la misma elevación a lo largo de toda la estructura, lo cual, junto con la simplicidad global de las transiciones de entrada y salida, hace de esta estructura una forma sencilla y económica de aforador. Este tipo de canal medidor conserva las mismas desventajas y limitaciones de los aforadores de garganta corta, es decir, la relación carga-gasto no puede establecerse sin calibración, a menos que, para la aplicación particular que se trate, se pueda adecuar alguno de los diseños estándar disponibles.

6.2. Aforadores de garganta larga

En los aforadores de garganta larga se toma una longitud de garganta tal que permita que las líneas de flujo, en la mayor parte de la sección contraída, sean paralelas. Esto se logra si la longitud de la garganta es de por lo menos dos veces la carga máxima, referida a la altura de la garganta, que se tenga aguas arriba. Cuando se presenta el flujo crítico y la distribución de presiones es aproximadamente la hidrostática, se puede establecer en forma analítica la relación carga-gasto, como se vio en el capítulo 4.

6.2.1. Ecuación general de gasto

Se parte de la ecuación de energía

$$H = \beta d + \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (6.1)$$

en donde α y β son coeficientes de corrección por distribuciones de presión diferentes a la hidrostática y de velocidades no uniformes respectivamente. Tomando, por ahora, α y β iguales a la unidad y sustituyendo en (6.1) la ecuación de continuidad $Q = VA$ se obtiene

$$H = d + \frac{Q^2}{2gA^2} \quad (6.2)$$

Derivando con respecto a d

$$\frac{dH}{dd} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dd} \quad (6.3)$$

Un cambio de área en la sección transversal se puede relacionar con el ancho de la superficie libre B multiplicado por un cambio de nivel dd . De tal forma

$$dA = B dd ; \quad \frac{dA}{dd} = B \quad (6.4)$$

y sustituyendo este resultado en (6.3):

$$\frac{dH}{dd} = 1 - \frac{Q^2 B}{gA^3} \quad (6.5)$$

El flujo crítico se define como el gasto máximo a energía mínima; usando el criterio de la derivada $dH/dd=0$, resulta

$$Q = \sqrt{g A_c^3 / B_c} \quad (6.6)$$

en donde el subíndice c se refiere a las condiciones en la sección de la garganta donde se presenta el tirante crítico. Esta ecuación es una forma general que se puede aplicar para cualquier sección transversal de flujo, ya sea regular o irregular. En forma alternativa, tomando $V_c = Q/A_c$ se obtiene

$$V_c = \sqrt{g A_c / B_c} \quad (6.7)$$

y sustituyendo en la ecuación (6.1) con $\alpha=\beta=1$ se obtiene

$$H_c = d_c + \frac{A_c}{2B_c} \quad (6.8)$$

Para un flujo sin pérdidas de energía la carga hidráulica en cualquier sección es la misma, de tal forma que la carga en la sección de flujo crítico H_c se puede igualar con la de aguas arriba H , ($H_c = H$).

Para una sección rectangular, tomando $A_c = d_c b$ y $B = b$, la fórmula 6.6 se puede escribir como

$$Q = \sqrt{g} \left(\frac{d_c^3 b^3}{b} \right)^{1/2} = \sqrt{g} d_c^{3/2} b \quad (6.9)$$

y sustituyendo el valor de d_c en términos de H (ecuación 4.25) se obtiene:

$$Q = \sqrt{g} b (2/3 H)^{3/2}$$

Si se aplica un razonamiento similar se pueden obtener expresiones como la anterior para cualquier forma de sección transversal. Asimismo, si se toman en cuenta coeficientes adecuados para compensar las consideraciones iniciales de distribución hidrostática de presiones, distribución uniforme de velocidades etc, se puede escribir

$$Q = C_v C_d \sqrt{g} b (2/3 h)^{3/2}$$

en donde:

- C_v = coeficiente que toma en cuenta la carga de velocidad en el canal de llegada.
- C_d = coeficiente de pérdida de carga por fricción.
- b = ancho de plantilla.
- h = altura de la superficie del agua, medida con relación al piso de la garganta.

La expresión anterior puede modificarse fácilmente para otros tipos de sección transversal cuando se tienen expresiones sencillas para el área hidráulica y el ancho de la superficie libre del agua.

6.2.2. Cálculo de pérdida de carga

Existen comúnmente dos métodos de cálculo de pérdidas por fricción: el uso de factores como λ en la ecuación de Colebrook-White (Vallentine, 1969), o alguna otra como la de Manning o Chézy; alternativamente se puede usar la teoría de la capa límite. Según análisis de calibraciones experimentales, se puede obtener mejor aproximación entre valores calculados y medidos directamente si se usa este último método de evaluación.

La relación de la pérdida de carga con la capa límite se establece calculando el espesor de desplazamiento δ_* , ya que existen algunas dificultades para determinar con precisión el espesor δ de la capa límite. De esta forma se considera que la frontera efectiva del flujo se desplaza hacia dentro de éste en una cantidad δ_* . Por esta razón, la sección transversal del flujo se define usando el nivel de la superficie libre del agua, la geometría de la frontera sólida y el espesor de desplazamiento de la capa límite.

El uso del método de la capa límite consiste, fundamentalmente, en modificar la sección de flujo, en las ecuaciones de gasto y energía previamente presentadas. Si se introduce el concepto de área efectiva A_e , entonces 6.2 se puede escribir como

$$V = \frac{Q}{A_e} \quad \text{y} \quad H = d + \frac{Q^2}{2g A_e^2} \quad (6.10)$$

En forma similar se define B_e como el ancho efectivo de la superficie libre del agua, y

$$Q = \sqrt{g A_{ce}^3 / B_{ce}} \quad (6.11)$$

en donde A_{ce} y B_{ce} se refieren a la sección crítica del flujo. De manera análoga

$$V_{ce} = \sqrt{g A_{ce} / B_{ce}} \quad (6.12)$$

y

$$H = d_c + A_{ce} / 2 B_{ce}$$

la forma de calcular δ_* se da en la sección 4.3.3

6.2.3. Ecuaciones de gasto para aforadores de garganta larga

El procedimiento de cálculo de una fórmula de carga-gasto es el mismo para cualquier forma de sección transversal del aforador. La fórmula 6.11 permite calcularla tomando en cuenta la capa límite. La geometría de la sección se puede expresar en términos de $(d_c - \delta_*)$, lo que permite a su vez expresar el gasto en términos de estas dos variables.

De la misma forma, la ecuación de la energía se puede expresar en términos de $(H - \delta_*)$, lo que permite obtener el gasto Q en términos de $(H - \delta_*)$ y otras propiedades geométricas de la sección transversal.

6.2.4. Sección transversal rectangular

La forma de definir la geometría efectiva de la sección transversal (Lámina 6.1a) es

$$\left. \begin{aligned} B_{ce} &= (b-2\delta^*) \\ A_{ce} &= (b-2\delta^*) (d_c - \delta^*) \end{aligned} \right\} \quad (6.13)$$

por lo que la ecuación de gasto resulta

$$Q = (2/3)^{3/2} \sqrt{g} C_v C_d b H^{3/2} \quad (6.14)$$

en donde

$$C_v = \left(\frac{H-\delta^*}{h-\delta^*} \right)^{3/2} \quad (6.15)$$

$$y \quad C_d = \left(\frac{b-2\delta^*}{b} \right) \left(\frac{h-\delta^*}{h} \right)^{3/2} \quad (6.16)$$

6.2.5. Sección trapezoidal

En este caso las fórmulas de cálculo de la geometría efectiva son

$$b_e = b - 2 (\sqrt{1+m^2} - m) \delta^* \quad m\text{-talud} \quad (6.17)$$

$$B_{ce} = b_e - 2m (d_c - \delta^*) \quad (6.18)$$

$$A_{ce} = (d_c - \delta^*) [b_e - m (d_c - \delta^*)] \quad (6.19)$$

la fórmula de gasto

$$Q = (2/3)^{3/2} \sqrt{g} C_v C_s C_d b h^{3/2} \quad (6.20)$$

$$C_v = \left(\frac{H - \delta^*}{h - \delta^*} \right)^{3/2} \quad (6.21)$$

$$C_s = \left\{ 1 + \frac{2m(d_c - \delta^*)}{b_e} \right\} \left\{ \frac{1 + [m(d_c - \delta^*)/b_e]}{1 + [5m(d_c - \delta^*)/3b_e]} \right\} \quad (6.22)$$

$$C_d = \left(\frac{b_e}{b} \right) \left(\frac{h - \delta^*}{h} \right)^{3/2} \quad (6.23)$$

El significado de las variables se indica en la Lámina 6.1b.

