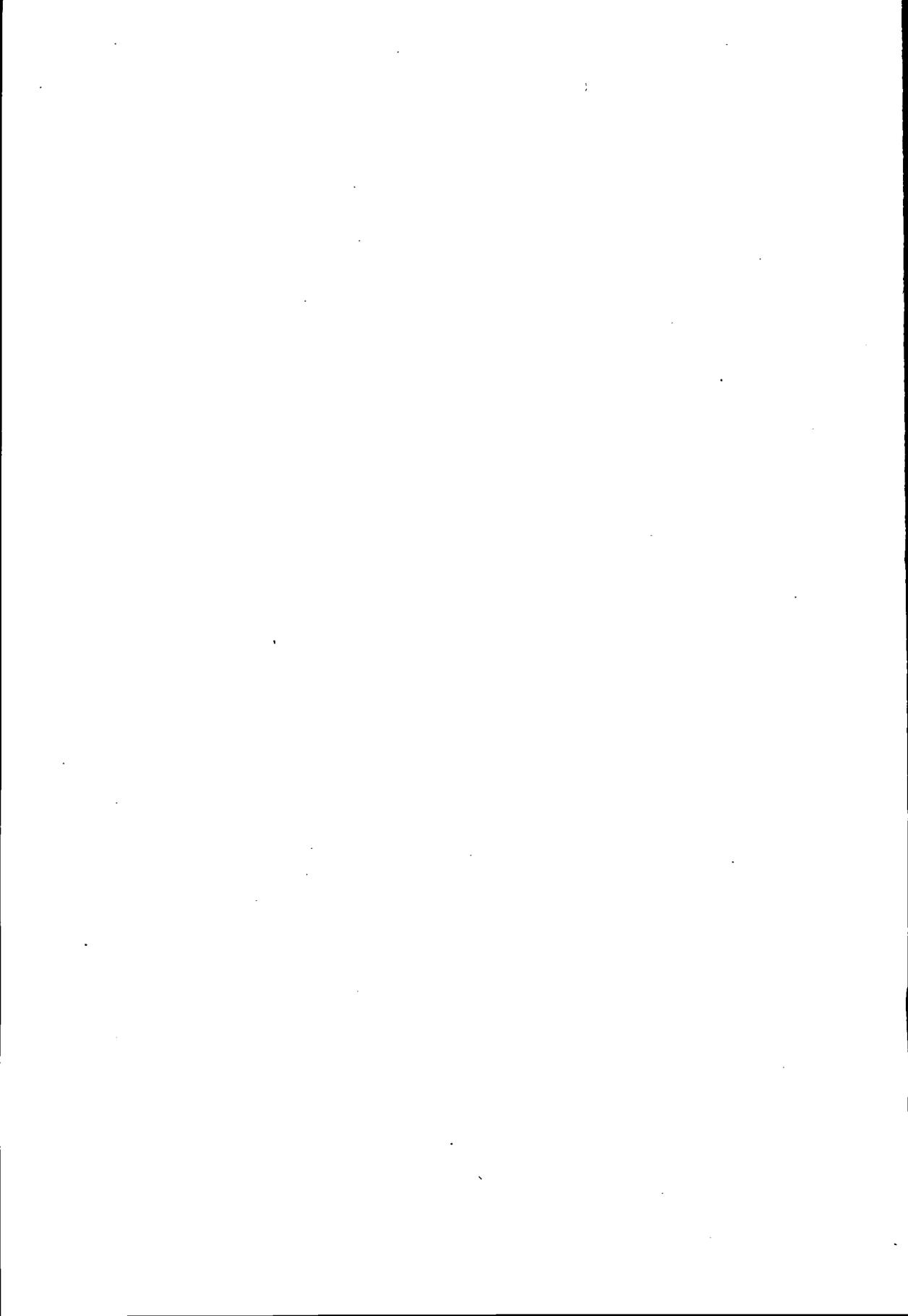


Aforadores de caudal para canales abiertos



Aforadores de caudal para canales abiertos

Marinus G. Bos
John A. Replogle
Albert J. Clemmens

Publication 38



International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI
P.O. Box 45, 6700 AA Wageningen, The Netherlands 1986.

Versión Española por:

José A. Ortiz Fdz.-Urrutia (Coordinator)

Dr. Ing. Agrónomo

Confederación Hidrográfica

del Tajo. Ministerio de Obras Públicas.

28003-Madrid

Julian Martínez Beltrán

Dr. Ing. Agrónomo

Instituto de Reforma y

Desarrollo Agrario/IRYDA

28006 Madrid

Miguel Donézar Díez de Ulzurrun

Dr. Ing. Agrónomo

Diputación Foral de Navarra

Pamplona

La edición original de este obra ha sido publicada en Inglés por John Wiley & Sons, Inc. con el título

Flow measuring flumes for open channel systems

© International Institute for Land Reclamation and Improvement ILRI,

Wageningen, The Netherlands 1986.

This book or any part thereof must not be reproduced in any form without the written permission of ILRI.

ISBN 90 70260 921; SISO 631.1 4 DC 626.82 + 626.86

Printed in The Netherlands.

Prefacio

El diseño e instalación de un aforador es algo generalmente deseable para medir y regular el caudal de agua de los canales de riego y para medir el gasto de los cauces no navegables, drenajes, vertidos libres, etc. En este libro intentaremos basar la medición de caudales en fundamentos científicos sólidos, desarrollando una teoría rigurosa sobre el paso del agua a través de aforadores de contracción larga. Basándonos en esta teoría y en una considerable experiencia en la adaptación de estos instrumentos al riego y al uso de las cuencas hidrográficas, hemos elegido algunos de los dispositivos de medida más apropiados para las necesidades existentes en cuanto a gestión del agua. En este proceso hemos adoptado muchas decisiones, teóricas y prácticas, para facilitar al usuario la elección del medidor más conveniente.

Todos los dispositivos de este libro son del tipo de aforador de garganta larga o de vertedero de cresta ancha, hidráulicamente relacionados entre sí. Esta familia de aforadores tiene, sobre todos los demás aforadores y vertederos conocidos, las siguientes ventajas principales:

- a. Con tal que el régimen crítico se produzca en la garganta, será posible calcular una tabla de valores de los caudales, con un error menor del 2%, para cualquier combinación de garganta prismática y un canal de aproximación de forma arbitraria.
- b. La sección de la garganta, normal a la dirección de la corriente, puede diseñarse de tal manera que sea capaz de medir con exactitud la gama completa de caudales previstos.
- c. La pérdida de carga sobre el vertedero o el aforador, que debe corresponder a una relación única entre la altura de carga aguas arriba, referida al resalto, y el caudal, es mínima.
- d. Esta pérdida de carga necesaria puede estimarse con suficiente exactitud para cualquiera de estas obras, instalada sobre cualquier canal.
- e. Debido a su tramo de transición, gradualmente convergente, estos medidores tienen pocos problemas por causa de los arrastres de materiales flotantes.
- f. Las observaciones de campo han demostrado que estas obras pueden diseñarse para que los sedimentos transportados pasen por canales en régimen subcrítico.
- g. Dado que el fondo de la contracción es horizontal en la dirección de la corriente, se puede confeccionar un cuadro de valores basado en las dimensiones reales, posteriores a la construcción. Esto permite realizar una tabla exacta, que compense las desviaciones de la obra en relación con las dimensiones proyectadas. Igualmente permite, en caso necesario, variar la forma de la garganta.
- h. En condiciones hidráulicas y del entorno similares estos vertederos y aforadores son, en general, el tipo más barato de construcción para medir caudales con exactitud.

Se recomienda el empleo de estos aforadores siempre que la superficie del agua en el punto de medición se mantenga libre. Si, por razones operativas de un sistema de canales de riego, fuese necesario practicar una abertura por debajo del agua, el lector deberá consultar el libro *Discharge Measurement Structures* (Bos, 1978).

Este libro está concebido de manera que los usuarios, con relativa poca experiencia, puedan entender rápidamente los conceptos básicos y sean capaces de diseñar aforadores para su uso inmediato. En el Capítulo 1 se trata del 'por qué' del equipo de medida y el 'cómo' se adapta al esquema general del sistema de canales. Este Capítulo también incluye las propiedades de los diferentes medidores y un procedimiento para elegir el mejor emplazamiento y el dispositivo de medida más apropiado.

En el Capítulo 2, se describen métodos para averiguar la carga o altura del nivel del agua, que está relacionada con el caudal o el gasto de los distintos medidores. El método de medición de la altura de carga, a menudo, determina la precisión del aforador.

Los Capítulos 3 al 6 contienen varios tipos de dispositivos de aforo, con sus tablas de gasto correspondientes, procedimientos de diseño y de elección y ejemplos prácticos. En estos capítulos se incluyen instalaciones para canales revestidos y sin revestir, aforadores portátiles para trabajos de reconocimiento de caudales y vertederos móviles, que tanto se usan para medir como para regular el caudal del agua.

El Capítulo 7 contiene la teoría hidráulica básica para aquellos lectores que desean mayor respaldo técnico. Este Capítulo es, también, de utilidad para adaptar los aforadores a circunstancias que no caen dentro de los límites de las condiciones supuestas en los Capítulos del 3 al 6. Al diseñador con experiencia, esta información puede servirle para reducir el tamaño total y el costo de una instalación, al adaptarla 'según la costumbre', al emplazamiento que desee.

El Capítulo 8 suministra información sobre el diseño de saltos de agua, recopilada de la literatura que existe sobre esta materia y ofrece procedimientos para elegir el tipo de salto y para preparar un diseño hidráulico. También es útil este capítulo para proyectar saltos de agua que no estén combinados con ningún instrumento medidor.

El Capítulo 9 ofrece un programa de ordenador para confeccionar tablas de valores para aforadores de garganta larga y expone, así mismo, la teoría correspondiente para ello, que viene a complementar la ya expuesta en el Capítulo 7, con un planteamiento ligeramente diferente. El usuario del programa deberá estar familiarizado con la teoría básica del Capítulo 7, pero no necesita conocer los detalles de la teoría expuesta en el Capítulo 9.

La aplicación de estos aforadores es ilimitada. Esperamos que este libro contribuya a mejorar la eficacia de la gestión de uno de los recursos naturales más ampliamente necesitados en la Tierra, más utilizados y más desperdiciados: el agua.

Marinus G. Bos
John A. Replogle
Albert J. Clemmens

Wageningen, Países Bajos
Phoenix, Arizona, U.S.A.
Phoenix, Arizona, U.S.A.
Abril, 1986

Indice

Prefacio

1	¿QUE DISPOSITIVO EMPLEAR?	11
1.1	Introducción	11
1.2	Lo que se le exige a una obra de aforo	13
1.2.1	Funciones de la obra	13
1.2.2	Pérdida de carga necesaria para régimen modular	15
1.2.3	Gama de caudales a medir	22
1.2.4	Sensibilidad de la obra de medición	23
1.2.5	Flexibilidad de dos medidores	24
1.2.6	Capacidad de eliminación de sedimentos	29
1.2.7	El paso de cuerpos flotantes y en suspensión	34
1.2.8	Exactitud necesaria en las medidas	34
1.3	Elección y emplazamiento de la obra de medición	39
1.3.1	La elección del emplazamiento	40
1.3.2	La elección de la obra de aforo	41
2	LA MEDIDA DE LA ALTURA DE CARGA	45
2.1	Introducción	45
2.2	Escalas limnimétricas	46
2.3	Limnigrafos	48
2.4	Diámetro del flotador	53
2.5	Pocillo de amortiguación	55
2.6	Garita de instrumentos	61
2.7	Protección contra las heladas	62
2.8	La elección del instrumento para la medida de la altura de carga	63
2.9	La colocación del limnómetro y su puesta a cero	65
2.9.1	La calibración a cero del limnógrafo	65
2.9.2	La colocación de escalas limnimétricas	69
3	DISPOSITIVOS DE MEDIDA EN CANALES REVESTIDOS	73
3.1	Introducción	73

3.2	Diseño	74
3.2.1	Vertederos normalizados para los canales de tamaños más frecuentes	76
3.2.2	Resguardo del canal	84
3.2.3	Diseño de vertederos en pared gruesa y su elección	84
3.2.4	Ajuste de las curvas de gasto	90
3.3	Dispositivos en canales pequeños	92
3.3.1	Vertederos fijos construidos 'in situ'	92
3.3.2	Vertederos prefabricados de hormigón	98
3.3.3	Vertederos metálicos de uso temporal	100
3.3.4	Medidores con sección de control rectangular en canales revestidos	102
3.4	Dispositivos en canales grandes	103
4	OBRAS DE MEDICION EN CANALES DE TIERRA	107
4.1	Introducción	107
4.2	Dimensiones de la obra de aforo	107
4.3	Obras con sección de control rectangular	112
4.3.1	Criterios de diseño	113
4.3.2	Método para proyectar obras con sección de control rectangular	119
4.3.3	Ejemplo de diseño de obras de aforo con sección de control rectangular	122
4.4	Obras de medición trapezoidales	127
4.5	Obras de medición de garganta triangular	129
5	AFORADORES PORTATILES	134
5.1	Introducción	134
5.2	Aforadores portátiles RBC para canales de tierra	134
5.2.1	Descripción	134
5.2.2	Tablas de caudales	139
5.3	Vertederos portátiles para canales revestidos	141
5.3.1	Descripción	141
5.3.2	Instalación y utilización del vertedero	143
5.3.3	Tablas de caudales	148
5.4	Vertedero portátil rectangular para canales con o sin revestimiento	149
6	VERTEDEROS DE CORONACION CON DESPLAZAMIENTO VERTICAL	152
6.1	Ambito de aplicación	152
6.2	Tipos de vertederos	153

6.2.1	Vertederos de doble compuerta (compuerta de fondo)	154
6.2.2	Vertederos de compuerta, para adosar a un salto	155
6.3	Métodos para medir la carga	156
6.4	Dimensiones de los aforadores más usuales	161
6.5	Tabla de aforo	162
6.6	Disposición de las guías	165
6.7	Mecanismos para la elevación de compuertas	167
6.7.1	Elección de los mecanismos de elevación	167
6.7.2	Tipos de mecanismos para la elevación de compuertas	169
6.8	Ejemplo de diseño para la construcción de una obra de derivación	175
7	HIDRAULICA BASICA DE LOS VERTEDEROS Y AFORADORES	178
7.1	Introducción	178
7.2	Continuidad	178
7.3	Ecuación de Bernouilli	179
7.4	Ecuaciones de altura de carga-gasto	184
7.4.1	Necesidad de régimen crítico en la sección de control	184
7.4.2	Ecuación de altura de carga-gasto para sección de control rectangular	186
7.4.3	Valores del coeficiente de gasto, C_d	187
7.4.4	Valores del coeficiente de velocidad de aproximación, C_v	190
7.4.5	Ecuaciones de carga-caudal para otras formas de la sección de control	192
7.4.6	Ejemplos de cálculo del caudal	192
7.4.7	Ajustes de las tablas de aforo con C_v	198
7.4.8	Deducción de tablas de aforo mediante modelos de Froude	200
7.5	Pérdidas de carga en las obras de aforo	201
7.5.1	Teoría	201
7.5.2	Método para calcular el límite modular	206
8	LA PARTE DE AGUAS ABAJO DEL MEDIDOR	207
8.1	Introducción	207
8.2	Disipadores de energía	210
8.2.1	Salto simple vertical	210
8.2.2	Ejemplo de diseño de salto vertical simple con escalón en la solera	212
8.2.3	Cuenco disipador de energía con bloques amortiguadores	216
8.2.4	Ejemplo de diseño de un cuenco disipador de energía con bloques amortiguadores, para un salto vertical	217
8.2.5	Caída inclinada (rápido)	219

8.2.6	Ejemplo de diseño de una caída inclinada con escalón en la solera	220
8.2.7	Cuenca amortiguador Tipo III del USBR	223
8.2.8	Resumen de los ejemplos	225
8.3	Protección con encachado	226
8.3.1	Determinación del tamaño de las piedras para el encachado protector	227
8.3.2	Materiales filtrantes colocados bajo el encachado	229
8.3.3	Ejemplo de ajuste de uná curva de tamizado	230
8.3.4	Construcción de filtros	233
9	MODELO DE ORDENADOR	235
9.1	Introducción	235
9.2	Programa de ordenador	235
9.2.1	Entradas del programa	235
9.2.2	Advertencias del programa	237
9.2.3	Salidas del programa	238
9.2.4	Detalles del programa	238
9.3	El fluido ideal	240
9.3.1	Ecuaciones del fluido ideal	240
9.3.2	Ejemplo de cálculos para un fluido ideal	242
9.4	Pérdidas de energía por rozamiento	245
9.4.1	Teoría de la capa límite	246
9.4.2	Rugosidad de los materiales de construcción	248
9.4.3	Rozamiento y otros efectos en la gama de valores de H_1/L	248
9.5	Perfiles de velocidad	249
9.6	Cálculo del caudal real	251
9.6.1	Ejemplo de cálculo del caudal real	252
9.6.2	Precisión de los caudales calculados	256
9.7	Determinación de los niveles aceptables del agua de cola	257
9.8	Listado del programa de ordenador	262
	BIBLIOGRAFÍA	271
	APENDICE I Lista de símbolos	275
	INDICE ALFABETICO POR MATERIAS	279

1 ¿Que dispositivo emplear?

1.1 Introduccion

En la explotación de un sistema de riego es importante poder medir con exactitud el caudal en las derivaciones y en las tomas del canal de modo que el agua disponible pueda suministrarse a las zonas que verdaderamente la necesitan y evitar su distribución incorrecta. La mayoría de las obras de medición o de regulación de caudales constan de un tramo convergente (Figura 1.1), en donde el agua, que llega en régimen subcrítico, se acelera y conduce hacia una contracción o garganta, en la que alcanza una velocidad supercrítica, a partir de la cual esta velocidad se va reduciendo gradualmente, hasta llegar, de nuevo, a un régimen subcrítico, en el que se recupera la energía potencial (ver el Apartado 7.5).

Aguas arriba de la obra existe un canal de aproximación, que es necesario para que se produzca un régimen laminar, de modo que la superficie del agua se mantenga estable y poder medir su altura con exactitud. Aguas abajo del medidor hay un canal de cola, que es de capital importancia para el diseño de la obra, debido a que la gama de niveles de agua en el mismo, que resultan de variar los caudales, será la que determine la altura del resalto en el estrangulamiento, con respecto a la cota de la solera de éste canal de cola.

Algunas obras de medición comunmente aceptadas eliminan o prescinden de uno o más de estos elementos y, en consecuencia, la función de la parte suprimida no se realiza, quedando reducidas por ello sus posibilidades de aplicación. De todos los elementos, el más importante es el estrangulamiento o garganta, de cierta longitud, en donde el caudal entra sin derivación alguna y hace posible aplicar los conocimientos teóricos de hidráulica, de manera que sea posible predecir con exactitud el comporta-

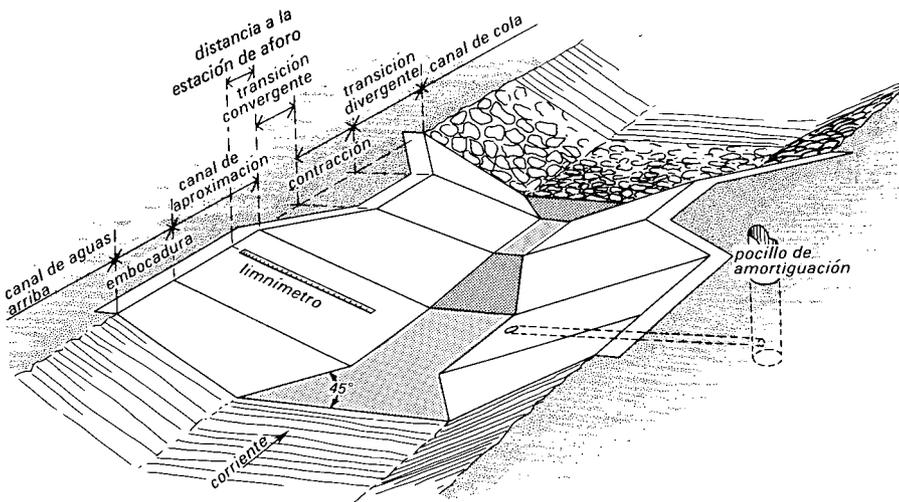


Figura 1.1 Disposición general de una obra para medición de caudales.

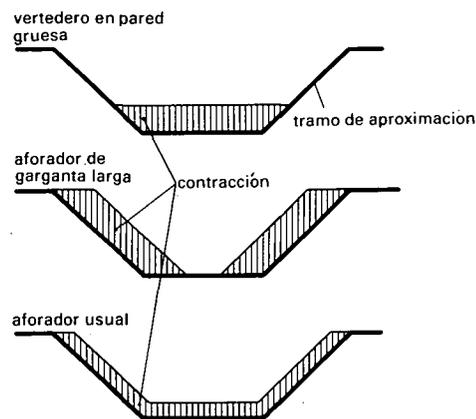
miento hidráulico de las obras con diferentes formas que puedan utilizarse (ver Capítulos 7 y 9). Esta predicción teórica es importante no sólo para diseñar obras que cumplen ciertas condiciones específicas sino también para determinar la aceptabilidad de los errores de construcción y las modificaciones en su ejecución. Las gargantas muy cortas (o inexistentes) producen flujos tridimensionales, para los que no se conoce ninguna teoría, y esto limita la posibilidad de predecir su comportamiento hidráulico.

La diferencia de alturas entre la cresta del resalto en la contracción y el nivel del agua en el canal de aproximación se denomina 'altura de carga, aguas arriba, referida al resalto'. La parte del canal de aproximación en la que se mide la altura de la lámina de agua se llama 'sección de medida de la altura de carga' o 'estación de aforo'.

En este manual trataremos de 'vertederos en pared gruesa' y de 'aforadores de contracción larga,' por ser ambos similares desde un punto de vista hidráulico. El término 'vertedero' se utiliza cuando la sección de control se forma esencialmente elevando el fondo del canal, y se denomina 'aforador' cuando se realiza un estrechamiento lateral del canal. También se denomina, normalmente, aforador cuando la sección de control se forma elevando el fondo y estrechando las paredes a un tiempo (ver la Figura 1.2). No obstante, existe una porción de obras y dispositivos de medida que pueden denominarse, indistintamente, vertederos o aforadores.

Dentro de las obras semejantes a las descritas se clasifican aquellos vertederos o aforadores en los que, a su paso por la garganta, y en la denominada sección de control, las líneas de corriente van paralelas (o casi paralelas), al menos en una corta distancia. Para lograr este régimen laminar, la longitud, L , de la coronación del vertedero o de la garganta del aforador, en la dirección de la corriente, está limitada por la energía de la carga aguas arriba, referida al resalto, H_1 . En los Capítulos 7 y 9 se especificará con detalle la limitación del cociente H_1/L .

Se aconseja el uso de este tipo de medidores para aforar o para regular las corrientes de agua en canales abiertos, siempre que la superficie del agua en la sección de control pueda permanecer libre. Este tipo de obras posee las siguientes principales ventajas



los cortes transversales corresponden a la sección de control por la cresta del vertedero o por la garganta del aforador

Figura 1.2 Diferencias entre vertedero y aforador.

sobre cualquier otra clase de vertedero o aforador conocida (Parshall, aforador sin contracción, aforador H, vertederos en pared delgada, etc.):

- a. Siempre que el régimen crítico se produzca en la garganta, será posible calcular unas tablas de caudales, con error menor del 2%, para cualquier combinación de contracción prismática, con cualquier forma de canal de aproximación (ver Capítulo 9).
- b. La sección de la garganta, normal a la dirección de la corriente, puede conformarse de manera que sea capaz de medir con exactitud cualquier caudal, dentro de la gama prevista.
- c. La pérdida de carga en el vertedero o aforador, necesaria para que exista una relación única entre la carga de aguas arriba referida al resalto y el caudal, es la mínima.
- d. Esta necesidad de pérdida de carga puede estimarse con suficiente precisión para cualquiera de estas obras, instalada en cualquier canal (ver los Apartados 7.5 y 9.7).
- e. Los cuerpos flotantes transportados por la corriente causan pocos problemas en este tipo de obras, debido a su tramo de convergencia progresiva.
- f. Las observaciones de campo han demostrado que la obra puede diseñarse para dejar pasar los sedimentos transportados en canales con régimen subcrítico.
- g. Siempre que la garganta sea horizontal en la dirección de la corriente se puede confeccionar una tabla de valores que se base en las dimensiones de la obra terminada. Esto permite disponer de un cuadro de valores exactos, que compensen las variaciones producidas con respecto a las cotas del diseño y, en caso necesario, posibilite la remodelación de la contracción.
- h. En condiciones hidráulicas y del entorno similares estos vertederos y aforadores son, en general, las obras más económicas para la medición exacta de caudales.

Para que una obra destinada a medir o a regular el caudal de un canal de riego funcione bien, habrá de ser convenientemente elegida. Deberán relacionarse todas las condiciones que haya de cumplir y cubrirlas con las características de los medidores conocidos.

En general, estas exigencias provienen de cuatro fuentes:

1. De las características hidráulicas.
2. De los costes de construcción y/o de instalación.
3. De la facilidad de manejo del medidor.
4. De los gastos de mantenimiento.

Para ayudar a elegir la obra, analizaremos con mayor detalle las condiciones impuestas.

1.2 Lo que se le exige a una obra de aforo

1.2.1 Funciones de la obra

En este libro distinguiremos dos funciones básicas de las obras de aforo: la medición y la regulación de caudales.

Medición de caudales

Todos los vertederos y aforadores son ejemplos de instalaciones para medir el caudal. Para determinar el tipo específico de obra a adoptar, si es que hay alguno, debemos primero, conocer durante qué periodo y con qué frecuencia deben realizarse las mediciones. Esto, unido a la información sobre el tamaño y tipo del canal en el que han de medirse los caudales, nos llevará a utilizar:

1. El método de la velocidad-área de la sección.
2. Un dispositivo portátil y reutilizable.
3. Una obra de uso temporal hecha a la medida.
4. Una obra de uso permanente.

Como puede verse de las Figuras 1.3 a 1.5, los dispositivos para medir caudales no necesitan partes móviles. La altura de carga en el tramo de aguas arriba en relación con el resalto puede medirse con diversos instrumentos que se estudiarán con más detalle en el Capítulo 2. Si se desea medir el volumen total, puede utilizarse un vertedero o un aforador, a cuyo limnógrafo se le puede acoplar un instrumento, que acumule los diferentes caudales, durante cualquier intervalo de tiempo.



Figura 1.3 Pequeño aforador portátil en un cauce natural (Países Bajos).



Figura 1.4 Vertedero de madera de uso temporal en un canal de riego (Arizona).

Regulación de caudales

Las obras para la regulación de caudales son necesarias cuando el agua se toma de un embalse o cuando un canal de riego se ramifica en dos o más cauces. Los vertederos de regulación están dotados de partes móviles, y su lámina puede desplazarse verticalmente. Manteniendo un nivel casi constante aguas arriba, puede fijarse la altura de carga en relación con la cota del vertedero y, con este dato, conocer el caudal que pasa por él. En el Capítulo 6 se exponen varios ejemplos de estos vertederos de lámina móvil (ver la Figura 1.6).

1.2.2 Pérdida de carga necesaria para régimen modular

La pérdida de carga disponible en el punto de medición y la pérdida de carga en el aforador influyen, tanto en la forma de la sección transversal de la sección control,

como en la relación de ensanchamiento del tramo de salida, aguas abajo de dicha sección.

La diferencia entre la carga de energía aguas arriba, H_1 , y la carga de energía aguas abajo, H_2 , ambas referidas a la misma cota del resalto, se puede expresar por $(H_1 - H_2)/H_1$. Este cociente puede, también, escribirse como $1 - H_2/H_1$, en donde su último término expresa la relación de sumergencia. Para valores bajos de la relación de sumergencia (H_2/H_1), el nivel de cola (y H_2) no influye en la relación entre h_1 y Q y el régimen a través del dispositivo, o del módulo, se denomina modular. Para relaciones, H_2/H_1 , altas, el flujo en el estrangulamiento no puede alcanzar un régimen crítico, de modo que la altura de carga de aguas arriba referida al resalto queda influida por el nivel del agua de cola y, en consecuencia, el régimen no es modular. La relación de sumergencia para la que el régimen modular pasa a ser no modular se denomina límite modular. Si las velocidades del agua en los canales de aproximación y de cola son pequeñas, las cargas debidas a la velocidad, a $v_1^2/2g$ y a $v_2^2/2g$ (ver la Figura 1.7), serán también pequeñas en relación con las alturas de carga, h_1 y h_2 . En este caso, el valor de la relación, H_2/H_1 , se aproxima al de h_2/h_1 . En la Tabla 1.1 se exponen los valores de $v^2/2g$, en función de la velocidad media de la corriente, v , en donde h = altura de carga con respecto al nivel del resalto, g = aceleración de la gravedad y $H = h + v^2/2g$. El ejemplo siguiente ilustra de la mejor manera, cómo la altura de carga disponible y la carga necesaria para atravesar el medidor, influyen en la longitud del tramo de control, en la altura del resalto y en la forma del ensanchamiento de aguas abajo del aforador:

Ejemplo

Se da: Un canal, revestido de cemento, que transporta normalmente un caudal de $1,27 \text{ m}^3/\text{s}$; con una profundidad de $0,84 \text{ m}$. El caudal mínimo que se va a medir es de unos $0,14 \text{ m}^3/\text{s}$, y el máximo, de unos $1,56 \text{ m}^3/\text{s}$. Los cajeros del canal tienen una relación de pendiente de $1,25:1^*$, su solera, una anchura de $0,61 \text{ m}$ y su profundidad total es de $1,07 \text{ m}$.

Se pide: Elegir un dispositivo canalizado de medida, a cielo abierto, para medir caudales comprendidos entre los límites que se señalan en los datos, y tal que, cuando el canal vaya lleno ($1,56 \text{ m}^3/\text{s}$), produzca la menor pérdida de carga posible.

Cálculo: Mediante cálculos hidráulicos, basados en la fórmula de Manning,

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} s_b^{1/2} \quad (1.1)$$

en la que,

v = velocidad media de la corriente, en metros/segundo,

n = coeficiente de rozamiento de Manning,

R = radio hidráulico (área de la sección del agua/perímetro mojado),

s_b = pendiente de la solera del canal.

* Nota del T. Se advierte que en este libro se expresan las pendientes según la notación inglesa de horizontal:vertical, mientras que en España y en otros países europeos se expresan por el cociente de dimensión vertical:horizontal.



Figura 1.5 Aforador RBC permanente en una salida de drenaje (Arizona).

Para $n = 0,014$ y $s_b = 0,0005$, a la profundidad normal dada para el agua de 0,84 m corresponden, aproximadamente, $1,274 \text{ m}^3/\text{s}$, lo que nos da una idea aceptable del calado del agua en el canal de cola para otros caudales, siempre que se utilice el procedimiento expuesto en el Apartado 3.2.4. La curva resultante se muestra en la Figure 1.8. La función exponencial que relaciona la profundidad normal del agua en el canal de cola, y_2 , en metros y el caudal, Q , en metros cúbicos/segundo, para el mismo canal, puede expresarse, aproximadamente, por la ecuación

$$Q = 1,8 y_2^{2,1}$$

Nótese que el coeficiente de rozamiento, n , dependerá de la naturaleza de la solera y de los cajeros del canal. En los proyectos muy conservadores este coeficiente de fricción deberá tomarse en sus valores más altos para estimar los calados de las aguas de cola.

A fin de mantener una pérdida de carga muy baja para el caudal de diseño se aconseja utilizar aforadores anchos y poco profundos (ver la Figura 1.9). Además, una transi-

Figura 1.7 Denominación de los elementos y partes de un aforador.

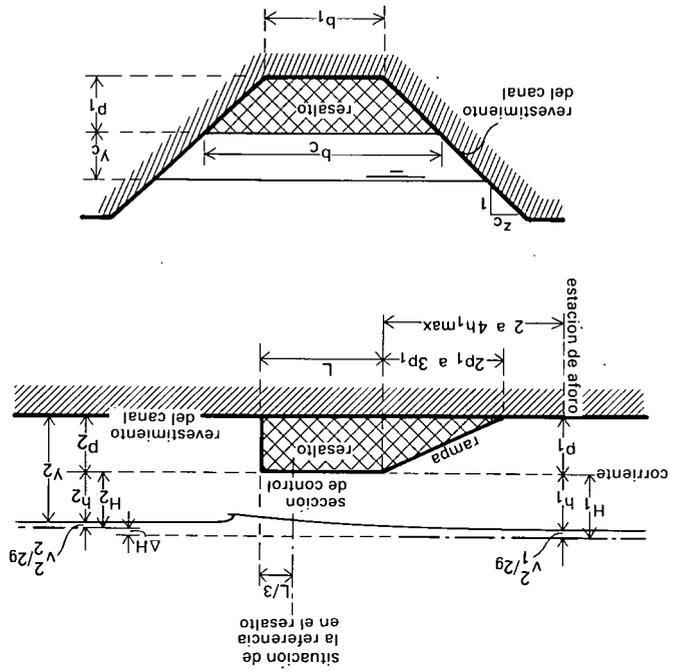


Figura 1.6 Vertedero móvil de 4,5 m de anchura (Países Bajos).



Tabla 1.1 Valores de $v^2/2g$, en función de v

v (m/s)	$v^2/2g$ (m) ^a
0,10	0,0005
0,20	0,0020
0,30	0,0046
0,40	0,008
0,50	0,013
0,75	0,029
1,00	0,051
1,25	0,080
1,50	0,11

^aPara $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

ción gradual, aguas abajo, influye significativamente en el límite modular, especialmente si se trata de un aforador con resalto. Para las diferentes relaciones de expansión del tramo de transición de aguas abajo, se pueden utilizar los valores aproximados del límite modular que se exponen en la Tabla 1.2.

Dependiendo de la disponibilidad de altura de carga, se recomienda que al aforador o al vertedero se le dote ya sea de una transición brusca (0:1), ya sea de 6:1. Si la transición 6:1 hiciese demasiado larga la obra, se recomienda truncar esta transición en lugar de construir otra menos gradual (ver el Apartado 7.5 y la Figura 7.23).

En nuestro ejemplo la altura de carga está limitada, por lo que se elige una relación de expansión, aguas abajo de la garganta trapezoidal, de 6:1 y, en consecuencia, según la Tabla 1.2, se puede utilizar 0,85 como límite modular. El paso siguiente del proceso de cálculo es hallar, por aproximaciones sucesivas, una forma de la sección de control y una altura del resalto tales que, para cualquier caudal que se mida, se cumpla que:

Altura del resalto + (límite modular \times altura de carga de aguas arriba con respecto al resalto) \geq profundidad del agua de cola,
lo que, aplicado a nuestro ejemplo, resulta ser,

$$p_2 + 0,85 \times h_1 \geq y_2 \quad (1.2)$$

De esta ecuación se ve que, si se utiliza una transición brusca (0:1) con un límite modular de 0,75, para la misma sección de control debe incrementarse la altura del resalto, p_2 .

En este ejemplo, las paredes de la sección de control tienen la misma pendiente que los cajeros de canal revestido (1,25:1) y así, la anchura de la solera de la sección de control, b_c , aumentará al incrementar la altura del umbral, $p_1 = p_2$. Para algunos tamaños de este tipo de vertederos de cresta ancha se dan tablas de valores en el Capítulo 3 y, concretamente, para el aforador de nuestro ejemplo, la tabla de valores se ha calculado directamente mediante el modelo del Capítulo 9. Tras varios ensayos (ver el Apartado 3.2.3) se llega a elegir un aforador cuya altura de resalto es de 0,457 m, para el cual, se han representado las curvas de Q con respecto a h_1 y de Q con respecto a $(h_1 + p_2)$, en la Figura 1.8. La línea de trazos, $p_2 + 0,85h_1$, permanece, para cualquier caudal, por encima de la curva correspondiente al canal de cola (Q respecto a y_2); de este modo, el aforador elegido puede medir todos los caudales sin interferencias del nivel de aguas abajo, en la función de Q con respecto a h_1 . La pérdida

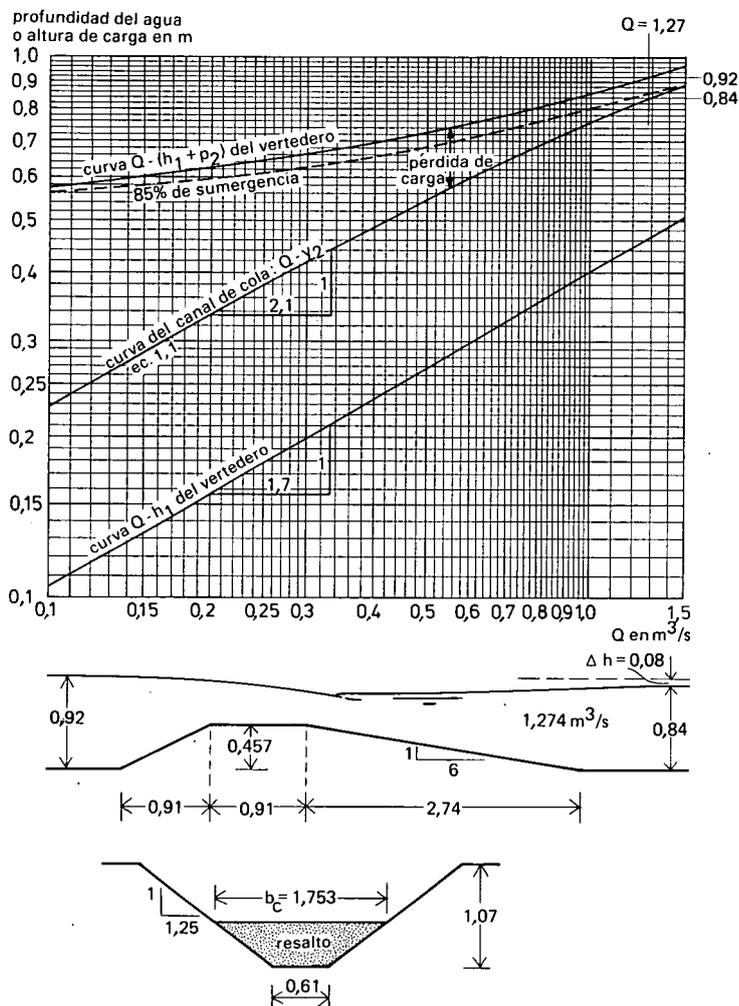


Figura 1.8 Curvas de caudales para aforador y canal revestido de hormigón, que muestran la pérdida de carga para todos sus valores.

de carga en el aforador, para el caudal de diseño ($Q = 1,274 \text{ m}^3/\text{s}$), puede también obtenerse de la Figura 1.8, y es igual a $(h_1 + p_2) - y_2 = 0,92 - 0,84 = 0,08$ m. La Figura 1.8 muestra que, para caudales menores, la pérdida de carga en el aforador aumenta. Por ejemplo, para el caudal mínimo que ha de medirse ($Q = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}$), su valor es de $0,59 - 0,27 = 0,32$ m.

Este aumento de la pérdida de carga para caudales menores, sólo se produce si la curva de Q con respecto a h_1 , del aforador o del vertedero, en la Figura 1.8, tiene una pendiente igual o menor que la curva de Q con respecto a y_2 , del canal de cola.

Si la curva de Q con respecto a h_1 del vertedero tuviese una pendiente mayor (por utilizar, por ejemplo, una sección de control rectangular), o si la curva de Q con respecto a y_2 fuese menos pendiente (como es el caso de medidores que vierten a un embalse

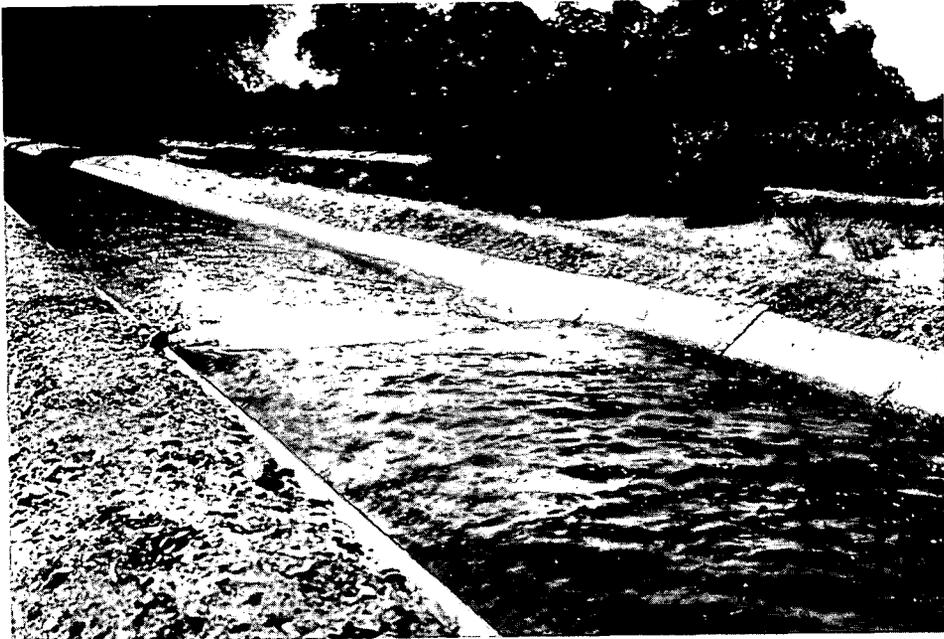


Figura 1.9 Los vertederos en pared gruesa necesitan sólo una pequeña caída de la lámina de agua (Arizona).

Tabla 1.2 Límites modulares mínimos aproximados para varias relaciones de expansión de la transición de aguas abajo^a

Relación de expansión (vertical/horizontal) m:1	Límite Modular para			
	Aforadores con garganta elevada o para vertederos		Aforadores de fondo plano	
	└─ control	┘─ control	└─ control	┘─ control
0:1	0.70	0.75	0.74	0.80
1:1	0.72	0.77	0.74	0.80
2:1	0.74	0.80	0.77	0.83
4:1	0.77	0.83	0.80	0.86
6:1	0.79	0.85	0.82	0.88
10:1	0.80	0.87	0.84	0.90

^aPara un método más fiable de estimación del límite modular, ver los Apartados 7.5 y 7.9. El límite modular real puede ser mayor que los valores que aparecen en esta tabla.

o a un canal relativamente ancho), la pérdida de carga se reduciría al disminuir el calado del curso de agua. Esto conduce, frecuentemente, a una sumergencia total del aforador para caudales pequeños mientras que, para el máximo caudal, funciona correctamente. Por lo tanto, se recomienda verificar el límite modular de los aforadores para ambos regímenes del caudal previsto, máximo y mínimo.

Si el caudal máximo a medir fuese menor que el antes utilizado de $1,27 \text{ m}^3/\text{s}$, por ejemplo, $Q = 0,90 \text{ m}^3/\text{s}$, la línea del $0,85\%$ de sumergencia queda bastante por encima de la curva de Q con respecto a y_2 . Para $Q = 0,90 \text{ m}^3/\text{s}$ existe un resguardo de $0,06 \text{ m}$, lo que indica que el vertedero de la Figura 1.8, es demasiado alto y, en consecuencia, excesivamente costoso. El resalto puede bajarse algunos centímetros, lo que reduce

la longitud y la anchura de la obra y aumenta el margen de resguardo aguas arriba del umbral. Otra opción más económica puede ser la de suprimir la transición de aguas abajo, (utilizando una relación de expansión de 0:1). El límite modular del aforador se reduce así a 0,75. En este caso la curva de trazos de sumergencia de la Figura 1.8 se dibujaría más abajo, si bien quedaría siempre por encima de la curva de Q con respecto a y_2 para el caudal máximo medido.

1.2.3 Gama de caudales a medir

El caudal en un canal abierto suele variar en el tiempo. Los límites entre Q_{\max} y Q_{\min} , entre los que puede medirse el gasto dependen, en gran parte, de la naturaleza del canal en el que se instala la obra de aforo. Los canales de riego, por ejemplo, necesitan un margen de oscilación considerablemente menor que los cauces naturales. La amplitud de la gama de variación de los caudales previsibles viene definida por la relación siguiente:

$$\gamma = \frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} \quad (1.3)$$

Los aforadores y vertederos que se describen en este libro han sido comprobados en laboratorio para relaciones de H_1/L que oscilan entre 0,1 y 1,0 (ver el Apartado 7.4.3). Utilizando estos límites de aplicación prácticos, se puede obtener el siguiente valor máximo para γ

$$\gamma = \frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} = \frac{\text{valor max. de } C_d \left(\frac{H_1}{L}\right)^u}{\text{valor min. de } C_d \left(\frac{H_1}{L}\right)^u} \quad (1.4)$$

en donde,

C_d = coeficiente de gasto que es, principalmente, una función de H_1/L . Tal como se muestra en la Figura 7.13, $C_d = 0,939$ para $H_1/L = 0,1$ y $C_d = 0,999$, para $H_1/L = 1,0$.

L = longitud de la contracción o de la cresta en sentido de la corriente.

u = exponente al que debe elevarse la altura de carga de aguas arriba referida al resalto, en la ecuación de Q con respecto a h_1 .

El exponente, u , es también igual a la pendiente de la curva de Q respecto a h_1 representada en papel doble logarítmico (ver la Figura 1.8). Según todo lo anterior, la Ecuación 1.4 puede quedar simplificada como sigue,

$$\gamma = \frac{0,999}{0,939 \times 0,1^u} \quad (1.5)$$

El valor de u depende de la forma de la sección de control, perpendicularmente a la dirección de la corriente. En la Tabla 1.3 se dan diversos valores de u , correspondientes a otros de γ , redondeados.

Los valores de γ que se dan en la Tabla 1.3 muestran que, siempre que el valor de la relación prevista, $\gamma = Q_{\max}/Q_{\min}$, sea mayor que 35, no podrá utilizarse una sección de control rectangular. Si resulta superior a 55, podremos utilizar una sección de control de forma semicircular (ancha), parabólica, triangular truncada (ancha), trapezoi-

Tabla 1.3 Valores de u y de γ en función de la forma de la sección de control

Forma de la sección de control		valores de u	valores de γ	
Forma básica	anchura con respecto a h_1	(sin dimensión)	(sin dimensión)	
	rectangular	total	1,5	35
	triangular	total	2,5	335
	trapezoidal	grande	1,7	55
	id.	pequeña	2,3	210
	V truncada	grande	2,4	265
	id.	pequeña	1,7	55
	parabólica	total	2,0	105
	semicircular	grande	2,0	105
		pequeña	1,6	40

dal de fondo estrecho o triangular. En los canales de riego, la relación $\gamma = Q_{\max}/Q_{\min}$ rara vez excede de 35, de modo que se puede adoptar cualquier forma para la sección de control. En los drenajes naturales, sin embargo, la gama de caudales que hayan de medirse, por lo general, determinarán la forma de dicha sección de control.

1.2.4 Sensibilidad de la obra de medición

La precisión con la que puede medirse un caudal circulante depende de:

- 1 La exactitud con la que pueda confeccionarse la tabla de valoración de los caudales para tal instalación. En las tablas que aparecen en este libro los errores son menores del 2%.
- 2 La exactitud con la que pueda medirse la altura de carga de aguas arriba con respecto al resalto h_1 . Este extremo se tratará con más detalle en el Capítulo 2.

El error del caudal, producido por una medición incorrecta del valor de la altura de carga, h_1 , aguas arriba de una obra dada, puede evaluarse por la sensibilidad, S , del aforador que, para régimen modular (no sumergido), es:

$$S = \frac{100\Delta Q}{Q} = 100u \frac{\Delta h_1}{h_1} \% \quad (1.6)$$

en donde,

Δh_1 = la diferencia entre el valor determinado de h_1 y su valor real.

Esta diferencia, Δh_1 , puede deberse a un cambio inadvertido del nivel del agua, a una lectura equivocada de la altura de carga en la regleta limnimétrica, a un defecto de colocación de esta regleta, a una incorrecta puesta a cero de la escala del limnógrafo, a resistencias internas del mecanismo registrador, etc. Tal como se verá en los Apartados 2.8 y 2.9, el valor total de Δh_1 aumenta rápidamente, si no se pone suficiente cuidado en la determinación de h_1 . En la Figura 1.10 se muestran, expresados en tanto por ciento, diversos valores de S , en función de $\Delta h_1/h_1$ y del valor de u , siendo este último un indicador de la forma de la sección de control.

Para ilustrar el error de medición de un caudal, producido por un error de lectura del valor de h_1 , utilizaremos el aforador de la Figura 1.8. La curva de Q con respecto a h_1 de este medidor tiene una pendiente, en papel doble logarítmico de, aproximada-

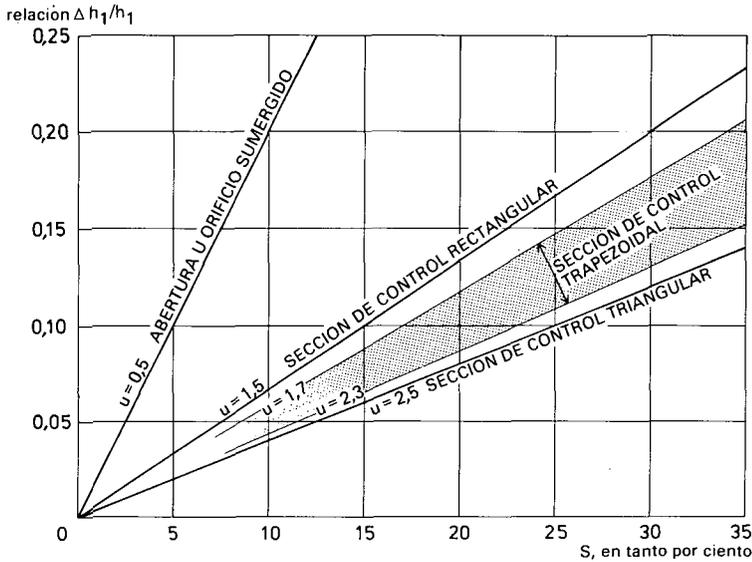


Figura 1.10 Sensibilidades en función de las variaciones relativas de la altura de carga y de la forma de la sección de control (régimen modular).

mente, $u = 1,7$. Para $\Delta h_1 = 0,01$ m se encuentra que, para el caudal mínimo de $0,14$ m^3/s , es $S \approx 1,7 \times (0,01/0,13) \times 100 = 13\%$. Para el caudal medio de $1,27$ m^3/s , encontramos que $S \approx 1,7 \times (0,01/0,47) \times 100 = 4\%$. El error de medición de un caudal, como consecuencia de un error de determinación de h_1 , es elevado si Δh_1 es grande con respecto a h_1 , y si el valor de u es alto. En este caso, siempre que se necesitan mediciones exactas del caudal, deben extremarse los cuidados para obtener valores exactos de h_1 .

1.2.5 Flexibilidad de dos medidores

Debido a las variaciones en la utilización del agua de riego, el caudal, Q , que llega a una derivación del canal, puede verse incrementado ligeramente en ΔQ , pasando a ser $Q + \Delta Q$. Debido a este incremento de Q , el nivel del agua se elevará en el punto 'Arriba' de la Figura 1.11. Según la sensibilidad, S , de los medidores en el canal de riego que continúa y en el de la derivación de la toma, el pequeño cambio de caudal, ΔQ , se dividirá, en la bifurcación en dos partes, ΔQ_s y ΔQ_o , en donde los subíndices s y o corresponden respectivamente, a los medidores de los canales antes indicados. Para expresar este cambio relativo de distribución, el término flexibilidad, F , se define como

$$F = \frac{\frac{\Delta Q_o}{Q_o}}{\frac{\Delta Q_s}{Q_s}} \quad (1.7)$$

en donde, Q_o y Q_s son los caudales primitivos, tal como se muestra en la Figura 1.11,

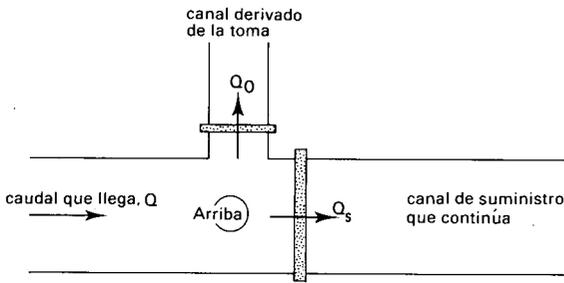


Figura 1.11 Esquema para definir una derivación en un canal de riego.

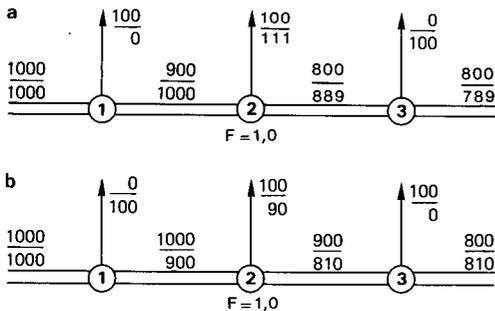
cuando el caudal que llega vale Q . La flexibilidad puede también expresarse como la relación entre las respectivas sensibilidades, S_o y S_s , o

$$F = \frac{S_o}{S_s} = \frac{u_o h_{1,s}}{u_s h_{1,o}} \quad (1.8)$$

La distribución de agua en una bifurcación de canales puede clasificarse, de acuerdo con la flexibilidad, como sigue:

(a) $F = 1,0$

Cuando $F = 1,0$ el incremento de caudal, ΔQ , se dividirá entre ΔQ_o e ΔQ_s , proporcionalmente a los caudales parciales Q_o y Q_s . La Figura 1.12a ilustra lo que podría ocurrir a los caudales originales, si un compuetero cerrase la Toma 1 y abriese la Toma 3 para un caudal, $Q_{o,3} = 100$ litros/s, sin haber reajustado aún la Toma 2. Debido al aumento de caudal en 2, aumentará $Q_{o,2}$ y $Q_{s,2}$ crecerá proporcionalmente. Como consecuencia, sin embargo, el caudal del canal derivado, aguas abajo de la Toma 2, habrá aumentado en $\Delta Q_{o,2} = 11$ litros/s. Pero si un compuetero ajusta la Toma 1 al valor deseado de $Q_{o,1} = 100$ litros/s y cierra la Toma 3, (ver la Figura 1.12b), ocurrirá todo lo contrario. Está claro pues, que, a menos que el operario ajuste también la Toma 2, el suministro de agua a través de la red de canales cambiará considerablemente



leyenda: 1000 = caudal original, en l/s
900 = caudales después de abrir o cerrar las tomas 1 y 3

Figura 1.12 Variación del reparto de agua en las derivaciones de un canal, si $F = 1,0$ en la Toma 2.

como consecuencia de las maniobras citadas de apertura y cierre.

Si una derivación del canal debe tener una flexibilidad de $F = 1,0$ para los diferentes caudales que llegan a ella y para sus correspondientes alturas de carga, las secciones de control de las obras de medición instaladas en el canal que continúa y en el canal derivado deben tener la misma forma y sus resaltos deben estar al mismo nivel.

(b) $F < 1,0$

Cuando $F < 1,0$, ΔQ quedará dividido en dos incrementos, ΔQ_o e ΔQ_s , el primero de los cuales es relativamente pequeño con respecto a Q_o y, en consecuencia, la mayor parte de ΔQ continuará por el canal de abastecimiento principal, tal como aparece en la Figura 1.13a, para una flexibilidad de $F = 0,1$. Estas flexibilidades tan bajas se producen cuando la altura de carga respecto al resalto, aguas arriba la toma, es grande en relación con la del vertedero instalado en el canal principal o, mejor dicho, si la toma de derivación consiste en un orificio sumergido, para el que el valor de u es igual a 0,5 (ver la Figura 1.10). Para más detalles sobre orificios sumergidos, ver Bos (1978). La partición de los caudales en la derivación 2, una vez cerrada la Toma 1, puede calcularse sabiendo que:

$$\Delta Q = \Delta Q_s + \Delta Q_o \quad (1.9)$$

y volviendo a escribir la Ecuación 1.7 como sigue:

$$F = \frac{\Delta Q_o}{\Delta Q_s} \times \frac{Q_s}{Q_o} \quad (1.10)$$

Para la bifurcación 2 de la Figura 1.13a: $\Delta Q = 100$ litros/s, $Q_o = 100$ litros/s y $Q_s = 800$ litros/s. Aplicando estos valores a la Ecuación 1.10, para $F = 1,0$, tenemos

$$0,1 = \frac{\Delta Q_o}{\Delta Q_s} \times \frac{800}{100}$$

o bien

$$\Delta Q_o = 0,0125 \Delta Q_s$$

y haciendo sustituciones en la Ecuación 1.9, se obtiene

$$100 = 1,0125 \Delta Q_s$$

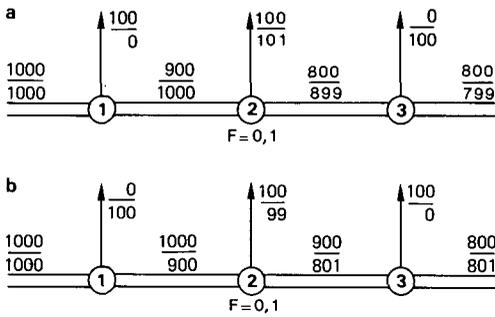
o bien

$$\Delta Q_s = 99 \text{ litros/s}$$

e

$$\Delta Q_o = 1 \text{ litro/s}$$

Si el compuertero ajusta la Toma 3 para que dé un $Q_{o,3} = 100$ litros/s, el caudal de agua que continúa será $Q_{s,3} = 799$ litros/s resultando sólo inferior en 1 litro/s al caudal de antes de realizar esta operación. El caudal derivado por la Toma 2 ha variado sólo en un 1%, lo que significa que el compuertero no necesita reajustar de nuevo esta toma. Igualmente, si la Toma 1 se abre y se cierra la 3, los cambios de $Q_{o,2}$ y



leyenda: $\frac{1000}{1000}$ = caudal original, en l/s
 $\frac{900}{1000}$ = caudales después de abrir o cerrar las tomas 1 y 3

Figura 1.13 Variación del reparto del agua en las derivaciones de un canal, si $F = 0,1$ en la Toma 2.

$Q_{s,3}$ están dentro de la precisión con la que pueden medirse los caudales (ver la Figura 1.13b). La elección de obras de aforo con baja flexibilidad para las derivaciones de un canal, tal como se ha expuesto más arriba, tiene, pues grandes ventajas en el funcionamiento de toda la red de riegos (ver la Figura 1.14). Si, no obstante, el incremento de caudal, ΔQ , no se deriva por la Toma 3, sino que continúa por el canal abastecedor, estos $\Delta Q = 100$ litros/s de más, llegan a suponer, aguas abajo, un porcentaje progresivamente creciente del caudal primitivo, lo que se acusa en los medidores siguientes. Para evitar el desbordamiento del canal por las banquetas, este ΔQ tiene que ser evacuado en algún punto conveniente.

(c) $F > 1,0$

Cuando $F > 1,0$, el incremento del caudal, ΔQ , se dividirá en ΔQ_o y ΔQ_s , siendo ΔQ_o relativamente grande con respecto a Q_o . Si la Toma 1 está cerrada, el agua que llega a la 2 aumenta en 100 litros/s (ver la Figura 1.15a, para $F = 10,0$) y la mayor parte de este caudal derivará por la Toma 2, haciendo pasar a $Q_{o,2}$ de 100 a 156 litros/s. Como consecuencia, el caudal que corre aguas abajo de la Toma 3 es muy inferior al que se necesita e, igualmente, si se abre la derivación 1 y se reduce el caudal que llega a la 2, tanto $Q_{o,2}$, como $Q_{s,3}$, fluctúan excesivamente (ver la Figura 1.15b). Es obvio que las derivaciones de los canales de riego con gran flexibilidad no facilitan el suministro uniforme de agua a los diferentes usuarios y por ello, no se recomiendan a tal efecto. Sin embargo en los sistemas de riego en los que, tanto el canal principal como sus instalaciones, deben protegerse de rebosamientos, es frecuente utilizar derivaciones con valores de flexibilidad por exceso de $F = 10$. En este caso, la toma absorberá la mayor parte del caudal excedentario y lo verterá a un canal de drenaje superficial.

Las flexibilidades de valor $F = 10$, o mayores, se producen cuando la toma es un vertedero que funciona bajo una pequeña altura de carga, $h_{1,0}$, y cuando el canal de riego principal está dotado de una compuerta de tajadera o de un orificio enteramente sumergido. El uso de estos 'aliviaderos laterales' está indicado para aguas arriba de los lugares en donde los desbordamientos del canal puedan causar daños graves.

De los tres ejemplos anteriores se deduce que, tanto la altura de carga bajo la que

debe actuar una instalación de aforo, como la forma de su sección de control (valor de u), están estrechamente condicionadas por la finalidad de dicha obra o de la derivación y por las prácticas operativas del sistema de canales.

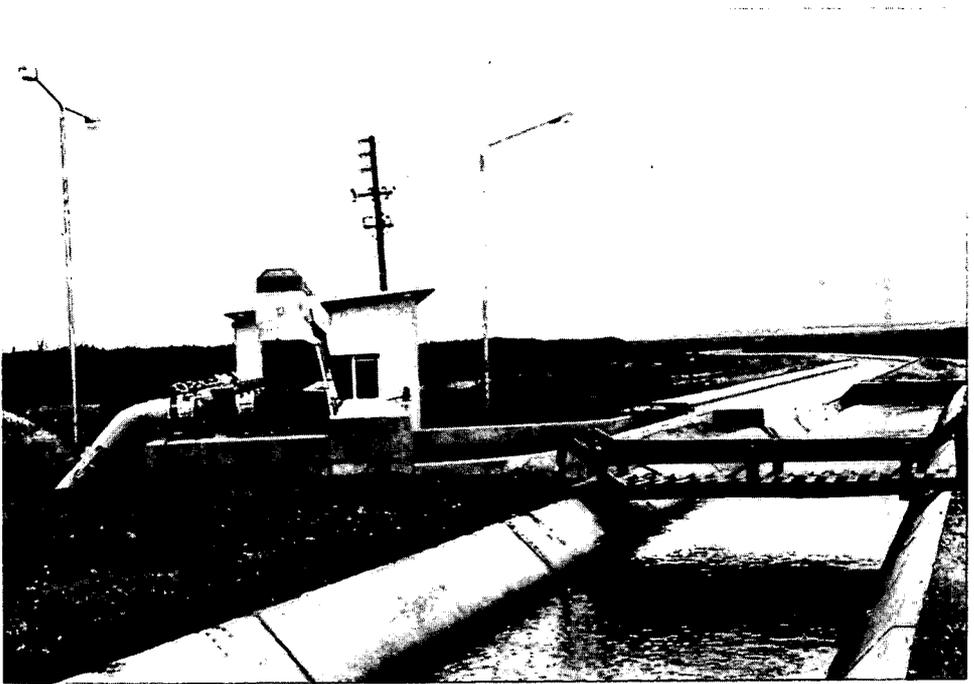
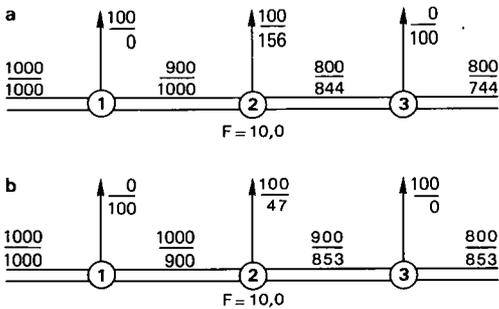


Figura 1.14 Derivación de un canal con baja flexibilidad, en el que Q_0 se bombea a un ramal entubado (Sudáfrica).



leyenda: $\frac{1000}{1000}$ = caudal original, en l/s
 $\frac{900}{900}$ = caudales después de abrir o cerrar las tomas 1 y 3

Figura 1.15 Variación del reparto de agua en las derivaciones del canal, si $F = 10,0$ en la Toma 2.

1.2.6 Capacidad de eliminación de sedimentos

Casi todos los canales abiertos, además de agua, transportan sedimentos que, ordinariamente, reciben denominaciones diversas, según la forma o proceso de transporte o según sea su origen. Estos nombres aparecen ilustrados en la Figura 1.16, y se definen como sigue:

Arrastres de fondo

Los arrastres de fondo consisten en un transporte de partículas de sedimentos que se deslizan, ruedan o rebotan sobre la solera del canal, o cerca de ella, generalmente en forma de lecho móvil, semejante a las dunas y crestas de arena (ver la Figura 1.17).

Arrastre de sólidos en suspensión

Por 'arrastres suspendidos' se entiende el transporte de partículas de fondo, cuando la fuerza de la gravedad está contrarrestada por otras fuerzas ascendentes, debidas a la turbulencia de la corriente de agua. Esto supone que tales partículas pueden dar rebotes más o menos grandes pero, siempre vuelven a caer a la solera del canal, aunque en ese momento, sin embargo, otras partículas arrastradas puedan encontrarse en suspensión.

Carga sólida total

No es posible hacer una separación estricta entre los arrastres de fondo y los sólidos en suspensión pues, de hecho, en ambos casos, son similares los mecanismos por los que se mueven las partículas. Por ello es frecuente calcular la carga sólida total como la suma de los dos arrastres mencionados.

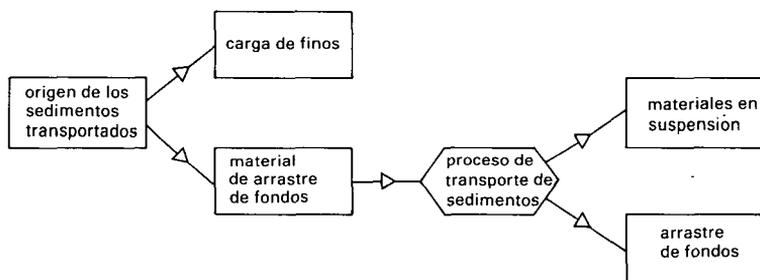


Figura 1.16 Terminología aplicada al transporte de sedimentos.



Figura 1.17 Sedimentos de fondo en un canal de riego (Portugal).

Carga de finos

La carga de finos está compuesta por partículas más pequeñas que el grueso material del fondo (generalmente menores de $50\ \mu\text{m}$) y raras veces se encuentran sobre la solera. El volumen de esta carga no se puede calcular y se determina principalmente por las características climáticas y por las condiciones de erosión de toda la cuenca receptora. Las cargas de finos son las responsables del color del agua.

Dado que, en el curso de agua, no se produce intercambio con las partículas del fondo, la carga de finos carece de importancia tanto para los descarnamientos del revestimiento del canal como para los depósitos localizados. Debido a su lentísima velocidad de caída, las partículas finas sólo se sedimentan en los embalses, en los canales represados, en los campos, etc. Los arrastres de fondo o la carga sólida total pueden estimarse mediante ecuaciones que, en su mayoría, indican la capacidad de transporte de sedimentos, T , la cual expresa el volumen por unidad de anchura del canal, en función del denominado parámetro de corriente, Y (Meijer-Peter y Müller, 1948), que es;

$$Y = \frac{\mu y s_r}{\rho_r D_a} \quad (1.11)$$

en donde,

μ = el llamado factor de rugosidad que depende de la forma de la solera del canal y varía entre, aproximadamente 0,5, para soleras ligeramente toscas y 1,0, para formas más suaves. Nosotros utilizamos, como más conveniente, el valor de $\mu = 1,0$.

y = profundidad del agua (en metros)

s_r = gradiente hidráulico

ρ_r = densidad relativa = $\frac{\rho_s - \rho}{\rho} \simeq 1,65$

ρ_s = densidad de las partículas de sedimento

ρ = densidad del agua

D_a = diámetro característico de las partículas (en metros).

La siguiente ecuación de Engelund y Hansen (1967) es un ejemplo de fórmula para las cargas de sólidos totales:

$$X = 0,05 Y^{5/2} \quad (1.12)$$

en donde Y es el parámetro de corriente de la Ecuación 1.11 y X es el 'parámetro de transporte,' siendo:

$$X = \frac{T}{\sqrt{\rho_r g D_a^3}} \quad (1.13)$$

en la que

g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

T = transporte de sedimentos en volumen sólido por unidad de anchura del canal (metros cúbicos/metro de anchura).

Para un canal concreto, los valores de μ , ρ_r y D_a son fijos. El parámetro de corriente y, por lo tanto, la capacidad de transporte de sedimentos por unidad de anchura del canal, varían si se modifican la profundidad del agua, y, y/o el gradiente hidráulico, s_r .

El método más apropiado para impedir la deposición de sedimentos en el tramo del canal de aguas arriba de la obra de aforo, es evitar un descenso del parámetro de corriente, Y, y de este modo, de los valores de y, y de s_r . Para ello debe elegirse un tipo de obra tal, que la curva de Q con respecto a ($h_1 + p_1$) coincida prácticamente con la curva de profundidad del agua con respecto al caudal (Q respecto a y_1) del canal anterior al aforador (ver la Figura 1.18). Esta casi coincidencia debe producirse para aquellos caudales previsiblemente capaces de transportar arrastres de fondos, es decir, para caudales cuyo parámetro de corriente, Y, exceda de 0,05.

Para obtener un ajuste razonable de las dos curvas, cuando sólo hay contracción lateral ($p_1 = 0$), el valor de u de la sección de control debe ser igual al u del canal de aguas arriba. Si, por el contrario, se utiliza un resalto elevado, el valor de u de la sección de control deberá ser menor que el del canal. Dado que el valor de u de la mayoría de los canales (trapezoidales) varía entre $u \simeq 2,3$, para los de solera estrecha y $u \simeq 1,7$, para los de fondo más ancho, podrá elegirse la forma más adecuada para la sección de control (ver la Tabla 1.3). Si, tal como se ha dicho, no permitimos

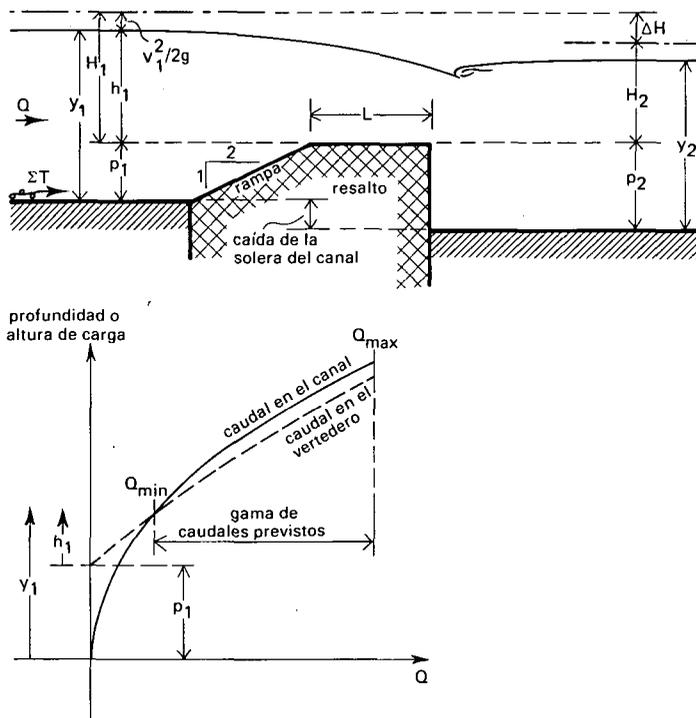


Figura 1.18 Ajuste de las curvas de Q con respecto a y_1 y de Q con respecto a h_1 , para una obra de eliminación de sedimentos.

que el aforador eleve el nivel de aguas arriba para ningún caudal dentro de la gama permisible, deberá crearse la pérdida de carga precisa sobre el medidor, construyendo un salto en la solera del canal, por encima de la obra de aforo. En los cursos naturales, esta obra deberá proyectarse en algún punto en el que el fondo presente una caída natural. También se recomienda, para los nuevos proyectos de sistemas de riego, la práctica de prever un salto en la solera, aguas arriba, de la obra de medición.

Para evitar sedimentaciones entre la sección de medida de la altura de carga y la sección de control, la capacidad de evacuación de sedimentos del aforador debe ser mayor que la capacidad de transporte del tramo de canal de aguas arriba. Tal como queda dicho, el volumen de los sedimentos transportados, T , por unidad de anchura del canal, depende del valor de Y para esa misma unidad de anchura. Así, el agua que está sobre una unidad de anchura de la solera, mueve sólo los arrastres de fondo que corresponden a esa anchura. El producto del valor de T , por la anchura del fondo del canal, da la capacidad total de evacuación de sedimentos. Los arrastres en la zona unitaria 2 del canal de aproximación, tal como aparece en la Figura 1.19, son así movidos por el agua de dicha zona. Consideremos ahora lo que ocurre, en términos cualitativos, con la capacidad de descarga de sedimentos, para dos formas de la sección de control.

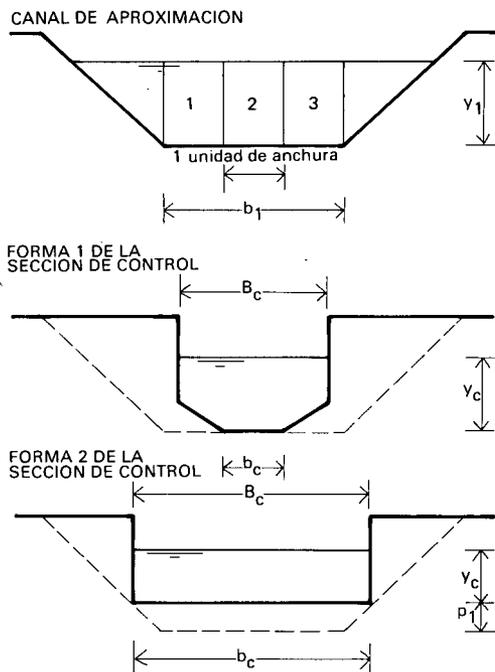


Figura 1.19 Formas alternativas de la sección de control para la medición de caudales.

Forma 1 de la sección de control

La profundidad crítica, y_c , de la sección de control disminuye un poco, pero, como el gradiente hidráulico aumenta más, el parámetro de corriente crece y los sedimentos de la zona unitaria central (2) pueden ser transportados fácilmente. Debido a la pendiente de los paramentos laterales del fondo, los materiales de arrastre de las zonas 1 y 3 son desplazados hacia el centro. En los aforadores de fondo estrecho, las líneas de corriente en la zona de aceleración se curvan hacia la línea central, con lo que los remolinos de la corriente producen una concentración adicional de sedimentos en dicha línea. Este incremento de depósitos hacia el centro puede superar la capacidad de transporte de materiales arrastrados de la zona del canal de aproximación comprendida entre la sección de aforo limnimétrico y el comienzo de la convergencia. Cuando ocurre esto, los sedimentos que no pueden ser evacuados se depositan inmediatamente antes del aforador, en cuyo caso las dimensiones del canal de aproximación quedan modificadas, reduciéndose, con ello, la capacidad de transporte del canal.

Forma 2 de la sección de control

El calado del agua baja algo más que en el caso anterior (debido a p_1), si bien el aumento del gradiente hidráulico hace aumentar el parámetro de corriente y, por ello, la capacidad de descarga de sedimentos. Además, la anchura de la solera de la sección de control

trol, b_c , es mayor que la del canal de aproximación, con lo que la capacidad total de evacuación de sedimentos, ($b_c T$), de la transición de convergencia y de la propia sección de control es, también, mayor que la del canal de aguas arriba y, en consecuencia, no se producirán depósitos por encima de la obra de medición.

De lo anterior parece deducirse que las secciones de control de solera ancha se comportan mejor que las de solera estrecha, frente a corrientes cargadas de materiales sedimentables. Sin embargo las corrientes cargadas de sedimentos son, por lo general, cursos de drenaje naturales, cuya relación $\gamma = Q_{\max}/Q_{\min}$, es alta. Ahora bien, tal como se expone en el Apartado 1.2.3, para medir los valores de Q_{\min} con suficiente exactitud, deben utilizarse secciones de control de fondo relativamente estrecho, por lo que, debido a estas dos exigencias contradictorias, la medida de caudales en cursos de agua cargados de sedimentos origina, a menudo, problemas que sobrepasan los objetivos de este libro.

1.2.7 El paso de cuerpos flotantes y en suspensión

Los canales abiertos, especialmente los que atraviesan bosques o zonas urbanizadas, transportan toda clase de cuerpos flotantes o en suspensión. Si estos cuerpos quedan retenidos por el limnómetro o por la propia obra de aforo, tanto el canal de aproximación como la sección de control quedan atascados, con lo que se reduce la posibilidad de medición de caudales con la instalación y se producen desbordamientos del canal aguas arriba.

Para evitar la retención de los materiales arrastrados, tanto la escala limnimétrica como el alojamiento del limnógrafo no deben interferir con el curso del agua. Todos los vertederos y aforadores que se describen en este libro son lo suficientemente suaves de líneas como para no retener ningún cuerpo, siempre que sus dimensiones no superen a las de la sección de control.

En caso de instalar dos o más vertederos juntos, las pilas intermedias deberán tener, al menos, una anchura de 0,30 m, con su tajamar redondeado. Los tajamares afilados o las pilas muy estrechas tienden a atrapar los cuerpos transportados por la corriente.

1.2.8 Exactitud necesaria en las medidas

La exactitud con la que es posible aforar un caudal mediante una instalación dada está limitada por la precisión con la que pueda efectuarse una medida. Si se construyen dos obras de medición idénticas e independientes y se hace pasar por ellas dos corrientes que tengan exactamente la misma altura de carga con respecto al nivel de sus resaltes, lo normal es que los dos caudales medidos sean diferentes. Para los vertederos y aforadores de este libro, la diferencia entre estos dos valores del caudal es menor del 2%, siempre que se calculen con el programa de ordenador que se expone en el Capítulo 9.

Si el valor de Q que corresponde al de h_1 , para un aforador construido a medida, se calcula utilizando las ecuaciones de Q con respecto a h_1 que se dan en la Figura 7.18, el error, X_c , resulta ligeramente superior, y puede entonces calcularse mediante la ecuación

$$X_c = \pm (3 \left| \frac{H_1}{L} - 0,55 \right|^{1,5} + 4) \% \quad (1.14)$$

que es válida para relaciones de H_1/L comprendidas entre 0,1 y 1,0 (ver el Apartado 7.4.3) y proporciona valores del error, X_c , con un nivel de confianza del 95%. Además del error, X_c , los errores más importantes para la medición de un caudal son los que provienen de la determinación de h_1 , y pueden ser de los siguientes tipos:

Errores sistemáticos

Si, por ejemplo, el limnómetro de medición de h_1 está colocado demasiado bajo, todos los valores 'medidos' de h_1 serán, sistemáticamente, mayores que los verdaderos, en tanto no se verifique la posición del cero y se corrija la altura de la escala. Cualquier error sistemático puede corregirse, si se llega a conocer.

Errores aleatorios

Si dos personas leen el valor de h_1 en un limnómetro o en un gráfico del registrador, con frecuencia leerán valores diferentes, e incluso una tercera persona podría leer otro valor distinto. Algunos de estos valores leídos son superiores y otros inferiores al verdadero de h_1 . Dicho de otro modo, los valores leídos se distribuyen al azar en torno al verdadero valor de h_1 .

Errores por equivocación

Estos errores invalidan la medida del caudal y se deben a equivocaciones humanas, a defectos de funcionamiento de los limnógrafos automáticos o a obstrucciones del curso normal del agua (ver la Figura 1.20).

Los errores de medición de la altura de carga aguas arriba pueden provenir de múltiples causas. Algunas de las más frecuentes son las siguientes:

Colocación del cero

Además del antes citado error de método en la colocación del cero de la escala, una cimentación inestable de toda la obra, o simplemente del dispositivo de medida de la altura de carga, pueden ser la causa de otro error, por desplazamiento de la posición del cero. Si el terreno de asiento de la obra de aforo, del pozo de amortiguación o de la escala limnométrica, está sujeto a heladas o se mueve con la humedad del suelo, podría modificarse la situación del cero. Para reducir los efectos de tales alteraciones, se recomienda comprobar su posición, al menos, dos veces al año, por ejemplo, después de una época de grandes heladas, o después de la estación de las lluvias, y antes de la temporada de riego. También puede alterar la posición del cero la presencia de una capa de hielo sobre el agua.



Figura 1.20 Las ramas largas pueden quedar retenidas y deben ser retiradas de la coronación del vertedero. (Por cortesía del Laboratorio de Hidráulica de Delft, Países Bajos.)

Crecimiento de algas

Una fuente importante de errores sistemáticos en la determinación de la altura de carga es la proliferación de algas sobre el fondo y sobre las paredes de la sección de control. La cubierta de algas produce dos efectos: (1) el nivel de referencia del resalto queda elevado por el espesor de la vegetación y origina un error en la altura de carga, y (2) la capa de algas que recubre las paredes de la sección de control reduce la superficie mojada, A_c . Para limitar el error debido a las algas adheridas a los paramentos (o a otro tipo de suciedad), deberá limpiarse sistemática y periódicamente la sección de control con un cepillo o escobón. También se reduce el desarrollo de las algas pintando la obra con algún producto alguicida marino.