6.2.6. Sección triangular

La geometría de la sección triangular está definida por

$$B_{ce} = 2(d_c \tan \theta - \delta^*/\cos \theta) \quad (6.24)$$

$$A_{ce} = \left(d_c \tan \theta - \frac{\delta^*}{\cos \theta} \right) \left(d_c - \frac{\delta^*}{\sen \theta} \right) \quad (6.25)$$

la fórmula de gasto

$$Q = \sqrt{g} C_v C_s C_d b \left(\frac{2}{3h} \right)^{3/2} \quad (6.26)$$

en donde

$$C_v = \left(\frac{H - (\delta^*/\text{sen } \theta)}{h - (\delta^*/\text{sen } \theta)} \right)^{3/2} \quad (6.27)$$

$$C_s = \frac{\sqrt{2}}{3} \left(\frac{6}{5} \right)^{5/2} = 0.744 \quad (6.28)$$

$$C_d = \left(\frac{h - \delta^*/\text{sen } \theta}{h} \right)^{3/2} \quad (6.29)$$

$$b = (H - \delta^*/\text{sen } \theta) \tan \theta \quad (6.30)$$

Nótese que b tiene un significado diferente al de ancho de plantilla. La lámina 6.1c ilustra el significado de las variables.

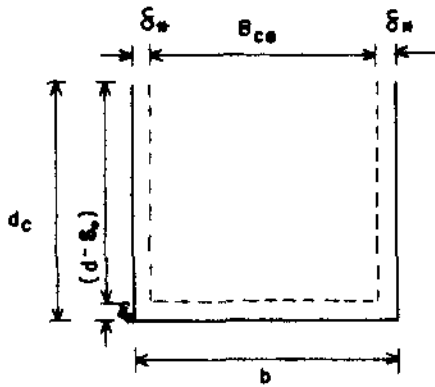
6.2.7. Especificaciones de diseño

La garganta debe nivelarse completamente y el flujo en el canal de llegada debe mantenerse en régimen subcrítico. En lo posible el número de Froude en el canal de llegada $V/\sqrt{gA/B}$, debe ser menor a 0.5 para asegurar una superficie libre estable y sin perturbaciones que puedan dificultar la medición precisa del nivel del agua.

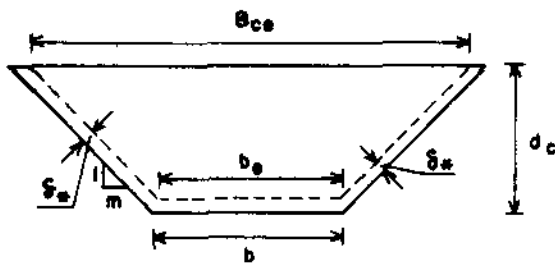
El límite inferior del tirante es de 0.5 m o 0.05 x longitud de la garganta, lo que resulte mayor. Esto permite evitar la influencia indebida de la rugosidad de la plantilla, la viscosidad del fluido, la tensión superficial, etcétera.

La longitud de la garganta debe ser igual o mayor al doble de la máxima carga que vaya a ser medida, para asegurar una distribución casi hidrostática en la sección a flujo crítico.

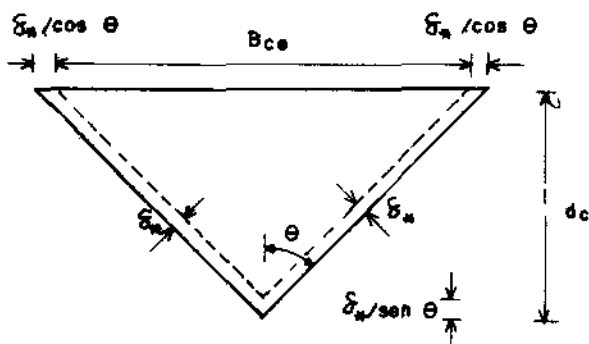
Lámina 6.1 Geometría efectiva de tres secciones transversales de canal



Sección transversal de un canal rectangular



Geometría de un canal trapecial



Sección transversal de un canal triangular

La geometría del dispositivo debe ser tal que el ancho de la garganta sea mayor a 0.1 m y que la carga máxima no exceda a 2 m. Estos límites se han confirmado experimentalmente.

Las paredes del canal en la transición de entrada no deben convergir a más de 1:3, cuando la transición es recta; si se hace curva, las paredes deben estar completamente dentro de una transición recta 1:3.

Se recomienda que la transición de salida sea 1:6, (1 transversal a 6 longitudinal), pero que no exceda un radio de convergencia de 1:3.

El empleo exitoso de aforadores de garganta larga depende en buena medida del cuidado que se dé a su construcción. Por esta razón es conveniente hacer diseños estándar que sean construidos en condiciones controladas, para lograr que sus dimensiones estén dentro de los rangos de tolerancia aceptados y que en general no excedan en más de 2 mm las medidas de las principales dimensiones (e.g. plantillas, longitud de garganta, taludes). Al no cubrirse este requerimiento de precisión se deberán medir las secciones transversales a intervalos cercanos y después tomar promedios para calcular los gastos.

6.2.8. Límite modular

Una característica muy importante en los aforadores de garganta larga es su insensibilidad a los tirantes aguas abajo. El aforador de garganta larga puede tolerar grandes tirantes sin que sean afectadas las condiciones de flujo en la sección crítica.

El cálculo del límite modular o del radio H_2/H_1 puede relacionarse con las pérdidas de energía que produce la contracción, pero depende en mayor medida de la expansión aguas abajo.

El cuadro 6.1 contiene los límites modulares para diversas relaciones de expansión.

Cuadro 6.1 Efecto del grado de expansión en el límite modular

Grado de Expansión (a cada lado del canal) (transversal) : (longitudinal)		$\frac{H_2}{H_1}$
1	: 20	0.91
1	: 10	0.83
1	: 6	0.80
1	: 3	0.74

6.3. Aforadores de garganta corta

Una desventaja de los aforadores de garganta larga es su tamaño y su precio. Una forma de salvar esta desventaja es diseñar aforadores de garganta corta. El principio de funcionamiento de este tipo de aforadores es el mismo que el de los de garganta larga, es decir, el principio de flujo crítico que se presenta en la garganta del aforador. Sin embargo, en este caso no se presenta flujo recto y paralelo y las distribuciones de presión no son semejantes a la hidrostática, lo que ocasiona dificultades en el cálculo de relaciones carga-gasto. Otra dificultad adicional se presenta en el cálculo de las pérdidas de energía. Por estas razones se depende de la calibración directa ya sea en el sitio de la estructura o en laboratorio. Esta es una desventaja importante en el empleo de aforadores de garganta corta. Al ser necesaria la calibración, lo más práctico es establecer diseños estándar, con dimensiones predeterminadas que no deban modificarse para su adecuación a condiciones particulares de aplicación.

Entre los aforadores de garganta corta más conocidos y empleados destacan el aforador Parshall, muy usado en E.U.A. y el Khafagi cuyo empleo se ha dado en

aforador Parshall de cuyo uso se tiene mayor número de referencias y calibraciones más precisas. El aforador Khafagi es en general más difícil de construir y el rango de gasto que puede medir más restringido.

6.3.1. Aforador Parshall

El medidor Parshall consiste de tres tramos principales: un tramo de convergencia uniforme, una garganta paralela corta y una transición de salida uniforme. Aguas arriba y abajo se construyen canales de entrada y salida, según sea necesario. La plantilla tiene variaciones de pendiente diversas: entra con pendiente 1:4 en una rampa ascendente; es horizontal en un tramo anterior a la garganta; en la garganta presenta una rampa descendente y, posteriormente, en la transición divergente, vuelve a subir hasta el nivel de la plantilla del canal de salida. La sección de control, donde se presenta el tirante crítico, se localiza al final de la transición convergente, aguas arriba de la garganta.

En el cuadro 6.2 se presentan 22 diseños estándar que cubren un rango de gastos desde 0.1 a 93 m³/s, con intervalos de traslape entre uno y otro. La ecuación $Q=kh^n$ es la fórmula para calcular el gasto modular cuyo límite se consigna en la columna extrema derecha. Las dimensiones para cada diseño se dan en el cuadro 6.3; la lámina 6.2 ilustra el significado de cada variable.

Es conveniente hacer hincapié en el sentido de que cada diseño tiene su calibración particular, y que ninguno es la escala de otro. Por esta razón, las aplicaciones que se quieran realizar deberán ajustarse a un diseño estándar particular, respetando las dimensiones señaladas. De otra forma la precisión se verá afectada.