Error en la lectura de la altura de carga

En el error de lectura de la escala limnimétrica, básicamente influyen la distancia entre ésta escala y el observador, el ángulo bajo el cual se realiza la lectura, la turbulencia del agua y el tamaño de las divisiones del limnímetro. Una escala sucia dificulta la lectura y puede ser causa de errores importantes, por lo que las regletas limnimétricas deben instalarse en lugares en los que resulte fácil su limpieza por el observador. El orden aproximado de magnitud de los errores de lectura en una regleta limnimétrica, con graduación en centímetros, es el que aparece en el cuadro siguiente:

Escala colocada en	Error Sistemático	Error Aleatorio
Agua quieta	0	0,003 m
Canal con lámina de agua tranquila	0,005 m	0,005 m
Canal con lámina de agua turbulenta	Mayor que una unidad de graduación (> 0,01 m)	Mayor que una unidad de graduación (> 0,01 m)

Esto demuestra que las lecturas de escala, efectuadas con aguas turbulentas, son inexactas. El error sistemático asignado al régimen turbulento se atribuye a la dificultad general de los observadores para dar valores medios de la fluctuación del agua. Por eso, para obtener lecturas exactas en aguas turbulentas, se recomienda utilizar pocillos de amortiguación. El nivel del agua, remansada dentro de estos pocillos, puede medirse mediante:

Limnímetro de aguja	hasta	0,0001 m
Varilla de inmersión	hasta	0,001 m
Escala limnimétrica	hasta	0,003 m

Si el nivel del agua remansada en el pocillo se mide con un limnógrafo, el error de registro de la altura de carga depende del diámetro del flotador, de un emplazamiento defectuoso del cero, de los rozamientos internos del mecanismo registrador, de las holguras de los mecanismos, etc. La mayoría de estos errores son de una magnitud inversamente proporcional al cuadrado del diámetro del flotador (ver el Apartado 2.4). Los limnógrafos digitales o de banda perforada, sólo son capaces de registrar la altura de carga con un error no inferior a la mitad de la unidad de registro. Cuando hay que interpretar un gráfico sobre papel, los errores dependen, en gran parte, de la escala reducida del gráfico sobre el que hay que efectuar la lectura. Según el cuidado con el que se instale y mantenga un instrumento registrador, tanto el error sistemático como el aleatorio en la lectura de la carga serán de 0,003 m, o mayores. En los instrumentos deficientemente conservados son normales los errores superiores a 0,01 m.

Error de inercia en los pocillos de amortiguación

Debido al empleo de un tubo de pequeño diámetro para alimentar el pocillo remansador, el nivel del agua en su interior puede sufrir un cierto retraso de estabilización, con respecto al nivel exterior, en momentos de subida o bajada rápida del agua (ver el Apartado 2.4). También pueden producirse errores sistemáticos por retardo cuando

se utiliza un pocillo con fugas para medir las cargas de un canal revestido que atraviesa terrenos permeables. El agua que pasa por el tubo de alimentación hasta el pocillo remansador sufre una cierta pérdida de carga, por lo que la altura del nivel en su interior será menor que la del agua exterior.

Errores relacionados con la construcción

Para aplicar correctamente las tablas de valores que aparecen en los Capítulos 3 al 6, las dimensiones de construcción de las obras de aforo deben ser lo más ajustadas posible a las que se dan en los correspondientes croquis o en los encabezamientos de dichas tablas. Cualquier variación de estas dimensiones influirá sobre el 'error' entre el verdadero caudal y el que señalan las tablas. En la Tabla 1.4 se indica el orden relativo de magnitud de estos errores añadidos. Como puede verse, los errores más importantes de la tabla de caudales, con respecto a los caudales reales, se deben a las variaciones del área de la sección mojada, normal a la corriente, en la sección de control. Las tablas de gasto dadas pueden corregirse con los porcentajes de la Tabla 1.4, siempre que la suma de todos los errores no exceda del 5%. Para desviaciones superiores se recomienda confeccionar una nueva tabla de caudales, utilizando la teoría que se expone en el Capítulo 7, o el programa de ordenador del Capítulo 9. El hecho de que el resalto o la garganta no estén horizontales, sino inclinados en sentido de la corriente, influye tanto en la evaluación del caudal como en el límite modular de la instalación de aforo. Debido a que es, también, difícil corregir las tablas para pendientes superiores a 2 grados, resulta más fácil nivelar el umbral que rectificarlas para pendientes más elevadas.

Combinación de errores

Tal como se ha discutido anteriormente, la medida de un caudal está sujeta a dos errores:

X_c = error de la tabla de caudales que se utilice, y

X_{h_1} = error de la altura de carga de aguas arriba, referida al resalto.

El valor de X_{h_1} , es una combinación de todos los errores aleatorios conocidos de h_1 , y viene dado por la ecuación

$$X_{h_1} = \frac{100}{h_1} \sqrt{\delta_{h_1}^2 + \delta_{h_{11}}^2 + \dots + \delta_{h_{1n}}^2} \quad (1.15)$$

en donde δ_{h_1} , $\delta_{h_{11}}$, etc., son los diferentes errores aleatorios de medición de la altura h_1 . Obsérvese que los errores sistemáticos de h_1 se suman algebraicamente al valor medido de h_1 , por lo que el error total del caudal medido, X_Q , puede entonces ser calculado por la ecuación

$$X_Q = \sqrt{X_c^2 + (u X_{h_1})^2} \quad (1.16)$$

Ilustraremos la Ecuación 1.16 con el ejemplo del Apartado 1.2.2 (ver la Figura 1.8): ¿Con qué precisión debe medirse h_1 , para que el error, tanto de $Q_{\max} = 1,27 \text{ m}^3/\text{s}$, como de $Q_{\min} = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}$, sea igual o menor del 5%?

Tabla 1.4 Error porcentual del gasto, con respecto al indicado en las tablas de caudales, debido a las variaciones de las dimensiones reales de la obra terminada, en relación con las del diseño

1% de variación en la dimensión de la:	Produce el siguiente error porcentual de caudal	Observaciones
Longitud de la rampa de aguas arriba	0,01%	La pendiente de la rampa puede variar de 1:2 a 1:3
La altura del resalto, p_1	0,03%	Influye en la velocidad de aproximación
Longitud del resalto o de la garganta, L	0,1%	Dependiendo de la relación H_1/L
Anchura del fondo de la sección de control, b_c	hasta el 1%	Depende del cambio porcentual del área mojada en la sección de control
Superficie mojada en la sección de control	1%	
1 grado de variación de la:		
Pendiente transversal del resalto	0,1%	Tiene menor efecto sobre el área de la sección del curso del agua
Pendiente del resalto, en dirección de la corriente	hasta el 3%	Es el factor de más difícil corrección
Pendiente transversal de la sección de control	0,5%	Depende de la variación de la superficie mojada en la sección de control

Si el vertedero se construyó exactamente, o si la tabla de caudales está corregida para las dimensiones de la obra acabada, podemos utilizar $X_c = 2\%$, para un nivel de confianza del 95%. Seguidamente se puede ver en la Figura 1.8, que $u = 1,7$. Sustituyendo estos valores en la Ecuación 1.16, se obtiene

$$5 = \sqrt{2^2 + (1,7 X_{h_1})^2}$$

y despejando,

$$X_{h_1} \approx 2,7\%$$

Para $Q_{\max} = 1,27 \text{ m}^3/\text{s}$, la altura de carga aguas arriba es, aproximadamente, $h_1 = 0,463 \text{ m}$; en consecuencia, el error en su medida no debe ser mayor de $0,013 \text{ m}$ lo cual, normalmente, no será ningún problema. Para $Q_{\min} = 0,14 \text{ m}^3/\text{s}$, sin embargo, $h_1 = 0,143 \text{ m}$ y el error de medida de h_1 no deberá exceder los $0,004 \text{ m}$. Para lograr esto deberá utilizarse un método adecuado de determinación de h_1 , mientras que el error de colocación del cero debe ser despreciable.

1.3 Elección y emplazamiento de la obra de medición

La elección, tanto del emplazamiento del medidor, como de la propia instalación de aforo son dos cuestiones, en general, estrechamente relacionadas. Algunas obras son más apropiadas que otras para ciertos emplazamientos e, inversamente, algunos lugares exigen un determinado tipo de instalaciones. Incluso, una vez elegidos el tipo de

obra y su emplazamiento aproximado, debe prestarse atención a su ubicación exacta y a las condiciones del curso, tanto aguas arriba, como abajo de la misma.

1.3.1 La elección del emplazamiento

Todas las obras de aforo o de regulación de caudales deben situarse en un tramo de canal en el que pueda medirse con exactitud el valor de h_1 y en donde pueda producirse una pérdida de carga suficiente (ver la Figura 1.21) para obtener una relación única entre Q y h_1 .

El reconocimiento de un canal, para encontrar un emplazamiento idóneo para la instalación, debe también suministrar información sobre algunos otros factores que habrán de influir en el comportamiento de la futura obra y que son los siguientes:

1. Aguas arriba del posible emplazamiento, el canal debe ser recto y poseer una sección transversal razonablemente uniforme, en una longitud aproximadamente igual a diez veces su anchura media. Si existe una curva más cerca de la obra, la altura del agua a los dos lados del canal es diferente. Pueden, sin embargo, efectuarse medidas aceptablemente exactas, (error añadido de alrededor del 3%), si el tramo recto del canal tiene una longitud de unas dos veces su anchura, en cuyo caso el nivel del agua deberá medirse por la parte interna de la curva (ver también la Figura 6.1).
2. El tramo de canal debe tener una pendiente constante en la solera. En ciertos tramos la deposición de sedimentos se produce durante las épocas o períodos secos. Estos



Figura 1.21 Un salto en un canal puede ser fácilmente convertido en un punto de medición (Arizona).

depósitos pueden ser arrastrados nuevamente en la estación húmeda. Tales sedimentos modifican la velocidad de aproximación del agua hacia el aforador, pudiendo llegar a enterrarlo, e incluso a socavar, por erosión, los cimientos de la obra.

3. El nivel del agua en el canal debe determinarse directamente, tanto si se puede predecir según su caudal, como si sufre la influencia de otros canales, con los que confluye aguas abajo, o si le afectan las maniobras de las compuertas, o las operaciones en el embalse, etc. De los niveles de agua en el canal depende, en gran parte, la altura de resalto necesaria para lograr un régimen modular (ver el Apartado 1.2.2).
4. Basándose en los niveles de agua del canal y en la altura de resalto necesaria, en combinación con la relación de Q con respecto a h_1 de la obra de aforo, deberá estudiarse la posibilidad de inundación de los terrenos circundantes de aguas arriba. Estas inundaciones, normalmente, son causa de sedimentación, debido al cambio que se produce en las condiciones de la corriente que se aproxima.
5. Para toda la gama de caudales predecibles el número de Froude, Fr_1 , en el punto de medición de la altura de carga, debe calcularse utilizando la fórmula:

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{g \frac{A_1}{B_1}}} \quad (1.17)$$

en donde,

A_1 = área de la sección normal a la corriente

B_1 = anchura libre del agua en la estación limnimétrica.

Para lograr una superficie del agua suficientemente suave, en la que se pueda medir exactamente su altura, el número de Froude, Fr_1 , no debe ser superior a 0,5, en una distancia de, al menos, 30 veces h_1 , aguas arriba del aforador. Siempre que sea posible se debe reducir el número de Froude a 0,2.

6. Condiciones del subsuelo: las filtraciones en torno y por debajo del lugar de la obra de aforo, debidas a las pérdidas de carga en la misma, deben suprimirse a un costo razonable. Así mismo, debe asegurarse una cimentación estable, sin que se produzca un asentamiento significativo del terreno.
7. Para evitar la sedimentación aguas arriba de la obra debe disponerse de suficiente altura de carga en el tramo de canal elegido. Para más detalles, consultar el Apartado 1.2.6.

1.3.2 La elección de la obra de aforo

Aun cuando no es preciso este apartado para elegir un tipo de obra de medición adecuado o un regulador de caudal, un ingeniero puede necesitar cierta ayuda para elegir la más conveniente. El diagrama que aparece en la Figura 1.22 es muy adecuado para asistirle en esta tarea, como ilustrativo de los diferentes pasos que componen el proceso de elección.

Los dos puntos más importantes de este esquema son los siguientes:

'Descripción del lugar de medición y relación de todas las exigencias,' y

'¿Es aceptable la obra?'

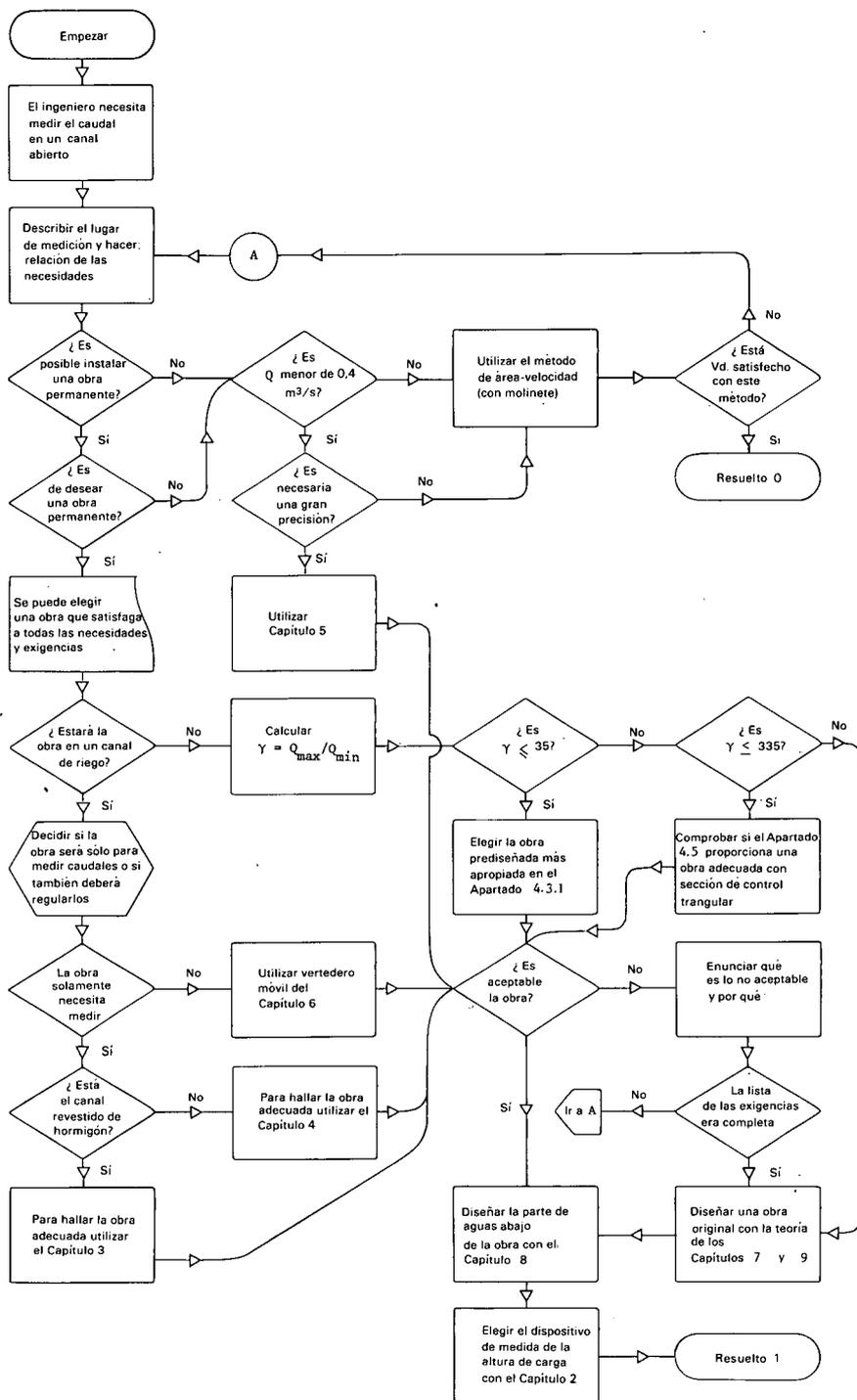


Figura 1.22 Organigrama del proceso de elección de una obra de aforo para la medición o para la regulación del caudal.

Tabla 1.5 Formulario para toma de datos sobre el posible emplazamiento del medidor

NOMBRE DEL LUGAR: FECHA:

NECESIDADES HIDRAULICAS

Gama de caudales a medir, Q	Calado actual del agua en el canal, y_2	Error máximo admisible en la medida, X_Q
$Q_{min} = \dots\dots\dots m^3/s$	$y_{2 min} \dots\dots\dots m$	$X_{Q min} \dots\dots\dots \%$
$Q_{max} = \dots\dots\dots m^3/s$	$y_{2 max} \dots\dots\dots m$	$X_{Q max} \dots\dots\dots \%$

DESCRIPCION HIDRAULICA

Anchura de la solera del canal $b_1 = \dots\dots\dots m$

Pendiente de los cajeros $1: z = \dots\dots\dots$

Profundidad del canal $d = \dots\dots\dots m$

Profundidad máxima admisible del agua en el canal $y_1 max = \dots\dots\dots m$

Coefficiente de Manning, n $n = \dots\dots\dots$

Gradiente hidráulico $s = \dots\dots\dots$

Descenso disponible de la superficie del agua en el emplazamiento $\Delta h = \dots\dots\dots m$

Salto de la solera del canal en el emplazamiento $\Delta p = \dots\dots\dots m$

Croquis de la sección transversal del canal

Revestimiento de hormigón Canal de tierra

FUNCION DE LA OBRA

Sólo de medición

Regulación y aforo del caudal

Perfil longitudinal de la solera en una longitud de $100 b_1$

PERIODO DE FUNCIONAMIENTO DE LA OBRA

diario estacional

mensual permanente

DESCRIPCION DEL ENTORNO

Sistema de riego Sistema de drenaje

Canal principal De la zona regable

Id. secundario Drenaje artificial

Acequia en finca Cauce natural

Id. en parcela

DESCRIPCION POSTERIOR
(unir foto)

Plano del emplazamiento:

Ambos puntos requieren una cierta reflexión. En el primero, el proyectista necesita hacer una relación de las características hidráulicas del lugar de emplazamiento y describir el entorno en el que debe funcionar la obra (ver la Figura 1.23). El formulario que se expone en la Tabla 1.5 puede utilizarse para esta fase de toma de datos. Los vertederos portátiles del Capítulo 5 son útiles para evaluar el caudal que existe y las condiciones de la corriente. En el segundo punto, el proyectista sopesa las propiedades hidráulicas y estructurales de la obra elegida frente a las necesidades reales. Debemos insistir en que, para poder llevar a cabo este proceso de ponderación, deben leerse los apartados anteriores de este capítulo.



Figura 1.23 Este aforador de madera se adapta discretamente a su entorno (Países Bajos).

2 La medida de la altura de carga

2.1 Introduccion

Tal como se trató en el Apartado 1.2.4 sobre la sensibilidad y en el 1.2.8 sobre la precisión de aforo de una corriente, para poder medir un caudal con exactitud es necesario conocer la verdadera altura de la carga, aguas arriba del medidor, referida al nivel del resalto. De hecho la importancia de la medida de la carga es tal que, con frecuencia, el éxito o el fracaso de una obra de medición depende enteramente de la eficacia de la escala o del registrador limnimétrico que se utilice.

El nivel de referencia del resalto se toma en la sección de control, que se encuentra, bien sobre la propia cresta del vertedero o bien a una distancia de, aproximadamente, $L/3$ del borde inferior del resalto, en la garganta del aforador (ver la Figura 2.1). El plano superior del umbral (cresta del vertedero o solera de la garganta del aforador) debe ser perfectamente horizontal en la dirección de la corriente. En el caso de que este plano tenga pequeñas ondulaciones, se recomienda tomar, como verdadero nivel de referencia del resalto, el nivel medio de la sección de control, en lugar del nivel medio de toda la cara. El limnimetro o escala para la medida de la altura de carga, deberá colocarse suficientemente distante, aguas arriba, de la obra de aforo, como para que caiga fuera de la zona de descenso de la superficie del agua, si bien lo bastante cerca de dicha obra como para que entre ambos sea despreciable la pérdida de energía. Esto supone que deberá situarse a una distancia del borde anterior del resalto de entre dos y tres veces el valor de H_{1max} , o, como mínimo a una distancia igual a H_{1max} del comienzo de la contracción, tomándose la mayor de estas dos distancias (ver la Figura 2.1).

El nivel del agua en la estación de aforo puede medirse con una escala graduada, vertical o inclinada. En general, para medidas esporádicas, basta con una sonda de punzón o un limnimetro, pero cuando se precisa una evaluación continua es necesario

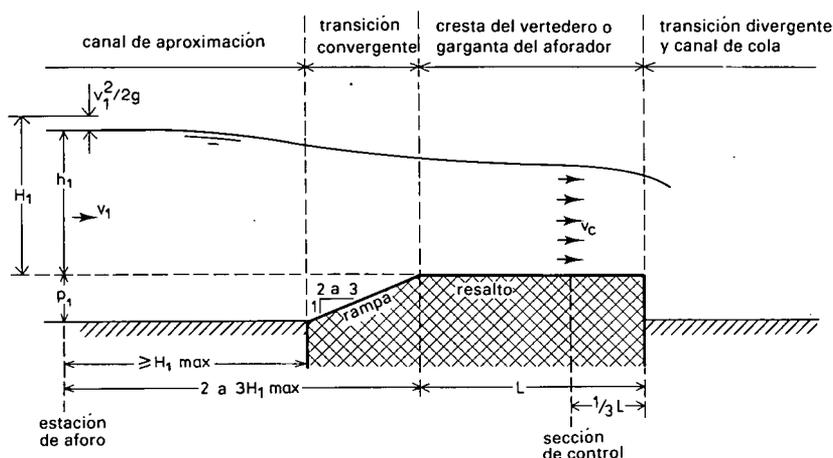


Figura 2.1 Terminología general.

disponer de un limnógrafo de registro automático. Con independencia del tipo de dispositivo que se utilice para medir la altura de carga, debe instalarse éste siempre a un lado del canal de aproximación, con el fin de que no interfiera en la manera de acercarse la corriente al aforador.

2.2 Escalas limnimétricas

Cuando no se necesita una información continua del caudal, o en canales en los que las fluctuaciones de nivel se producen de una forma gradual, pueden obtenerse datos suficientes efectuando lecturas periódicas sobre una escala graduada, la cual deberá estar situada de tal manera que sea posible leer el nivel del agua desde la propia banqueta del canal y que el observador pueda limpiar con facilidad su superficie. En la Figura 2.2 se representa una típica escala limnimétrica graduada.

Para canales de tierra el limnómetro puede montarse verticalmente sobre un soporte que se coloca en el mismo cauce. Este soporte debe ser de tal forma que no interfiera en el curso del agua que pasa a través del aforador y que tampoco retenga cuerpos flotantes. En el Apartado 2.9 se tratará del emplazamiento de los limnómetros.

En los canales revestidos de hormigón, los limnómetros pueden montarse directamente adosados a sus cajeros. Cuando las paredes del canal están inclinadas, la longitud indicada sobre la escala es mayor que la correspondiente profundidad vertical del agua. En la Figura 2.3 se dan las longitudes de pendiente relativas, correspondientes a la vertical, para los taludes más usuales.

Dentro de un sistema de riego es de desear que la elección de la obra de medición se haga entre los modelos normalizados existentes. También conviene marcar las escalas limnimétricas de estos aforadores en litros/segundo, metros cúbicos/segundo o pies cúbicos/segundo, o en cualquier otra unidad práctica de caudal, mejor que en alturas de carga. Así, una vez que se ha montado y comprobado la escala, se evita la posibilidad de que, en alguna ocasión, puedan utilizarse unas tablas de caudales equivocadas. Estos limnómetros de lectura directa pueden emplearse también en los vertederos móviles del Capítulo 6.

En la Tabla 2.1 (ver la Figura 2.4), se da un ejemplo de las distancias de marcaje de un limnómetro de lectura directa, montado adosado a la pared de un canal. Para un vertedero como este, los trazos de la escala no necesitan estar separados a más de 3 o 4 cm, pues con esto se logra una interpolación aceptablemente precisa. Así, si se tiene una escala limnimétrica marcada como la de la Tabla 2.1, vemos que hay una diferencia de 2,5 cm (4,5 cm sobre la escala de la pared) entre los caudales de 2,20 y 2,40 m³/s y la interpolación entre estos dos valores, a simple vista, es relativamente fácil. Un observador con experiencia puede estimar la profundidad con un error menor de un centímetro. Para este ejemplo, el observador puede estimar con facilidad el caudal con un error menor del 4% del valor verdadero. En los aforadores muy pequeños, o en los muy grandes, que requieren mayor exactitud, se debe instalar un pocillo remansador, de acuerdo con lo que se indica en el Apartado 2.5.

La mayoría de las escalas limnimétricas fijas son de chapa de acero esmaltado, de aluminio anodizado o de poliéster. Las escalas de acero esmaltado se encuentran en los comercios especializados y llevan divisiones lineales, tal como la que aparece en la Figura 2.2. Las regletas para lectura directa de caudales pueden ser encargadas



dimensiones en cm

Figura 2.2 Escala limnimétrica típica.

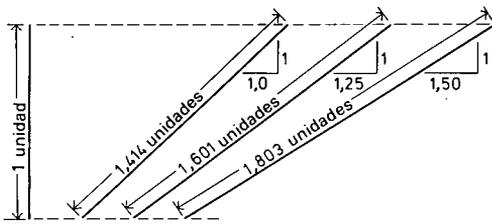


Figura 2.3 Multiplicadores de las unidades para escalas inclinadas.

Tabla 2.1 Ejemplo de la relación que existe entre las distancias, vertical e inclinada, de los trazos de un limnómetro, para un canal con taludes de 1,5:1

Caudal, Q (m^3/s)	Altura de carga vertical, h_1 (m)	Distancia sobre la pared, h_s (m)
0,20	0,117	0,211
0,40	0,179	0,323
0,60	0,229	0,413
0,80	0,273	0,492
1,00	0,311	0,561
1,20	0,347	0,626
1,40	0,379	0,683
1,60	0,410	0,739
1,80	0,439	0,792
2,00	0,466	0,840
2,20	0,492	0,887
2,40	0,517	0,932
2,60	0,541	0,975
2,80	0,564	1,016
3,00	0,586	1,057

al fabricante por el cliente en grandes cantidades, pero resultan considerablemente más caras. Los limnómetros se pueden construir con graduación lineal o para lectura directa de caudales, haciendo marcas sobre una pletina de aluminio con un cortafriós y un martillo y pintura para metales. Las escalas limnimétricas necesitan ser limpiadas periódicamente, por lo que deben colocarse en lugares de fácil acceso.

2.3 Limnigrafos

Los limnigrafos, o registradores automáticos del nivel del agua, son instrumentos que trazan gráficos, graban en cinta magnética o registran sobre una banda de papel con perforaciones los niveles del agua, en función del tiempo. El empleo de estos instrumentos tiene las siguientes ventajas sobre las escalas limnimétricas ordinarias:

1. En los canales con caudales que oscilan durante el día, su registro permanente pro-

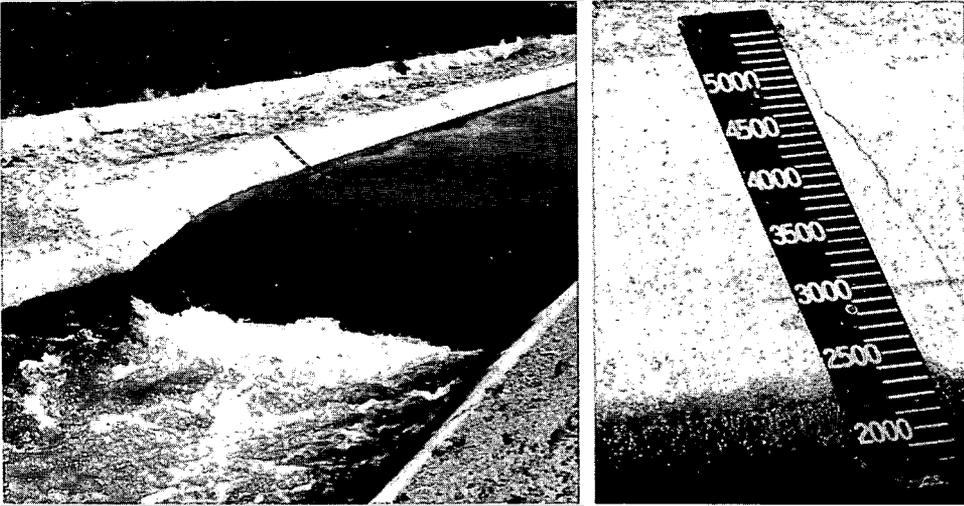


Figura 2.4 Un limnómetro montado sobre un cajero inclinado hace más utilizables estos vertederos. La escala está marcada en unidades de caudal (Arizona).

porciona el medio más adecuado para determinar el caudal medio diario y el volumen total.

2. En el gráfico completo quedan grabados los niveles máximo y mínimo del agua, en función del tiempo, lo que proporciona datos sobre el tiempo de reacción del sistema de canales a los cambios de caudal aguas arriba.
3. Pueden efectuarse observaciones en puntos lejanos, en donde no se dispone de observadores, o en lugares a los que estos no pueden llegar en determinadas condiciones meteorológicas.

Los diferentes fabricantes de instrumentos meteorológicos construyen una amplia variedad de registradores, que se pueden adquirir en el mercado. En este manual solamente se describen los principios en que se basan los tres tipos de registradores que sirven a nuestros propósitos, pero no se incluyen más detalles, ya que los fabricantes suministran con cada instrumento una descripción completa y, además, los progresos técnicos de todos ellos harían que quedase pronto anticuada cualquier descripción que pudiéramos hacer.

Limnógrafos de cámara flexible

Este tipo de instrumentos consta de una cámara flexible que, por razones de protección, va dentro de una cubierta metálica perforada, y que se conecta, mediante un tubo de aire, a un manómetro mecánico registrador (barógrafo) o a un transductor de presiones con señal de salida electrónica. La caja perforada que contiene la cámara flexible, se fija a la solera por debajo del nivel mínimo de agua que haya de registrarse. Cualquier cambio del nivel del agua modifica la presión en el interior de la cámara y queda registrado. Ventajas de este sistema son que para instalar la caja perforada con la cámara elástica no se necesita pocillo remansador y que la distancia entre la cámara flexible y el mecanismo registrador puede ser de hasta 50 m. Por estas razones,

la instalación del sistema es sencilla y relativamente barata, al tiempo que el registrador puede colocarse en un emplazamiento adecuado.

La mayor desventaja de estos limnigrafos es, sin embargo, que el error de medición del nivel del agua llega a $\pm 2\%$ del caudal máximo que puede ser medido por el instrumento. Si el caudal límite superior corresponde, por ejemplo, a 1,0 m, el error de registro de la altura es de $\pm 0,02$ m, para todas las alturas de carga. Por ello resulta bastante inexacta la medición de las cargas en sus valores más bajos y, en consecuencia, los caudales correspondientes a ellas. Además, las fugas del sistema pueden también ocasionar fallos operativos.

A pesar de estos inconvenientes, los registradores por presión son muy adecuados para efectuar registros temporales de, por ejemplo, las variaciones de nivel debidas al funcionamiento del sistema de riego o de los niveles de cola en los canales de drenaje. A fin de mantener una precisión suficiente en la altura de carga registrada, es preciso efectuar, con regularidad, una calibración entre la lectura de la escala limnimétrica y el nivel que registre el aparato.

Limnigrafos de burbujeo

Los instrumentos de este tipo constan de un tubo, que generalmente se fija al canal, con su extremo abierto a 0,05 m, como mínimo, por debajo del nivel más bajo que vaya a medirse. El tubo está conectado a una fuente de alimentación de aire, como puede ser una bombona de aire comprimido o un pequeño compresor, y a un manómetro o a un detector de presiones, con dispositivo registrador. El aire va saliendo muy lentamente por el extremo abierto del tubo y se mide y se registra la presión necesaria para superar la carga de agua en el punto de salida. El procedimiento de medición y de registro de la presión puede ser similar al del barógrafo descrito más arriba, o puede incluir dispositivos electrónicos más modernos. Sus ventajas e inconvenientes son, más o menos, análogos a los del sistema de presión del apartado anterior. La precisión de detección puede alcanzar los ± 2 mm, pero, con frecuencia no llega a los ± 5 a 10 mm.

Con este sistema de burbujeo se pueden alcanzar distancias de transmisión relativamente largas, habiéndose utilizado instalaciones de 300 m. En estas conducciones largas es mejor utilizar dos pequeños tubos de 3 mm de diámetro interior, por razones

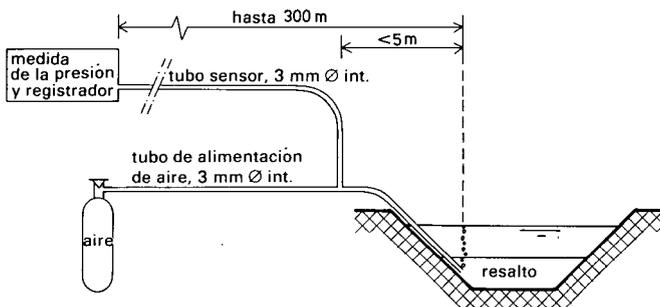


Figura 2.5 Esquema de un sistema de teleregistro mediante sonda de burbujeo, cuya sensibilidad no admite distancias superiores a los 300 m. (Sin escala.)

de economía y exactitud. Uno de los tubos transporta el aire desde la fuente de alimentación hasta el extremo sumergido, de modo que se produzcan de 3 a 5 burbujas por segundo. El otro tubo se conecta, como un ramal, al primero, lo más cerca posible de su extremo abierto, preferiblemente entre los 2 y los 5 m de distancia de la boca. De este modo el segundo tubo aprecia la presión de burbujeo a cualquier distancia que se desee. Puesto que, una vez estabilizada la presión, no hay prácticamente corriente de aire en el interior del tubo sensor, tampoco se producirán pérdidas apreciables por rozamiento. En la tubería de alimentación, incluso las 3 a 5 burbujas por segundo, producen una caída de presión significativa en varios cientos de metros, por lo que, para grandes distancias, la tubería de alimentación no sirve para ser utilizada como tubería sensora. Las diferencias de temperatura y los cambios de presión en la tubería sensora solamente pueden alcanzar niveles significativos, si existen grandes distancias verticales en la instalación. La Figura 2.5 muestra la disposición esquematizada de una sonda de burbujeo a distancia.

La distancia de transmisión está limitada, en primer lugar, por el intervalo de tiempo de respuesta admisible en la detección de un cambio de caudal. La sonda se hace más lenta de reacción cuanto más larga es la tubería sensora, debido a la mayor masa de aire que ha de moverse para lograr una nueva estabilización de presión. Para tuberías de 300 m de longitud y 3 mm de diámetro interior, la estabilidad se alcanza, normalmente, en algunos segundos, dependiendo de las necesidades de volumen de aire que precisa el manómetro. Por ejemplo, un manómetro de orificio grueso, aunque puede ser más sensible que otro más pequeño, necesita mayor volumen de aire que este último para moverse.

Limnigrafos de flotador

Los registradores accionados por flotador son los instrumentos más utilizados para la medición de alturas de carga, debido a su gran exactitud ($\delta_h = \pm 0,005$ m). El aparato consta de un flotador de diámetro suficientemente grande (ver el Apartado 2.4), unido a un extremo de una banda o cable que pasa por una polea, solidaria al mecanismo registrador, y de cuyo otro extremo cuelga un contrapeso. El flotador sube o baja con el nivel del agua y su movimiento hace girar la polea, quedando registrado. Para su funcionamiento, el flotador debe colocarse en agua tranquila, por lo que, en todas las instalaciones de campo, es preciso disponer de un pozo de amortiguación (ver el Apartado 2.5).

Debe cuidarse de asegurar que, al subir el flotador, su contrapeso no llegue a apoyarse sobre él, sino que, o bien quede siempre más alto, o pase por un lado. Si se necesita un alto grado de exactitud, deberá impedirse que el contrapeso llegue a sumergirse en ningún tramo de su recorrido, ya que esto alteraría el grado de inmersión del flotador y afectaría al nivel de agua registrado. Este error sistemático se puede evitar:

1. Colocando el contrapeso dentro de otro tubo separado, impermeable y sin agua.
2. Montando dos tambores de diferente tamaño en el eje del registrador. Sobre el mayor se enrollará el cable del flotador y sobre el menor el del contrapeso. La periferia de estos tambores debe ir provista de una ranura en espiral, capaz de alojar varias vueltas de cable, de lo contrario se produce un error al enrollarse el cable sobre el cable. Con este sistema no pueden utilizarse cintas.

3. Prolongando el tubo del pocillo tranquilizador a una altura tal que al nivel máximo previsible, el contrapeso nunca llegue a tocar ni la polea del flotador ni la superficie del agua.

La mayoría de los primeros registradores se basaban en el arrastre de una polea por la adherencia de un cable. Para mejorar la exactitud de la medida de la altura de carga se recomienda que el registrador vaya equipado con una banda calibrada, que pase por encima de la polea del flotador. Tanto este como su contrapeso deben estar unidos a los extremos de la banda, mediante anillos de conexión. Si el registrador carece de aguja indicadora sobre la banda, deberá montarse una, ya sea solidaria al piso de la garita de protección, ya lo sea a la carcasa del instrumento. La finalidad de la banda calibrada y la del citado índice es la de permitir al observador que compruebe fácilmente si el nivel de agua registrado corresponde con el del pocillo del flotador y poder, así mismo, cotejarlo con el nivel que marca la escala limnimétrica, colocada independientemente. De este modo la banda y el índice proporcionan una verificación inmediata del correcto funcionamiento de los mecanismos del registrador, del sistema del flotador y del tubo comunicante de admisión o ranuras de entrada del agua al pocillo.

Totalizador de volumen

A menudo, uno de los objetivos de la medida de un caudal, es el de obtener información sobre el volumen de agua que pasa por un canal en un período dado. El cálculo de este volumen total, a partir del hidrograma registrado, es una tarea que lleva tiempo y que por ello, a menudo, se demora. Para evitar este trabajo, se pueden utilizar contadores totalizadores que existen en el comercio. Estos totalizadores pueden ser mecánicos, como el que aparece en la Figura 2.6, o electrónicos. Los de tipo mecánico deben ser convenientemente puestos a cero, por la dificultad de compensar los errores debidos a causas físicas. Los totalizadores electrónicos constan de los tres elementos siguientes: (1) uno cualquiera de los registradores descritos anteriormente, (2) un microordenador, que transforma el nivel de agua registrado en altura de carga referida al resalto, y calcula el gasto mediante la ecuación exponencial de Q con respecto a h_1 , para la obra de que se trate y, (3) un totalizador que da instrucciones al microordenador para que calcule Q a intervalos preestablecidos, multiplique el valor calculado de Q por el tiempo transcurrido desde la medición anterior y vaya sumando este volumen parcial al volumen total. Los valores finales del volumen pueden quedar registrados mediante una impresora o aparecer digitalizados en una pantalla.

Cuando se utilizan registradores que toman las alturas de carga de varias instalaciones de aforo sobre bandas de papel perforadas, la totalización del volumen puede centralizarse llevando los datos de las bandas a un sólo ordenador, normalmente de mayor capacidad.

Si se necesitan los caudales totales para mejorar la operatividad de un sistema de canales de riego, debe procurarse reducir al mínimo el intervalo de tiempo que transcurre entre el instante de medida y el momento en que se produce la información. Si el manejo de la red tiene por objeto el uso más eficiente del agua de riego, todos los niveles de agua registrados deberán transmitirse directamente a una sala de control, desde la que puedan ser accionados los oportunos partidores de agua.

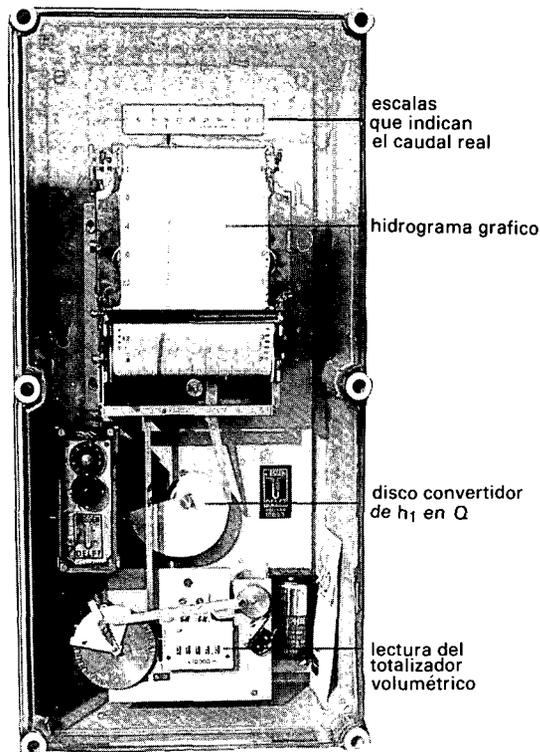


Figura 2.6 Los totalizadores de volumen fiables se encuentran en el mercado. (Por cortesía de Instrumentenfabriek van Essen, Delft, Países Bajos.)