Cuadro 6.2 Diseños estándar de aforadores Parshall.
Características hidráulicas

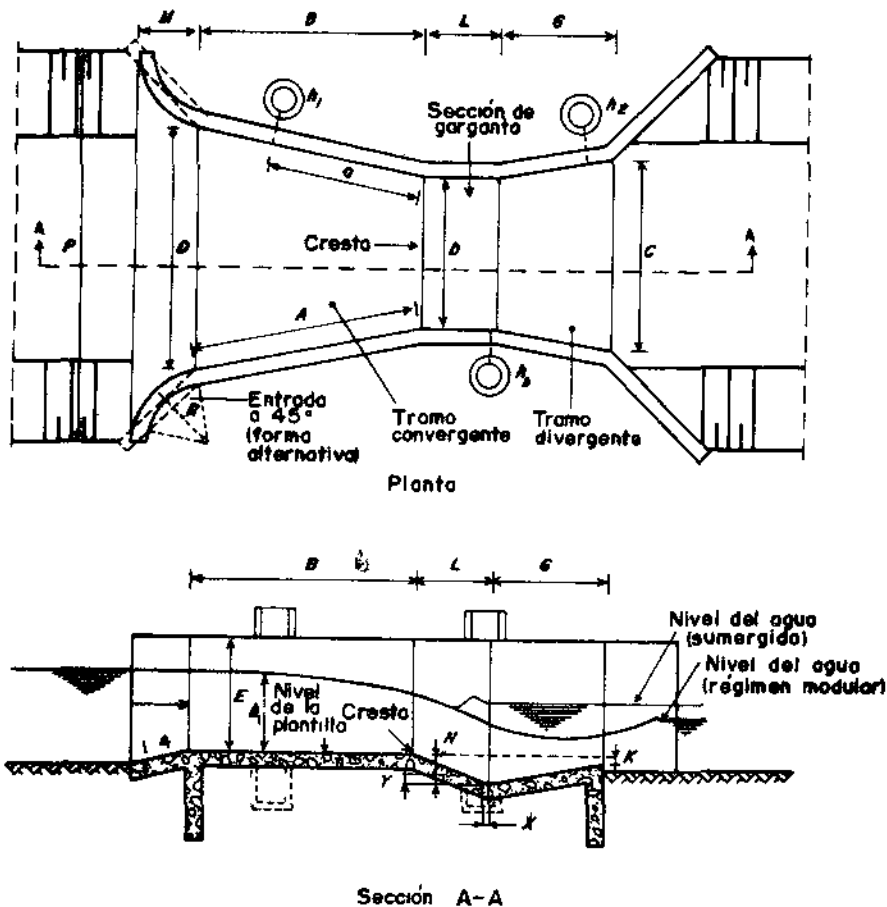
Ancho Garganta	Rango de de <u>Gastos</u>		Coeficien tes de la fórmula		Rango de de <u>carga</u>		Límite modular (h_2/h_1)
	Min.	Máx.	$Q=Rk_1^n$ (m^3/s)		Min.	Máx.	
cm	<u>l/s</u>		k	n	<u>m</u>		
2.5	0.09	5.4	0.0604	1.55	0.015	0.21	0.50
5.0	0.18	13.2	0.1207	1.55	0.015	0.24	0.50
7.5	0.77	32.1	0.1771	1.55	0.03	0.33	0.50
15.0	1.50	111.0	0.3812	1.58	0.03	0.45	0.60
22.5	2.50	251.0	0.5354	1.53	0.03	0.61	0.60
30.5	3.32	457.0	0.6909	1.52	0.03	0.76	0.70
45.5	4.80	695.0	1.0560	1.538	0.03	0.76	0.70
61.0	12.10	937.0	1.4280	1.550	0.046	0.76	0.70
91.5	17.60	1427.0	2.1840	1.566	0.046	0.76	0.70
122.0	35.80	1923.0	2.9530	1.578	0.06	0.76	0.70
152.5	44.10	2424.0	3.7320	1.587	0.06	0.76	0.70
183.0	74.10	2929.0	4.5190	1.595	0.076	0.76	0.70
213.5	85.80	3438.0	5.3120	1.601	0.076	0.76	0.70
244.0	97.20	3949.0	6.1120	1.607	0.076	0.76	0.70
m	<u>m³/s</u>						
3.05	0.16	8.28	7.463	1.60	0.09	1.07	0.80
3.66	0.19	14.68	8.859	1.60	0.09	1.37	0.80
4.58	0.23	25.04	10.96	1.60	0.09	1.67	0.80
6.10	0.31	37.97	14.45	1.60	0.09	1.83	0.80
7.63	0.38	47.14	17.94	1.60	0.09	1.83	0.80
9.15	0.46	56.33	21.44	1.60	0.09	1.83	0.80
12.20	0.60	74.70	28.43	1.60	0.09	1.83	0.80
15.25	0.75	93.04	35.41	1.60	0.09	1.83	0.80

Cuadro 6.3 Dimensiones de aforadores Parshall

b (mm)	A	Dimensiones de la Lámina 6.2															
		a	B	C	D	E	L	G	H	K	M	N	P	R	X	Y	Z
25.4	363	242	356	93	167	229	76	203	206	19	—	29	—	—	8	13	3
50.8	414	276	406	135	214	254	114	254	257	22	—	43	—	—	16	25	6
76.2	467	311	457	178	259	457	152	305	309	25	—	57	—	—	25	38	13
152.4	621	414	610	394	397	610	305	610	—	76	305	114	902	406	51	76	—
228.6	879	587	864	381	575	762	305	457	—	76	305	114	1080	406	51	76	—
304.8	1372	914	1343	610	845	914	610	914	—	76	381	229	1492	508	51	76	—
457.2	1448	965	1419	762	1026	914	610	914	—	76	381	229	1676	508	51	76	—
609.6	1524	1016	1495	914	1206	914	610	914	—	76	381	229	1854	508	51	76	—
914.4	1676	1118	1645	1219	1572	914	610	914	—	76	381	229	2222	508	51	76	—
1219.2	1829	1219	1794	1524	1937	914	610	914	—	76	457	229	2711	610	51	76	—
1524.0	1981	1321	1943	1829	2302	914	610	914	—	76	457	229	3080	610	51	76	—
1828.8	2134	1422	2092	2134	2667	914	610	914	—	76	457	229	3442	610	51	76	—
2133.6	2286	1524	2242	2438	3032	914	610	914	—	76	457	229	3810	610	51	76	—
2438.4	2438	1626	2391	2743	3397	914	610	914	—	76	457	229	4172	610	51	76	—
3048	—	1829	4267	3658	4756	1219	914	1829	—	152	—	343	—	—	305	229	—
3658	—	2032	4877	4470	5607	1524	914	2438	—	152	—	343	—	—	305	229	—
4572	—	2337	7620	5588	7620	1829	1219	3048	—	229	—	457	—	—	305	229	—
6096	—	2845	7620	7315	9144	2134	1829	3658	—	305	—	686	—	—	305	229	—
7620	—	3353	7620	8941	10668	2134	1829	3962	—	305	—	686	—	—	305	229	—
9144	—	3861	7925	10566	12313	2134	1829	4267	—	305	—	686	—	—	305	229	—
12192	—	4877	8230	13818	15481	2134	1829	4877	—	305	—	686	—	—	305	229	—
15240	—	5893	8230	17272	18529	2134	1829	6096	—	305	—	686	—	—	305	229	—

Otro detalle que merece recomendación especial es el relativo a los puntos de medición. La medición del nivel h_1 aguas arriba se debe hacer a una distancia $-a-$ aguas arriba de la garganta medida sobre el muro que forma la sección convergente. El nivel aguas abajo h_2 se debe realizar a una distancia $-x-$ aguas arriba del extremo de la garganta. Para la detección de niveles se usan pozos de oscilación practicados en una margen del canal y conectados al canal mediante un tubo de diámetro pequeño. En ambos casos las distancias de referencia, a y x , se toman en el centro del tubo de conexión.

Lámina 6.2 Aforador Parshall



Las fórmulas de gasto modular permiten el cálculo del gasto con una precisión de $\pm 3\%$. Para su empleo es necesario, en todos los casos, revisar el límite modular h_2/h_1 . Cuando el nivel aguas abajo se eleva, el gasto se obtiene por medio de un ajuste con base en el gasto modular:

$$Q_s = Q_{\text{mod}} - Q_E$$

en donde:

Q_s = gasto no modular sumergido

Q_{mod} = gasto modular

Q_E = reducción de gasto originada por la sumergencia

Para el cálculo de Q_E es necesario consultar las gráficas de las láminas 6.3 a 6.9.

6.4. Aforadores de garganta suprimida

La tendencia en el diseño de estructuras de medición es la de la máxima simplificación de los diseños, así como la reducción de los costos. Este es el caso de los aforadores de garganta suprimida en los que, mediante dos tramos de canal unidos, uno convergente y el otro divergente, se establece una contracción sin garganta; la forma de las transiciones es sencilla y el diseño más simple de este tipo de estructuras tiene plantilla horizontal.

También el establecimiento de una relación carga gasto debe hacerse por calibración directa de la estructura o adoptar algún tamaño estándar.

Lámina 6.3 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 2.54 cm.
de 2.5 cm.

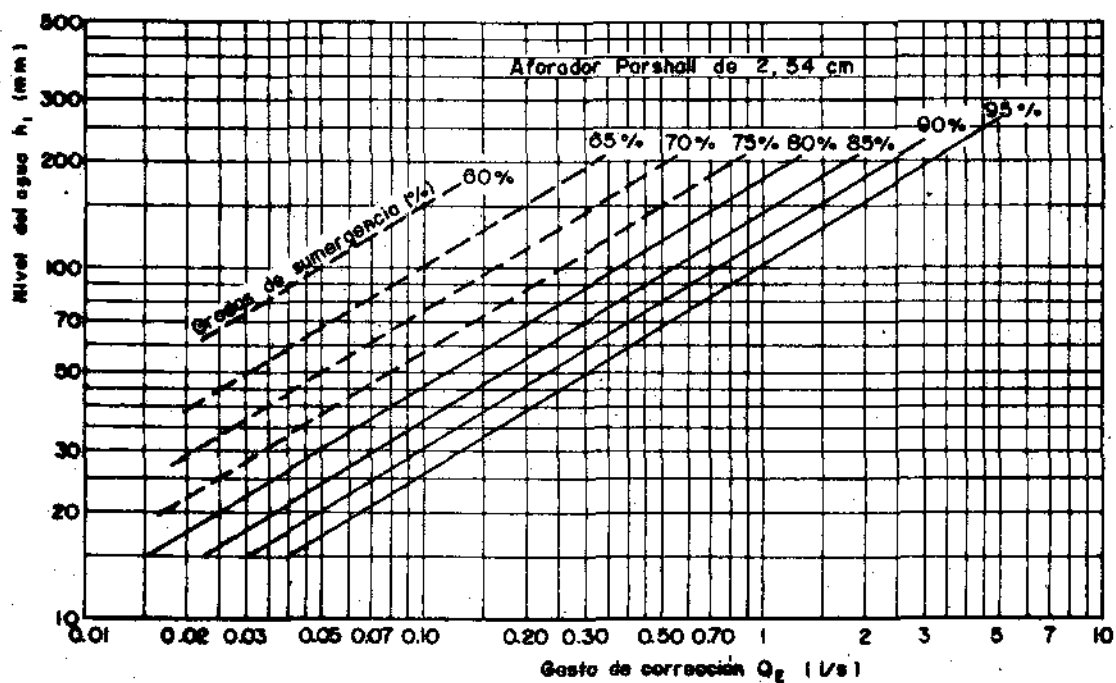


Lámina 6.4 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 5.0 cm.

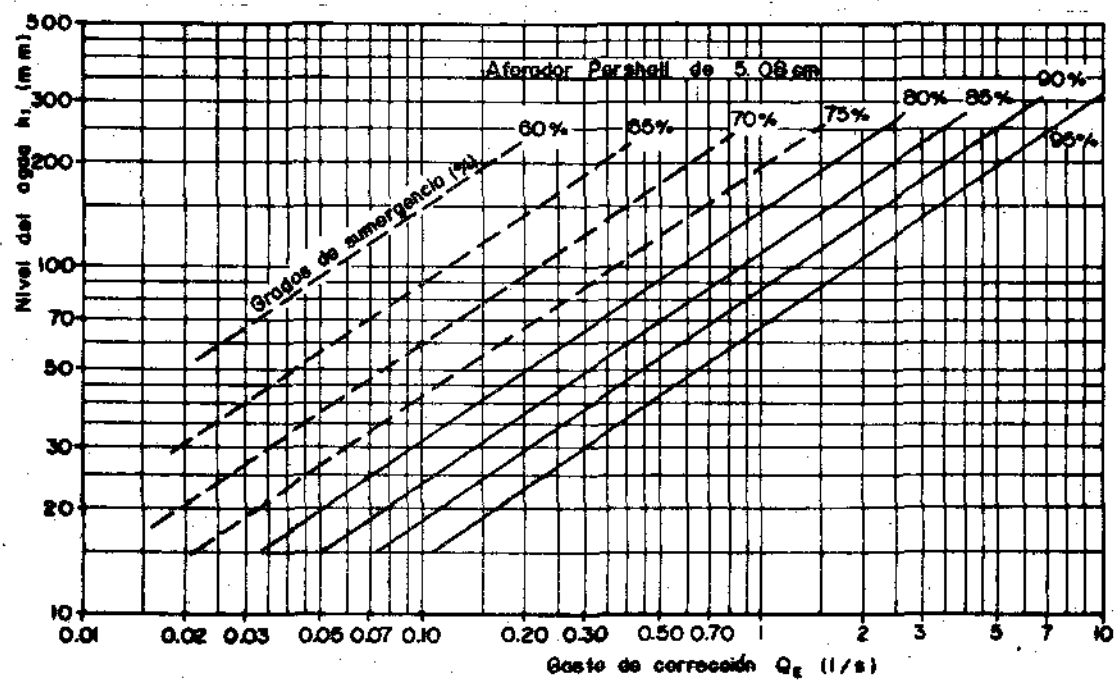


Lámina 6.5 Corrección del gasto para descarga sumergida del
 aforador Parshall de 7.62 cm.

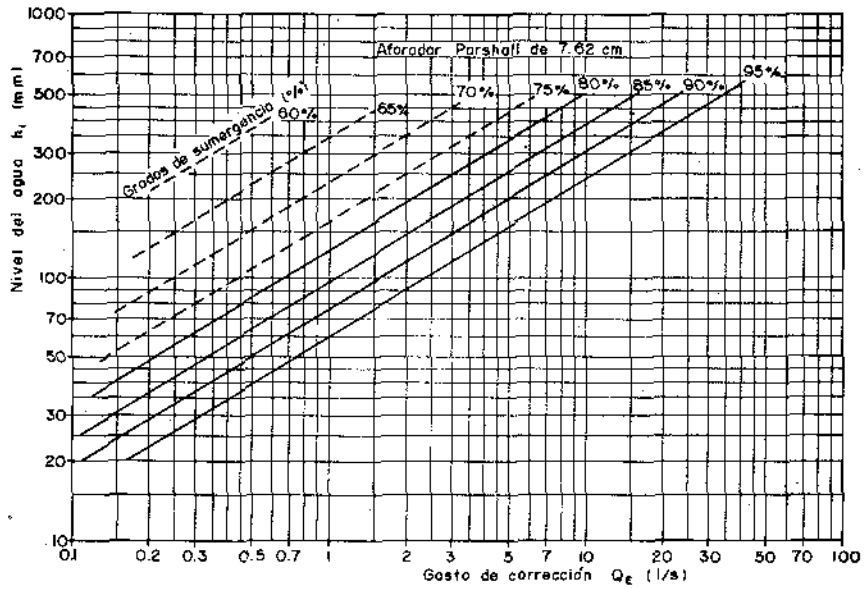


Lámina 6.6 Corrección del gasto para descarga sumergida del
 aforador Parshall de 15.2 cm.

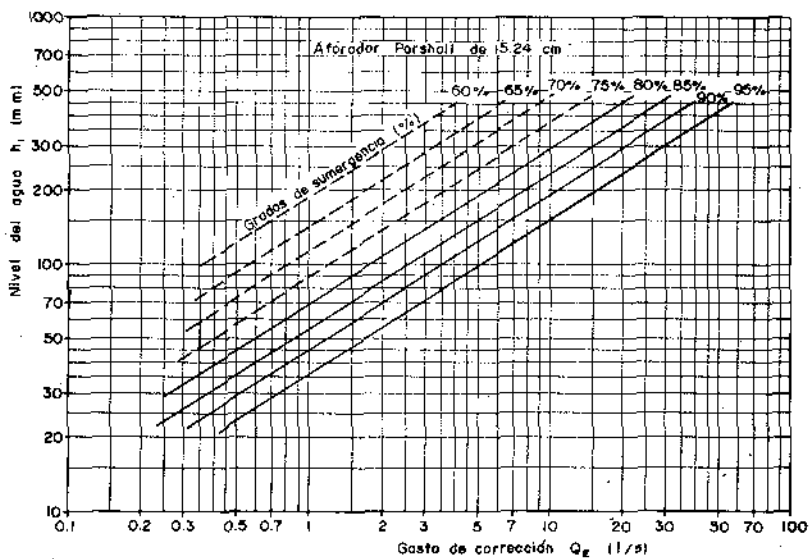


Lámina 6.7 Corrección del gasto para descarga sumergida del aforador Parshall de 22.9 cm.