2.4 Diametro del flotador

Si el nivel del agua en el pocillo remansador no se mueve, tampoco se moverá la polea del flotador y la fuerza de tracción, F , en la banda de suspensión, entre el flotador y la polea, es igual a la que existe entre la polea y el contrapeso. Cualquier variación del nivel del agua sólo puede registrarse si se produce un giro en la polea del flotador. Sin embargo, para que se produzca este giro, es preciso vencer una cierta resistencia inicial, que es debida a rozamientos internos del registrador y del eje, y que puede expresarse como un par resistente, T_r , sobre el eje de la polea del flotador (ver la Figura 2.7). Puesto que el contrapeso ejerce una fuerza de tracción permanente, F , sobre la banda del flotador, el par resistente solamente puede vencerse si la fuerza sobre dicha banda de suspensión, entre el flotador y la polea, varía en una pequeña cantidad, ΔF , de modo que sea

$$\Delta F r > T_r \quad (2.1)$$

en donde,

ΔF = variación de la fuerza de tracción sobre la banda, entre el flotador y la polea

r = radio de la polea del flotador

T_r = par resistente, debido al rozamiento del eje de la polea del flotador.

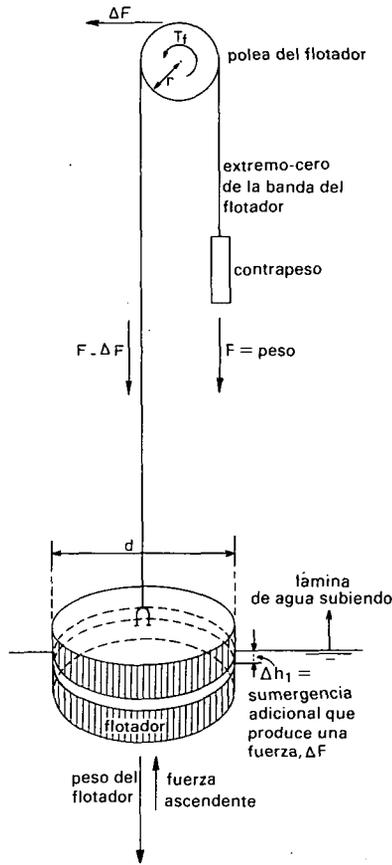


Figura 2.7 Fuerzas que actúan sobre la banda de suspensión de un flotador (Kraijenhoff van de Leur, 1972).

Cuando se produce, por ejemplo, una elevación continua del nivel del agua en el pocillo, se necesita una reducción de la fuerza de tracción, ΔF , lo cual sólo es posible si aumenta la fuerza ascendente que actúa sobre la parte sumergida del flotador. En consecuencia, el flotador deberá moverse con un cierto retraso, en relación con el nivel de agua que asciende, cifrado en una altura, Δh_1 , de manera que el volumen de la parte sumergida del flotador aumentará en

$$\Delta V = \frac{\pi}{4} d^2 \Delta h_1 \quad (2.2)$$

en donde d es igual al diámetro del flotador. Según el principio de Arquímedes, la fuerza ascendente crece en razón directa al peso del volumen de agua desalojado, y de aquí que

$$\Delta F = \frac{\pi}{4} d^2 \Delta h_1 \rho g \quad (2.3)$$

La sustitución de la Ecuación 2.3 en la 2.1 demuestra que los rozamientos del registrador y del eje producen un error de registro del nivel del agua de

$$\Delta h_1 > \frac{4T_f}{\rho g \pi d^2 r} \quad (2.4)$$

Este retardo del flotador produce un error sistemático, de modo que los niveles ascendentes siempre quedan registrados por defecto, y los descendentes, por exceso de sus verdaderos valores.

Tomando como dato básico el momento de fricción interna del registrador, T_f , este error sistemático sólo puede reducirse aumentando, ya sea el diámetro, d , del flotador, ya sea el radio, r , de la polea de la que pende. Si, por ejemplo, debido a un defectuoso mantenimiento del registrador, $T_f = 0,002 \text{ N m}$ (o $\text{kg m}^2/\text{s}^2$), para $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ y $r = 0,05 \text{ m}$, un flotador de diámetro $0,03 \text{ m}$ causaría un retardo de flotación de

$$\Delta h_1 = \frac{4 \times 0,002}{1000 \times 9,81 \times \pi \times 0,03^2 \times 0,05} = 0,0058 \text{ m (ó } 5,8 \text{ mm)}$$

Con un flotador de mayor diámetro ($d = 0,30 \text{ m}$) el error sistemático se reduce a $\Delta h_1 = 0,06 \text{ mm}$, lo que demuestra claramente que no deben utilizarse flotadores de pequeño diámetro en los registradores instalados en los vertederos y aforadores. Los pequeños están concebidos para medir variaciones de nivel de aguas subterráneas en perforaciones de observación de escaso diámetro.

Los rozamientos internos varían considerablemente con el tipo de registrador, con su antigüedad, con su estado de conservación, etc. Normalmente, el fabricante recomienda, para cada modelo de registrador, el diámetro mínimo, más conveniente, del flotador. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que el error debido al retardo del flotador es tanto mayor cuanto menor sea la altura de carga. Los flotadores de diámetro inferior a $0,15 \text{ m}$ no son recomendables.

La sumersión del contrapeso y el aumento de peso del cable, o de la banda de suspensión del flotador, a un lado de la polea (y la consiguiente reducción de peso en el otro lado) también producen una variación conocida de la fuerza de la banda en el flotador. Esta variación de la fuerza, ΔF , produce un error sistemático de registro, Δh_1 , que puede calcularse mediante la Ecuación 2.3, y reducirse aumentando el diámetro del flotador.

El lector puede advertir que los fenómenos que se acaban de describir producen un error sistemático, que se suma a la pérdida de carga de la toma, mencionada en el Apartado 1.2.8.

2.5 Pocillo de amortiguación

El pocillo remansador se utiliza con dos fines: (1) para facilitar el registro exacto de un nivel de agua o piezométrico, en un punto de aforo en el que la superficie del agua del canal está agitada por remolinos u oleaje, y/o (2), para albergar el flotador de un limnógrafo automático. En caso de registrar la altura del agua con un instrumento automático, deberá también instalarse una escala limnimétrica, para poder comparar el nivel del agua en el canal con la altura en el interior del pocillo, y poder así detectar

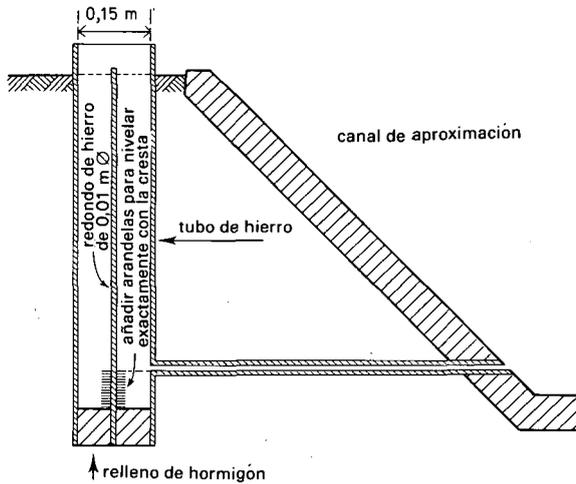


Figura 2.8 Ejemplo de pocillo de amortiguación con una varilla limnimétrica de inmersión (la varilla no aparece en la Figura).

las obturaciones del tubo que conecta el canal con este pocillo de amortiguación.

La dimensión de la sección transversal del pozo depende, principalmente, del método utilizado para medir la altura del agua. Podemos distinguir tres métodos fundamentales: varilla calibrada, escala limnimétrica y limnigrafo accionado por un flotador.

Varilla limnimétrica

Cuando el pozo se utiliza en combinación con una varilla graduada de inmersión, su dimensión interior deberá ser de 0,15 m, de modo que pueda introducirse la mano. El pocillo debe estar dotado, en su interior, de un punto de referencia, sobre el que se apoye la varilla-sonda y cuyo nivel deberá coincidir exactamente con el del de referencia del resalto del vertedero. Una sonda calibrada puede dar información muy exacta de la altura de carga (error de $\pm 0,001$ m). En la Figura 2.8 se expone un ejemplo de pocillo amortiguador para sonda graduada. La varilla puede estar hecha de un trozo de tubo de plástico o de aluminio, que se desliza alrededor de la barra fija que aparece en la Figura 5.5.

Escala limnimétrica

Si en el pocillo se ha de instalar una escala limnimétrica (como en la Figura 2.9), su longitud, medida desde enfrente de la escala, no deberá ser menor del doble de la profundidad hasta el nivel mínimo del agua. La anchura del pozo no deberá ser inferior a 0,20 m, a fin de dejar espacio suficiente para que la escala pueda ser fijada con tornillos a su pared (ver la Figura 2.10).

Flotador

Cuando el pozo haya de albergar al flotador de un limnógrafo, deberá ser de un tamaño suficiente para dejar holgura a dicho flotador en todas sus posiciones. Si el pozo es un tubo metálico, de cloruro de polivinilo (PVC), o de cemento, su diámetro deberá ser, 0,06 m mayor que el del flotador para evitar efectos capilares. En caso de que el pozo sea rectangular y esté construido de ladrillo, hormigón, madera u otros mate-

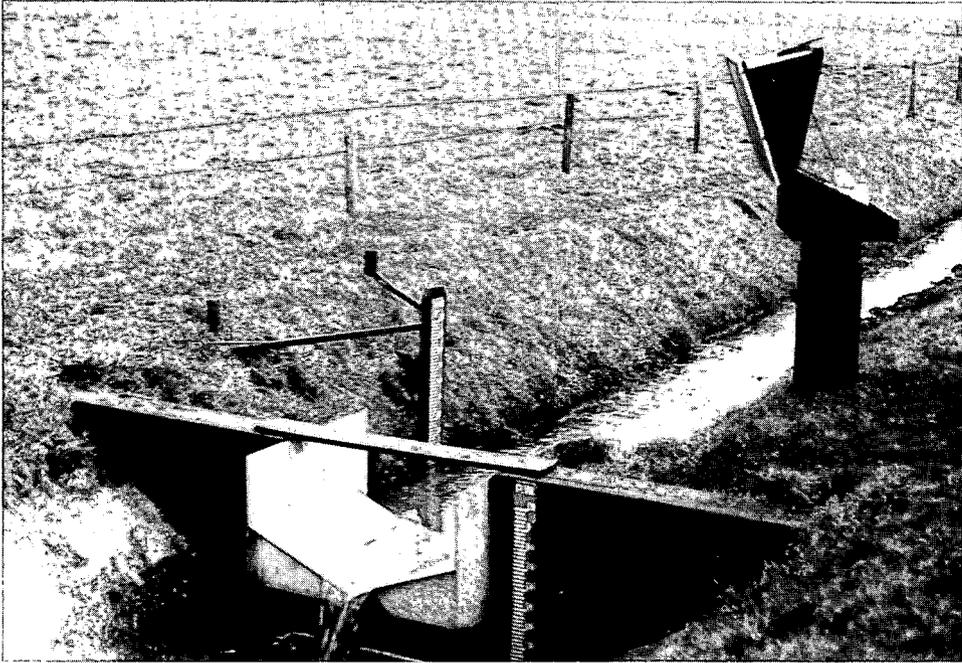


Figura 2.9 Limnógrafo y limnímetros para un vertedero en pared gruesa. (Por cortesía de la Universidad de Agricultura, Wageningen, Países Bajos.)

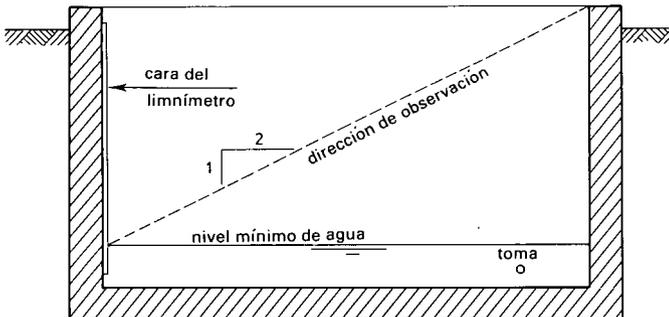


Figura 2.10 Pocillo de amortiguación para ser utilizado en combinación con un limnómetro.

riales similares, el flotador no deberá quedar a menos de 0,08 m de sus paredes. El fondo del pozo deberá situarse a cierta distancia, digamos a unos 0,15 m por debajo de la toma más baja, para evitar el peligro de que el flotador toque con él o con los sedimentos que hayan podido depositarse, ya que éstos podrían adherirse al flotador y desplazar el cero de la lectura. Estos limos deben retirarse periódicamente.

Construcción

Como regla general, debe colocarse una puerta o escotilla de acceso que permita la comprobación del equipo completo de registro, y haga posible la retirada de los depósitos de limo del interior del pocillo, sin necesidad de llegar a ellos desde arriba, lo que normalmente, obligaría a desmontar el limnógrafo. Si el pozo está construido sobre la banqueta del canal, la escotilla deberá situarse justamente por encima de tal banqueta-

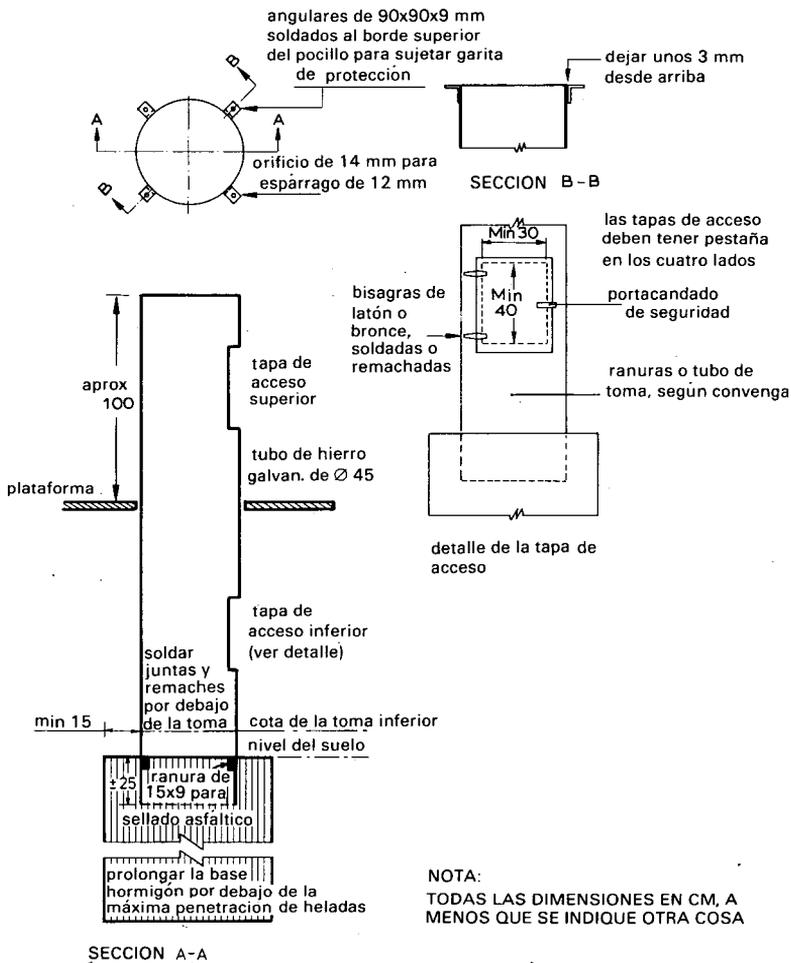


Figura 2.11 Ejemplo de pocillo remansador construido de acero (según Brakensick, Osborn y Rawls, 1979).

eta; en caso de que el pocillo se instale en el propio canal, la puerta deberá colocarse ligeramente por encima de la cota inferior del agua. Una segunda puerta de acceso permitirá ajustar la longitud de la banda de suspensión del flotador y cambiar los engranajes sin necesidad de desmontar el registrador. Para evitar problemas de corrosión las bisagras de estas puertas habrán de ser de un metal resistente a la oxidación, como puede ser el acero inoxidable, el latón o el bronce. Una solución más simple puede ser la de sujetar la escotilla con tuercas de mariposa que rosquen sobre pequeños espárragos fijados al pozo (Figura 2.11).

El nivel de los cimientos, tanto los de la obra de aforo como los del pocillo remansador, deberán quedar bastante por debajo de la máxima profundidad previsible de penetración de las heladas, y suficientemente por debajo del lecho del canal o del cauce como para conferirles estabilidad y eliminar socavaciones. Asimismo, para evitar que en el pocillo tranquilizador penetren aguas freáticas y para facilitar la puesta a cero del registrador, deberá cuidarse su impermeabilización, sellando con algún producto asfáltico la junta interior del tubo en su encuentro con el cimientado de hormigón. Puesto que el fin primordial del pocillo remansador es el de eliminar o reducir los efectos de los remolinos y del oleaje del canal, la sección de la toma deberá ser pequeña. Por otra parte, la pérdida de carga en la toma, durante la variación de caudal máxima estimada, debe estar limitada a 0,005 m. Esta pérdida de carga produce un error sistemático: cuando el nivel del agua asciende, siempre queda registrado por defecto, y cuando desciende, se le registra por exceso (ver también el Apartado 1.2.6). Como norma general para la instalación de tomas del pozo tranquilizador y determinar su número, el área de su sección transversal total debe ser, aproximadamente, el 1% del área de la sección horizontal interna del pozo.

El tubo, o la ranura de toma, debe tener su abertura sobre el canal, al menos 0,05 m por debajo del nivel mínimo a medir y debe acabar sin sobresalir de la pared del canal de aproximación y ser perpendicular a ella. Si no termina perpendicularmente a la dirección de la corriente, puede producirse un error sistemático en la medida de la altura de carga. La magnitud de este error puede aproximarse a $v^2/2g$, en donde v es la velocidad del agua a lo largo de la pared del canal. El signo, positivo o negativo, de este error se muestra en la Figura 2.12. La zona alrededor de la tubería o de la ranura de toma debe acabarse con todo esmero, con cemento u otro material equivalente, en una distancia de 10 veces superior al diámetro del citado tubo o de la anchura de la ranura. Aun cuando las necesidades mínimas se cubren con un sólo tubo o ranura, en las instalaciones de campo es aconsejable instalar, por lo menos, dos, a diferentes alturas, para evitar la pérdida de datos importantes, en el caso de que una de las tomas se obturase.

En la mayoría de los pocillos remansadores, los tubos de alimentación exigen limpiezas periódicas, especialmente en los ríos que transportan sedimentos. Las instalaciones fijas deben equiparse con un depósito de lavado, tal como aparece en la Figura 2.13.

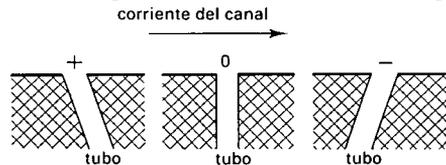


Figura 2.12 Signo del error sistemático de medida de la altura de carga, debido a la falta de perpendicularidad del tubo de alimentación.

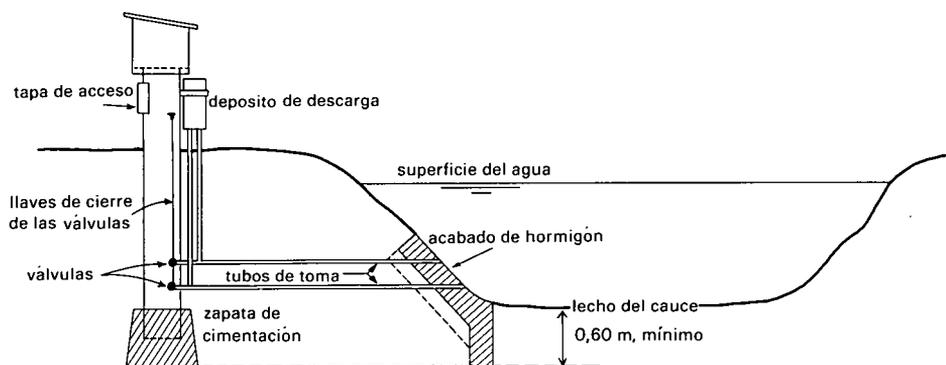


Figura 2.13 Ejemplo de un sistema de tubos de alimentación del pocillo remansador con depósito de descarga.

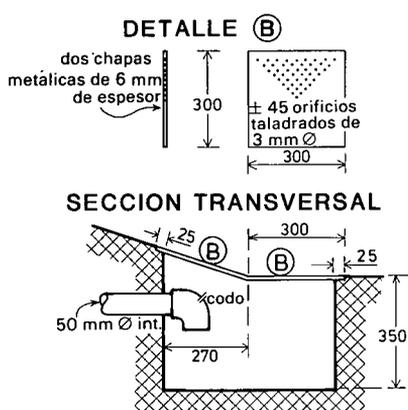


Figura 2.14 Detalles de la arqueta del tubo de toma (dimensiones en milímetros) (según Replogle, Reikerk y Swindel, 1978).

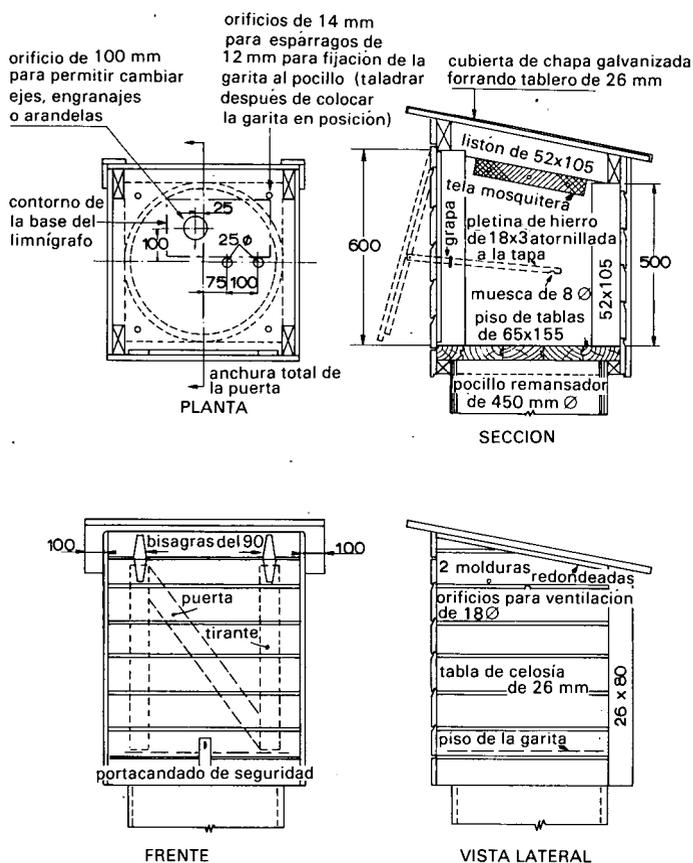
El depósito se llena con una bomba de mano o con un cubo y al abrir súbitamente una válvula de salida, el agua descarga con fuerza por el tubo de alimentación y arrastra los sedimentos depositados en él. En tubos muy obturados y en obras temporales o semitemporales, en general, un buen procedimiento de limpieza consiste en utilizar una escobilla con mango largo o un desatascador flexible.

Un método para retrasar las limpiezas es el de construir un foso espacioso, de unos $0,1 \text{ m}^3$, en el fondo del canal de aproximación, en la zona de medida de la carga. El tubo de alimentación del pocillo remansador pasa a este foso y en su extremo se le coloca un codo vuelto hacia abajo, de manera que los sedimentos no puedan caer en él directamente. Para que el tubo de alimentación llegue a colmarse, habrá de llenarse antes el foso de sedimentos. Este foso deberá ir cubierto con una chapa de hierro, enrasada con la solera del canal. Teniendo en cuenta el probable aumento de retención de los arrastres de fondo por las ranuras transversales en esta placa y la baja calidad de medida de la presión que se obtiene con ranuras paralelas, es aconsejable realizar un conjunto de orificios de 3 mm de diámetro, taladrados en una plancha de 6 mm (ver la Figura 2.14). Con el empleo de estos orificios, en el laboratorio no

se acusan anomalías en la detección de la presión y su aplicación en el campo tampoco produce problemas de colmatación, si bien es preciso limpiar periódicamente tanto la plancha como el foso.

2.6 Garita de instrumentos

Las garitas de los registradores pueden variar entre las casetas que se utilizan en estaciones permanentes, sobre grandes cursos de agua, que son lo bastante espaciosas como para que entre en ellas el observador, y las más pequeñas, justamente suficientes para cubrir el registrador y dotadas de bisagras, para retirarlas en la misma dirección que la tapa del instrumento (ver la Figura 2.9). Un grave inconveniente de este último tipo de garitas es que resulta imposible atender al registrador con mal tiempo y, ade-



TODAS LAS DIMENSIONES EN mm, SALVO INDICACION CONTRARIA

La garita deberá pintarse interior y exteriormente con dos manos de pintura blanca

Figura 2.15 Ejemplo de garita para instrumentos (según Brakensick, Osborn y Rawls, 1979).



Figura 2.16 Limnígrafo automático montado dentro de una garita de uso múltiple (Bélgica).

más, que carecen de suficiente espacio en su interior para dejar los impresos de los gráficos y otros repuestos. Para nuestros fines, la garita de instrumentos debe reunir las siguientes características, (Figura 2.15): la puerta de acceso debe estar abisagrada por arriba, de manera que, al abrirla, sirva de techo de protección al observador. A ambos lados de la puerta se colocarán unas pletinas de hierro, con una muesca próxima a su extremo, que pasen por sendas guías y mantengan la tapa abierta, en posición firme, incluso contra ráfagas de viento. Para evitar actos vandálicos, tanto las bisagras como los cierres de seguridad, deben colocarse embutidos por dentro, de modo que no puedan desmontarse con la puerta cerrada. El piso de la garita deberá ser sólido y de madera dura, que no se alabee, y se fijará al propio pocillo tranquilizador, por ejemplo, atornillándolo por sus cuatro esquinas a pequeños angulares de hierro soldados a la parte superior del tubo del pocillo. La condensación puede reducirse recubriendo con una capa de corcho, de 3 mm de espesor, la parte interior, tanto de la garita metálica, como del estuche de protección del instrumento, y aplicando sobre esta capa un impermeabilizante que actúe como barrera del vapor. Como desecador puede utilizarse un gel de sílice, si bien, periódicamente, debe eliminarse la humedad acumulada en el gel, calentándolo en un horno a unos 150°C.

2.7 Protección contra las heladas

Durante el invierno, puede ser necesario proteger el agua estancada en el interior del pocillo del flotador contra las heladas, lo que, según su emplazamiento y el clima puede lograrse utilizando uno ó más de los métodos siguientes. En los pozos situados

en las banquetas del canal cabe la posibilidad de colocar un segundo fondo aislante, dentro del pozo y justamente por debajo del nivel del suelo. No obstante, debe cuidarse de asegurar que, tanto el flotador como su contrapeso, puedan moverse libremente, dentro de los márgenes de variación del nivel del agua que se prevean durante el invierno. Si el pozo se calienta con una estufa eléctrica o con varias bombillas, o si se suspende un farol o un calentador de aceite por encima del nivel del agua, el citado segundo fondo reducirá la pérdida de calor. También puede aumentarse la eficacia de los calentadores si se utiliza un reflector que concentre sobre la superficie del agua la energía luminosa o calorífica que emiten.

Como protección puede utilizarse, alrededor del flotador, una capa de aceite de bajo punto de congelación, tal como el fuel-oil. El espesor de la capa de aceite necesaria será igual al de la capa de hielo máxima previsible, más una cantidad extra, para compensar las fluctuaciones del agua. Para evitar fugas de aceite y registros erróneos, será necesaria la absoluta impermeabilidad del pozo del flotador. Puesto que el peso específico del aceite es menor que el del agua, el aceite quedará, dentro del pozo, a un nivel más alto que el del agua en el canal y, en consecuencia, el registrador deberá ajustarse para que tome datos verdaderos del nivel de ésta. Si el pocillo remansador es excesivamente grande, en comparación con el flotador, es recomendable acomodar éste dentro de otro tubo interior y poner el aceite en este último tubo, para evitar el riesgo de que se pase al canal. Este segundo tubo deberá estar abierto por abajo, de manera que el agua pueda entrar y salir de él libremente.

2.8 La elección del instrumento para la medida de la altura de carga

La elección de un dispositivo adecuado para medir la altura de carga contribuye en grado sumo al éxito o al fracaso de la obra de aforo y al valor de los datos recogidos. Los tres factores más importantes que determinan la elección del instrumento son:

1. La frecuencia de las mediciones del gasto.
2. El error tolerable en la medida de la altura de carga.
3. El tipo de obra sobre la que ha de medirse la carga.

Estos tres factores se agrupan en el diagrama de elección de la Figura 2.17. El último bloque de este diagrama se refiere a la Tabla 2.2 en la que se relacionan los errores más comunes, Δh_1 , de las cargas referidas al resalto, para los instrumentos de medición más usuales. Los errores que se dan en esta relación son algo más elevados que los errores aleatorios que se cometen en el ajuste de las otras fuentes de error sistemático, tales como la puesta a cero, el retardo del instrumento, el error de lectura, la temperatura y las fugas del pocillo remansador.

Si, con el procedimiento expuesto, no se encuentra ningún instrumento suficientemente exacto, existen dos opciones:

- a. Admitir un error mayor para $h_{1\min}$ en el caudal medido.
- b. Volver a diseñar el aforador, con una solera más estrecha, para que el valor de $h_{1\min}$ resulte mayor (ver el Apartado 4.3.1).

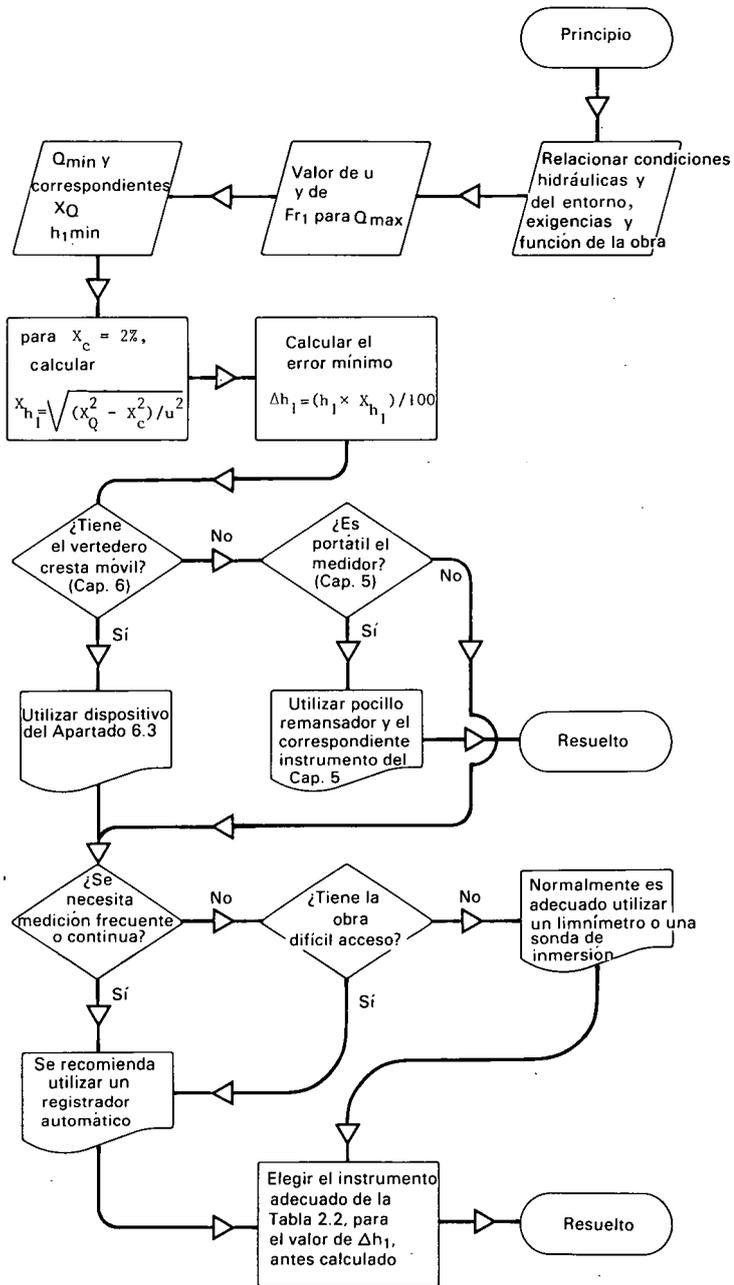


Figura 2.17 Diagrama de flujo para la elección del instrumento de medida de la altura de carga.

Tabla 2.2 Errores más comunes en la lectura de la altura de carga referida al resalto

Instrumento	Error de lectura, Δh_1 sobre h_1 , cometido cuando 'la' carga se mide en un:		
	Canal abierto	Pocillo remansador	Observaciones
Limnómetro de aguja	no aplicable	0,1 mm	Normalmente se utiliza para investigación.
Varilla de inmersión	no aplicable	1,0 mm	Buena para investigación y uso de campo.
Escala limnimétrica	4,0 mm	4,0 mm	$Fr_1 \leq 0,1$
	7,0 mm	5,0 mm	$Fr_1 = 0,2$
	> 15,0 mm	7,0 mm	$Fr_1 = 0,5$
Cámara de presión + registrador	hasta 20 mm	no necesario	Muy adecuado para instalaciones temporales (error del 2% para h_{1max}).
Sonda de burbujeo + registrador	10,0 mm	no necesario	No se necesita pocillo de amortiguación, pero puede utilizarse.
Limnígrafo accionado por flotador	no aplicable	5,0 mm	Es necesario pocillo de amortiguación.
Totalizador de volumen unido al limnígrafo	-	-	Es posible algún error adicional aleatorio y sistemático.

2.9 La colocación del limnómetro y su puesta a cero

La determinación exacta de la altura de carga, h_1 , referida al resalto, es la operación más importante para obtener una medición precisa del gasto. La medición de dicha altura, h_1 , mediante una escala limnimétrica o con un registrador, sólo es posible si se conoce el nivel del agua con respecto al del umbral del aforador (o cresta del vertedero), en la sección de control (ver la Figura 2.1). El método por el que se determina la colocación relativa de la escala, del flotador, etc., depende de factores tales como la dimensión del canal en el que se instala la obra de aforo, del caudal circulante por el canal durante el proceso de colocación del limnómetro y del equipo disponible.

2.9.1 La calibración a cero del limnígrafo

Para calibrar a cero un registrador de nivel de agua existen diversos procedimientos de los que tres son los más apropiados. Según estos, el instrumento puede ponerse a cero con el canal en seco, con agua embalsada, inundando el aforador o con agua

circulando por el canal. En los tres casos el punto de referencia para determinar la profundidad de aguas arriba debe estar situado sobre el eje del aforador, a un tercio, aproximadamente, de la longitud de la contracción, medido desde el final de la garganta (ver la Figura 1.7), lo que ayudará a corregir cualquier error de nivelación de la cresta. Si el aforador está correctamente nivelado, cualquier punto de su cresta servirá de referencia y, para ello, durante las operaciones de puesta a cero, deberá comprobarse su horizontalidad.

En los procedimientos siguientes de calibración a cero se supone que es posible medir la altura del resalto de referencia durante dicha operación, lo cual no siempre es factible, especialmente en las obras de gran anchura. En estos casos debe colocarse una señal de referencia estable (clavo de bronce embutido en el cemento) en la propia obra, cuya altura con respecto a la del resalto sea conocida. Entonces se puede utilizar el segundo método de puesta a cero, con un limnómetro de punzón sobre la señal de referencia, siempre que el tubo de alimentación del pocillo pueda taponarse.

Colocación a cero del registrador con agua embalsada

En los canales por los que no pasa agua durante la operación de puesta a cero del registrador, se puede utilizar una pequeña balsa para calibrarlo con una precisión aceptable. A continuación se dan unas directrices para montar un limnógrafo en un pocillo de amortiguación ya existente:

1. Construir una represa de tierra provisional o colocar una tajadera, que impida el paso del agua, inmediatamente aguas arriba del tubo de alimentación del pocillo y otra, aguas abajo de la sección de control.
2. Elevar el nivel del agua en la balsa así formada hasta que quede, al menos, a 0,05 m por encima de la cresta del resalto, y mejor aún, a la altura más frecuente del agua en el canal.
3. Colocar el limnógrafo sobre el fondo de la garita o en su soporte; montar el flotador, su contrapeso y la banda de suspensión graduada en posición correcta; instalar el índice de posición de la banda; montar el aparato de relojería; colocar el papel del gráfico sobre el tambor; llenar de tinta el punzón trazador y ponerlo en posición de funcionamiento.
4. Observar el registro durante unos 5 minutos, para comprobar la estanqueidad de la instalación. Si, durante este tiempo, se aprecia un descenso del nivel del agua, buscar la fuga y repararla.
5. Colocar una varilla calibrada o una regla en la balsa, en el punto de referencia del resalto y leer la altura del agua sobre este punto, con una precisión de 1 mm. Repetir esta operación, como comprobación, y leer inmediatamente después dónde marca el índice sobre la banda del flotador.
6. Ajustar la banda de suspensión del flotador y el índice, de modo que éste señale la misma altura de agua que se ha leído sobre el punto de referencia. (Nota: Algunos registradores no utilizan este sistema.)
7. Colocar el trazador entintado sobre el papel del gráfico para ver la última lectura de la altura de carga, referida al umbral.
8. Repetir los siete puntos anteriores con agua a diferentes niveles.

Ajuste a cero del limnígrafo con el canal en seco

Cuando no es posible la construcción provisional de dos represas se puede utilizar, para el ajuste a cero del registrador, la instalación que aparece en la Figura 2.18. El procedimiento es el siguiente:

1. Montar el limnígrafo en el piso de la garita o sobre un soporte; instalar el flotador, su contrapeso y la banda graduada de suspensión en posición correcta; colocar el índice de señalización de la banda; montar el aparato de relojería; poner el papel del gráfico sobre el tambor; cargar de tinta el trazador y ponerlo en posición de marcar.
2. Instalar un limnómetro de punzón en la sección de control, sobre el eje del vertedero/aforador (punto de referencia del resalto). Utilizar un soporte rígido provisional. Cerrar el tubo de alimentación del pocillo remansador con un tapón de goma perforado, al que atraviesa, ajustado, un tubo flexible transparente, cuyo otro extremo se enchufa a un pequeño embudo o copa.
3. Con el limnómetro de aguja se toma la altura del vertedero (resalto) o de la garganta del aforador, en la sección de control, con una exactitud de 1 mm, o mayor.
4. Elevar el punzón del limnómetro lo bastante como para poder colocar el embudo debajo de su punta. El soporte del embudo puede apoyarse sobre la obra o fijarse al mismo soporte de la sonda (ver la Figura 2.19).
5. Elevar el agua en el pocillo remansador hasta que su nivel llegue a 1 cm por debajo del borde superior del embudo, comprobando que no quedan burbujas de aire en el tubo transparente.

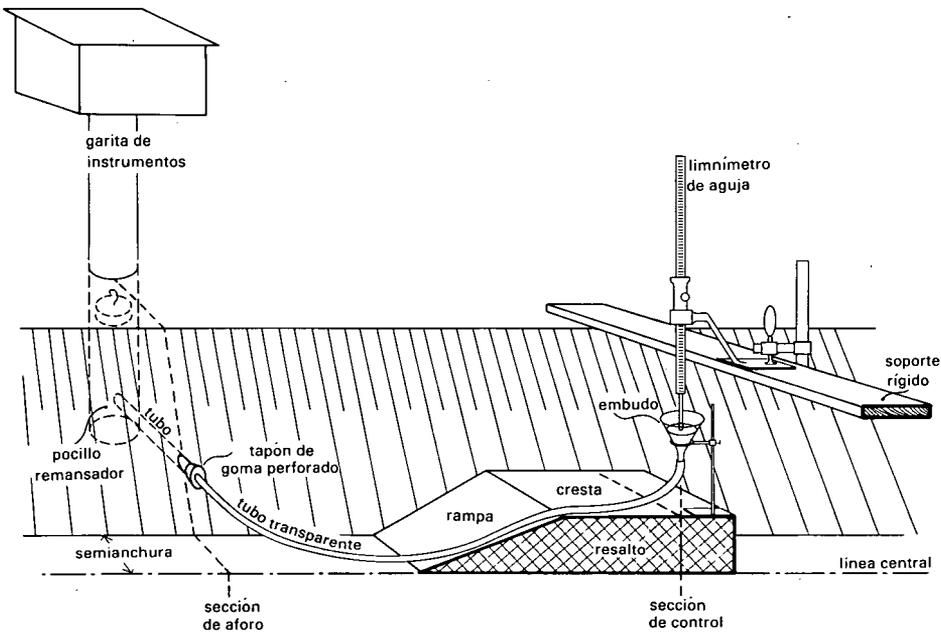


Figura 2.18 Corte longitudinal de un vertedero donde se muestra el equipo de puesta a cero con el canal vacío.

6. Bajar el punzón de la sonda para tomar el nivel del agua en el embudo y repetir la operación, como comprobación. Leer, inmediatamente después, la profundidad que marca el índice sobre la banda del flotador.
7. Calcular la diferencia de las lecturas de la sonda de punzón para hallar la altura de carga referida a la cresta del vertedero.
8. Ajustar la banda de suspensión del flotador y su índice, de tal manera que éste señale sobre aquella la misma altura de carga obtenida en el punto anterior.
9. Colocar el trazador entintado sobre el papel del gráfico, de modo que marque la misma altura de carga que la anteriormente obtenida por diferencia entre las dos lecturas del limnómetro de aguja.
10. Comprobar los puntos del 6 al 9 anteriores para diferentes alturas de agua.