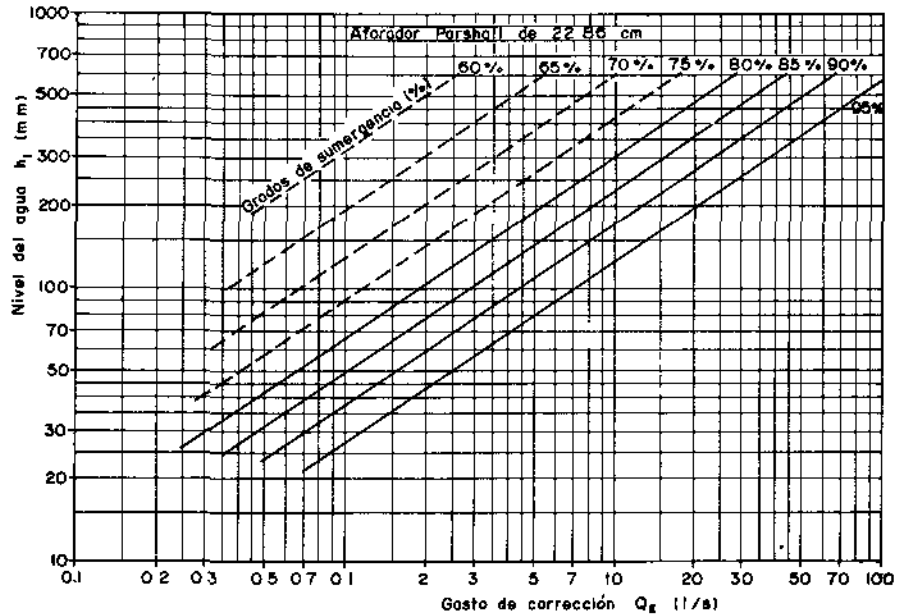


Lámina 6.8 Corrección del gasto para descarga sumergida de aforadores Parshall de 30.5 a 243.8 cm.

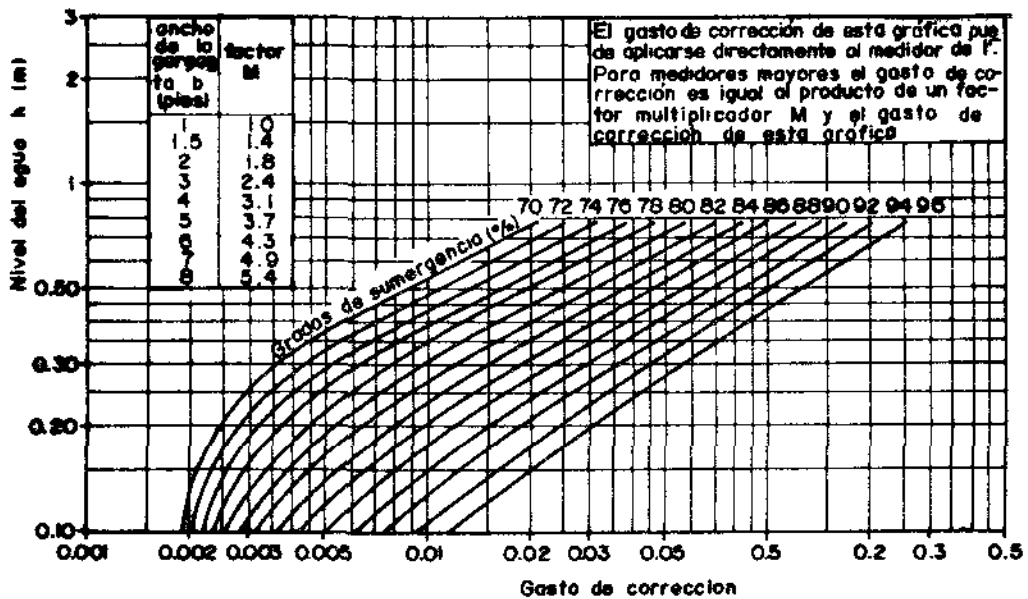
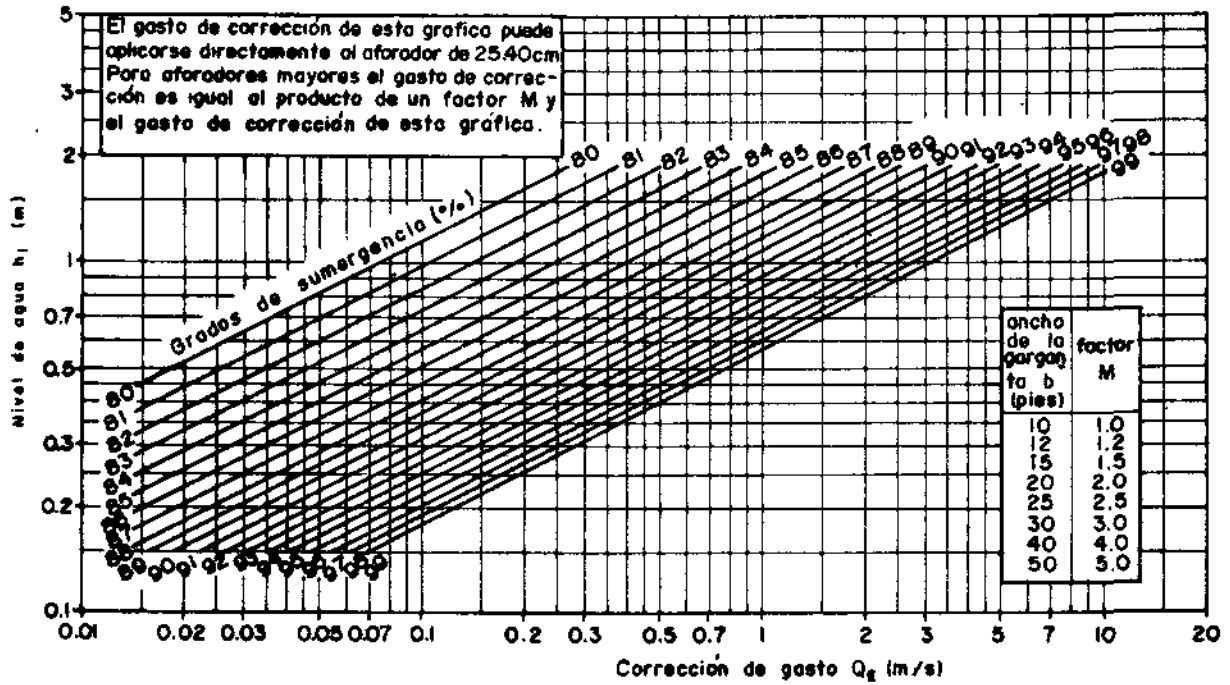


Lámina 6.9 Corrección del gasto para descarga sumergida de aforadores Parshall de 304.8 a 1 524.0 cm.



6.4.1. Aforadores H

Este diseño de aforador se realizó para aplicaciones de hidrometría de cuencas hidrológicas experimentales y parcelas pequeñas. Su nombre se debe a que fue el octavo diseño de una serie iniciada con la letra A. Este tipo de estructura consiste solamente en un tramo uniformemente convergente con sección transversal rectangular. La contracción se forma por la inclinación de los bordes de las paredes del canal, en la dirección del flujo. Existen tres tipos de aforadores H: HS para gastos bajos en un rango de 0.0024 a 0.0232 m³/s; H para gastos intermedios en el rango de 0.01 a 0.88 m³/s; y HL para gastos altos en el rango de 0.59 a 3.31 m³/s. En las láminas 6.10 a 6.12 se muestran los tres diseños y los rangos de medición para tamaños estándar.

Las relaciones carga-gasto se pueden establecer aplicando directamente las fórmulas que se presentan a continuación. También pueden modificarse las geometrías de las estructuras calibradas y obtener sus relaciones

carga-gasto (Gwinn y Parsons, 1976). Las fórmulas que siguen se aplican a tres rangos y dependen del tipo de aforador H y de la carga a) Para niveles aguas arriba mayores a 6.1 cm. Para aforadores H y

$$HSQ = \left[(E_0 + E_1 D)b/2 + (F_0 + F_1 D)m(h + V^2/2g) \right] \sqrt{2g} (h + V^2/2g)^{3/2} \quad (6.31)$$

en donde E_0 , E_1 , F_0 y F_1 son coeficientes (Cuadro 6.4)

D = Altura total del aforador; si $d > 30.5$ cm se toma como $D = 30.5$

y se sustituye en la ecuación 6.31.

b = Ancho de plantilla de la contracción del aforador

m = Talud (1 vertical; m horizontal).

Lámina 6.10 Geometría del aforador HS

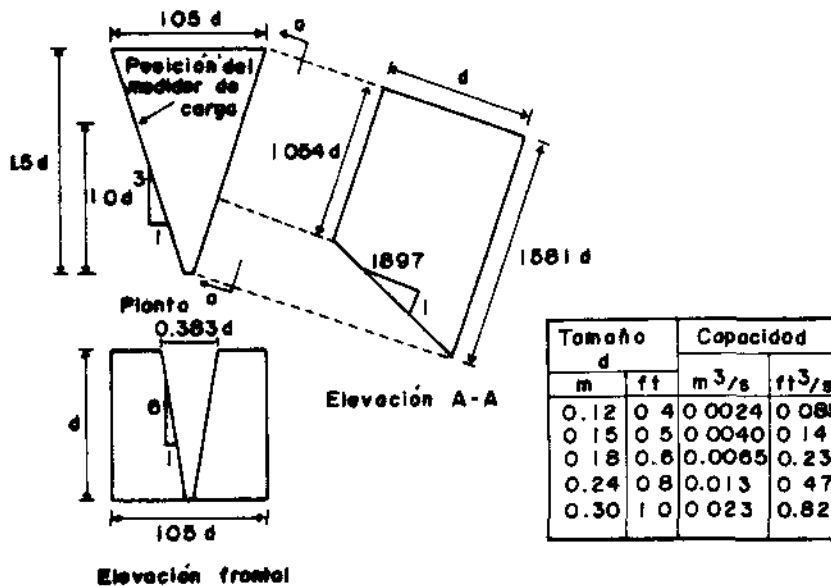


Lámina 6.11 Geometría del aforador H

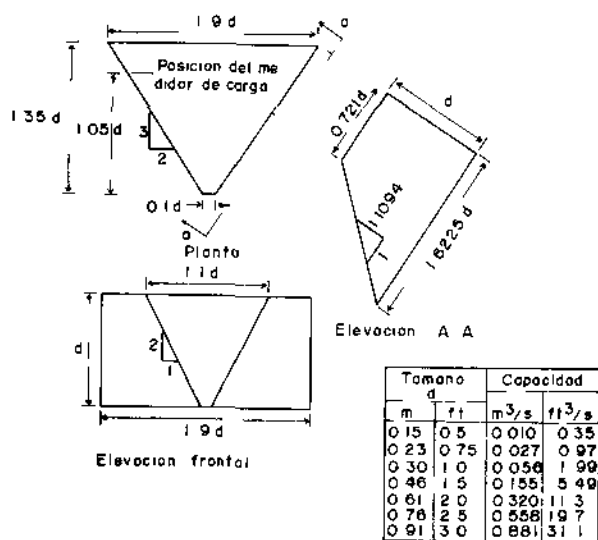
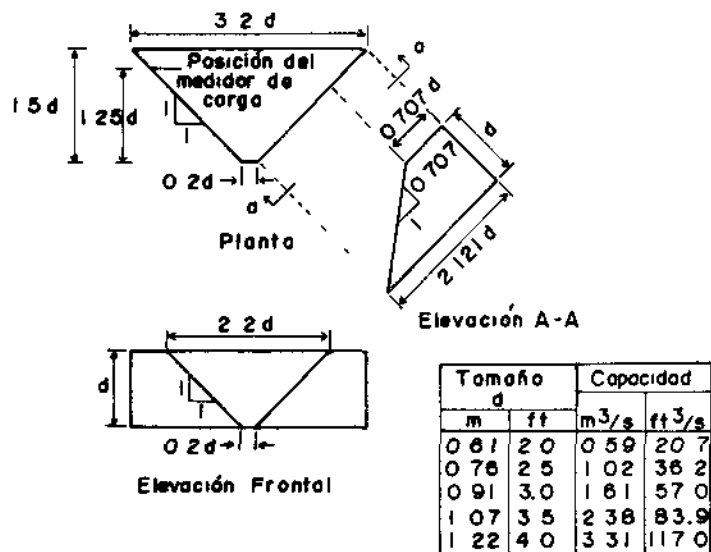


Lámina 6.12 Geometría del aforador HL



Cuadro 6.4 Coeficientes para gastos altos. Aforadores HS, H, HL

Tipo de aforador	E_0	$E_1(m^{-1})$	F_0	$F_1(m^{-1})$	K_0	K_1
HS	0.861	0.367	0.479	-0.115	-	-
H	0.612	0.686	0.409	-0.079	-	-
HL	-	-	-	-	0.7804	0.3788

Para aforadores HL

$$Q = \sqrt{2g} h^{3/2} (0.5 b K_0' + m K_1' h) \quad (6.32)$$

en donde K_0 y K_1 son coeficientes (Cuadro 6.4)

b) Para niveles aguas arriba < 3.1 cm.

Para aforadores H, HL y HS:

$$Q = C_0 (b+mh) h (h-a)^n \quad (6.33)$$

en donde C_0 y n son constantes (Cuadro 6.5)

m = talud (1 vertical: m horizontal)

a = 0.003 (en sistema métrico).

Cuadro 6.5 Coeficientes para gastos bajos. Aforadores HS, H y HL

Tipo de Aforador	$C_0(m^{1-n}/s)$	n
HS	2.238	0.526
H	1.705	0.486
HL	2.023	0.522

c) Para cargas entre 3.1 cm y 6.1 cm (gastos de transición):

Vertedores tipo H, HS y HL

$$Q = \sqrt{2g} h^{3/2} (0.5 b K'_0 h + m K'_1 h) \quad (6.34)$$

K'_0 y K'_1 son coeficientes que se calculan usando las ecuaciones 6.31 y 6.33 con $h = 0.061$ m y 0.0305 m respectivamente, de donde resultan dos valores de Q que, sustituidos en la ecuación 6.34, producen dos ecuaciones simultaneas que permiten calcular los dos coeficientes.

6.4.2. Límite modular

El límite modular de los aforadores H es bajo, es decir, el gasto se altera para niveles aguas abajo relativamente pequeños. El gasto a través del aforador, cuando opera en el rango no modular, se puede calcular aplicando la siguiente fórmula

$$\frac{h_1}{h_{mod}} = 1 + 0.00175 [\exp(h_2/h_1)]^{5.44} \quad (6.35)$$

en donde

h_1 = nivel aguas arriba

h_2 = nivel aguas abajo

h_{mod} = tirante aguas arriba, si el aforador estuviera dentro de las condiciones modulares.

Los valores h_1 y h_2 medidos en el canal se usan para calcular h_{mod} en la fórmula 6.35; con este valor se calcula el gasto aplicando cualquiera de las fórmulas 6.31 a 6.34, según sea el caso.

7. RECOMENDACIONES SOBRE EL USO DE ESTRUCTURAS DE AFORO

Como complemento a la descripción y análisis del flujo en las estructuras de aforo presentadas, conviene establecer las bases de su empleo adecuado. La elección, diseño y operación de una estructura de aforo no es un problema de solución simple. Es necesario tomar en cuenta desde el sitio en el que se va a instalar la estructura hasta el grado de precisión deseado para el registro de un rango dado de gastos. En los capítulos anteriores se cubrieron los aspectos de diseño y aplicabilidad de las estructuras presentadas. Sin embargo, conviene proponer un proceso que vaya desde la selección de la estructura, considerando las características y necesidades del caso particular que se trate, hasta los cuidados que deben observarse en la construcción y operación de la estructura. Este proceso tiene los siguientes aspectos fundamentales:

1. Obtención de la información básica
2. Elección de diversas alternativas de medición
3. Análisis de alternativas y elección definitiva de la estructura
4. Diseño y construcción
5. Operación y mantenimiento

7.1. Obtención de la información básica

En esta etapa del proceso conviene reunir tanta información como sea posible, en especial referente a:

- Localización, en lo posible de varias alternativas
- Geometría del canal en los sitios considerados
- Niveles máximos y mínimos
- Rango de gastos
- Frecuencia y duración de las mediciones
- Uso de las lecturas registradas
- Precisión requerida
- Calidad del agua en diversas épocas del año

En general se recomienda que la localización del sitio de la estructura de medición sea en un tramo recto, de sección uniforme y estable en una longitud de alrededor de 10 veces la carga máxima que se pueda registrar. Es conveniente seleccionar, cuando sea posible, varios lugares.