Calibración del cero del limnógrafo con agua circulante

Este método difiere sólo ligeramente del anterior, que utiliza una sonda de punzón, y puede ser tan rápido y seguro como cualquier otro. Los aparatos que se necesitan pueden verse en la Figura 2.19 y el procedimiento de calibración es el siguiente:

1. Montar el registrador sobre el fondo de la garita o sobre un soporte; instalar el flotador, su contrapeso y la banda graduada de suspensión en posición correcta; colocar el índice de señalización sobre la banda; montar el aparato de relojería;



Figura 2.19 Equipo para calibración de un limnógrafo en un canal con agua en circulación (California). Este equipo se utiliza también en vertederos temporales. Para otros métodos y más detalles, ver el Capítulo 5.

- poner el papel del gráfico sobre el tambor; cargar de tinta la punta trazadora y ponerla en posición de marcar.
2. Fijar el limnómetro de punzón y el embudo o copa de fondo plano a un soporte firme que pueda tenderse, atravesado, por encima del agua del canal. Conectar un tubo transparente al tubo sensor perforado. (Para más detalles sobre el tubo sensor ver el Apartado 5.3).
 3. Colocar el soporte con la sonda de aguja a través del canal. Introducir el tubo sensor en la corriente, con su extremo redondeado en dirección aguas arriba y sus perforaciones laterales en la sección de medida de la carga.
 4. Con la sonda de punzón, tomar la altura del vertedero (resalto) o garganta del aforador en la sección de control, con una precisión de 1 mm, o mayor.
 5. Elevar el punzón de la sonda lo bastante como para que el embudo o la copa puedan colocarse debajo de él.
 6. Descender el embudo por debajo del nivel del agua, purgar de aire el tubo transparente conectado al sensor y enchufarlo a la copa. Levantar ésta a continuación, de modo que el nivel del agua quede a varios centímetros de su fondo.
 7. Bajar la aguja del limnómetro para leer la altura del agua en el interior de la copa y repetir la operación como comprobación, teniendo en cuenta que el nivel del agua tardará, aproximadamente, un minuto en estabilizarse. Restar las lecturas de la sonda para determinar la altura de carga, referida al resalto, a la que hay que ajustar el registrador.
 8. Ajustar la banda del flotador de manera que su índice señale sobre ella la altura de carga antes determinada.
 9. Colocar la punta tintada del trazador sobre el papel, de modo que marque la altura de carga referida al resalto, obtenida por diferencia entre las dos lecturas de la sonda de aguja.

2.9.2 La colocación de escalas limnimétricas

En los canales sin revestir lo más conveniente es montar los limnómetros sobre soportes verticales. En instalaciones permanentes ha dado buenos resultados el siguiente tipo de apoyo: En un bloque de hormigón, se empotra un trozo de perfil laminado en U, de 180 mm, dejando dentro 0,50 m, y quedando por fuera del bloque la longitud que haga falta. Esta zapata de hormigón deberá prolongarse hasta una profundidad a la que no puedan llegar las máximas heladas previsibles y, por lo menos, hasta 0,60 m por debajo del nivel inferior del lecho del cauce natural. La parte superior del cimientto debe quedar a 0,10 m por debajo del nivel de agua mínimo a medir. En el interior de la U de hierro y por encima del bloque de cemento, se sujeta, con pernos, un listón, de madera imputrescible, de sección 0,02 x 0,15 m, al que se fija, con tornillos de latón, la escala limnimétrica esmaltada (ver la Figura 2.9).

En los canales revestidos, el limnómetro puede colocarse sobre uno de sus cajeros inclinados. Su montaje, adosado a la pared de un canal de riego, es ligeramente diferente al de la colocación de una escala vertical o a la instalación de un registrador, ya que, en este caso, no tiene mucha importancia la situación del cero. A menudo, las pendientes de los cajeros no son exactamente las proyectadas, bien sea porque el canal entero quedó algo inclinado durante su ejecución, bien porque las paredes se han movi-

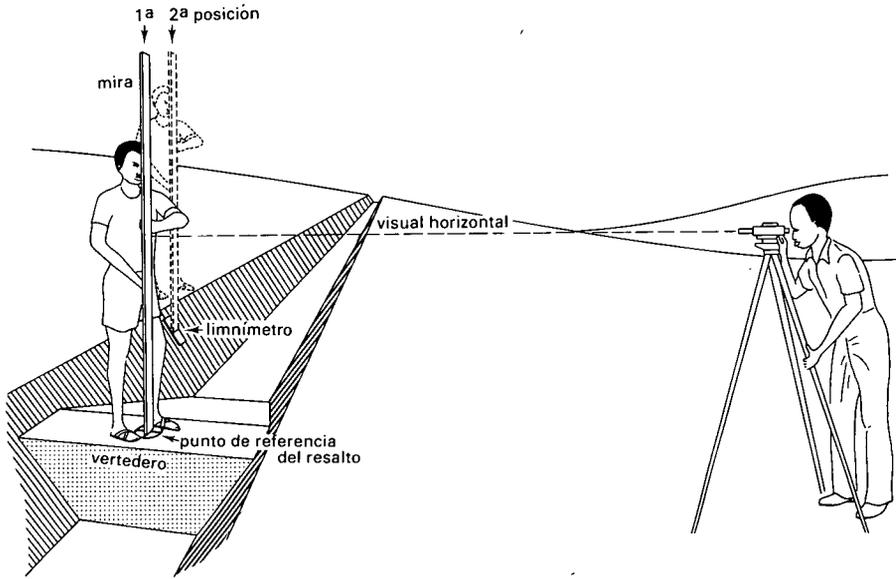


Figura 2.20 Fases de colocación de una escala limnométrica sobre el cajero de un canal revestido de hormigón.

do. Cuando ocurre esto y han de colocarse escalas limnométricas, grabadas en fábrica para dar lecturas en metros cúbicos por segundo, o en pies cúbicos por segundo, la colocación a cero de estas escalas puede dar valores erróneos. Para eliminar o para reducir este tipo de errores de campo, se coloca la escala, en relación con la cresta del vertedero, de manera que, al caudal más frecuente, le corresponda la lectura más exacta y, de este modo, los errores mayores se producirán para los caudales menos frecuentes.

La escala limnométrica puede fijarse a las paredes mediante tacos de plástico o de plomo o de cualquier otro material adecuado, debiendo desechar, por poco duraderos, los tacos de madera embutidos en agujeros hechos en el hormigón. Los orificios de las escalas deberán ser alargados, para poder ajustarlas a su nivel exacto, o bien podrán ser cuidadosamente medidos y taladrados en el campo, para que coincidan con los pernos de fijación, que siempre estarán algo desplazados de sus posiciones previstas. Después de fijar el limnómetro, deberá siempre comprobarse que no se ha desplazado durante su colocación. También se recomienda verificar un segundo punto de aforo, digamos el cero. Con esto se descubrirá, probablemente, cualquier error aritmético de colocación de la escala y se conocerá si el error de la pendiente del cajero es grande o pequeño. Un error superior a un centímetro en la lectura del cero puede ser, en la mayoría de los aforadores, motivo de preocupación y debe ser comprobado cuidadosamente. Si la pendiente del cajero difiere mucho de la correcta, deberá medirse la verdadera y construirse un nuevo limnómetro (ver la Tabla 1.4).

Para situar y montar correctamente la escala limnométrica sobre la pared de hormigón de un canal, se utiliza el procedimiento siguiente:

1. Determinar el emplazamiento de la estación de aforo con ayuda de la Figura 2.1, o de las tablas de valores adecuadas, de los Capítulos 3 al 6, y marcar esta sección sobre la pared del canal.



Figura 2.21 Colocación de la mira sobre un limnómetro inclinado (Arizona).

2. Con un nivel topográfico, hacer una visual a la coronación del resalto, en la sección de control (primera posición), para tener su cota como referencia. Todas las lecturas de mira habrán de tener una precisión de 1 mm, o, incluso, mayor (Figura 2.20).
3. Hallar el caudal, Q , que con mayor frecuencia haya de medirse y tomar, de la tabla de caudales adecuada, el correspondiente valor de h_1 .
4. Restar éste valor, h_1 , de la cota antes obtenida con la visual del nivel, y su diferencia será la lectura que debería verse sobre la mira, para el citado valor, h_1 o Q , del limnómetro, si la mira se colocase sobre la señal marcada en el cajero.
5. Colocar la escala limnométrica sobre el cajero en su emplazamiento aproximado. Situar la mira sobre la escala, en la señal que marca el caudal más frecuente, y subir o bajar ambas hasta que, con el nivel, se llegue a la lectura correcta en la mira (segunda posición en la Figura 2.20 y tal como se muestra en la Figura 2.21).
6. Marcar, sobre la pared del canal, los orificios o ranuras de fijación de la escala, así como sus extremos. Taladrar los agujeros, asegurar los anclajes y fijar, aproximadamente, la escala al cajero.

7. Comprobar, nuevamente, la lectura de nivel sobre la mira para el caudal más frecuente, ajustar la escala a su posición correcta y apretar firmemente los tornillos de fijación.

Para escalas limnimétricas verticales puede utilizarse el mismo procedimiento. Cuando no se dispone de instrumentos topográficos se pueden utilizar otros métodos similares a los expuestos para la calibración a cero de los limnígrafos.

3 Dispositivos de medida en canales revestidos

3.1 Introduccion

La medida de caudales ha sido, aun en canales revestidos, generalmente costosa, y, con frecuencia, de una exactitud dudosa y dificil de aplicar en la práctica. Los mayores problemas se han presentado por la necesidad de remodelar los canales, para adaptar a ellos dispositivos calibrados, cuyo número de tamaños disponibles es limitado, tal como ocurre con los aforadores Parshall, y por la necesidad de disponer de los saltos, relativamente grandes, que requieren los vertederos en pared delgada. Otro de los más graves problemas que aparecen es la falta de control de los errores de instalación y de lectura, de forma que la determinación de la altura de carga sea precisa, conveniente y digna de confianza. Muchos de estos problemas se han reducido sensiblemente mediante la utilización de aforadores de garganta larga y vertederos de resalto, que, desde el punto de vista hidráulico, son parecidos (Figura 3.1). En el Capítulo 7 se tratan las características generales hidráulicas de los aforadores de garganta larga.

En este capítulo se muestran una serie de vertederos de resalto para canales revestidos de sección trapezoidal. Se describen sus ventajas principales, su selección, calibración, instalación y mantenimiento.



Figura 3.1 Vertedero de resalto con descarga pequeña (Arizona).

3.2 Diseño

Las investigaciones teóricas y aplicadas sobre dispositivos de medida de caudales han seleccionado el vertedero de resalto (Figura 3.2) como la instalación más efectiva para la determinación de caudales en canales revestidos. El control de errores se lleva a cabo de varias formas:

1. La coronación del vertedero es lo suficientemente ancha para que puedan absorberse fácilmente los errores inherentes a las construcciones de hormigón en la anchura de la sección de control, por lo que los canales de hormigón existentes pueden utilizarse para la mayor parte de los dispositivos de medida.
2. La longitud de la coronación del vertedero, en la dirección de la corriente, y la pendiente de la rampa de aproximación, dan lugar a un tipo de flujo que puede ser ajustado a modelos matemáticamente exactos ($\pm 2\%$) y resuelto mediante las técnicas informáticas del Capítulo 9, para casi cualquier forma de sección transversal del canal.
3. Los métodos de campo descritos en el Capítulo 2 se utilizan para determinar exactamente las posiciones del limnómetro sobre el cajero o los niveles de referencia del pozo de medida por encima de la cota de coronación del resalto del vertedero, según se muestra en la Figura 3.1. Esta colocación exacta de la escala limnimétrica vertical o de la referencia en el pozo limnimétrico, que están situadas aguas arriba del vertedero, son las operaciones de campo más críticas, por lo que deben aplicarse cuidadosamente los métodos de medida explicados en el Apartado 2.9.

La construcción de un vertedero de resalto como el de la figura es sencilla. Este tipo de vertedero en pared gruesa necesita únicamente que la superficie de su umbral se construya con cuidado. Las demás superficies pueden dimensionarse y terminarse con una aproximación de alrededor del $\pm 10\%$ sin que afecte la calibración más allá del 1% (ver la Tabla 1.4). Los costes de construcción son del 10 al 20% de los de aforadores más antiguos y complicados (como los aforadores Parshall y los de garganta), para los tamaños que normalmente se utilizan en el campo, debido precisamente a la sencillez de su construcción. La relación de costes en vertederos de tamaño muy grande es aproximadamente del 50%.

Otra ventaja del aforador de resalto es que, para funcionar adecuadamente, necesita una pequeña caída de la superficie libre del agua a través de la instalación. Esta pequeña caída o pérdida de carga es una función directa de la carga de entrada, H_1 , referida a la coronación. Esta pérdida de carga (ΔH) se necesita para mantener una relación única entre la carga de entrada, h_1 , y la descarga, Q , a la que no afecta el nivel del agua en la salida de la instalación. Si existe suficiente pérdida de carga el flujo se llama modular, pero si la diferencia de carga a lo largo del aforador no es suficiente, el flujo no es modular. La utilización de aforadores o vertederos de profundidad crítica no es recomendable bajo condiciones de flujo no modular. La división entre flujo modular y no modular se denomina límite modular, ML , que se define como la relación entre las cargas de salida (H_2) y entrada (H_1), ambas referidas al resalto, cuando el nivel del agua a la salida del aforador comienza a afectar a la descarga, $ML = H_2/H_1$. La carga total referida al resalto es $H_1 = h_1 + v_1^2/2g$, donde h_1 es la carga referida al resalto (es decir, la profundidad del agua menos la altura del resalto), v_1 = velocidad media en el canal de aproximación y g es la aceleración de la gravedad. En los Apartados 1.2.2, 7.5 y 9.7 se explican más detalles sobre los límites modulares.

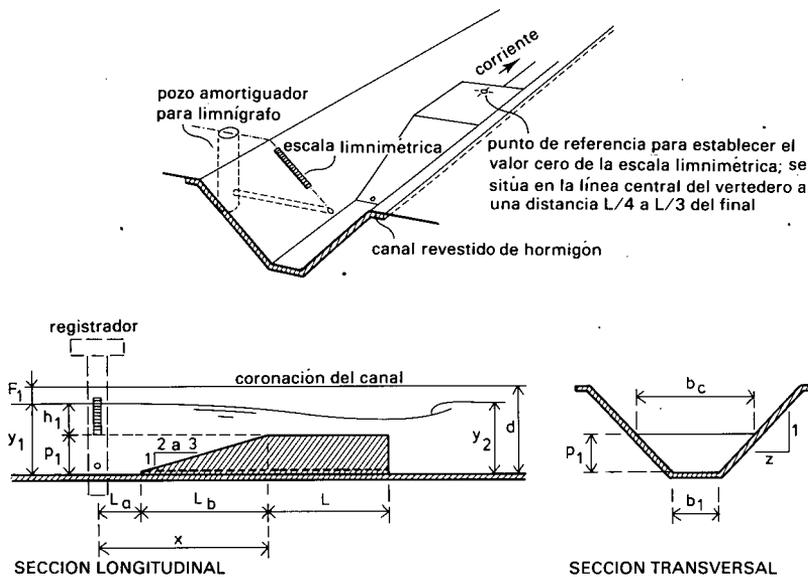


Figura 3.2 Vertedero de resalto en un canal de hormigón.

La profundidad de la corriente es mínima en los aforadores de resalto, comparada con la de los aforadores de garganta, ya que en los primeros la contracción de la sección de control se produce por una elevación de la solera del canal y en los últimos por un estrechamiento en sus paredes. Las pérdidas de carga típicas en pequeños canales son del orden de 5 cm. Esta cifra es la mitad, o la cuarta parte de la requerida por un aforador de contracción lateral con corriente profunda en el estrechamiento. Por esta razón los aforadores de resalto están especialmente indicados en redes de riego que necesitan readaptar canales existentes, donde el resguardo está limitado con frecuencia. Estos aforadores pueden adaptarse a casi todas las redes, sin necesidad de reconstruir los canales.

En construcciones nuevas puede seleccionarse el dispositivo de medida para satisfacer la profundidad normal del canal de aproximación y puede diseñarse un escalón en el canal que iguale o supere la pérdida de carga necesaria. Esto impedirá que los problemas de sedimentación se agraven. A pesar de lo que cabría esperar, los sedimentos que fluyen por la solera del canal trapezoidal, que es relativamente estrecha, se esparcen por la rampa y pasan la coronación sin causar problemas importantes, como se ha observado en una porción de instalaciones durante un período de entre 2 y 5 años. En el Apartado 1.2.6 se describen detalles de este tipo de instalación. En las nuevas construcciones, lo principal es elegir una elevación del resalto, p_1 , que, combinada con un valor de h_1 , para el caudal de diseño, sea igual a la profundidad normal en el canal, correspondiente a la descarga calculada. Con caudales más pequeños, las velocidades de la corriente, aguas arriba de un vertedero dado, serán inferiores a la velocidad correspondiente a la profundidad normal y los problemas de sedimentación pueden agravarse.

3.2.1 Vertederos normalizados para los canales de tamaños más frecuentes

Para su aplicación a los canales seleccionados, de encofrado deslizante, se han elegido diferentes tamaños de vertederos normalizados y se han calculado sus características por los métodos descritos en el Capítulo 9.

En la selección de los canales normalizados y en sus caudales respectivos, se han tenido en cuenta las sugerencias de la Comisión Internacional de Riegos y Drenajes (I.C.I.D., 1979), en los aspectos constructivos, las del Bureau of Reclamation de los Estados Unidos y, para criterios de diseño de canales pequeños, los utilizados por el Soil Conservation Service de los EE.UU.

La tendencia actual va hacia taludes 1:1 para pequeños canales de hormigón de un solo bloque, en los que la solera tenga una anchura menor de 0,8 m y menos de 1 m de profundidad. En canales de mayor anchura y profundidad se tiende hacia taludes de 1,5 en horizontal a 1 en vertical. Si la anchura y la profundidad exceden de unos 3 m, la tendencia es hacia taludes 2:1, especialmente si en el manejo del canal se prevén desagües rápidos, que pueden originar presiones hidrostáticas en los cajeros, capaces de ocasionar su desplome en algunos tipos de suelos.

La mayor parte de los canales revestidos que se utilizan como acequias terciarias de riego, o en fincas grandes, son del tamaño más pequeño, y se caracterizan por tener una anchura de 0,3 a 0,6 m, taludes, por lo general, 1:1 y caudales inferiores a 1 m³/s. De estas acequias, las de mayor tamaño se construyen con taludes 1,25:1, solera de 0,61 m de ancho y una profundidad de hasta 1,22 m.

Se ha tratado de adaptar las subdivisiones en unidades métricas para que satisfagan las medidas más usualmente previsibles en tales unidades, al tiempo que sirven para ser utilizadas en equipos diseñados con dimensiones en unidades inglesas. En la Tabla 3.1 se dan diversas opciones para elegir un vertedero en pared gruesa para canales, calculadas para anchuras de solera de 0,25 en 0,25 m, con inclusión de los valores de 0,30 m y de 0,60 m. Así se espera que el disponer de tantos tamaños precalculados sirva para readaptar los canales más antiguos y que no se impida la adopción de canales normalizados propuesta por la I.C.I.D.

Se han suprimido los canales con anchura de solera superior a 1,5 m, por suponer que estos tamaños merecen una consideración especial de diseño y quedan mejor resueltos aplicando los métodos de los Capítulos 7 y 9.

En la Tabla 3.1 se muestra un cierto número de vertederos precalculados, que pueden utilizarse para las diferentes combinaciones de anchura de solera y talud de los cajeros, que aparecen en las dos primeras columnas. La tercera columna da valores recomendables de la profundidad máxima del canal, para cada combinación de talud y ancho de solera. Para cada tipo de canal existe cierto número de vertederos normalizados disponibles (Columna 6). En las Columnas 4 y 5 se dan los límites de la capacidad del canal para cada combinación de canal y vertedero. Estos límites se basan en las tres razones siguientes:

1. El número de Froude en el canal de aproximación se limita a 0,45, para asegurar la estabilidad en la superficie del agua, siendo

$$Fr_1 = \frac{v_1}{\sqrt{\frac{gA_1}{B_1}}} \quad (\text{Ver la Ecuación 1.17})$$

Tabla 3.1: Tamaños opcionales de vertederos y tablas de aforo para canales revestidos, en unidades métricas^a

Forma del canal		Profundidad máxima del canal	Gama de capacidades del canal		Modelos de vertedero a elegir	Forma del vertedero		Pérdida de carga mínima
Talud	Anchura de solera		más baja ^c (m ³ /s)	más alta (m ³ /s)		Anchura de coronación	Altura de resalto	
z_1 (m)	b_1 (m)	d (m)	(4)	(5)	(Ver la Tabla de aforo 3.2)	b_c (m)	p_1 (m)	ΔH (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1,0	0,25	0,70	0,08	0,14 ^d	A_m	0,5	0,125	0,015
			0,09	0,24 ^d	B_m	0,6	0,175	0,018
			0,10	0,38 ^d	C_m	0,7	0,225	0,022
			0,11	0,43 ^d	D_{m1}	0,8	0,275	0,026
			0,12	0,37	E_{m1}	0,9	0,325	0,030
			0,13	0,32	F_{m1}	1,0	0,375	0,033
1,0	0,30	0,75	0,09	0,21 ^d	B_m	0,6	0,15	0,017
			0,10	0,34 ^d	C_m	0,7	0,20	0,021
			0,11	0,52 ^d	D_{m1}	0,8	0,25	0,025
			0,12	0,52	E_{m1}	0,9	0,30	0,029
			0,13	0,44	F_{m1}	1,0	0,35	0,033
			0,16	0,31	G_{m1}	1,2	0,45	0,039
1,0	0,50	0,80	0,11	0,33 ^d	D_{m2}	0,8	0,15	0,019
			0,12	0,52 ^d	E_{m2} o E_{m1}	0,9	0,20	0,024
			0,12	0,68 ^d	F_{m1} o F_{m1}	1,0	0,25	0,029
			0,16	0,64	G_{m1}	1,2	0,35	0,037
			0,18	0,46	H_m	1,4	0,45	0,043
			0,20	0,29	I_m	1,6	0,55	0,048
1,0	0,60	0,90	0,12	0,39 ^d	E_{m2}	0,9	0,15	0,021
			0,13	0,62 ^d	F_{m2}	1,0	0,20	0,025
			0,16	1,09	G_{m1}	1,2	0,30	0,035
			0,18	0,86	H_m	1,4	0,40	0,043
			0,20	0,64	I_m	1,6	0,50	0,050
			0,22	0,43	J_m	1,8	0,60	0,049
1,0	0,75	1,0	0,16	0,91 ^d	G_{m2}	1,2	0,225	0,030
			0,18	1,51	H_m	1,4	0,325	0,038
			0,20	1,22	I_m	1,6	0,425	0,047
			0,22	0,94	J_m	1,8	0,525	0,053
1,5	0,60	1,2	0,20	1,3 ^d	K_m	1,50	0,300	0,031
			0,24	2,1 ^d	L_m	1,75	0,383	0,038
			0,27	2,5	M_m	2,00	0,467	0,044
			0,29	2,2	N_m	2,25	0,550	0,050
			0,32	1,8	P_m	2,50	0,633	0,056
			0,35	1,4	Q_m	2,75	0,717	0,059
1,5	0,75	1,4	0,24	1,8 ^d	L_m	1,75	0,333	0,036
			0,27	2,8 ^d	M_m	2,00	0,417	0,042
			0,29	3,9 ^d	N_m	2,25	0,500	0,049
			0,32	3,5	P_m	2,50	0,583	0,055
			0,35	3,1	Q_m	2,75	0,667	0,062
			0,38	2,6	R_m	3,00	0,750	0,066
1,5	1,00	1,6	0,29	3,4 ^d	N_m	2,25	0,417	0,046
			0,32	4,7	P_m	2,50	0,500	0,052
			0,35	5,7	Q_m	2,75	0,583	0,059
			0,38	5,1	R_m	3,00	0,667	0,065
			0,43	3,9	S_m	3,50	0,833	0,081
			1,5	1,25	1,7	0,32	4,1 ^d	P_m
0,35	5,6 ^d	Q_m				2,75	0,500	0,055
0,38	7,2	R_m				3,00	0,583	0,061
0,43	5,9	S_m				3,50	0,750	0,074
0,49	4,5	T_m				4,00	0,917	0,084
0,55	3,3	U_m				4,50	1,083	0,089
1,5	1,50	1,8	0,35	4,8 ^d	Q_m	2,75	0,417	0,051
			0,38	6,8 ^d	R_m	3,00	0,500	0,058
			0,43	8,1 ^d	S_m	3,50	0,667	0,071
			0,49	6,6	T_m	4,00	0,833	0,083
			0,55	5,1	U_m	4,50	1,000	0,092

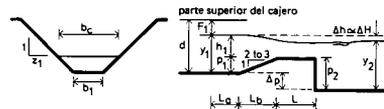
a $L_a > H_{1max}$; $L_b = 2 a 3p_1$; $x = L_a + L_b > 2 a 3H_{1max}$; $L > 1,5 H_{1max}$, pero dentro de los límites que se dan en la Tabla 3.2;

d $> 1,2 h_{1max}$; $\Delta H > 0,1H_1$.

b Profundidad máxima recomendada para el canal.

c Limitado por la sensibilidad.

d Limitado por el numero de Froude; en otro caso, limitado por la profundidad del canal.



2. El resguardo del canal, aguas arriba del vertedero, F_1 , debe ser mayor del 20% de la carga de entrada, referida al resalto, h_1 . En relación con la profundidad del canal, este límite llega a ser $d \geq 1,2 h_1 + p_1$.
3. La sensibilidad del vertedero para un caudal máximo debe ser tal que un cambio de 0,01 m en el valor de la carga, referida al resalto, h_1 , haga variar el caudal en menos del 10%. (Ver la Ecuación 1.6.)

A pesar de que la Tabla 3.1 se emplea, principalmente, para la elección de estos vertederos normalizados, también es útil para elegir el tamaño de los canales. El número de Froude en el canal se limita automáticamente a 0,45; la selección del canal más pequeño, para una capacidad dada, dará lugar a una sección de una eficiencia razonable. Por ejemplo, si la capacidad de diseño de un canal tiene que ser de $1 \text{ m}^3/\text{s}$, el canal más pequeño al que se le puede acoplar un dispositivo de medida tiene las siguientes dimensiones: $b_1 = 0,60 \text{ m}$, $z_1 = 1,0$ y $d = 0,90 \text{ m}$, aunque también pueden utilizarse canales mayores. La línea piezométrica del canal debe ser comprobada para asegurarse de que el diseño es correcto.

En la Figura 3.3 se muestra la forma de utilizar la Tabla 3.1 para seleccionar los vertederos más adecuados para un canal y un caudal dados. Para un canal cuyas características son: $b_1 = 0,30 \text{ m}$, $d = 0,75 \text{ m}$ y $z_1 = 1,0$ se dispone de seis vertederos (B_m , C_m , D_m , E_m , F_m , G_m). Para un caudal $Q = 0,36 \text{ m}^3/\text{s}$, solamente pueden usarse los vertederos D_m , E_m y F_m , ya que sus capacidades máximas están por encima de $0,36 \text{ m}^3/\text{s}$. Según se verá en el Apartado 3.2.3, la selección de entre estos tres depende del diseño hidráulico. Si el caudal máximo de diseño es menor que el límite inferior de capacidad del canal (sensibilidad), deberán tenerse en cuenta los aforadores rectangulares del Apartado 3.3.4.

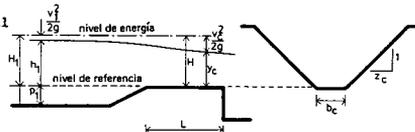
Cada vertedero normalizado puede utilizarse para soleras de diferente anchura. Esto es posible porque el cambio del área de la sección mojada, aguas arriba del vertedero, origina solamente un pequeño cambio en la velocidad de aproximación y, por tanto, en su carga. El error en el gasto, ocasionado por el cambio de superficie de la sección de la corriente se ha limitado al 1%. Este es un error sistemático para cualquier área de aproximación y el valor de este error varía con el caudal. Si un vertedero puede utilizarse para canales con soleras de diferente anchura, también puede utilizarse para anchuras intermedias. Por ejemplo, en la Tabla 3.1 se ve que el vertedero G_m puede utilizarse en canales con soleras de 0,30, 0,50 y 0,60 m de anchura, o para cualquier otra comprendida entre esos límites, por ejemplo, $b_1 = 0,40 \text{ m}$. Sin embargo, el usuario tiene que determinar entonces la altura del resalto, la pérdida de carga y el límite superior del caudal de diseño. En la Tabla 3.2 se da los valores de aforo para cada vertedero, calculados mediante la aplicación de los criterios siguientes:

1. Cada vertedero tiene una anchura de solera constante, b_c , y una altura de resalto, p_1 , que varía según las dimensiones del canal.
2. La longitud de la rampa puede elegirse de forma que sea de 2 a 3 veces la altura del resalto. Es preferible una pendiente de la rampa de 3:1.
3. El limnómetro se coloca a una distancia, al menos, igual a $H_{1\text{max}}$, aguas arriba del comienzo de la rampa. Además, deberá situarse a una distancia de la entrada de la garganta, aproximadamente de 2 a 3 veces $H_{1\text{max}}$.
4. La longitud de la garganta deberá ser 1,5 veces el valor máximo previsible de la carga referida al resalto, $h_{1\text{max}}$, pero deberá estar incluida dentro de los límites indicados en la Tabla 3.2.

Tabla 3.2 Tablas de aforo, en unidades métricas, para vertederos en canales revestidos, de sección trapezoidal^a

Vertedero A _m b _c = 0,50 m 0,23 < L < 0,34 m		Vertedero B _m b _c = 0,60 m 0,30 < L < 0,42 m		Vertedero C _m b _c = 0,70 m 0,35 < L < 0,51 m		Vertedero D _{m1} b _c = 0,80 m 0,40 < L < 0,58 m		Vertedero D _{m2} b _c = 0,80 m 0,30 < L < 0,45 m		Vertedero E _{m1} b _c = 0,90 m 0,38 < L < 0,56 m	
Q m ³ /s	h ₁ m	Q m ³ /s	h ₁ m	Q m ³ /s	h ₁ m	Q m ³ /s	h ₁ m	Q m ³ /s	h ₁ m	Q m ³ /s	h ₁ m
0,005	0,032	0,005	0,029	0,010	0,041	0,010	0,038	0,010	0,038	0,010	0,036
0,010	0,049	0,010	0,045	0,020	0,063	0,020	0,059	0,020	0,058	0,020	0,055
0,015	0,063	0,015	0,057	0,030	0,081	0,030	0,076	0,030	0,074	0,030	0,071
0,020	0,075	0,020	0,069	0,040	0,096	0,040	0,090	0,040	0,089	0,040	0,085
0,025	0,085	0,025	0,078	0,050	0,110	0,050	0,103	0,050	0,102	0,050	0,097
0,030	0,095	0,030	0,088	0,060	0,123	0,060	0,116	0,060	0,113	0,060	0,109
0,035	0,104	0,035	0,096	0,070	0,135	0,070	0,127	0,070	0,124	0,070	0,119
0,040	0,112	0,040	0,104	0,080	0,146	0,080	0,137	0,080	0,134	0,080	0,129
0,045	0,120	0,045	0,111	0,090	0,156	0,090	0,147	0,090	0,144	0,090	0,139
0,050	0,127	0,050	0,118	0,100	0,165	0,100	0,156	0,100	0,153	0,100	0,148
0,055	0,134	0,055	0,125	0,110	0,175	0,110	0,165	0,110	0,162	0,110	0,156
0,060	0,141	0,060	0,131	0,120	0,183	0,120	0,174	0,120	0,170	0,120	0,165
0,065	0,148	0,065	0,138	0,130	0,192	0,130	0,182	0,130	0,178	0,130	0,172
0,070	0,154	0,070	0,144	0,140	0,200	0,140	0,190	0,140	0,186	0,140	0,180
0,075	0,160	0,075	0,149	0,150	0,208	0,150	0,197	0,150	0,193	0,150	0,187
0,080	0,165	0,080	0,155	0,160	0,216	0,160	0,205	0,160	0,200	0,160	0,195
0,085	0,171	0,085	0,160	0,170	0,223	0,170	0,212	0,170	0,207	0,170	0,202
0,090	0,176	0,090	0,165	0,180	0,230	0,180	0,219	0,180	0,214	0,180	0,208
0,095	0,182	0,095	0,170	0,190	0,237	0,190	0,226	0,190	0,220	0,190	0,215
0,100	0,187	0,100	0,175	0,200	0,243	0,200	0,233	0,200	0,227	0,200	0,221
0,105	0,192	0,105	0,181	0,210	0,250	0,210	0,239	0,210	0,233	0,210	0,227
0,110	0,197	0,110	0,185	0,220	0,256	0,220	0,245	0,220	0,239	0,220	0,233
0,115	0,201	0,115	0,190	0,230	0,262	0,230	0,251	0,230	0,245	0,230	0,239
0,120	0,206	0,120	0,194	0,240	0,268	0,240	0,257	0,240	0,251	0,240	0,245
0,125	0,211	0,125	0,199	0,250	0,274	0,250	0,263	0,250	0,256	0,250	0,251
0,130	0,215	0,130	0,203	0,260	0,280	0,260	0,269	0,260	0,262	0,260	0,257
0,135	0,219	0,135	0,207	0,270	0,286	0,270	0,275	0,270	0,267	0,270	0,262
0,140	0,224	0,140	0,211	0,280	0,292	0,280	0,280	0,280	0,273	0,280	0,267
		0,145	0,215	0,290	0,297	0,290	0,285	0,290	0,278	0,290	0,273
		0,150	0,219	0,300	0,303	0,300	0,291	0,300	0,283	0,300	0,278
		0,155	0,223	0,310	0,308	0,310	0,296	0,310	0,288	0,310	0,283
		0,160	0,226	0,320	0,313	0,320	0,301	0,320	0,293	0,320	0,288
		0,165	0,230	0,330	0,318	0,330	0,306	0,330	0,298	0,330	0,293
		0,170	0,234	0,340	0,323	0,340	0,311			0,340	0,298
		0,175	0,238	0,350	0,329	0,350	0,316			0,350	0,302
		0,180	0,241	0,360	0,334	0,360	0,321			0,360	0,307
		0,185	0,245	0,370	0,339	0,370	0,326			0,370	0,312
		0,190	0,248	0,380	0,344	0,380	0,330			0,380	0,316
		0,195	0,252			0,390	0,335			0,390	0,321
		0,200	0,255			0,400	0,339			0,400	0,325
		0,205	0,259			0,410	0,344			0,410	0,330
		0,210	0,261			0,420	0,348			0,420	0,334
		0,215	0,266			0,430	0,353			0,430	0,338
		0,220	0,270			0,440	0,357			0,440	0,343
		0,225	0,273			0,450	0,361			0,450	0,347
		0,230	0,276			0,460	0,365			0,460	0,351
		0,240	0,282			0,470	0,370			0,470	0,355
						0,480	0,374			0,480	0,359
						0,490	0,378			0,490	0,363
						0,500	0,382			0,500	0,367
						0,510	0,386			0,510	0,371
						0,520	0,390			0,520	0,375

a) Ver la Tabla 3.1 para detalles de las dimensiones del vertedero y de los valores de las pérdidas de carga.



(continuación)

Tabla 3.2 (Continuación)

Vertedero E_{m2} $b_c = 0,90 \text{ m}$ $0,38 < L < 0,56 \text{ m}$ Q m^3/s h_1 m	Vertedero F_{m1} $b_c = 1,0 \text{ m}$ $0,42 < L < 0,61 \text{ m}$ Q m^3/s h_1 m	Vertedero F_{m2} $b_c = 1,0 \text{ m}$ $0,42 < L < 0,61 \text{ m}$ Q m^3/s h_1 m	Vertedero G_{m1} $b_c = 1,2 \text{ m}$ $0,50 < L < 0,75 \text{ m}$ Q m^3/s h_1 m	Vertedero G_{m2} $b_c = 1,2 \text{ m}$ $0,45 < L < 0,68 \text{ m}$ Q m^3/s h_1 m	Vertedero H_m $b_c = 1,4 \text{ m}$ $0,56 < L < 0,84 \text{ m}$ Q m^3/s h_1 m						
0,010	0,035	0,010	0,033	0,010	0,033	0,02	0,046	0,02	0,046	0,02	0,042
0,020	0,055	0,020	0,051	0,020	0,051	0,04	0,072	0,04	0,071	0,04	0,066
0,030	0,070	0,030	0,066	0,030	0,066	0,06	0,093	0,06	0,092	0,06	0,085
0,040	0,084	0,040	0,080	0,040	0,079	0,08	0,111	0,08	0,110	0,08	0,102
0,050	0,096	0,050	0,091	0,050	0,091	0,10	0,127	0,10	0,126	0,10	0,117
0,060	0,108	0,060	0,102	0,060	0,102	0,12	0,142	0,12	0,141	0,12	0,131
0,070	0,118	0,070	0,112	0,070	0,112	0,14	0,156	0,14	0,154	0,14	0,143
0,080	0,127	0,080	0,122	0,080	0,122	0,16	0,169	0,16	0,167	0,16	0,156
0,090	0,136	0,090	0,131	0,090	0,131	0,18	0,181	0,18	0,179	0,18	0,167
0,100	0,145	0,100	0,140	0,100	0,139	0,20	0,193	0,20	0,191	0,20	0,178
0,110	0,153	0,110	0,148	0,110	0,147	0,22	0,204	0,22	0,202	0,22	0,189
0,120	0,161	0,120	0,155	0,120	0,155	0,24	0,215	0,24	0,212	0,24	0,199
0,130	0,169	0,130	0,163	0,130	0,162	0,26	0,226	0,26	0,222	0,26	0,208
0,140	0,177	0,140	0,170	0,140	0,169	0,28	0,236	0,28	0,232	0,28	0,218
0,150	0,184	0,150	0,178	0,150	0,176	0,30	0,245	0,30	0,241	0,30	0,227
0,160	0,191	0,160	0,185	0,160	0,183	0,32	0,254	0,32	0,251	0,32	0,236
0,170	0,198	0,170	0,191	0,170	0,189	0,34	0,263	0,34	0,259	0,34	0,244
0,180	0,204	0,180	0,197	0,180	0,196	0,36	0,272	0,36	0,268	0,36	0,253
0,190	0,210	0,190	0,204	0,190	0,203	0,38	0,281	0,38	0,276	0,38	0,261
0,200	0,217	0,200	0,210	0,200	0,209	0,40	0,289	0,40	0,285	0,40	0,269
0,210	0,223	0,210	0,216	0,210	0,215	0,42	0,296	0,42	0,292	0,42	0,277
0,220	0,228	0,220	0,222	0,220	0,220	0,44	0,304	0,44	0,300	0,44	0,285
0,230	0,234	0,230	0,228	0,230	0,226	0,46	0,312	0,46	0,308	0,46	0,292
0,240	0,240	0,240	0,234	0,240	0,231	0,48	0,319	0,48	0,315	0,48	0,299
0,250	0,245	0,250	0,239	0,250	0,237	0,50	0,327	0,50	0,323	0,50	0,306
0,260	0,251	0,260	0,244	0,260	0,242	0,52	0,334	0,52	0,330	0,52	0,313
0,270	0,256	0,270	0,250	0,270	0,248	0,54	0,341	0,54	0,337	0,54	0,320
0,280	0,261	0,280	0,255	0,280	0,253	0,56	0,348	0,56	0,344	0,56	0,327
0,290	0,266	0,290	0,260	0,290	0,258	0,58	0,355	0,58	0,350	0,58	0,333
0,300	0,272	0,300	0,265	0,300	0,263	0,60	0,362	0,60	0,357	0,60	0,340
0,310	0,277	0,310	0,270	0,310	0,267	0,62	0,368	0,62	0,363	0,62	0,346
0,320	0,282	0,320	0,275	0,320	0,272	0,64	0,375	0,64	0,370	0,64	0,352
0,330	0,286	0,330	0,280	0,330	0,277	0,66	0,381	0,66	0,376	0,66	0,359
0,340	0,290	0,340	0,284	0,340	0,281	0,68	0,387	0,68	0,382	0,68	0,365
0,350	0,296	0,350	0,289	0,350	0,286	0,70	0,394	0,70	0,388	0,70	0,371
0,360	0,300	0,360	0,294	0,360	0,291	0,72	0,400	0,72	0,394	0,72	0,377
0,370	0,305	0,370	0,299	0,370	0,295	0,74	0,406	0,74	0,400	0,74	0,382
0,380	0,309	0,380	0,303	0,380	0,300	0,76	0,412	0,76	0,406	0,76	0,388
0,390	0,314	0,390	0,307	0,390	0,304	0,78	0,418	0,78	0,412	0,78	0,394
0,400	0,319	0,400	0,312	0,400	0,309	0,80	0,423	0,80	0,418	0,80	0,399
0,410	0,324	0,410	0,316	0,410	0,313	0,82	0,429	0,82	0,423	0,82	0,405
0,420	0,328	0,420	0,320	0,420	0,317	0,84	0,435	0,84	0,429	0,84	0,410
0,430	0,333	0,430	0,324	0,430	0,321	0,86	0,440	0,86	0,434	0,86	0,416
0,440	0,337	0,440	0,328	0,440	0,325	0,88	0,446	0,88	0,440	0,88	0,420
0,450	0,341	0,450	0,332	0,450	0,329	0,90	0,451	0,90	0,445	0,90	0,425
0,460	0,345	0,460	0,336	0,460	0,333	0,92	0,457	0,92	0,450	0,92	0,430
0,470	0,349	0,470	0,340	0,470	0,337	0,94	0,462	0,94	0,456	0,94	0,436
0,480	0,353	0,480	0,344	0,480	0,341	0,96	0,467	0,96	0,461	0,96	0,441
0,490	0,357	0,490	0,348	0,490	0,345	0,98	0,472	0,98	0,466	0,98	0,446
0,500	0,361	0,500	0,352	0,500	0,349	1,00	0,477	1,00	0,471	1,00	0,451
0,510	0,365	0,520 ^b	0,359	0,520 ^b	0,356	1,02	0,482			1,05 ^b	0,463
0,520	0,369	0,540	0,367	0,540	0,363	1,04	0,488			1,10	0,475
		0,560	0,374	0,560	0,370	1,06	0,492			1,15	0,486
		0,580	0,381	0,580	0,377	1,08	0,497			1,20	0,498
		0,600	0,388	0,600	0,384	1,10	0,502			1,25	0,509
		0,620	0,395	0,620	0,391					1,30	0,520
		0,640	0,402	0,640	0,398					1,35	0,530
		0,660	0,409	0,660	0,405					1,40	0,541
		0,680	0,416	0,680	0,412					1,45	0,551
										1,50	0,561

b Cambio en el incremento del caudal.