La geometría del canal deberá determinarse en el sitio elegido para la estructura y en secciones aguas arriba y aguas abajo de ella. Esto permitirá hacer una estimación, a través de los niveles máximos y mínimos del agua, del rango de gastos que la estructura va a medir. En este último aspecto conviene tomar en cuenta la frecuencia con la que se puedan presentar los gastos extremos, la importancia de registrarlos y la precisión requerida.

En ocasiones el uso de los registros de medición es tal que no requiere más que el registro temporal del gasto en un canal o que el funcionamiento de éste es tan regular que no requiere más que una medición temporal para establecer la magnitud de su escurrimiento en un periodo más largo de tiempo, de tal manera que se puede determinar de antemano la duración de las mediciones. La frecuencia también se puede establecer de acuerdo con el uso que se le vaya a dar a la información generada. En algunos casos se requerirá un registro continuo, como puede ser el caso de algunos cauces naturales en época de avenidas; en otros, bastará un registro diario, como en los canales de funcionamiento continuo.

En ocasiones la precisión requerida regirá la elección de la estructura, aunque se puede decir que, en forma general, los niveles de precisión de las estructuras presentadas son suficientemente altos para el uso tanto en distritos de riego como en cauces naturales.

Finalmente se recomienda que se estime, aunque sea en forma cualitativa y a través de la observación, las variaciones de la calidad del agua en las épocas del año en que pueda haberlas. Esto permitirá establecer un programa anual de mantenimiento y limpieza de la estructura que será crucial para la elección inicial del tipo de estructura que se va a emplear.

7.2. Elección de diversas alternativas de medición

Para la consecución de este punto es necesario, por una parte, contar con la información del paso anterior y además saber con qué presupuesto se cuenta y varias formas alternativas de medición, aparte de las que se presentan en este manual como estructuras de aforo.

Para establecer alternativas en primera instancia o a *grosso modo*, se deben tomar en cuenta los aspectos de calidad y cantidad. Con este procedimiento se pretende limitar las posibilidades de elección de tal forma que en los siguientes pasos la elección sea más fácil.

Para tomar en cuenta el primer aspecto, el de calidad del agua, no es necesario realizar muestreos y análisis, sino simplemente establecer en forma cualitativa qué aspecto tiene el agua. Cuando el agua es limpia, sin sustancias químicas corrosivas y sin una cantidad apreciable de material en suspensión, la elección puede hacerse sin ninguna restricción. En los casos de agua que contenga algún producto corrosivo será necesario asegurarse de que los materiales empleados en la construcción de la estructura sean resistentes a los efectos destructivos que puedan ocasionar estos productos en solución. Si el agua transporta una cantidad apreciable de materiales sólidos como arena o grava fina, deberán escogerse estructuras con características como las de los vertedores de perfil triangular o en general vertedores de cresta ancha de flujo recto y paralelo; también son adecuados algunos aforadores a régimen crítico. Tanto los orificios como los vertedores de pared delgada son inadecuados por el depósito de sedimentos que se presenta en la sección aguas arriba, lo que afecta su funcionamiento. Cuando el agua acarrea material vegetal en flotación se debe descartar el uso de orificios y vertedores de pared delgada, por los problemas que se presentan cuando el material en flotación queda atrapado en los bordes de la sección de la estructura. En casos como éste conviene seleccionar estructuras sin contracción transversal, tales como los vertedores de cresta ancha.

Para hacer una primera elección con base en la cantidad de agua que se va a medir se puede usar un método aproximado de medición y usar el cuadro 7.1 para obtener el tipo de estructura más apropiado.

7.3. Análisis de alternativas y elección definitiva de las estructuras

Para realizar una elección sistemática de la estructura de aforo más adecuada se puede seguir la secuencia que se presenta en seguida. No se pretende que este método sea infalible o que la estructura resultante sea la única y mejor elección posible. Es más bien, una guía de los aspectos más relevantes que deben tomarse en consideración para seleccionar una estructura. Cada caso particular presenta singularidades que por ser únicas no pueden incluirse en una guía general.

Una vez que se ha recabado la información básica con base en la duración que se pretende para el registro de las mediciones, se puede hacer una de las tres siguientes elecciones:

- a) Estructura de medición permanente. Cuando la necesidad de medición es por un tiempo largo.
- b) Estructura portátil o métodos indirectos de medición. Cuando el periodo de registro es limitado y la frecuencia de medición pequeña (e.g. una o dos veces por día).
- c) Estructura portátil. Cuando el periodo de registro es muy corto.

Cuadro 7.1. Características generales de las estructuras de aforo

T I P O	TAMAÑO	Y GEOMETRIA	RANGO DE GASTOS		OBSERVACIONES
	b	P1			
VERTEDORES DE PARED DELGADA SIN CONTRACCION	0.15 m 1.0 10.0	0.2 m 0.5 1.0	0.8 l/s - 100 l/s 5.4 l/s - 27 m ³ /s 50 l/s - 77 m ³ /s		El límite superior depende de P1.
	b	P1			
VERTEDORES DE PARED DELGADA CONTRAIDOS	0.15 m 1.0 10.0	0.2 m 0.5 1.0	1.4 l/s - 67 l/s 9.5 l/s - 1.7 m ³ /s 90 l/s - 49 m ³ /s		El límite superior depende de P1.
VERTEDORES DE PARED DELGADA TRIANGULAR O E "V"	0 = 200 0 = 900		0.2 l/s - 330 l/s 1.1 l/s - 1.8 m ³ /s		Se pueden usar otros ángulos
	b	P1			
VERTEDORES DE CRESTA ANCHA DE PERFIL TRIANGULAR (Crump) 1:2/1:5	0.3 m 1.0 10.0 100.0	0.2 m 0.5 1.0 1.0	31 l/s - 350 l/s 10 l/s - 4.6 m ³ /s 0.3 m ³ /s - 13 m ³ /s 3 m ³ /s - 1300 m ³ /s		El límite superior depende de P1.
	b	P1	L		
VERTEDORES DE CRESTA ANCHA DE PERFIL RECTANGULAR RECTO	0.3 m 1.0 10.0	0.2 m 0.5 1.0	0.8 2. 2.	8 l/s - 180 l/s 90 l/s - 2.3 m ³ /s 1.5 m ³ /s - 65 m ³ /s	
	b	P1	L		
VERTEDOR DE C.A. DE PERFIL RECTANGULAR REDONDEADO	0.3 m 1.0 10.0 100.0	0.15 m 0.15 1.0 1.0	0.6 1.0 5.0 5.0	8 l/s - 34 l/s 25 l/s - 740 l/s 1 m ³ /s - 82 m ³ /s 10 m ³ /s - 820 m ³ /s	
	b	m	L		
AFORADOR DE GARGANTA LARGA	0.5 m 0.1 1.0	0 1 5	1.0 m 1.0 4.0	9 l/s - 300 l/s 3 l/s - 290 l/s 270 l/s - 41 m ³ /s	
	b				
AFORADORES PERSHALL	2.54 cm 30.5 cm 2.538 m 15.24 m			0.1 l/s - 5 l/s 3 l/s - 450 l/s 0.1 m ³ /s - 3.9 m ³ /s 0.75 m ³ /s - 93 m ³ /s	
El ancho de garganta define otras dimensiones					

Si la elección es una estructura de medición portátil o de instalación permanente entonces con una lista de los posibles tipos de estructuras y suponiendo que ya se han descartado algunos de ellos, ya sea por razones de calidad o cantidad del agua que se va a medir, deberán tomarse en cuenta los siguientes aspectos: necesidades de mantenimiento y la posibilidad de satisfacerlas; la precisión requerida, las limitaciones que impone la estructura para su aplicación y los costos de su construcción y mantenimiento. De esta forma se llegará a un tipo genérico de estructuras, es decir, se establecerá si pertenece a los vertedores de pared delgada, o a los orificios, etcétera.

Hecho lo anterior se revisarán los detalles más a fondo. Para ello se tomarán en cuenta los siguientes aspectos: sección transversal del canal, posibilidades de su modificación, condiciones aguas abajo y costos. Dependiendo del tipo genérico de estructura que se haya elegido se revisarán sus posibilidades de operación en régimen modular, la medición de uno o más niveles, las consecuencias de que la estructura funcione ahogada, etc. Cuando se cubran estos aspectos se habrá llegado a una elección final.

Es claro que no es posible detallar más el procedimiento sin perder generalidad. Sin embargo, el ensayar esta secuencia de selección tres o cuatro veces permitirá al lector familiarizarse con el procedimiento y dominar sus aspectos más importantes.

7.4. Diseño y construcción de la estructura

Puede resultar confuso en ocasiones separar las funciones de medición de las de control. Es muy común, por ejemplo, tomar como necesidad de medición el requerimiento de un gasto constante en un punto de control o de derivación. De igual manera puede identificarse una necesidad real de medición y no tomar en cuenta la presencia de alguna estructura de control ya existente que pueda cubrir esas necesidades. Tal puede ser el caso de una compuerta en un punto en el que las mediciones son suficientes con sólo tomar una lectura diaria.

En el diseño hidráulico de una estructura es necesario relacionar los aspectos hidráulicos de la estructura de medición con el funcionamiento hidráulico global del sistema en el que se va a instalar. No es conveniente ni posible dar información específica sobre este aspecto ya que cada caso particular tendrá detalles diferentes. Fundamentalmente se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- a) Rango de los niveles aguas arriba impuestos por la estructura de medición.
- b) Rango de niveles aguas abajo impuestos por las estructuras localizadas aguas abajo de la estructura de medición.
- c) Logro de condiciones de llegada adecuadas.
- d) Disipación de energía aguas abajo de la estructura.

Para todos los tipos de estructuras descritos serán necesarias obras de construcción para formar una instalación apropiada. Un aspecto importante en el diseño constructivo de la obra es la protección de los bordos del canal que pueden ser afectados seriamente por los cambios de velocidad que produce la estructura.

En ciertas circunstancias una estructura de medición puede precisar obras civiles mayores que requieren un diseño estructural apropiado. Esto impone la necesidad de analizar la cimentación, las condiciones del suelo, la necesidad de controlar el flujo bajo la estructura, etcétera.

7.5. Operación y mantenimiento

El diseño y construcción de una estructura puede constituir un logro ingenieril, pero su realización es sólo un paso hacia el logro de los objetivos de un programa hidrométrico. La operación de la estructura es fundamental para alcanzar su propósito final.

Tal vez el aspecto más importante en la operación de una estructura de medición sea el personal operativo. Para poder asegurar el resultado apetecido es necesario contar con el personal apropiado. Para esto no existe procedimiento más seguro que la capacitación. En México el número de estructuras que operan con las características presentadas en este manual es muy reducido, lo que permite darse cuenta de la falta de experiencia que se tiene en el empleo de este tipo de estructuras de medición. Es por ello que un programa hidrométrico en México debe acompañarse de un programa de capacitación dirigido a las áreas de diseño y operación.

Existen algunos detalles sistemáticos de operación que producen una disminución en la precisión de la estructura, tales como los errores de lectura de las escalas de nivel o errores producidos por el mal funcionamiento de los limnógrafos cuando se instalan aparatos de registro continuo. En ocasiones estos errores pueden detectarse y corregirse rápidamente. Sin embargo, el desconocimiento del régimen de un canal puede ocasionar que al aceptarse como correctos los registros sin ninguna comprobación se pierda un periodo importante de ellos. Esto, junto con los aspectos de mantenimiento que se presentaron para cada tipo de estructura, debe considerarse en un programa de operación y mantenimiento de las estructuras hidrométricas.

Se debe además considerar un programa estricto de inspección periódica y comprobación de lecturas o registros de niveles del agua y cálculos de los gastos respectivos. Este programa deberá estructurarse de acuerdo con la importancia de cada estructura y con la magnitud de los gastos en cada época del año.

BIBLIOGRAFIA

- Ackers, P., and Harrison, A. J. M., "Critical Depth Flumes for Flow Measurement in Open Channels", *Hydraulics Research Paper No. 5*, HMSO, London 1963.
- Ackers, P., White, W. R., Perkins, J. A., and Harrison, A. J. M., *Weirs and Flumes for Flow Measurement*. John Wiley & Sons, Ltd. Chichester U. K. 1980.
- Bos, G. M., Replogle, J. A., and Clemmens, A. J., *Flow Measuring Flumes for Open Channel Systems*. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1984.
- British Standards Institution, Part 4A: "Thin-plate weirs and Venturi flumes" in *Methods of Measurement of Liquid Flow in Open Channels*, BS 3680, BSI, London, 1965.
- British Standards Institution, Part 4B: "Long-Base Weirs", in *Methods of Measurement of Liquid Flow in Open Channels*, BS 3680, BSI, London, 1969.
- Chow, V. T., *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, New York, 1959.
- Cipolletti, C., "Modulo per la dispensa delle acque a stramazzo libero di forma trapezia e coefficiente di contrazione costante", *Giornale de Genio Civile* (Roma), 24, 24 (1886).
- Cone, V. M., "Flow through weir notches with thin edges and full contractions", *Journal of Agricultural Research*, 5, 1083 (1916).
- Crabbe, A. D., "Some Hydraulic Features of the square-edged broad crested weir", *Water Services*, 1974, 354-358 (Oct. 1974).

- Crump, E. S., "A new method of gauging stream flow with little afflux by means of a submerged weir of triangular profile", *Proc. I. C. E.* 1, 223-242, (March 1952).
- Engel F. V. A., and Stainsby, W., "Weirs for flow measurement in open channels, part 4, Limit of free discharge", *Water and Water Engineering*, July 1958, pp. 291-295.
- Francis, J. B., *Lowell Hydraulic Experiments*, Little, Brown & Co., Lowell Massachusetts, 1855.
- Gwinn, W. R., and Parsons, D. A., "Discharge equations for HS, H, and HL flumes", *Proc. ASCE, Jour. Hyd. Div.* 102, No. HY 1, Jan. 1976.
- Hall, G. W. "Analytical determination of the discharge characteristics of broad crested weirs using boundary layer theory", *Proc. I. C. E.*, 22, 177-190 (June 1962).
- Harvey, W. B., "Harvey's irrigation outlet", *Punjab Irrigation Branch paper*, 1912.
- Holton, H. N., Minshall, N. E. and Harrold, L. L., "Field Manual for Research in Agricultural Hydrology", *Agricultural Handbook*, No. 224, U.S. Department of Agriculture, Agricultural Research, Service, Washington, D. C., 1962.
- Keller, R. J., and Mabbett, G. O. "Model Calibration of a Prototype Cut-throat flume", *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 25, 1987, No. 3 p. 329-339.
- Khafagi, A., "Der Venturikanal: Theorie and Anwendung", *Diss. Druckerei A. G. Gebr. Leemann and Co.*, Zurich, 1942.

- Kraatz, D. B., and Mahajan, I. K., "Small hydraulic structures", *Irrigation and drainage paper, International Commission on Irrigation and Drainage*, FAO Rome, 1975.
- Parshall, R. L., "Parshall Flumes of Large Size", *Bulletin 426A Colorado Agricultural Experimental Station, Colorado State University*, March 1953.
- Rouse, H. (Ed.), *Engineering Hydraulics*, Wiley, New York.
- Schlichting, H., *Boundary Layer Theory*, McGraw-Hill Co., New York, 1960.
- Shen, J., *Discharge Characteristics of Triangular-notch Thin-plate Weirs*, U. S. Dept. of Interior, Geological Survey, (July 1960).
- Singer, J. "Square-edged broad crested weir as a flow measuring device", *Water and Water Engineering*, 1964, 445-448 (November 1964).
- Skogerboe, G. V., Bennet, R. S., and Waker, W. R. "Generalised Discharge Relations for Cut-throat Flumes", *Journal of Irrigation and Drainage Division, ASCE*, Vol. 98, No. IR4, 1972 pp 569-583.
- Sotelo, A. G., *Hidráulica General Vol. 1*. Ed. Limusa México, (1976).
- Tracy, H. J. "Discharge Characteristics of Broad Crested Weirs", *Circular 397*, Geological Survey, U. S. Dept. of Interior, Washington, 1957.
- Vallentine, H. R., *Applied Hydrodynamics*, Butterworth Press, London Eng., 1969.
- White, W. R., "Thin Plate Weirs: An Investigation into Performance Characteristics", *Rep. INT 152, HRS*, Wallingford, 1975.

Manual de diseño de estructuras de aforo, se terminó de imprimir en el mes de septiembre de 1988 en Formularios e Impresos de Cuernavaca, Amado Nervo No. 105-2, Cuernavaca, Morelos. La edición consta de -- 400 ejemplares.