(continuación)

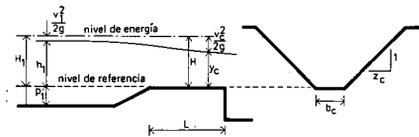


Tabla 3.2 (Continuación)

Vertedero I_m $b_c = 1,6$ m $0,48 < L < 0,71$ m		Vertedero I_m $b_c = 1,8$ m $0,40 < L < 0,60$ m		Vertedero K_m $b_c = 1,50$ m $0,48 < L < 0,72$ m		Vertedero L_m $b_c = 1,75$ m $0,58 < L < 0,87$ m		Vertedero M_m $b_c = 2,00$ m $0,65 < L < 0,97$ m		Vertedero N_m $b_c = 2,25$ m $0,75 < L < 1,10$ m	
Q m^3/s	h_1 m	Q m^3/s	h_1 m	Q m^3/s	h_1 m	Q m^3/s	h_1 m	Q m^3/s	h_1 m	Q m^3/s	h_1 m
0,02	0,039	0,02	0,036			0,05	0,065	0,05	0,061	0,10	0,088
0,04	0,060	0,04	0,056	0,04	0,062	0,10	0,100	0,10	0,094	0,20	0,136
0,06	0,078	0,06	0,072	0,06	0,080	0,15	0,129	0,15	0,121	0,30	0,174
0,08	0,094	0,08	0,087	0,08	0,095	0,20	0,154	0,20	0,144	0,40	0,207
0,10	0,108	0,10	0,100	0,10	0,109	0,25	0,176	0,25	0,165	0,50	0,236
0,12	0,121	0,12	0,113	0,12	0,122	0,30	0,196	0,30	0,184	0,60	0,263
0,14	0,133	0,14	0,124	0,14	0,134	0,35	0,216	0,35	0,202	0,70	0,288
0,16	0,145	0,16	0,135	0,16	0,146	0,40	0,233	0,40	0,219	0,80	0,311
0,18	0,156	0,18	0,146	0,18	0,156	0,45	0,250	0,45	0,234	0,90	0,333
0,20	0,166	0,20	0,155	0,20	0,166	0,50	0,265	0,50	0,249	0,00	0,354
0,22	0,176	0,22	0,165	0,22	0,176	0,55	0,280	0,55	0,264	1,10	0,374
0,24	0,186	0,24	0,174	0,24	0,185	0,60	0,294	0,60	0,277	1,20	0,392
0,26	0,195	0,26	0,183	0,26	0,194	0,65	0,307	0,65	0,290	1,30	0,411
0,28	0,204	0,28	0,192	0,28	0,202	0,70	0,320	0,70	0,303	1,40	0,428
0,30	0,213	0,30	0,200	0,30	0,211	0,75	0,333	0,75	0,315	1,50	0,444
0,32	0,221	0,32	0,208	0,32	0,219	0,80	0,345	0,80	0,327	1,60	0,460
0,34	0,229	0,34	0,216	0,34	0,226	0,85	0,357	0,85	0,339	1,70	0,476
0,36	0,237	0,36	0,223	0,36	0,234	0,90	0,368	0,90	0,350	1,80	0,491
0,38	0,245	0,38	0,231	0,38	0,241	0,95	0,379	0,95	0,360	1,90	0,506
0,40	0,253	0,40	0,238	0,40	0,248	1,00	0,390	1,00	0,371	2,00	0,520
0,42	0,260	0,42	0,245	0,42	0,255	1,05	0,401	1,05	0,381	2,10	0,534
0,44	0,267	0,44	0,252	0,44	0,262	1,10	0,411	1,10	0,391	2,20	0,548
0,46	0,274	0,46	0,259	0,46	0,269	1,15	0,421	1,15	0,401	2,30	0,561
0,48	0,281	0,48	0,266	0,48	0,275	1,20	0,431	1,20	0,411	2,40	0,573
0,50	0,288	0,50	0,272	0,50	0,282	1,25	0,441	1,25	0,420	2,50	0,586
0,52	0,295	0,52	0,279	0,52	0,288	1,30	0,450	1,30	0,429	2,60	0,599
0,54	0,301	0,54	0,285	0,54	0,294	1,35	0,459	1,35	0,438	2,70	0,611
0,56	0,308	0,56	0,291	0,56	0,300	1,40	0,468	1,40	0,447	2,80	0,623
0,58	0,314	0,58	0,298	0,58	0,306	1,45	0,477	1,45	0,456	2,90	0,635
0,60	0,320	0,60	0,304	0,60	0,312	1,50	0,486	1,50	0,464	3,00	0,646
0,62	0,327	0,62	0,310	0,62	0,318	1,55	0,495	1,55	0,473	3,10	0,658
0,64	0,333	0,64	0,315	0,64	0,323	1,60	0,503	1,60	0,481	3,20	0,669
0,66	0,339	0,66	0,321	0,66	0,329	1,65	0,511	1,65	0,489	3,30	0,680
0,68	0,345	0,68	0,327	0,68	0,334	1,70	0,519	1,70	0,497	3,40	0,691
0,70	0,350	0,70	0,333	0,70	0,339	1,75	0,527	1,75	0,505	3,50	0,702
0,72	0,356	0,72	0,338	0,72	0,345	1,80	0,535	1,80	0,513	3,60	0,713
0,74	0,362	0,74	0,344	0,74	0,350	1,85	0,544	1,85	0,521	3,70	0,724
0,76	0,367	0,76	0,349	0,76	0,355	1,90	0,552	1,90	0,528	3,80	0,734
0,78	0,373	0,78	0,354	0,78	0,360	1,95	0,559	1,95	0,536	3,90	0,744
0,80	0,378	0,80	0,360	0,80	0,365	2,00	0,567	2,00	0,542		
0,82	0,384	0,82	0,365	0,82	0,370	2,05	0,574	2,05	0,550		
0,84	0,389	0,84	0,370	0,84	0,375	2,10	0,581	2,10	0,557		
0,86	0,394	0,86	0,375	0,86	0,380			2,15	0,564		
0,88	0,399	0,88	0,380	0,88	0,384			2,20	0,571		
0,90	0,404	0,90	0,385	0,90	0,389			2,25	0,578		
0,92	0,409	0,92	0,390	0,92	0,394			2,30	0,585		
0,94	0,414	0,94	0,395	0,94	0,398			2,35	0,592		
0,96	0,419			0,96	0,403			2,40	0,598		
0,98	0,424			0,98	0,407			2,45	0,605		
1,00	0,429			1,00	0,412			2,50	0,611		
1,02	0,434			1,05 ^b	0,422			2,55	0,617		
1,04	0,439			1,10	0,433			2,60	0,623		
1,06	0,443			1,15	0,443			2,65	0,629		
1,08	0,448			1,20	0,453			2,70	0,635		
1,10	0,453			1,25	0,463			2,75	0,642		
1,12	0,457			1,30	0,473			2,80	0,648		
1,14	0,462										
1,16	0,466										
1,18	0,471										
1,20	0,475										
1,22	0,480										

b Cambio en el incremento del caudal.

(continuación)

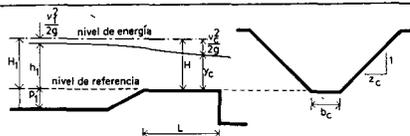
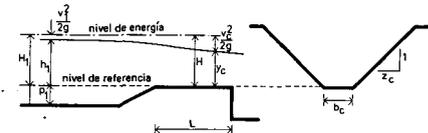


Tabla 3.2 (Continuación)

Vertedero P _m b _c = 2,50 m		Vertedero Q _m b _c = 2,75 m		Vertedero R _m b _c = 3,00 m		Vertedero S _m b _c = 3,50 m		Vertedero T _m b _c = 4,00 m		Vertedero U _m b _c = 4,50 m	
Q	h ₁										
m ³ /s	m										
0,10	0,082	0,10	0,077	0,10	0,075	0,10	0,067	0,10	0,062	0,10	0,058
0,20	0,127	0,20	0,120	0,20	0,115	0,20	0,104	0,20	0,097	0,20	0,090
0,30	0,163	0,30	0,155	0,30	0,149	0,30	0,135	0,30	0,125	0,30	0,116
0,40	0,195	0,40	0,185	0,40	0,177	0,40	0,162	0,40	0,150	0,40	0,139
0,50	0,224	0,50	0,213	0,50	0,203	0,50	0,186	0,50	0,173	0,50	0,160
0,60	0,249	0,60	0,237	0,60	0,227	0,60	0,209	0,60	0,193	0,60	0,180
0,70	0,273	0,70	0,260	0,70	0,250	0,70	0,230	0,70	0,213	0,70	0,198
0,80	0,295	0,80	0,282	0,80	0,270	0,80	0,249	0,80	0,231	0,80	0,216
0,90	0,316	0,90	0,301	0,90	0,290	0,90	0,268	0,90	0,249	0,90	0,232
1,00	0,336	1,00	0,322	1,00	0,309	1,00	0,286	1,00	0,266	1,00	0,248
1,10	0,355	1,10	0,340	1,10	0,327	1,10	0,302	1,10	0,282	1,10	0,263
1,20	0,373	1,20	0,357	1,20	0,344	1,20	0,319	1,20	0,297	1,20	0,278
1,30	0,391	1,30	0,374	1,30	0,361	1,30	0,334	1,30	0,312	1,30	0,292
1,40	0,408	1,40	0,390	1,40	0,377	1,40	0,350	1,40	0,326	1,40	0,306
1,50	0,424	1,50	0,407	1,50	0,392	1,50	0,364	1,50	0,340	1,50	0,319
1,60	0,440	1,60	0,422	1,60	0,407	1,60	0,379	1,60	0,354	1,60	0,332
1,70	0,455	1,70	0,437	1,70	0,422	1,70	0,393	1,70	0,367	1,70	0,345
1,80	0,470	1,80	0,451	1,80	0,436	1,80	0,407	1,80	0,380	1,80	0,357
1,90	0,484	1,90	0,465	1,90	0,450	1,90	0,420	1,90	0,392	1,90	0,369
2,00	0,498	2,00	0,479	2,00	0,463	2,00	0,433	2,00	0,405	2,00	0,381
2,10	0,511	2,10	0,492	2,10	0,476	2,10	0,445	2,10	0,417	2,10	0,392
2,20	0,524	2,20	0,505	2,20	0,489	2,20	0,457	2,20	0,428	2,20	0,403
2,30	0,537	2,30	0,518	2,30	0,501	2,30	0,469	2,30	0,440	2,30	0,414
2,40	0,550	2,40	0,531	2,40	0,514	2,40	0,481	2,40	0,451	2,40	0,425
2,50	0,563	2,50	0,543	2,50	0,525	2,50	0,492	2,50	0,462	2,50	0,436
2,60	0,575	2,60	0,554	2,60	0,537	2,60	0,504	2,60	0,473	2,60	0,446
2,70	0,587	2,70	0,566	2,70	0,549	2,70	0,515	2,70	0,483	2,70	0,456
2,80	0,599	2,80	0,578	2,80	0,560	2,80	0,526	2,80	0,494	2,80	0,466
2,90	0,610	2,90	0,589	2,90	0,571	2,90	0,537	2,90	0,504	2,90	0,476
3,00	0,621	3,00	0,600	3,00	0,582	3,00	0,547	3,00	0,514	3,00	0,486
3,10	0,633	3,10	0,611	3,10	0,593	3,20 ^b	0,568	3,10	0,524	3,10	0,496
3,20	0,643	3,20	0,622	3,20	0,602	3,40	0,588	3,20	0,534	3,20	0,505
3,30	0,654	3,30	0,632	3,30	0,613	3,60	0,606	3,30	0,544	3,30	0,514
3,40	0,665	3,40	0,643	3,40	0,623	3,80	0,625	3,40	0,553	3,40	0,523
3,50	0,675	3,50	0,653	3,50	0,633	4,00	0,642	3,50	0,562	3,50	0,532
3,60	0,685	3,60	0,663	3,60	0,643	4,20	0,660	3,60	0,572	3,60	0,541
3,70	0,696	3,70	0,672	3,70	0,652	4,40	0,677	3,70	0,581	3,70	0,550
3,80	0,706	3,80	0,682	3,80	0,662	4,60	0,694	3,80	0,590	3,80	0,559
3,90	0,715	3,90	0,692	3,90	0,672	4,80	0,711	3,90	0,599	3,90	0,568
4,00	0,725	4,00	0,701	4,00	0,681	5,00	0,727	4,00	0,607	4,00	0,576
4,10	0,735	4,10	0,711	4,20 ^b	0,699	5,20	0,743	4,10	0,616	4,10	0,584
4,20	0,745	4,20	0,720	4,40	0,717	5,40	0,758	4,20	0,625	4,20	0,593
4,30	0,754	4,30	0,729	4,60	0,735	5,60	0,773	4,30	0,633	4,30	0,601
4,40	0,764	4,40	0,738	4,80	0,752	5,80	0,788	4,40	0,642	4,40	0,609
4,50	0,774	4,50	0,747	5,00	0,769	6,00	0,803	4,50	0,650	4,50	0,617
4,60	0,783	4,60	0,756	5,20	0,785	6,20	0,818	4,60	0,658	4,60	0,625
4,70	0,791	4,70	0,765	5,40	0,800	6,40	0,832	4,70	0,666	4,70	0,633
		4,80	0,773	5,60	0,816	6,60	0,846	4,80	0,674	4,80	0,641
		4,90	0,782	5,80	0,831	6,80	0,860	4,90	0,682	4,90	0,648
		5,00	0,790	6,00	0,846	7,00	0,873	5,00	0,690	5,00	0,656
		5,10	0,799	6,20	0,861	7,20	0,887	5,20 ^b	0,705	5,10	0,663
		5,20	0,807	6,40	0,876	7,40	0,900	5,40	0,720		
		5,30	0,815	6,60	0,892	7,60	0,913	5,60	0,735		
		5,40	0,823	6,80	0,906	7,80	0,926	5,80	0,750		
		5,50	0,831	7,00	0,920	8,00	0,938	6,00	0,764		
		5,60	0,839	7,20	0,934	8,20	0,951	6,20	0,778		
		5,70	0,847					6,40	0,792		
								6,60	0,806		

b Cambio en el incremento del caudal.



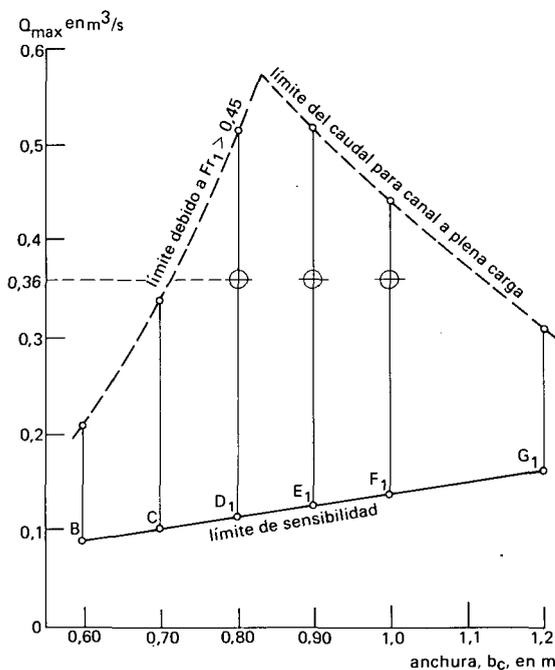


Figura 3.3 Límites de Q_{max} , para un canal en el que $b_1 = 0,30$ m, $d = 0,75$ m y $z_1 = 1,0$.

5. La profundidad del canal debe ser mayor que la suma de $p_1 + h_{1max} + F_1$, donde F_1 es el resguardo necesario, según se verá en el Apartado 3.2.2.

La Tabla 3.2 contiene las medidas específicas para las combinaciones de canal-vertedero, de acuerdo con la Tabla 3.1. En esta tabla de aforo el caudal se expresa como variable independiente, en la primera columna, y la carga de entrada, h_1 , como la variable dependiente, en la segunda columna, es decir, al contrario que en las tablas normales de aforadores y vertederos. Este método permite el cálculo sencillo de valores, marcando en el cajero del canal limnímetros de lectura directa de caudales, multiplicando la profundidad, h_1 , de la lista para cada unidad de caudal seleccionada, por una función del talud. La Figura 2.3 muestra estos factores de multiplicación para el valor de h_1 (ver el Apartado 2.2).

En la última columna de la Tabla 3.1, también se indica la pérdida de carga mínima, ΔH , que debe ser proporcionada por el vertedero (Figura 3.4). Esta pérdida de carga mínima puede no alcanzarse cuando el nivel del agua es excesivamente alto, aguas abajo del vertedero, en cuyo caso el vertedero supera su límite modular y deja de funcionar como un dispositivo exacto de medida. Las pérdidas de carga requeridas para los diferentes vertederos de resalto han sido calculadas por el método descrito en el Apartado 9.7 y se han tabulado, para cada tamaño de vertedero, para facilitar el diseño, con la única restricción de que el límite modular calculado no supere el valor de 0,90. Así, la pérdida de carga de diseño es, o bien $0,1 H_1$ o bien el valor tabulado para ΔH , si éste es mayor. Al realizar estos cálculos se ha supuesto que el vertedero fué colocado en un canal continuo, de sección transversal constante (por ejemplo, $p_1 = p_2$, $b_1 = b_2$ y $z_1 = z_2$), y que se omitió la transición divergente (expansión rápida, $m = 0$). Para otras condiciones véanse los Apartados 7.5 y 9.7. El límite modu-

lar, desde un punto de vista estricto, se basa en la pérdida de carga energética total en el vertedero (es decir, incluyendo la carga de velocidad), pero la componente de la carga debida a la velocidad es, generalmente, del mismo orden de magnitud, antes y después del dispositivo, cuando $p_1 \approx p_2$, por lo que Δh puede sustituirse, con toda garantía, por ΔH .

3.2.2 Resguardo del canal

Se han propuesto muchos criterios para el diseño de resguardos de canal, algunos en términos de profundidad del canal, otros referidos a la carga total (canales con régimen supercrítico) y algunos más, basados en las estimaciones de los ingenieros de los riesgos hidráulicos propios del canal. Los canales más grandes deberían tener una evaluación de las necesidades de resguardo, desde el punto de vista de la ingeniería, pero, con frecuencia, esto no se hace, especialmente en las redes interiores de las fincas. Se recomienda que el resguardo del canal sea, al menos, el 20% de h_{1max} , ya que las velocidades de la corriente en los canales de riego en los que pueden instalarse estos vertederos de resalto varían en un intervalo relativamente estrecho. Esta recomendación se basa en la práctica del Soil Conservation Service (SCS, 1977) en canales con velocidad subcrítica, para los que se recomienda un resguardo del 20% de la profundidad máxima de la corriente en el canal. Se estima que, justamente a la entrada del vertedero, es suficiente un resguardo de $F_1 = 0,2h_1$, debido a que la superficie del agua en el vertedero es estable. Esto permite un exceso de caudal del 40% antes de llegar al borde superior del canal, sin tener en cuenta el efecto de las olas. Naturalmente, si se espera la existencia de oleaje o grandes elevaciones del nivel del agua, debidas al manejo, deben considerarse estas circunstancias en el diseño del resguardo. Sin embargo, deben procurarse evitarse estas condiciones, ya que son causa de inexactitud de las medidas del caudal.

3.2.3 Diseño de vertederos en pared gruesa y su elección

Generalmente, la elección de un vertedero responde a uno de los dos casos siguientes: (a), aquéllos a instalar en un canal que ya existe y (b), aquéllos a instalar en un canal todavía sin construir. Estos vertederos pueden adaptarse a canales nuevos, pero su diseño, al mismo tiempo que el del canal, permite añadir ciertas características desde el punto de vista del mantenimiento, como es un mejor manejo de los sedimentos (Apartado 1.2.6). El procedimiento de elección es el siguiente:

1. Para un canal ya construido y antes de colocar el vertedero en él, se estima o determina, por medios diferentes, la profundidad de la corriente (y_2 , Figura 3.2) para el caudal máximo de diseño, Q_{max} . En la mayoría de los casos el flujo, aguas abajo del vertedero, no se ve afectado por el dispositivo. Para determinar las características del flujo en el canal son útiles los vertederos portátiles descritos en el Capítulo 5 o los vertederos provisionales que se muestran en el Apartado 3.3.3. En los canales pequeños es, con frecuencia, posible seleccionar un tamaño de vertedero, observando la idoneidad del dispositivo temporal o mediante tanteo de instalaciones temporales. Si la medición del caudal no se realiza para Q_{max} , la profundidad normal

del canal, aguas abajo del vertedero, para Q_{max} , puede determinarse por el procedimiento que se expone en el Apartado 3.2.4. Para un canal nuevo, en donde se ha proyectado una ligera caída, se determina la profundidad normal de la corriente en el canal a la entrada y a la salida del vertedero para el máximo caudal del proyecto, Q_{max} (para más detalles ver el Apartado 3.2.4). Para canales revestidos en los que la profundidad de la corriente se determina por el rozamiento del canal (por ejemplo para canales que fluyen a una profundidad normal, en contraposición a la mayor profundidad de la corriente que resulta del efecto de remanso de un dispositivo situado aguas abajo) es suficiente que el diseño del vertedero se base en el Q_{max} . Sin embargo, si la profundidad de la corriente depende de otros factores, de forma que el nivel aguas abajo desciende más lentamente con la descarga que la profundidad del flujo, aguas arriba del vertedero, debe comprobarse también la sumersión para el caudal mínimo, Q_{min} .

2. Mediante la Tabla 3.1 se elige la forma que mejor se adapta al canal en cuestión. Se seleccionan los vertederos correspondientes a esa forma de canal, de manera que la descarga máxima de diseño, Q_{max} , se encuentre en el intervalo de capacidades del canal (Columnas 4 y 5).
 - (a) Aun cuando en la Tabla 3.1 no aparezca la forma de canal requerida se puede diseñar un aforador. Si la anchura de la solera está comprendida entre dos valores especificados, se debe utilizar la solera más ancha y calcular de nuevo la altura del resalto, p_1 , para el valor de b_c , de cada vertedero. Si los taludes difieren de los dados, de modo que la superficie de la sección de control, A^* ,

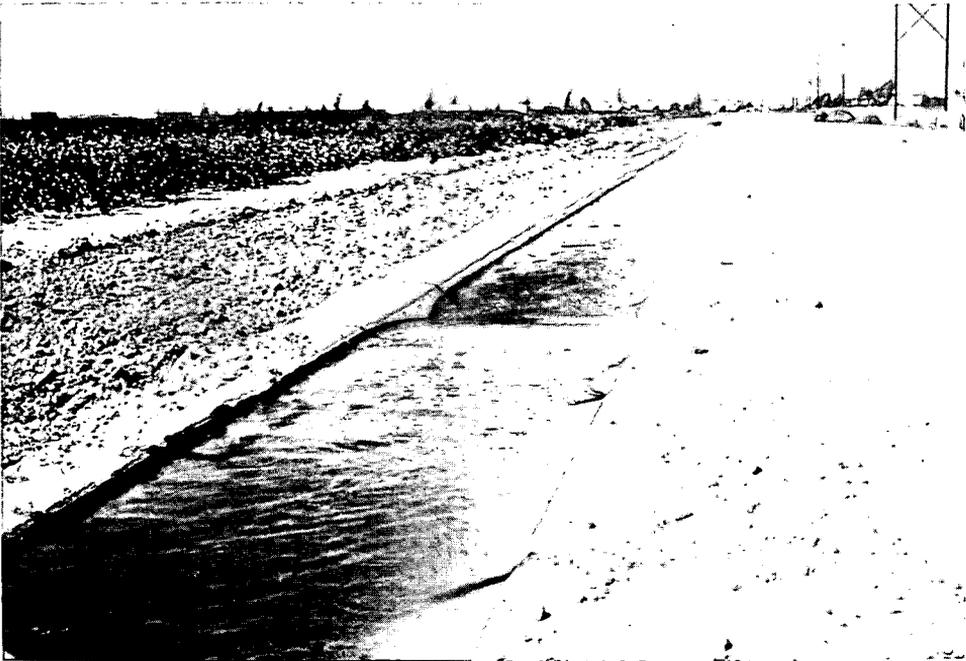


Figura 3.4 Los vertederos de resalto no requieren grandes pérdidas de carga para funcionar adecuadamente (Arizona).

varía en más del 1 o 2%, no puede utilizarse esta tabla de aforo (para mayor justificación véanse el Apartado 7.4.4 y la Figura 7.15).

- (b) En el caso de que el caudal requerido sea menor que el de los intervalos dados, no es aplicable este tipo de vertedero, los vertederos rectangulares del Capítulo 4 pueden ser más apropiados (ver el Apartado 3.3.4).

Estos vertederos corresponden a una serie de dispositivos de tanteo, de los que uno o más, pueden servir. En este caso debe seguirse con los Pasos 3 a 5 del procedimiento, utilizando el mínimo resalto. Se recomienda el mínimo resalto por ser el más barato de construcción, por tener el mínimo efecto en las condiciones del flujo aguas arriba, por tener el menor riesgo de sedimentación y por ser más fácil elevar un resalto bajo que rebajar uno demasiado alto.

3. Determinar la carga referida al resalto, h_1 , con la tabla de aforo correspondiente al vertedero seleccionado en el Paso 2 (Tabla 3.2).
4. Determinar la pérdida de carga necesaria, ΔH , para mantener el flujo modular. Utilizar, bien el valor que dan, para el aforador elegido, la Tabla 3.1 o bien $0,1 H_1$, tomando el valor mayor de ambos. Como una primera aproximación puede utilizarse $0,1h_1$, ya que h_1 es aproximadamente igual a H_1 .
5. Para un canal ya construido sin salto, hay que comprobar que $h_1 + p_1 > y_2 + \Delta H$. Si se cumple esta condición, se continúa con el Paso 6. En caso contrario, se vuelve al Paso 2 y se elige el siguiente vertedero, dentro del intervalo de caudales considerado. Se continúa entonces con los Pasos 3 al 5. Para un canal nuevo, con una ligera caída, se comprueba que $h_1 + p_2 > y_2 + \Delta H$. También se comprueba que $h_1 + p_1 \approx y_1$. Si se cumplen estas condiciones se continúa con el Paso 6. Si no, se repiten los Pasos 3 al 5, para el vertedero del tamaño siguiente.
6. Se comprueba la profundidad del canal, d . Se verifica que $d \geq 1,2 h_{1\max} + p_1$. (De esta forma el resguardo es $F_1 = 0,2 h_{1\max}$). Si se cumple esta condición, puede utilizarse el vertedero. En caso contrario, pueden elevarse los cajeros del canal, aguas arriba del vertedero, tantearse un vertedero de forma diferente, rebajarse las necesidades del resguardo, teniendo en cuenta las consecuencias, o se puede hacer un diseño especial, utilizando la información ofrecida en los Capítulos 7 o 9.
7. Se determinan las dimensiones apropiadas del vertedero siendo $L_a \geq 1,0 H_{1\max}$, $L_a + L_b = 2$ a $3 H_{1\max}$ y $L_b = 2$ a 3 veces p_1 . Se recomienda una rampa 1:3, excepto en los casos en los que el resalto sea relativamente alto en comparación con la profundidad de la corriente y un valor $L > 1,5 H_{1\max}$, pero no inferior a los valores dados en el encabezamiento de la Tabla 3.2.

En algunas ocasiones puede que no se encuentre en estas tablas ningún vertedero que funcione adecuadamente, en cuyo caso se necesita cierto sentido común, ya que existen muchas otras opciones. Por ejemplo:

1. Encontrar un nuevo emplazamiento para el aforador, en donde las condiciones del flujo sean diferentes.
2. Elevar el cajero del canal, aguas arriba del emplazamiento.
3. Probar alguna otra de las formas de vertedero diferentes dadas en los Capítulos 4 al 6.
4. Interpolarse en las tablas para obtener el caudal que corresponde a una anchura intermedia, aun cuando la exactitud sea menor.
5. Proyectar un diseño especial, utilizando la información del Capítulo 7 o 9.

Ejemplo 1: Un canal pequeño, en unidades SI

Se tiene: Un canal con una solera cuya anchura es $b_1 = 0,30$ m, su talud es de 1:1 ($z_1 = 1/1$) y su profundidad total, $d = 0,55$ m (ver la Figura 3.5). La relación entre Q e y_2 se estimó, tomando tiempos al movimiento de un flotador en el canal, para un caudal dado, midiendo la profundidad de la corriente y utilizando la fórmula de Manning, para estimar la profundidad, para el caudal máximo esperado (ver el Apartado 3.2.4). En este ejemplo, el caudal máximo fué $Q_{max} = 150$ litros/s, para una profundidad de la corriente, $y_2 = 0,43$ m, antes de instalar el dispositivo de medida. Se pide: Elegir un vertedero que se adapte a las condiciones dadas.

Solución: En la Tabla 3.1 se determinan las filas para $z_1 = 1$ y $b_1 = 0,30$ m. Para un caudal de $0,15$ m³/s pueden tantearse los vertederos del B_m al F_{m1} , ya que Q_{max} se encuentra en el intervalo de caudal limitado por estos dos vertederos.

Primero se comprueba el vertedero B_m , ya que tiene la mínima altura de resalto, $p_1 = 0,15$ m.

Utilizando la Tabla 3.2, para el vertedero B_m , se determina un valor $h_1 = 0,219$ m, para un $Q = 150$ litros/s.

En la Tabla 3.1 se determina $\Delta H = 0,017$ m o $0,1 H_1$. Como una primera estimación, se utiliza $\Delta H = 0,022$ m, ya que $0,1 h_1 = 0,022$ m, es mayor que $0,017$.

Luego se comprueba si $h_1 + p_1 > y_2 + \Delta H$. Como $h_1 + p_1 = 0,219$ m + $0,150$ m = $0,369$ m e $y_2 + \Delta H = 0,430 + 0,022 = 0,452$ m, no se cumple esta condición, por lo que se tantea el siguiente vertedero.

La diferencia entre $h_1 + p_1$ e $y_2 + \Delta H$ es de $0,083$ m, por lo que no es probable que, elevando el resalto $0,05$ m, se pueda conseguir que el flujo se mantenga en régimen modular. Por tanto, se puede saltar el vertedero C_m y ensayar el D_{m1} con $p_1 = 0,25$ m.

En la Tabla 3.2 se halla $h_1 = 0,197$ m y en la Tabla 3.1 se encuentra que $\Delta H = 0,025$ m ($0,1 h_1 = 0,020$ m, por lo que $\Delta H = 0,025$ m). Entonces, $h_1 + p_1 = 0,197 + 0,250 = 0,447$ m e $y_2 + \Delta H = 0,430 + 0,025 = 0,455$ m.

De nuevo este vertedero es insuficiente, por lo que se prueba el vertedero E_{m1} , con $p_1 = 0,30$ m. En la Tabla 3.2 se halla $h_1 = 0,187$, y en la Tabla 3.1, $\Delta H = 0,029$ m.

En este caso, $h_1 + p_1 = 0,187 + 0,300 = 0,487$ m, e $y_2 + \Delta H = 0,430 + 0,029 = 0,459$ m, lo cual ya cumple la primera condición de selección y puede comprobarse posteriormente.

Estas tablas son de fácil y rápida utilización, una vez que se ha conseguido cierta experiencia.

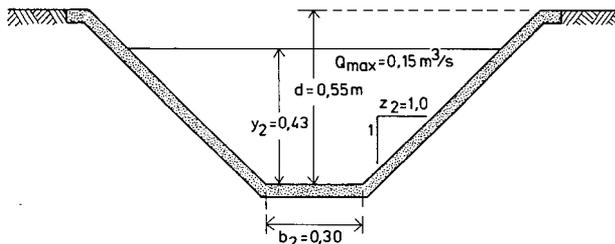


Figura 3.5 Canal del Ejemplo 1.

La profundidad de canal requerida como mínimo puede calcularse como $d_{\min} = 1,2 h_1 + p_1 = 1,2 (0,187) + 0,30 = 0,524$ m, que es menor que la profundidad del canal, que es de 0,55 m, por lo que puede aceptarse este vertedero y el resto de las dimensiones hidráulicas las cuales, según la Tabla 3.1, son las siguientes:

La distancia de la escala limnimétrica a la rampa es $L_a = 0,20$ m.

La longitud de la rampa, $L_b = 3 p_1 = 0,90$ m.

La longitud de la garganta, $L = 1,5 h_1 = 1,5 (0,187) = 0,28$ m. Sin embargo, según la Tabla 3.2, $L > 0,38$ m, por lo que debe utilizarse $L = 0,38$ m.

No se necesita una expansión a la salida.

La anchura del aforador es $b_c = 0,90$ m.

En la Tabla 3.3 se resume lo anteriormente expuesto.

Llegado a este punto, el proyectista puede desear examinar los resultados de estas decisiones. Se ha añadido cierta caída extra, en la que $h_1 + p_1 > y_2 + \Delta H$, o $h_1 + p_1 - (y_2 + \Delta H) = 0,487 - 0,459 = 0,028$. De esta forma el dispositivo puede funcionar, aun existiendo un error de medida en la profundidad de la corriente en el canal de 0,028 m. Si este salto extra hubiera sido muy pequeño habría que haber determinado la relación entre Q e y_2 con mucha exactitud, para asegurar el correcto funcionamiento del dispositivo. También se ha añadido un cierto resguardo extra de $0,55 - 0,524 = 0,026$ m. El resguardo total es de $0,55 - 0,487 = 0,063$ m, que es más que suficiente; de hecho, para rebasar la capacidad del canal, el caudal tendría que ser mayor de 250 litros/s (según la Tabla 3.2, para $h_1 = d - p_1 = 0,55 - 0,30 = 0,25$ m). Puede considerarse, por lo tanto, que este diseño es aceptable.

Otros valores de interés para el cálculo, son la velocidad de aproximación, v_1 , que es $Q/A_1 = 0,39$ m/s, y el número de Froude, $Fr_1 = v_1/\sqrt{gA_1/B_1} = 0,23$, en donde v_1 es la velocidad, A_1 el área de la sección normal a la corriente en el canal, aguas arriba del aforador y B_1 es la anchura de la lámina de agua en el canal, también aguas arriba. Los números de Froude inferiores a 0,45 indican que la superficie del agua estará lo suficientemente tranquila como para instalar escalas limnimétricas o pocillos de medida y que no existirán olas que puedan afectar las lecturas de los medidores de presión. En los países tropicales, las velocidades superiores a, aproximadamente, 0,30 m/s ayudan a controlar el molusco que alberga el parásito causante de la esquistosomiasis en los seres humanos (bilharzia).

Ejemplo 2: Canal con un ligero salto en la solera

Como se mencionó anteriormente, el movimiento de sedimentos será más fluido si el dispositivo de medida se instala de forma que la profundidad normal en el canal, aguas arriba del vertedero, se mantenga constante para el caudal más frecuente. En este ejemplo se selecciona un dispositivo basándose en este criterio.

Datos: Los mismos del Ejemplo 1.

Se pide: Elegir un vertedero tal que la profundidad normal, aguas arriba del mismo, no aumente y proyectar un salto en el canal, aguas abajo del vertedero, para tener en cuenta las pérdidas de carga.

Solución: La profundidad normal para 150 litros/s, se dió como $y_2 = 0,43$ m. En la Tabla 3.3 se comprueba que $y_1 = h_1 + p_1$, es menor que 0,43 m para los vertederos B_m y C_m . El vertedero C_m cubre más exactamente la profundidad normal y necesitará

un salto más pequeño en la solera del canal. El requisito para flujo modular es que $h_1 + p_2 > y_2 + \Delta H$ o que $\Delta p = y_2 + \Delta H - (h_1 + p_1)$, ya que $\Delta p = p_2 - p_1$. Por lo tanto, $\Delta p = 0,451 - 0,408 = 0,043$ m, y se utiliza $\Delta p = 0,05$. Por otro lado el vertedero B_m hubiera necesitado un $\Delta p > 0,083$ m, o sea, aproximadamente el doble del salto.

Este salto puede conseguirse mediante un escalón brusco o, si se dispone de equipo de encofrado deslizante, mediante un tramo de canal en pendiente, que consiga la caída necesaria en 10 o 20 m, comenzando al final del vertedero.

Tabla 3.3 Resumen del Ejemplo 1: Un canal pequeño en unidades SI, para $y_2 = 0,430$ m, $d = 0,55$ m, $Q_{max} = 150$ litros/s, $b_1 = 0,30$ m, $z_1 = 1,0^a$

	Vertedero			
	B_m	C_m	D_{m1}	E_{m1}
h_1	(m) 0,219	0,208	0,197	0,187
p_1	(m) 0,150	0,200	0,250	0,300
ΔH	(m) 0,022	0,021	0,025	0,029
$y_1 = h_1 + p_1$	(m) 0,369	0,408	0,447	0,487
$y_2 + \Delta H$	(m) 0,452	0,451	0,455	0,459
¿ $h_1 + p_1 > y_2 + \Delta H$?	No	No	No	Si, (+ 0,028)
d_{min}	(m) -	-	-	0,524
¿ Es $d_{min} < d$?	-	-	-	Si, (+ 0,026)
Comentarios	Probar siguiente tamaño	Saltar	Probar siguiente tamaño	Vertedero elegido

^aDe las Tablas 3.1 y 3.2.

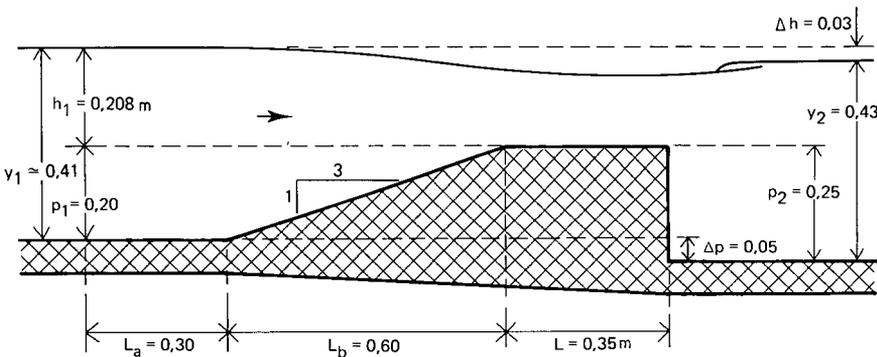


Figura 3.6 Sección longitudinal del ejemplo. Vertedero C_m .

3.2.4 Ajuste de las curvas de gasto

Como ya se ha mencionado, en un canal de riego, con frecuencia el agua fluye a menos del 100% de su capacidad. Sin embargo, no está resuelto el diseño de un vertedero con un salto tal que mantenga la profundidad normal aguas arriba, cuando el caudal está por debajo de la capacidad máxima. Esto es debido a que, en estos vertederos relativamente anchos, para un cambio dado de caudal, la variación de profundidad de la corriente en el canal, aguas abajo, y_2 , es mayor que la de la carga, aguas arriba, referida al resalto (ver también el Apartado 1.2.2).

Puede ser interesante hacer alguna observación respecto al cálculo de la profundidad normal del canal empleando la fórmula de Manning, para extrapolar a otros caudales, distintos del existente, que se conoce.

En los ejemplos anteriores no se han utilizado directamente ni la pendiente de la solera del canal ni el coeficiente de rugosidad hidráulica, n , ya que dicha pendiente es constante y se ha supuesto que la rugosidad hidráulica se mantiene constante con el nivel de la corriente y a lo largo del tiempo. Ninguna de las dos suposiciones es estrictamente cierta, si bien tales cambios de estado, dentro de los límites que se dan en los canales de riego revestidos, son mucho menores que los que se producen por las variaciones estacionales y por el mantenimiento. De esta forma, los procedimientos de conservación previstos, la proliferación de vegetación en el canal, los precipitados químicos y la acumulación de sedimentos, en conjunto, pueden afectar a la altura que se precisa dar al resalto para evitar que se rebase el límite modular. Generalmente; para la fórmula de Manning deberá elegirse un valor de n , que considere las condiciones estacionales y de mantenimiento más desfavorables.

Aplicando estas suposiciones al canal de salida, tomado como ejemplo en la Figura 3.5, se obtiene para $Q_{100\%} = 0,15 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$A_{100\%} = y_2 (b_2 + zy_2) = 0,31 \text{ m}^2 \quad (3.1)$$

$$P_{100\%} = b_2 + 2y_2 \sqrt{1 + z^2} = 1,52 \text{ m} \quad (3.2)$$

y

$$R_{100\%} = \frac{A}{P} = 0,21 \text{ m} \quad (3.3)$$

Sustituyendo estos valores en la fórmula de Manning se obtiene

$$Q = \frac{1}{n} A R^{2/3} s_b^{1/2} \quad (3.4)$$

donde s_b = pendiente de la solera y n = coeficiente de rugosidad de Manning, que para $Q_{100\%}$

$$0,15 = \frac{1}{n} 0,31 \times 0,35 s_b^{1/2}$$

Como se ha mencionado anteriormente, se han supuesto constantes n y s_b en el canal estudiado.

Para determinar la profundidad de la corriente para un caudal del 70% del Q_{\max} , se divide la fórmula de Manning para el 70% del Q_{\max} por el resultado anterior:

$$\begin{aligned}
 (A R^{2/3})_{70\%} &= 0,7 (A R^{2/3})_{100\%} \\
 &= 0,70 \times 0,31 \times 0,35 = 0,076 \text{ m}^{8/3}
 \end{aligned}
 \tag{3.5}$$

El procedimiento para resolver la Ecuación 3.5 para el canal, cuya forma se muestra en la Figura 3.5 es, esencialmente, un tanteo de resolución de las Ecuaciones algebraicas 3.1, 3.2, 3.3 y 3.5, que puede resultar tedioso. Se puede facilitar el cálculo resolviendo la fórmula de Manning mediante el ábaco hidráulico adimensional que se muestra en la Figura 3.7.

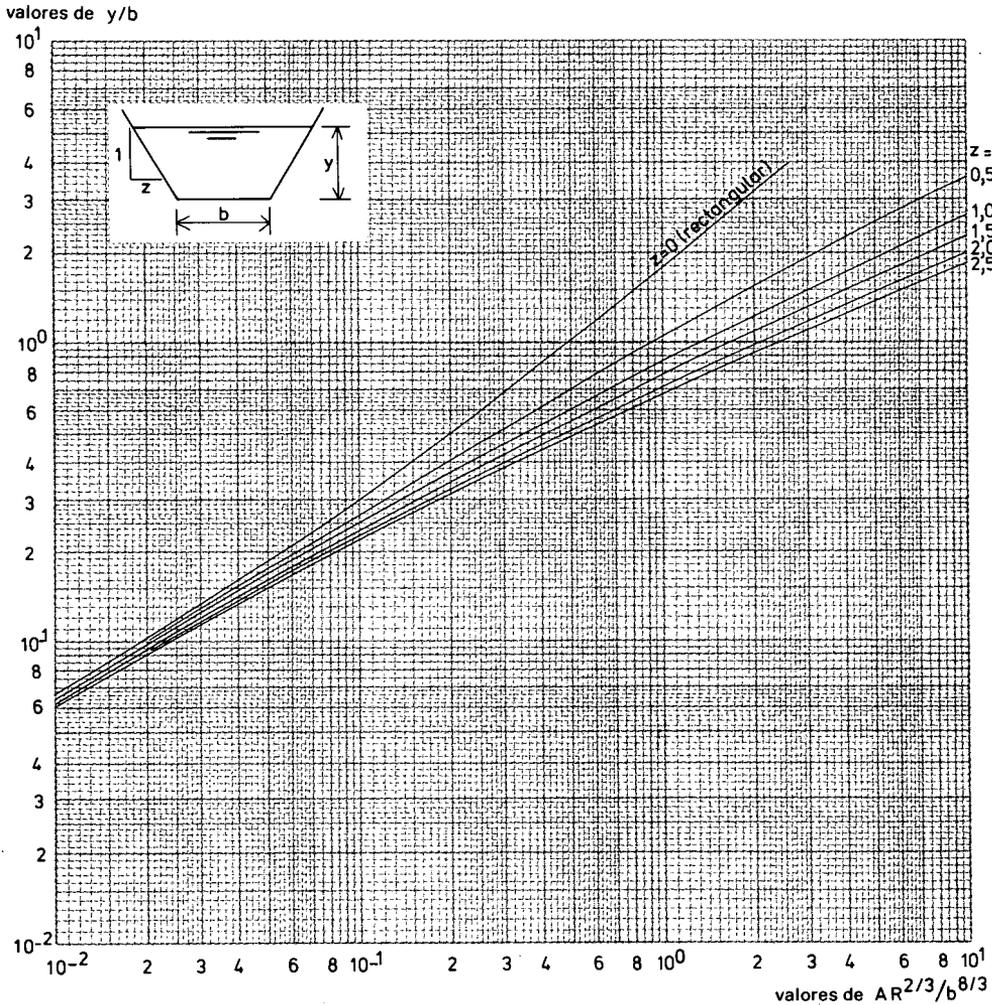


Figura 3.7 Curvas adimensionales para determinar la profundidad normal (según Chow, 1959).

Entrando en dicha Figura 3.7 con la fracción adimensional

$$\frac{(A R^{2/3})_{70\%}}{b_2^{8/3}} = \frac{0,076}{0,30^{8/3}} = 1,88$$

se obtiene para $z = 1,0$

$$\frac{y_2}{b_2} = 1,2$$

Por tanto, para un caudal del 70%, $y_2 = 0,36$ m para $Q = 0,105$ m³/s.

Con este procedimiento se obtiene una curva que relaciona Q con y_2 , similar a la que se muestra en la Figura 1.18.

3.3 Dispositivos en canales pequeños

3.3.1 Vertederos fijos construidos 'in situ'

Una vez elegido un vertedero de resalto apropiado, su construcción es relativamente fácil y directa. El vertedero tiene dos partes; una contracción o sección de la garganta, constituida por el resalto, de longitud, L , y altura, p_1 (Figura 3.2), y una rampa en pendiente, de longitud, $3p_1$, que forma la transición entre el canal y la garganta. La parte superior del resalto debe estar nivelada y no presentar grandes irregularidades. La anchura real del vertedero, b_c , debe ser tan aproximada a los valores de la Tabla 3.1, como exacta sea la medición en el diseño, ya que un error del 1% en b_c dará lugar a un error del 1% en el gasto (ver la Tabla 1.4).

Aunque la altura del resalto, p_1 , es importante en la selección del vertedero, ya que controla la altura de la superficie del agua y, por tanto, el límite modular y las necesidades de resguardo, el que su dimensión vertical sea precisa, no es en absoluto crítico para la calibración del vertedero. Por ejemplo, un error de 10 mm en la altura del resalto, que puede deberse a irregularidades de la solera del canal, haría variar la anchura del resalto en 20 mm, en un canal con talud 1:1. En un pequeño canal, con un vertedero de 1 m de ancho, esto representa, aproximadamente, un error del 2%. Puede evitarse este error si la anchura, b_c , se mantiene y se permite un pequeño ajuste en la altura del resalto, p_1 , ya que p_1 puede variar un 10% sin causar cambios de calibración notables. También, la longitud, L , puede ajustarse en un $\pm 10\%$, sin ningún efecto significativo. La longitud de la rampa de $3p_1$, es también aproximada y su objetivo es conducir suavemente el agua a la coronación del vertedero. Por eso, la rampa debe ser recta o ligeramente curvada, aunque, generalmente, si es recta se construye más fácil y rápidamente. Estas amplias tolerancias no deberán excusar el que la construcción sea descuidada o pobre, pero pueden permitir que sea rápida y fácil.

Deberá instalarse un tubo de drenaje para controlar los mosquitos, especialmente si el uso del canal es intermitente, como generalmente ocurre en los sistemas de unidades terciarias y de fincas grandes. El flujo a través del dren es despreciable si el diámetro es igual o inferior a 30 mm, por lo que la corriente del canal pasa casi totalmente por el vertedero. Si los drenes son mayores, deberán, al menos, taparse parcialmente durante las mediciones. Esto puede hacerse con cualquier tipo de materiales disponi-

bles, tales como válvulas, trozos de ladrillo, tapones de espuma de estireno o trapos. Estos últimos pueden ser retirados del tubo rápidamente con un palo o una barra cuando se quiere drenar el canal. No se necesita un tamponamiento total de los drenes. Los sedimentos que tienden a acumularse en la base de la rampa pueden taponar el dren, por lo que deben limpiarse periódicamente. No debería producirse sedimentación en el canal, aguas arriba del vertedero, si esta acumulación no se hubiese presentado en el canal antes de la instalación del vertedero.

La construcción de vertederos in situ es sencilla. Como encofrado se hacen dos moldes de contrachapado, con la forma de la sección transversal del resalto a instalar. Se deja una abertura en la parte baja de cada pieza para alojar el dren, que puede colocarse en cualquier lugar de la solera, y no necesariamente en el centro. Los ángulos inferiores de los moldes, de forma trapezoidal, generalmente deben limarse para que se adapten al canal, ya que, los contrachapados con encorrido deslizante, frecuentemente tienen esquinas ligeramente redondeadas. A continuación se colocan de tres a cinco separadores de longitud, L , para mantener los dos moldes a igual distancia, hasta que se vierte el hormigón. Estos separadores pueden construirse de cualquier material apropiado, tal como listones de madera de 30 x 30 mm de sección. Una vez clavados los distanciadores, se perforan unos pequeños agujeros en los moldes y se atan entre sí con alambres o varillas metálicas. Generalmente en los resaltos más pequeños, del orden de 1 a 2 m de ancho, son suficientes dos varillas cerca de la solera y tres próximas a la parte superior del resalto. Una vez que los moldes, sujetos y separados, se han colocado en un tramo limpio del canal (Figura 3.8), se inserta el tubo de drenaje (Figura 3.9), que deberá tener, al menos, una longitud igual a la del resalto más la rampa.

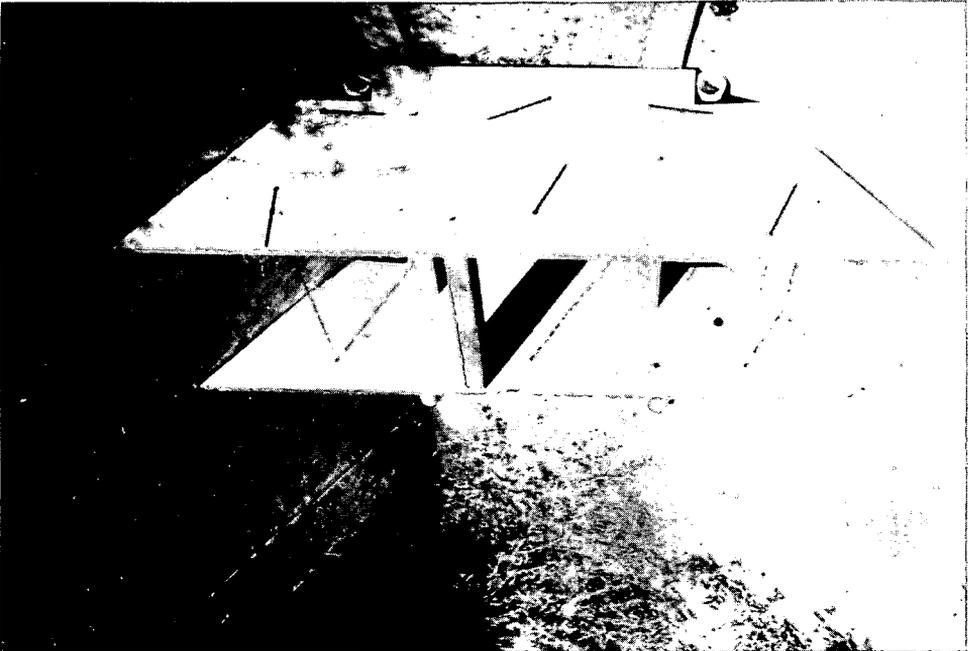


Figura 3.8 La zanja se limpia de residuos antes de colocar el encofrado (Arizona).

Figura 3.10 Los moldes de encofrado se nivelan en ambas direcciones.



Figura 3.9 El encofrado de madera se coloca en el canal y se insertan los drenes. Obsérvense los separadores de madera y las ataduras de alambre.



Pueden utilizarse otros métodos para sujetar los moldes, tales como separadores de barras de acero análogos a los utilizados en la construcción de muros de contención.

Si el canal tiene juntas de construcción, el resalto deberá colocarse de forma que el emplazamiento de la escala limnimétrica esté al menos 0,5 m aguas abajo de la junta. Si esto es difícil, colóquese la escala ligeramente aguas arriba de la junta y sitúese el resalto a una distancia $X = L_a + L_b$, aguas abajo de la misma, según la Tabla 3.1, tal como se muestra en la Figura 3.2. Dentro de lo posible, deben evitarse las juntas en la zona del resalto, aunque son admisibles en el tramo de la rampa. Si se encuentra una junta entre el resalto del vertedero y la escala, hay que asegurarse de que no existe movimiento vertical; en caso contrario, el cero de la escala puede no ser fiable.

Los moldes deben comprobarse con un nivel de albañil para asegurar que su parte superior, en dirección transversal al canal, está nivelada y que también están nivelados entre sí (Figura 3.10). Generalmente son necesarios pequeños ajustes con listones delgados de madera o de otro material. A continuación se rellenan los moldes con una mezcla de hormigón adecuada para la composición química del agua y para las condiciones meteorológicas locales. Esto es más importante que alcanzar una resistencia monolítica, ya que los esfuerzos son relativamente bajos. A medida que el encofrado se rellena de hormigón fresco hay que retirar cuidadosamente los separadores, pero dejando los alambres de atado en el hormigón. Especialmente deben retirarse los separadores de madera, ya que tienden a hincharse y rompen el hormigón. La masa de hormigón mantendrá los moldes separados, al tiempo que tensará los alambres de atado. Los bordes superiores de los contrachapados se utilizan como guías para lograr que el resalto presente una superficie nivelada (Figura 3.11).

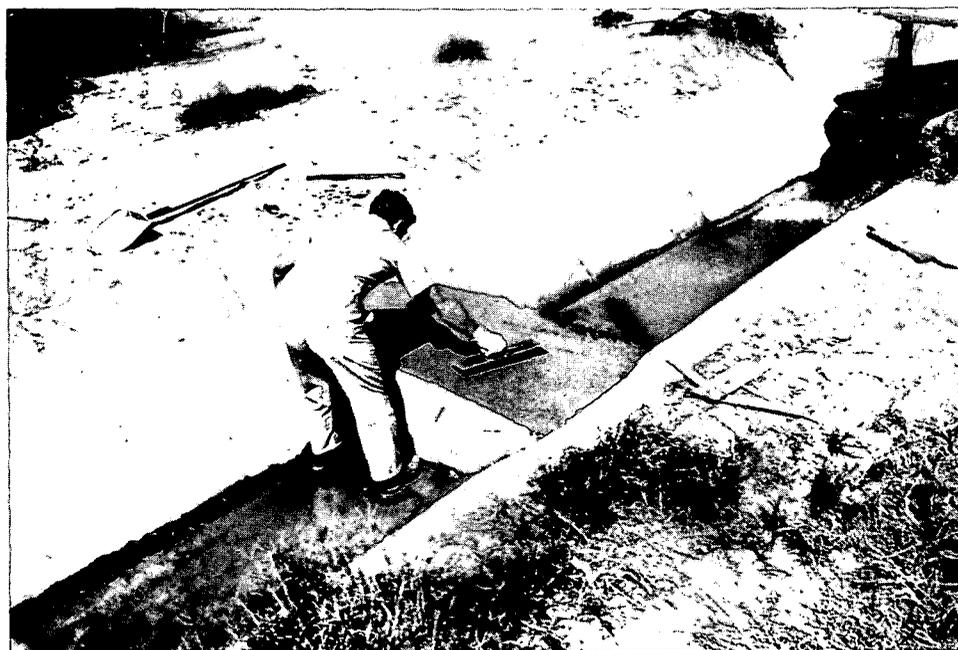


Figura 3.11 Acabado del resalto en una superficie bien nivelada.

Una vez que el hormigón del resalto ha fraguado suficientemente (de 1 a 24 horas, según las condiciones locales), el encofrado situado aguas arriba puede retirarse cuidadosamente (Figura 3.12) y la rampa se acaba de allanar a mano. Tanto la superficie de la rampa como la superior del resalto deben acabarse con un bruñido (Figura 3.13).

El borde superior de la rampa debe quedar unido al del resalto de modo que se eviten elevaciones o caídas abruptas que puedan originar desviaciones imprevistas de la corriente. Es de desear que los bordes de las dos secciones encajen con precisión o que su encuentro sea ligeramente redondeado, lo que puede lograrse fácilmente con una llana. La rampa debe tener una uniformidad suficiente, sin protuberancias ni depresiones y su pendiente debe aproximarse a 1 (vertical), a 3 (horizontal). Para facilitar el movimiento de sedimentos es aconsejable que la rampa sea ligeramente cóncava en vez de convexa. No es necesario que la rampa termine a cero, sino que puede hacerlo bruscamente cuando alcanza un espesor de 0,05 m.

A veces no es conveniente realizar el encofrado según se ha descrito anteriormente y es preciso esperar a que el resalto fragüe para construir la rampa. Si se desea hormigonar de una sola vez, debe utilizarse un molde metálico, aguas arriba, hecho de chapa y de perfiles de hierro, que posea la rigidez suficiente para permanecer derecho, dentro de los límites de tolerancia permitidos en la construcción, durante las operaciones de allanado y alisado. Este molde superior puede ser un bastidor completo de forma trapezoidal o una simple barra cortada a una longitud, b_c , para el vertedero en cuestión (Figura 3.14). Para este tipo de construcción no son eficaces los separadores y los alambres de atado, pero pueden utilizarse para mantener el borde superior alineado.

La presión que el hormigón ejerce contra la barra de metal no será lo suficientemente



Figura 3.12 Una vez que el resalto de hormigón ha fraguado, se retira el encofrado de aguas arriba.



Figura 3.13 Acabado final.

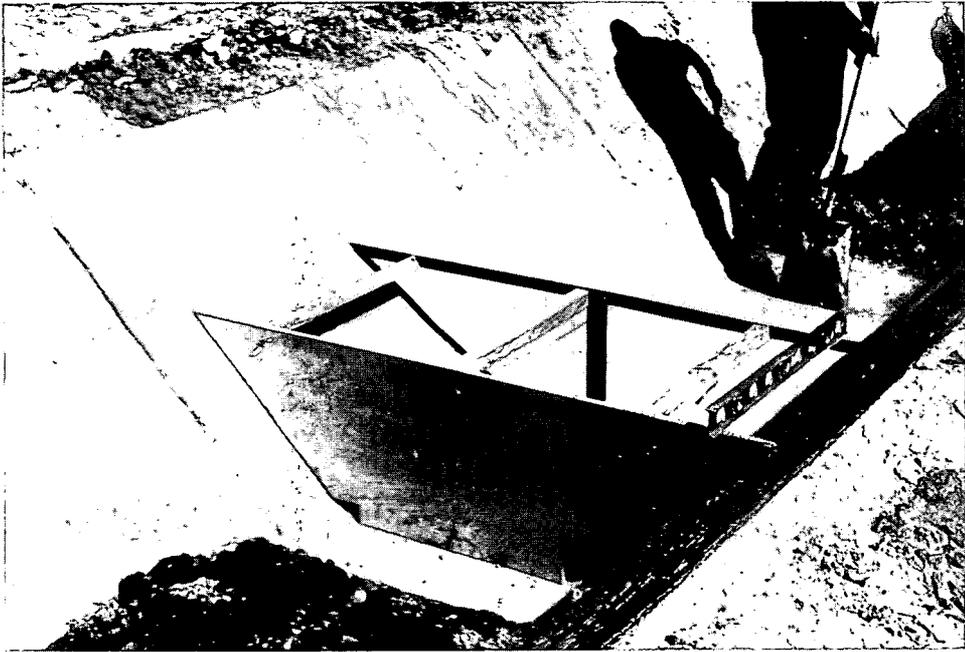


Figura 3.14 El encofrado superior se hace de perfil de hierro y se deja dentro del aforador.

grande como para mantener el encofrado de aguas abajo en las condiciones descritas anteriormente. Por tanto, en el lado exterior del molde inferior debe colocarse tierra u otro material para mantenerlo en su lugar, en contra del empuje del hormigón, aún pastoso. Desde luego, el hormigón rebasará la estructura superior metálica o fluirá por debajo de la barra sencilla y tenderá automáticamente a formar la rampa. La mayoría de las mezclas de hormigón tienen suficiente resistencia a fluir, de forma que la rampa 3:1 se hace fácilmente y la barra metálica en unión del encofrado inferior sirven de guía para la terminación de la cara superior del resalto. Esta barra metálica se deja permanentemente en el hormigón. De esta forma, tanto el resalto como la rampa se construyen al mismo tiempo, sin tener que esperar o volver de nuevo.

3.3.2 Vertederos prefabricados de hormigón

En principio, todos los vertederos de hormigón de una pieza descritos en el Apartado 3.2 pueden ser prefabricados con vigas y losas de hormigón armado. Los tamaños que pueden prefabricarse y el número particular de piezas en que debe dividirse el vertedero, depende de las facilidades locales de transporte y colocación de cada una de las partes. Por ejemplo, el vertedero B_m de la Tabla 3.2 ha sido prefabricado satisfactoriamente en dos partes, el resalto y la rampa. Cada una de las partes pesaba unos 45 Kg y pudieron ser manejadas por una o dos personas sin ninguna grúa ni equipo especial. Las dos piezas se hicieron con moldes especiales construidos con plancha de acero galvanizado. Las dimensiones y pendientes fueron calculadas cuidadosamente y dispuestas de forma que, una vez terminadas, cada parte encajara perfectamente en el canal. El trabajo que se necesita para construir estas placas sólomente se justifica para una producción a gran escala. Para ahorrar hormigón y mantener un peso manejable, las placas se modificaron de forma que mientras los bordes tenían en su base 10 cm de espesor, el centro de la coronación del resalto y la rampa tenían sólomente un espesor de 3,5 cm. Se reforzó el diseño con una malla de alambre y con una armadura de barras de hierro. Los moldes, la armadura de refuerzo y las piezas de hormigón terminadas, se muestran en la Figura 3.15 y el aforador terminado se muestra en la Figura 3.16.

En una zona regable en el Condado de La Paz, Arizona, se utilizó otro vertedero prefabricado, similar al F_m de la Tabla 3.2. En este caso fué necesario utilizar medios mecánicos para el manejo de la pieza debido a su tamaño y a su peso, ya que los resaltos tenían una anchura de 1,22 m, una longitud de 0,76 m y un espesor de unos 6 cm, con una viga de 15 cm de espesor, colocada en el sentido de la mayor dimensión, para mantener la rigidez a través del canal, una vez colocado el vertedero. Se practicó una hendidura en la parte superior de la viga de aguas arriba para recibir la rampa y contribuir a soportarla. La rampa se hizo con una losa plana de 6 cm de espesor, con los bordes moldeados, de forma que encajaran con el borde del resalto y con los cajeros del canal, pero sin ningún tipo de viga a lo largo de los bordes. La parte estrecha final de la rampa no se achaflanó para encajarla al suelo de canal, ya que, debido a la pendiente 3:1, habría resultado demasiado delgada y frágil, por lo que se terminó en ángulo recto, ya que la discontinuidad resultante apenas afecta al funcionamiento del vertedero. Se utilizó mortero de arena y cemento para rellenar las irregularidades y asegurar en su posición el resalto y la rampa.

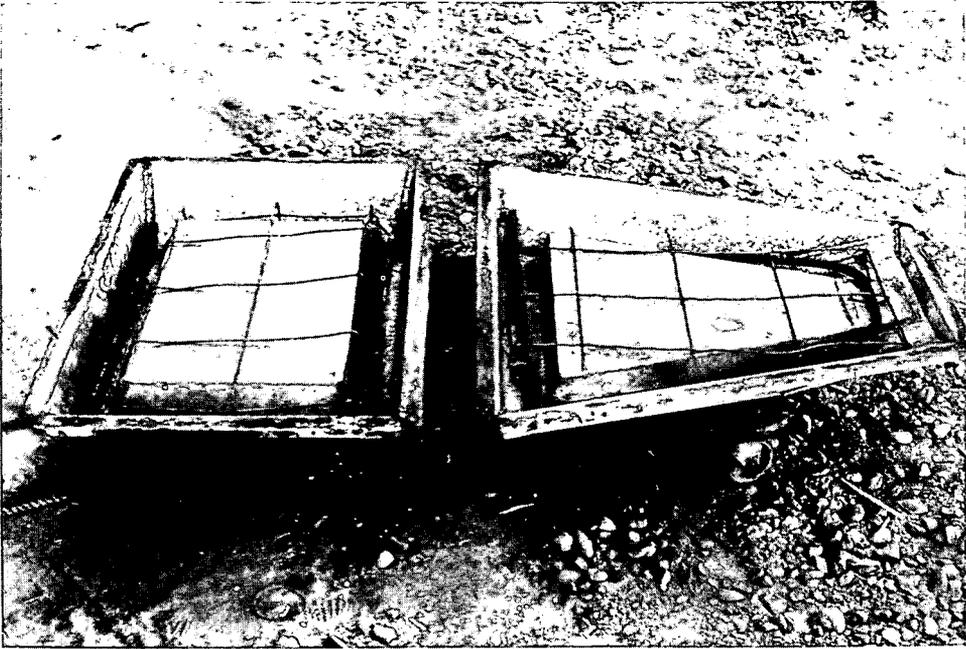


Figura 3.15 Moldes para vertederos prefabricados.

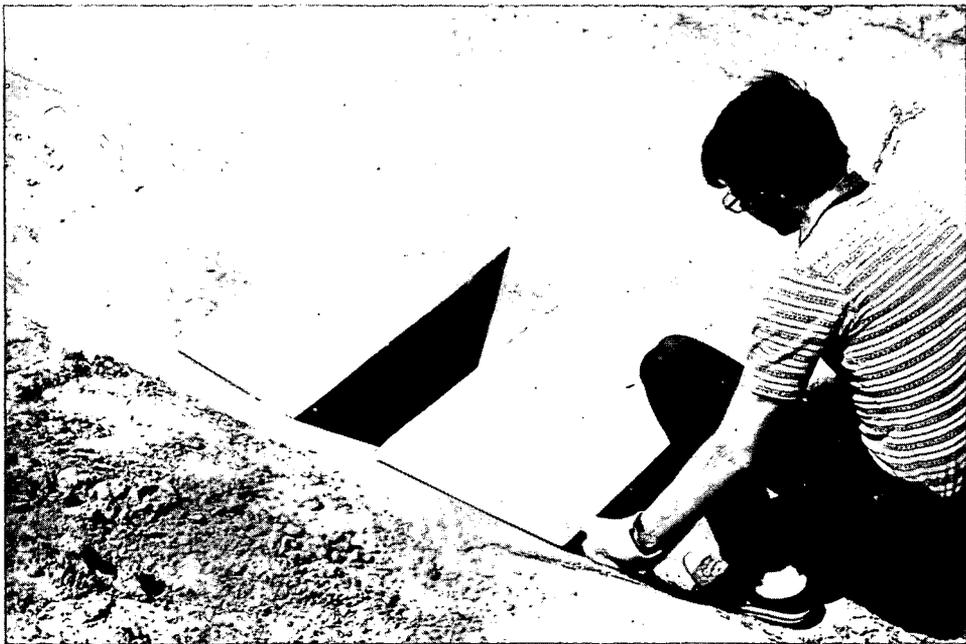


Figura 3.16 Colocación de un pequeño vertedero prefabricado en un canal revestido.



Figura 3.17 Resaltos prefabricados apilados.

En el tramo inferior de la rampa se hizo un orificio para drenaje, en vez del dren descrito en el Apartado 3.2. Para facilitar el manejo se insertaron pernos en las secciones que se retiraron una vez colocado el vertedero en el canal. Cada una de las piezas pesaba unos 145 kg y no fueron necesarias medidas especiales para asegurarlas contra la presión del agua. Aunque, en ocasiones, las piezas de un aforador se han trasladado de un canal a otro, no son realmente portátiles. En la Figura 3.17 se muestra una pila de resaltos prefabricados.

3.3.3 Vertederos metálicos de uso temporal

Algunos de los vertederos en pared gruesa, de los tamaños que van del B_m al K_m (Tabla 3.2), se han construido perfectamente de chapa galvanizada y se han instalado para aforar caudales de hasta $1,40 \text{ m}^3/\text{s}$. En la Figura 1.4 se ve una estructura similar, realizada de madera. Estos dispositivos son de uso temporal o, al menos, semipermanente porque el metal se deteriora con bastante rapidez debido a la corrosión producida por la mala calidad del agua de riego, por lo que sólo son fiables durante un tiempo limitado. En la mayoría de los casos, no se puede esperar que duren, cuando menos, el mismo tiempo que los canales de hormigón en los que se colocan.

En la Figura 3.18 se muestra su fabricación básica, que se realiza con dos perfiles estructurales, unidos a la plancha que forma el resalto. En resaltos de aforadores cuya longitud es mayor de 0,5 m (longitud L) deberá utilizarse una estructura de tres perfiles. Para los tamaños mencionados son adecuados perfiles hechos de planchas de calibre

grueso (16 galgas o chapa de acero de unos 1,6 mm de espesor). Los perfiles deberán tener unos 8 cm en cada extremo y una longitud igual a la anchura del vertedero. La parte inferior del extremo de cada viga debe formar un ángulo tal que encaje con la pendiente de las paredes del canal, z, y sirva de anclaje para fijar el resalto a los cajeros. La rampa se corta para que encaje con la anchura del resalto, y se toman precauciones para afianzarla al borde de éste. Igual que los vertederos de hormigón prefabricados, estos metálicos se acoplan in situ o se colocan soldados, bien pintados, o con cualquier otro revestimiento anticorrosivo, en función de los materiales locales, las herramientas disponibles, la especialización de la mano de obra disponible y del uso a que se destinen. El resalto que aparece en las Figuras 3.18 y 3.19 está hecho con tres angulares de hierro galvanizado, de fácil adquisición en el mercado, de 50 x 70 x 3 cm. La parte superior del resalto es de chapa de acero galvanizado, de 16 galgas (aproximadamente 1,6 mm de espesor). También las dos secciones de la rampa tienen algunos refuerzos hechos de la misma plancha galvanizada. Como el borde de la rampa descansa en las paredes del canal y está fijo a la viga del resalto se necesita poco refuerzo adicional. En la práctica, la presión del agua hace que todos los componentes del vertedero se mantengan en su lugar, por lo que las sujeciones al canal sólo se necesitan para impedir deterioros por efecto del viento cuando el canal está vacío y para evitar un corrimiento accidental, debido al personal al servicio del canal o a los animales. Para determinar la flexión previsible del vertedero durante su funcionamiento deberá hacerse un análisis sencillo de su estructura.

Estos vertederos metálicos son útiles, especialmente, cuando se necesita hacer medidas durante una estación de riego y el canal no puede mantenerse fuera de servicio por un período largo. Pueden ser instalados en pocos minutos; en cierta ocasión se instaló uno con un caudal reducido en el canal, de forma que el nivel del agua era inferior al del resalto instalado. El resalto se fijó a los cajeros del canal con anclajes

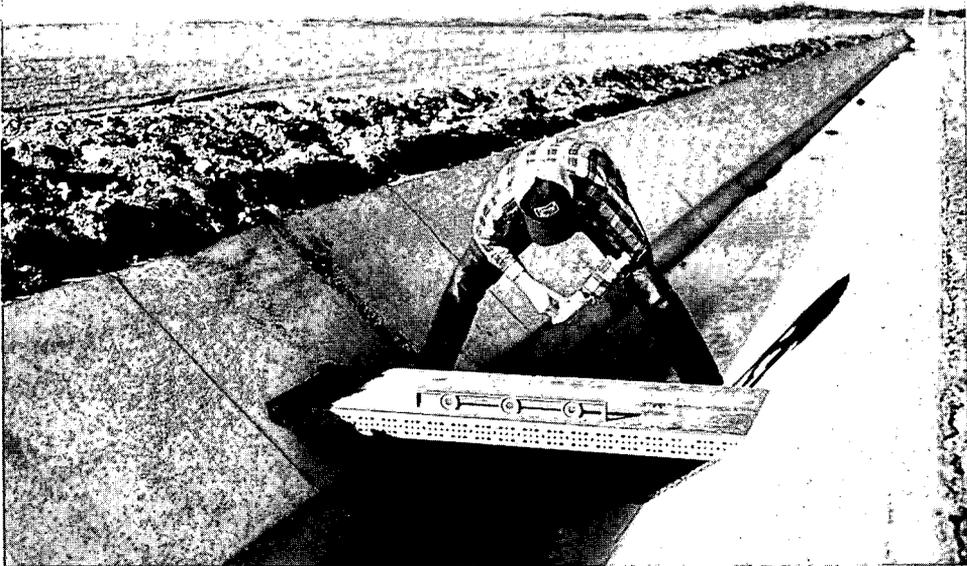


Figura 3.18 Debe nivelarse el resalto de un vertedero metálico de uso temporal. Los dobleces de los extremos del dispositivo pueden utilizarse para asegurar el resalto a los cajeros del canal (Arizona).

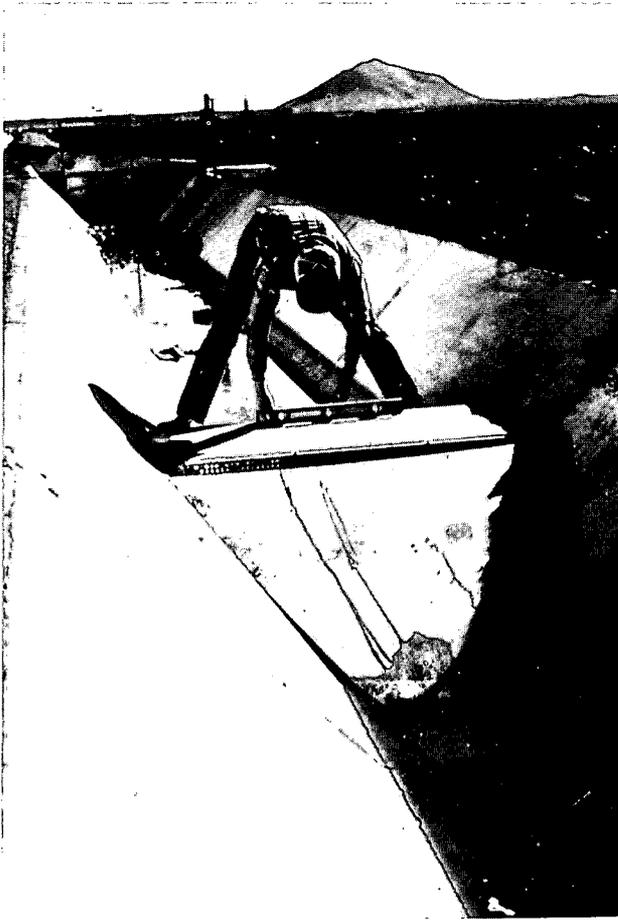


Figura 3.19 Una vez que el resalto se ha nivelado y fijado a la pared del canal, se le acopla la rampa de aguas arriba.

de plomo en sus cuatro esquinas y la rampa se afianzó por medio de tornillos de rosca de chapa, insertados en agujeros taladrados previamente. Estos tornillos de la rampa se roscaron a la solapa final de esta pieza, previamente fijada a la viga del resalto situada aguas arriba. A esta solapa se le dió un ángulo 3:1, de forma que el encuentro de la rampa y el resalto tuviera la suavidad deseada, sin solape. Cuando no se puede montar una escala limnimétrica adosada al cajero, puede determinarse la carga utilizando un limnimetro de aguja, y una vasija de remanso, conectada a una tubería sensora, situada aguas arriba, tal como se describe en los Apartados 2.9.1 y 5.3.1 (ver las Figuras 2.19 y 5.9).

3.3.4 Medidores con sección de control rectangular en canales revestidos

Cuando, en un canal revestido, el caudal es muy pequeño y la corriente profunda,

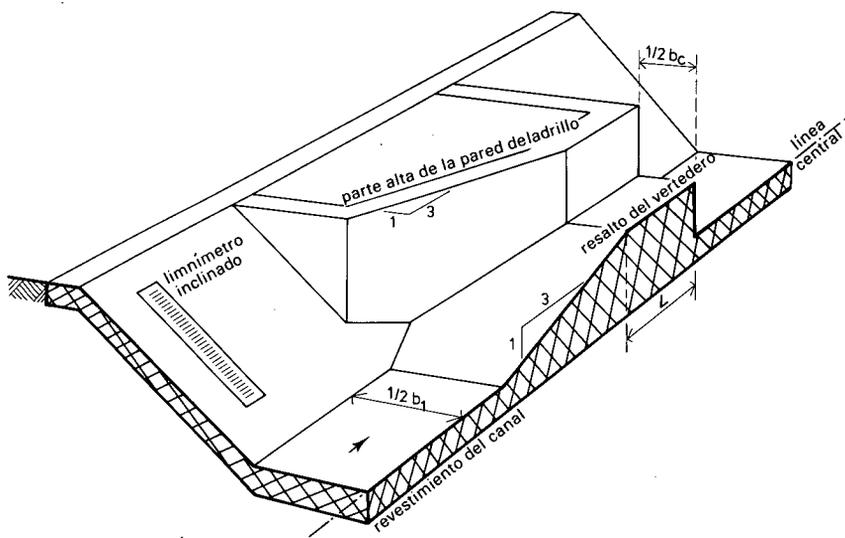


Figura 3.20 Aforador con sección de control rectangular, en un canal revestido.

no son apropiados los resaltos de solera simplemente elevada, ya que el calado de la corriente sobre el vertedero será demasiado pequeño para que la medida sea exacta. En este caso puede instalarse en el canal un aforador de garganta rectangular, según se muestra en la Figura 3.20 (ver también la Figura 4.4).

Este aforador puede construirse colocando, primero, un resalto y una rampa, según se ha descrito para los vertederos del Apartado 3.3.1, y a continuación se construyen las paredes verticales de la garganta con ladrillos u hormigón o con cualquier otro material disponible. Las paredes laterales de la transición convergente no necesitan ser exactamente verticales, sino que pueden ir inclinándose gradualmente hacia los cajeros del canal.

3.4 Dispositivos en canales grandes

La construcción de grandes vertederos en canales de riego principales o secundarios puede necesitar de una atención especial, debido, tanto a problemas hidráulicos, como de cimentación. La adición de cargas excesivamente concentradas a tramos de un canal previamente revestidos, que con toda probabilidad están sobre suelos casi saturados, puede ocasionar hundimientos y roturas del hormigón. En los canales sin revestir, también pueden originarse cargas altamente concentradas al añadir el material de relleno necesario para hacer un resalto grande, generalmente con altura superior a 1 m. En canales ya construidos y en funcionamiento, estos suelos son probablemente inestables. Una solución que parece factible consiste en extraer parte del material inestable y reemplazarlo con material grueso de buen drenaje. El resalto, con rampas en ambos extremos, se construye entonces como un relleno compactado, de la misma forma que una presa de tierra. El requisito de que el relleno sea impermeable es menos importante que el de que las diferencias en el asentamiento sean mínimas. Por tanto, es

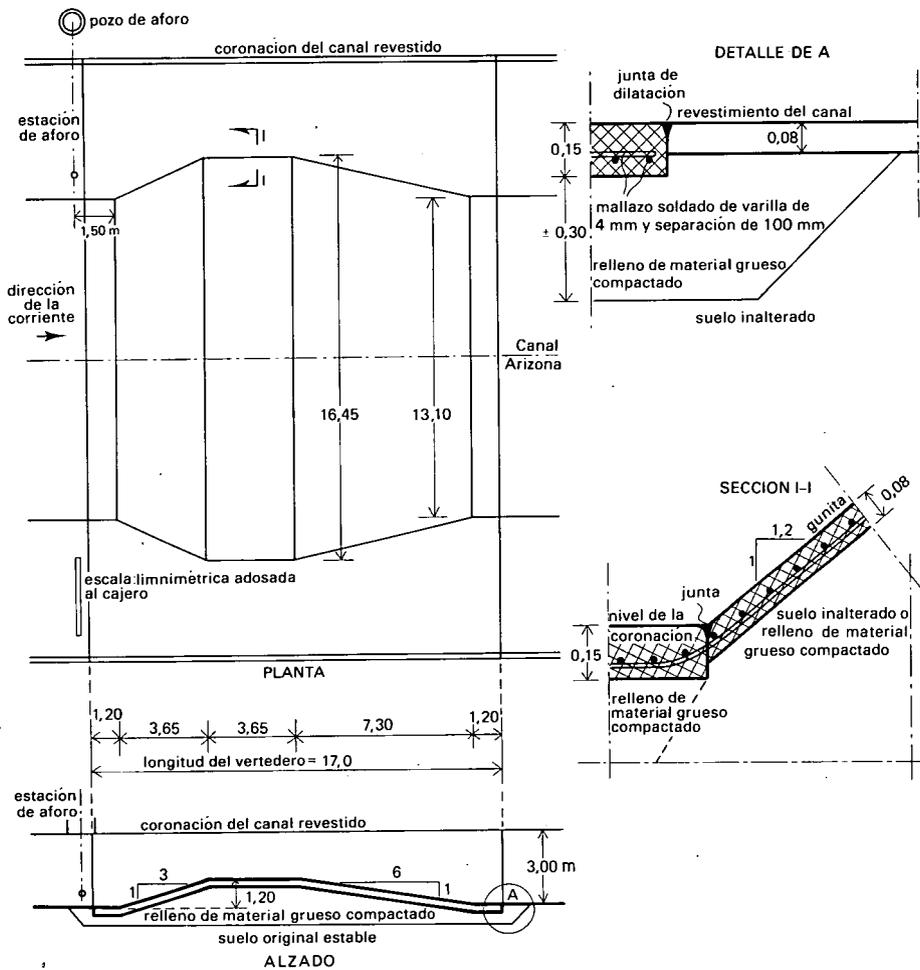


Figura 3.21 Diseño para la construcción de un vertedero grande. Todas las dimensiones son en metros.

Tabla 3.4 Características del gran vertedero instalado en el Canal Arizona, Condado Maricopa, Arizona, 1982

Caudal Q m ³ /s	Carga h ₁ m	Límite modular H ₂ /H ₁	Pérdidas de carga m
2,83	0,209	0,78	0,045
14,16	0,579	0,86	0,082
28,32	0,892	0,895	0,099
56,63	1,362	0,922 ^a	0,113 ^a

^aEn los proyectos, estos valores deberán ajustarse para que el límite modular máximo sea 0,90.



Figura 3.22 Vertedero de gran tamaño, en el Canal Arizona, durante su construcción.

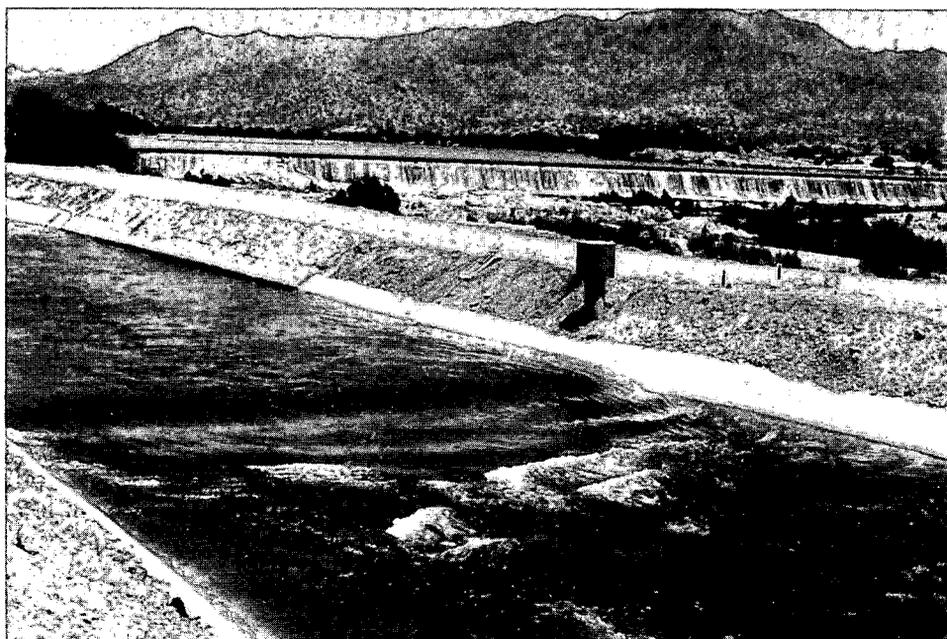


Figura 3.23 Vertedero de gran tamaño, en el Canal Arizona, con un caudal de aproximadamente $34 \text{ m}^3/\text{s}$.

aconsejable que el relleno sea de textura gruesa y fácilmente drenable. El material de relleno se compacta y remodela según el perfil aproximado del resalto final y, si hay tiempo, debe esperarse a que se asiente durante un tiempo adecuado a las condiciones del suelo locales (ver la Figura 3.21). Determinados emplazamientos pueden requerir un importante proyecto de cimentación. Posteriormente, el material del resalto compactado, se cubre con 100 a 150 mm de hormigón armado. Todas las pendientes son lo suficientemente suaves como para utilizar, en la colocación del hormigón, de una forma económica, las técnicas de losa-plana. Generalmente se refuerzan los revestimientos del canal en varios metros, aguas arriba y aguas abajo del medidor, lo que sirve para reducir el agrietamiento y, por tanto, las filtraciones a través de los materiales de relleno permeables y disminuir los riesgos de desmoronamiento del relleno a través de las grietas, que de otro modo podría ocurrir. Pueden compensarse los pequeños hundimientos, e incluso los asentamientos diferenciales, procediendo a una nueva calibración, utilizando, ya sea el modelo de ordenador descrito en el Capítulo 9, ya la metodología del Capítulo 7.

En un gran canal de la zona de Salt River cerca de Phoenix, Arizona, se construyó un vertedero de resalto como el descrito anteriormente (ver las Figuras 3.22 y 3.23). La capacidad del canal puede alcanzar los 57 m³/s, pero normalmente oscila entre los 25 y los 50 m³/s. El resalto se diseñó utilizando el programa de ordenador del Capítulo 9 y las dimensiones resultantes fueron: 16,45 m de anchura, 1,20 m de altura y 3,65 m de longitud. El talud de las paredes del canal revestido de hormigón y de la garganta es de 1,2:1, la anchura de la solera del canal es de 13,10 m y las rampas de aproximación y de salida tienen unas pendientes respectivas de 3:1 y 6:1. La Tabla 3.4 da una lista de los límites modulares calculados y las mínimas pérdidas de carga necesarias que resultan a través del vertedero.

4 Obras de medicion en canales de tierra

4.1 Introduccion

Las secciones transversales de los cursos naturales, de los canales de riego de tierra y de los canales de drenaje adoptan formas muy variadas, si bien, por lo común, suelen ser mucho más anchos y menos profundos que los canales revestidos de hormigón del Capítulo 3. El volumen de agua transportado por un canal de una dimensión dada es normalmente menor cuando es de tierra que si es de hormigón, debido a que las velocidades admisibles para el agua son menores en aquellos que en estos y a que, además, por lo general, para profundidades superiores a un metro, sus paredes tienen menos pendiente. Los taludes son, normalmente, del orden de 3:1 (horizontal/vertical)*, o incluso más tendidos, para profundidad superior a 1 metro.

Los cauces naturales y los canales de riego antiguos suelen tener una relación anchura/profundidad relativamente alta. Sin embargo, los canales modernos de tierra tienden a ser mucho más estrechos, para reducir los costos de las expropiaciones y de la excavación. La Figura 4.1 se basa en datos del U.S. Bureau of Reclamation y muestra los valores mínimos recomendados para la pendiente de las paredes, z^* , y para la relación anchura de solera/profundidad, en función del caudal máximo transportable.

Debido a la amplia variedad de formas posibles de los canales sin revestir y a la correspondiente gama de caudales que pueden ser medidos, el proyectista debe disponer de una gran diversidad de dispositivos de medida entre los que poder elegir, con el fin de lograr aforos exactos del caudal. En este Capítulo se describen una serie de formas optativas de vertederos en pared gruesa y de aforadores de garganta larga.

Los vertederos tienen una sección de control rectangular y su anchura es variable (Figura 4.2), mientras que los aforadores son de sección de control triangular, lo que los hace especialmente adecuados para su empleo en cauces naturales y en canales de drenaje. También pueden utilizarse en canales de tierra los vertederos trapezoidales del Capítulo 3. Para otras formas más complejas de la sección de control no resulta práctico dar aquí tablas de caudales, ya que pueden calcularse por los métodos que se exponen en los Capítulos 7 o 9.

4.2 Dimensiones de la obra de aforo

Los vertederos y aforadores para canales de tierra (no revestidos) precisan que la obra conste de las siguientes partes fundamentales: entrada al canal de aproximación, canal de aproximación, tramo convergente, garganta, tramo divergente, cuenco de amortiguación y protección de escollera. Tal como se ilustra en la Figura 4.3, las obras de aforo en los canales de tierra son más largas y, en consecuencia, más costosas que

* Nota del T. Téngase presente que en esta obra, siguiendo la notación inglesa, las pendientes se expresan por la relación horizontal: vertical, mientras que en España y en otros países europeos se hace por el cociente de dimensión vertical:horizontal.

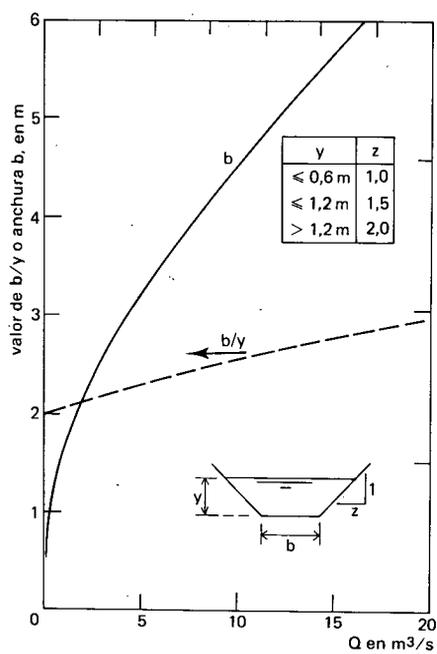


Figura 4.1 Valores mínimos recomendados para dimensionar canales de tierra.



Figura 4.2 Obra de medición con sección de control rectangular en un canal de tierra (India).

las de los canales revestidos de hormigón ya que, en estos últimos, tanto el tramo de aproximación, como las paredes de la sección de control, están formados por el propio canal y, además, no necesitan escollera de protección.

La finalidad del tramo de aproximación de la Figura 4.3 es la de proporcionar una superficie transversal de la sección de control y una velocidad de acercamiento del agua conocidas. En la tabla de valores que se da en este capítulo para vertederos rectangulares, se supone que la sección del tramo de aproximación es también rectangular y de la misma anchura que la garganta. La aplicación de esta tabla a una obra en la que la carga de aguas arriba referida al resalto no se haya medido en un canal de aproximación rectangular, sino en el canal de tierra trapezoidal y más ancho, produce un error de Q , debido a la gran variación de la velocidad de aproximación y , por lo tanto, de $v_1^2/2g$, y de su correspondiente coeficiente de aproximación, C_v . En consecuencia, los valores de Q para un vertedero que carezca de canal de aproximación rectangular, como el de la Figura 4.3, deben corregirse por el método expuesto en el Apartado 7.4.7.

Las obras completas, como la que muestra la Figura 4.3, pueden acortarse suprimiendo la transición divergente o el canal rectangular de cola. La primera puede suprimirse si la pérdida de carga disponible sobre la obra es superior a $0,4H_1$, de modo que no se necesite recuperar velocidad. El canal rectangular de cola se puede eliminar cuando el número de Froude a pleno caudal, a la entrada de este canal, sea menor de 1,7 (ver la Figura 8.1).

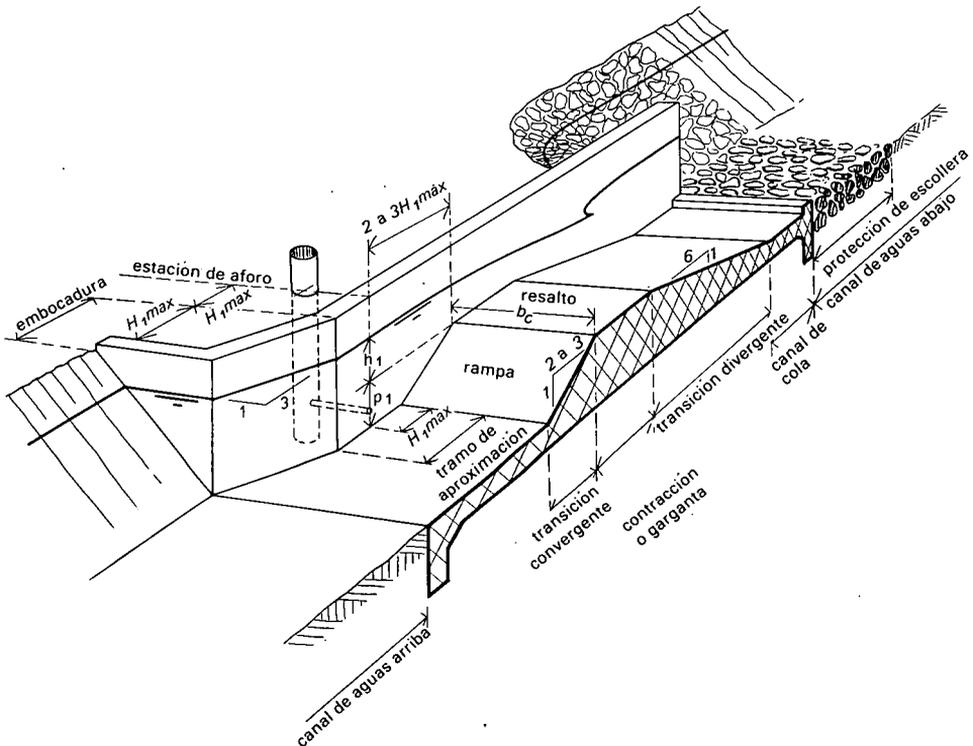


Figura 4.3 Obra para la medición del caudal en un canal de tierra con sección de control rectangular.

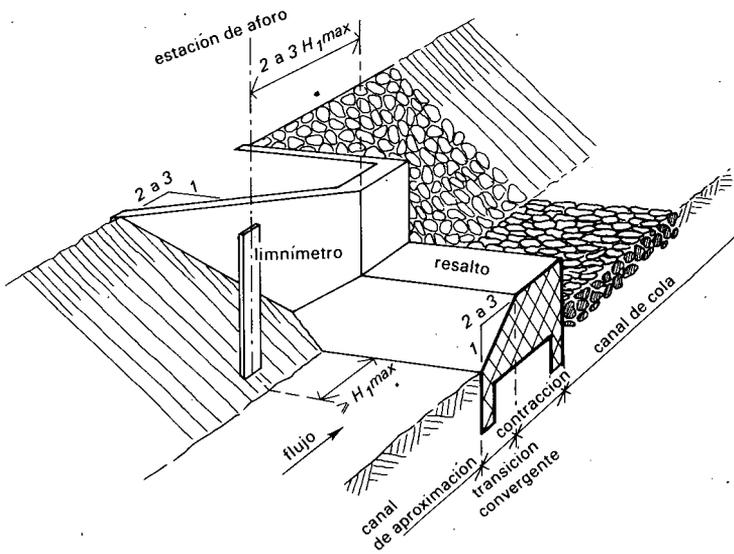


Figura 4.4 Aforador truncado para un canal de tierra.



Figura 4.5 Construcción de una obra de medición rectangular, en un canal de tierra, con piedras y mortero (India).

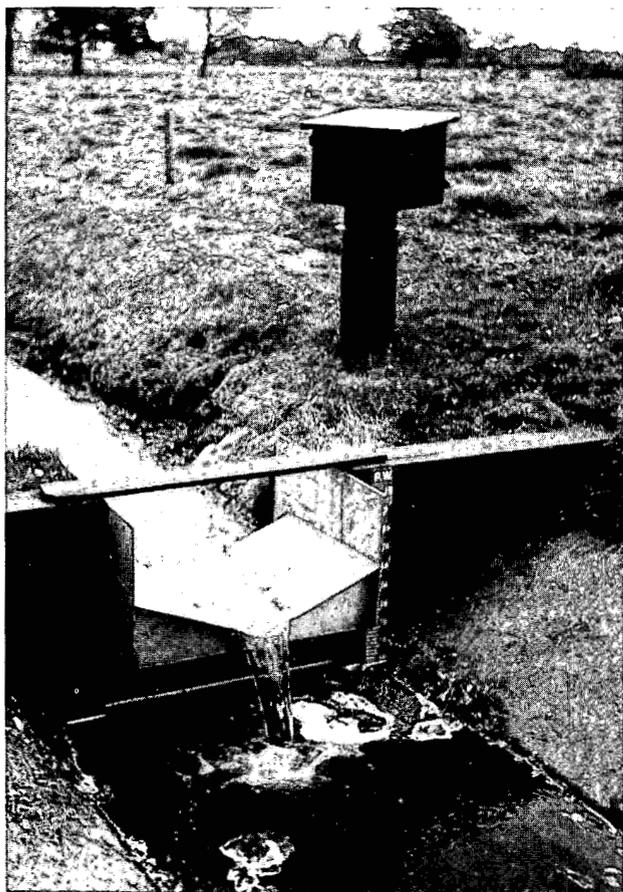


Figura 4.6 Vertedero metálico en pared gruesa, sobre armadura de tablas (Países Bajos).

Si la transición convergente une directamente el canal de tierra con la garganta y no son necesarios ni la transición divergente ni el cuenco amortiguador, se puede utilizar una obra como la que ilustra la Figura 4.4. Este tipo de obras de aforo se emplea más frecuentemente en los canales de riego o de drenaje.

Al construir los vertederos o los aforadores de las Figuras 4.3 y 4.4, el proyectista deberá elegir materiales de construcción fáciles de obtener localmente. Por ejemplo, las alas y los cajeros pueden ser de fábrica de ladrillo, y el resalto, de mortero (ver la Figura 4.5); toda la obra puede realizarse de hormigón armado o se puede colocar un armazón de madera a través del canal, sobre el que se sujeta, atornillada, la sección de control de aluminio (Figura 4.6). Este último método de construcción es muy adecuado para suelos de poca resistencia a la presión.

4.3 Obras con sección de control rectangular

Los vertederos rectangulares en pared gruesa, con transición de convergencia progresiva, descargan volúmenes casi iguales de agua para las mismas anchuras. Las mayores diferencias se producen como consecuencia de los rozamientos con las paredes. De este modo, el caudal que pasa por el vertedero es prácticamente bidimensional, de manera que puedan calcularse tablas de valores que, para cada valor de h_1 , den el gasto, q , en metros cúbicos por segundo, por metro de anchura del resalto. Esto permite una variedad, casi ilimitada, de tamaños para los vertederos de cresta ancha, ya que se puede confeccionar una tabla exacta de valores para cada anchura, b_c , multiplicando la tabla de caudales por dicho valor, b_c . De aquí, resulta que:

$$Q = b_c q \quad (4.1)$$

La Tabla 4.1, da una serie de valores de caudales para vertederos rectangulares, y en ella, las anchuras de vertedero han sido agrupadas de manera que el error debido al rozamiento de las paredes se mantenga inferior al 1%. Para facilitar el diseño, los valores de la tabla corresponden a varias alturas de resalto, y los caudales que aparecen en ella se han limitado para mantener el número de Froude, en el canal de aproximación, por debajo de 0,45. La interpolación entre dos alturas de resalto proporciona unos resultados aceptables. Si la sección de aproximación es mayor que la utilizada para confeccionar esta tabla, ya sea debido a que el resalto es más alto o a que el canal de aproximación es más ancho, los cálculos deberán ajustarse para C_v , por el método del Apartado 7.4.7. Para simplificar este proceso, en la columna de la derecha de cada grupo de valores, se da el caudal que pasa por el vertedero para un valor de $C_v = 1,0$. Esta columna de caudales está encabezada por $p_1 = \infty$, ya que, para $C_v = 1,0$, la velocidad de aproximación es nula, como ocurriría en el caso de que el vertedero fuese el desagüe de un estanque profundo o de un embalse. En estas circunstancias el vertedero evacua el caudal mínimo para una determinada carga aguas arriba. Obsérvese que, para alturas de carga muy pequeñas, los caudales de los vertederos con canales de aproximación rectangulares se acercan $p_1 = \infty$, debido a las bajas velocidades de aproximación del agua.

Los valores que se dan en la Tabla 4.1 corresponden a las longitudes de garganta, L , dadas en el encabezamiento de cada grupo de columnas. Cuando el caudal máximo previsto para una obra es muy inferior al caudal máximo que aparece en la tabla, la longitud de la contracción antes mencionada, puede ser más larga de lo necesario. Un valor razonablemente intermedio, que sirva, a un mismo tiempo, para dotar al medidor de una garganta lo bastante larga como para evitar los efectos de curvatura de las líneas de corriente, así como para reducir al mínimo las dimensiones de la obra, puede ser el de $L = 1,5 H_{1max}$. La longitud de la garganta puede reducirse a este valor, siempre y cuando no resulte más corta que, aproximadamente, dos tercios del valor que figura para L en la cabecera de la tabla. Tal reducción de longitud hace aumentar el caudal del vertedero en menos del 1%. La longitud de la transición convergente, L_b , debe estar entre 2 y 3 veces p_1 . La distancia entre la regleta limnométrica y el comienzo de la garganta, $(L_a + L_b)$, deberá ser entre 2 y 3 veces H_{1max} , y la distancia entre dicho limnómetro y el principio de la transición convergente, L_a , deberá ser mayor que H_{1max} (ver la Figura 4.3).

Tal como se discute en los Apartados 1.2.2, 3.2.1, 7.5 y 9.7, para que en la garganta

se produzca un régimen crítico, debe existir una cierta pérdida de carga de energía, a través del aforador. Esto es necesario para que en él se mantenga una relación carga-caudal única, que no venga afectada por el nivel del agua de cola. Cuando así ocurre se dice que existe régimen modular. El valor de la pérdida de carga, necesario para mantener el régimen modular, depende de varios factores, entre los que están la velocidad del agua en el canal de cola y la relación de expansión, aguas abajo. Para los vertederos rectangulares que se describen en este capítulo, se considerarán tres casos de condiciones para el tramo de aguas abajo. Las dos primeras corresponden a canales de cola rectangulares, de igual anchura que la garganta, tal como se muestra en la Figura 4.3. De estos dos casos, el primero se refiere a expansiones bruscas o rápidas, es decir, cuando no existe transición divergente. Los valores de pérdida de carga para esta situación se dan al pie de las columnas de la Tabla 4.1. El segundo caso corresponde a cuando existe una transición divergente, con una relación de expansión de 6:1 (horizontal/vertical). Para este caso deberá utilizarse la mitad de los valores de pérdida de carga que se dan para la expansión rápida. En ambos casos la longitud de la obra deberá ser, aproximadamente, la misma, es decir, cuando se suprime el tramo de transición divergente, deberá prolongarse en la misma longitud el canal de cola. Para reducir el peligro de alcanzar regímenes no modulares, se recomienda utilizar valores de pérdida de carga superiores a $0,1H_1$. Para ello, deberán, o bien tomarse los valores mayores de pérdida de carga que figuran al pie de la tabla, o bien $0,1H_1$, utilizando el más alto de todos ellos.

El tercer caso de interés se refiere a un aforador sin transición divergente, pero con un canal de cola más ancho que su garganta, tal como se muestra en la Figura 4.4. Debido al gran número de tamaños posibles de los canales de cola, no se dan valores previamente calculados. El caso más desfavorable se presenta cuando existe expansión rápida, dentro de un depósito o de un embalse, con velocidad nula (o sea, $p_2 = \infty$). Según la Tabla 7.5, la pérdida de carga que se produce, para esta situación es de $0,4H_1$. Este representa una necesidad (estimada) de pérdida de carga mucho mayor que para un canal de cola rectangular, tal como aparece en la Figura 4.3, si bien, con frecuencia, no se dispone de esta cantidad de pérdida de carga. Otra alternativa es la de calcular la pérdida de carga para el canal de cola real, utilizando la teoría de los Apartados 7.5 y 9.7, tal como se demuestra en el ejemplo del Apartado 4.3.3.

4.3.1 Criterios de diseño

Debido a la múltiple variedad de formas que pueden encontrarse en los canales de tierra y al amplio margen de caudales que han de medirse, resulta bastante complicado determinar los valores de h_{1max} , p_1 y b_c , de la obra de aforo, que están relacionados entre sí. Aun cuando esta situación complica, en cierto modo, el cálculo del proyecto, le da más flexibilidad al diseñador y aumenta el campo de aplicación de los aforadores. El proyectista debe tener en consideración los siguientes criterios:

1. Los caudales a medir, correspondientes al vertedero elegido, deben estar dentro de los límites que les marca la tabla de valores.
2. No debe superarse el error de medida tolerable. Este error admisible puede ser diferente para los diferentes caudales.

Tabla 4.1 Caudales por metro de anchura, para vertederos rectangulares, en unidades métricas^a

0,10 < b _c < 0,20 m L = 0,2 m			0,20 < b _c < 0,30 m L = 0,4 m			0,30 < b _c < 0,50 m L = 0,5 m			
h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)		h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)		h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)		
	P ₁ 0,05 m	P ₁ ∞		P ₁ 0,1 m	P ₁ ∞		P ₁ 0,1 m	P ₁ 0,2 m	P ₁ ∞
			0,025	0,0064	0,0063				
			0,030	0,0085	0,0084				
0,014	0,0026	0,0026	0,035	0,0108	0,0107	0,035	0,0108	0,0106	0,0106
0,016	0,0032	0,0032	0,040	0,0133	0,0131	0,040	0,0133	0,0131	0,0130
0,018	0,0039	0,0038	0,045	0,0160	0,0157	0,045	0,0160	0,0157	0,0156
0,020	0,0046	0,0045	0,050	0,0189	0,0184	0,050	0,0188	0,0185	0,0183
0,022	0,0054	0,0053	0,055	0,0220	0,0213	0,055	0,0219	0,0214	0,0212
0,024	0,0062	0,0060	0,060	0,0252	0,0244	0,060	0,0251	0,0245	0,0242
0,026	0,0070	0,0068	0,065	0,0285	0,0275	0,065	0,0285	0,0278	0,0274
0,028	0,0079	0,0076	0,070	0,0321	0,0308	0,070	0,0320	0,0312	0,0307
0,030	0,0088	0,0085	0,075	0,0357	0,0342	0,075	0,0357	0,0347	0,0341
0,032	0,0097	0,0094	0,080	0,0396	0,0377	0,080	0,0395	0,0383	0,0376
0,034	0,0107	0,0103	0,085	0,0435	0,0414	0,085	0,0435	0,0421	0,0412
0,036	0,0117	0,0112	0,090	0,0476	0,0451	0,090	0,0476	0,0460	0,0450
0,038	0,0128	0,0122	0,095	0,0519	0,0490	0,095	0,0519	0,0500	0,0488
0,040	0,0138	0,0132	0,100	0,0563	0,0529	0,100	0,0561	0,0540	0,0528
0,042	0,0150	0,0142	0,105	0,0608	0,0570	0,105	0,0606	0,0583	0,0567
0,044	0,0161	0,0153	0,110	0,0655	0,0611	0,110	0,0652	0,0626	0,0608
0,046	0,0173	0,0164	0,115	0,0702	0,0654	0,115	0,0700	0,0671	0,0651
0,048	0,0185	0,0175	0,120	0,0752	0,0697	0,120	0,0748	0,0717	0,0694
0,050	0,0197	0,0186	0,125	0,0802	0,0741	0,125	0,0798	0,0764	0,0738
0,052	0,0210	0,0197	0,130	0,0854	0,0787	0,130	0,0850	0,0812	0,0783
0,054	0,0223	0,0209	0,135	0,0907	0,0833	0,135	0,0902	0,0861	0,0828
0,056	0,0236	0,0221	0,140	0,0961	0,0880	0,140	0,0956	0,0911	0,0875
0,058	0,0250	0,0233	0,145	0,1017	0,0928	0,145	0,1011	0,0962	0,0923
0,060	0,0264	0,0245	0,150	0,1074	0,0977	0,150	0,1067	0,1014	0,0971
0,062	0,0278	0,0257	0,155	0,1132	0,1026	0,155	0,1125	0,1068	0,1020
0,064	0,0293	0,0270	0,160	0,1191	0,1077	0,160	0,1183	0,1122	0,1070
0,066	0,0307	0,0283	0,165	0,1251	0,1128	0,165	0,1243	0,1177	0,1121
0,068	0,0322	0,0296	0,170	0,1312	0,1180	0,170	0,1304	0,1234	0,1173
0,070	0,0338	0,0309	0,175	0,1375	0,1233	0,175	0,1366	0,1291	0,1225
0,072	0,0353	0,0323	0,180	0,1439	0,1286	0,180	0,1429	0,1349	0,1278
0,074	0,0369	0,0337	0,185	0,1504	0,1340	0,185	0,1493	0,1409	0,1332
0,076	0,0385	0,0350	0,190	0,1567	0,1396	0,190	0,1559	0,1469	0,1387
0,078	0,0402	0,0365	0,195	0,1633	0,1451	0,195	0,1625	0,1530	0,1442
0,080	0,0419	0,0379	0,200	0,1701	0,1508	0,200	0,1693	0,1593	0,1498
0,082	0,0436	0,0393	0,205	0,1770	0,1565	0,205	0,1762	0,1656	0,1555
0,084	0,0453	0,0408	0,210	0,1840	0,1623	0,210	0,1831	0,1720	0,1610
0,086	0,0470	0,0423	0,215	0,1911	0,1681	0,215	0,1902	0,1786	0,1671
0,088	0,0488	0,0438	0,220	0,1983	0,1741	0,220	0,1974	0,1852	0,1730
0,090	0,0506	0,0453	0,225	0,2056	0,1801	0,225	0,2047	0,1919	0,1789
0,092	0,0524	0,0468	0,230	0,2130	0,1861	0,230	0,2121	0,1987	0,1849
0,094	0,0543	0,0484	0,235	0,2205	0,1923	0,235	0,2196	0,2056	0,1910
0,096	0,0562	0,0499				0,240	0,2272	0,2125	0,1972
0,098	0,0581	0,0515				0,245	0,2349	0,2196	0,2034
0,100	0,0600	0,0531				0,250	0,2427	0,2268	0,2097
0,105 ^b	0,0649	0,0571				0,260 ^b	0,2587	0,2414	0,2225
0,110	0,0700	0,0613				0,270	0,2750	0,2563	0,2355
0,115	0,0753	0,0656				0,280	0,2917	0,2716	0,2488
0,120	0,0806	0,0699				0,290	0,3088	0,2872	0,2623
0,125	0,0861	0,0744				0,300	0,3262	0,3032	0,2760
0,130	0,0918	0,0789				0,310	0,3441	0,3195	0,2900
						0,320	0,3623	0,3361	0,3042
						0,330	0,3808	0,3531	0,3186

ΔH = 0,012 m
o
0,1H₁

ΔH = 0,025 m
o
0,1H₁

ΔH = 0,027 m 0,044 m
o
0,1H₁

a L_b = 2 a 3 veces P₁; L_a > H_{1max};
L_a + L_b > 2 a 3 veces H_{1max}.

b Cambio en el incremento de la altura de carga.

(continuación)

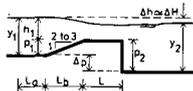


Tabla 4.1 (Continuación)

0,50 < b_c < 1,0 m
L = 0,75 m

h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)			
	P ₁ = 0,1 m	P ₁ = 0,2 m	P ₁ = 0,3 m	P ₁ = 0,4 m
0,050	0,0186	0,0183	0,0182	0,0181
0,055	0,0216	0,0212	0,0210	0,0209
0,060	0,0248	0,0242	0,0240	0,0239
0,065	0,0281	0,0274	0,0272	0,0270
0,070	0,0316	0,0308	0,0305	0,0303
0,075	0,0352	0,0342	0,0339	0,0336
0,080	0,0390	0,0378	0,0374	0,0371
0,085	0,0429	0,0416	0,0411	0,0407
0,090	0,0470	0,0454	0,0449	0,0444
0,095	0,0512	0,0494	0,0488	0,0482
0,100	0,0555	0,0535	0,0528	0,0521
0,105	0,0600	0,0577	0,0570	0,0561
0,110	0,0646	0,0621	0,0612	0,0602
0,115	0,0693	0,0665	0,0656	0,0644
0,120	0,0742	0,0711	0,0700	0,0688
0,125	0,0792	0,0758	0,0746	0,0732
0,130	0,0843	0,0806	0,0793	0,0776
0,135	0,0896	0,0855	0,0840	0,0822
0,140	0,0949	0,0905	0,0889	0,0869
0,145	0,1004	0,0956	0,0939	0,0916
0,150	0,1061	0,1009	0,0989	0,0965
0,155	0,1118	0,1062	0,1041	0,1014
0,160	0,1176	0,1116	0,1094	0,1064
0,165	0,1236	0,1172	0,1147	0,1115
0,170	0,1297	0,1228	0,1202	0,1166
0,175	0,1359	0,1285	0,1257	0,1219
0,180	0,1422	0,1344	0,1314	0,1272
0,185	0,1486	0,1403	0,1371	0,1325
0,190	0,1552	0,1464	0,1430	0,1380
0,195	0,1618	0,1525	0,1489	0,1435
0,200	0,1686	0,1587	0,1549	0,1492
0,210 ^b	0,1824	0,1715	0,1671	0,1606
0,220	0,1967	0,1846	0,1798	0,1723
0,230	0,2113	0,1981	0,1927	0,1843
0,240	0,2264	0,2119	0,2060	0,1965
0,250	0,2419	0,2262	0,2197	0,2090
0,260	0,2578	0,2407	0,2336	0,2217
0,270	0,2741	0,2557	0,2479	0,2348
0,280	0,2908	0,2709	0,2625	0,2480
0,290	0,3078	0,2866	0,2775	0,2610
0,300	0,3253	0,3025	0,2927	0,2752
0,310	0,3431	0,3188	0,3083	0,2892
0,320	0,3613	0,3355	0,3242	0,3034
0,330	0,3799	0,3524	0,3404	0,3178
0,340	0,3988	0,3697	0,3568	0,3325
0,350	0,4181	0,3873	0,3736	0,3473
0,360	0,4378	0,4053	0,3907	0,3624
0,370		0,4235	0,4081	0,3777
0,380		0,4421	0,4258	0,3932
0,390		0,4610	0,4438	0,4089
0,400		0,4802	0,4620	0,4248
0,410		0,4998	0,4806	0,4409
0,420		0,5196	0,4994	0,4573
0,430		0,5397	0,5185	0,4738
0,440		0,5601	0,5379	0,4905
0,450		0,5809	0,5576	0,5074
0,460		0,6019	0,5776	0,5245
0,470		0,6232	0,5978	0,5418
0,480		0,6448	0,6183	0,5593
0,490		0,6667	0,6391	0,5769
0,500		0,6888	0,6601	0,5948

ΔH = 0,028 m 0,048 m 0,063 m
 o
 o
 o, 1H₁ 0, 1H₁

1,0 < b_c < 2,0 m
L = 1,0 m

h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)			
	P ₁ = 0,2 m	P ₁ = 0,3 m	P ₁ = 0,4 m	P ₁ = 0,5 m
0,070	0,0304	0,0301	0,0300	0,0298
0,080	0,0374	0,0370	0,0369	0,0368
0,090	0,0450	0,0445	0,0442	0,0439
0,100	0,0531	0,0524	0,0521	0,0516
0,110	0,0616	0,0608	0,0604	0,0597
0,120	0,0706	0,0696	0,0691	0,0683
0,130	0,0801	0,0788	0,0782	0,0771
0,140	0,0900	0,0885	0,0877	0,0864
0,150	0,1004	0,0985	0,0976	0,0960
0,160	0,1112	0,1090	0,1079	0,1050
0,170	0,1224	0,1198	0,1185	0,1161
0,180	0,1339	0,1319	0,1295	0,1267
0,190	0,1459	0,1426	0,1408	0,1370
0,200	0,1583	0,1545	0,1525	0,1487
0,210	0,1711	0,1668	0,1646	0,1601
0,220	0,1842	0,1794	0,1769	0,1718
0,230	0,1977	0,1924	0,1896	0,1838
0,240	0,2116	0,2058	0,2027	0,1961
0,250	0,2259	0,2194	0,2160	0,2086
0,260	0,2405	0,2334	0,2297	0,2214
0,270	0,2555	0,2477	0,2436	0,2344
0,280	0,2708	0,2624	0,2579	0,2477
0,290	0,2864	0,2774	0,2725	0,2612
0,300	0,3024	0,2927	0,2873	0,2749
0,310	0,3188	0,3083	0,3025	0,2889
0,320	0,3355	0,3242	0,3180	0,3032
0,330	0,3525	0,3404	0,3337	0,3176
0,340	0,3698	0,3569	0,3498	0,3323
0,350	0,3875	0,3738	0,3661	0,3472
0,360	0,4055	0,3909	0,3828	0,3623
0,370	0,4238	0,4083	0,3997	0,3776
0,380	0,4424	0,4261	0,4168	0,3931
0,390	0,4614	0,4441	0,4343	0,4088
0,400	0,4806	0,4624	0,4520	0,4248
0,410	0,5002	0,4810	0,4701	0,4409
0,420	0,5200	0,4999	0,4883	0,4573
0,430	0,5401	0,5190	0,5069	0,4738
0,440	0,5607	0,5385	0,5257	0,4905
0,450	0,5815	0,5582	0,5447	0,5075
0,460	0,6025	0,5782	0,5641	0,5246
0,470	0,6238	0,5984	0,5837	0,5419
0,480	0,6455	0,6189	0,6035	0,5594
0,490	0,6674	0,6398	0,6236	0,5771
0,500	0,6896	0,6608	0,6440	0,5950
0,510	0,7122	0,6822	0,6646	0,6130
0,520	0,7350	0,7038	0,6855	0,6312
0,530	0,7580	0,7257	0,7065	0,6496
0,540	0,7814	0,7478	0,7279	0,6682
0,550	0,8050	0,7702	0,7495	0,6869
0,560	0,8290	0,7929	0,7715	0,7059
0,570	0,8532	0,8158	0,7936	0,7249
0,580	0,8776	0,8390	0,8159	0,7442
0,590	0,9024	0,8624	0,8385	0,7636
0,600	0,9274	0,8861	0,8613	0,7832
0,610	0,9527	0,9102	0,8844	0,8029
0,620	0,9782	0,9343	0,9077	0,8228
0,630	1,004	0,9588	0,9312	0,8429
0,640	1,030	0,9835	0,9550	0,8632
0,650	1,056	1,008	0,9790	0,8836
0,660	1,083	1,034	1,003	0,9041
0,670	1,110	1,059	1,028	0,9249

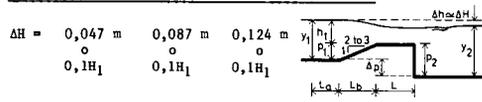
ΔH = 0,046 m 0,066 m 0,086 m
 o
 o
 o, 1H₁ 0, 1H₁

(continuación)

Tabla 4.1 (Continuación)

$b_c > 2,0 \text{ m}$
 $L = 1,0 \text{ m}$

h_1 (m)	q (m^3/s por metro de anchura)			
	$P_{1,0,2} =$	$P_{1,0,4} =$	$P_{1,0,6} =$	$P_{1,\infty} =$
	0,2 m	0,4 m	0,6 m	∞
0,100	0,0521	0,0511	0,0508	0,0506
0,120	0,0695	0,0680	0,0675	0,0671
0,140	0,0889	0,0866	0,0858	0,0852
0,160	0,1099	0,1067	0,1056	0,1046
0,180	0,1326	0,1283	0,1268	0,1253
0,200	0,1569	0,1513	0,1493	0,1473
0,220	0,1827	0,1756	0,1732	0,1704
0,240	0,2101	0,2013	0,1982	0,1946
0,260	0,2389	0,2283	0,2245	0,2199
0,280	0,2691	0,2565	0,2519	0,2461
0,300	0,3008	0,2859	0,2805	0,2733
0,320	0,3337	0,3165	0,3101	0,3015
0,340	0,3681	0,3483	0,3409	0,3306
0,360	0,4037	0,3812	0,3727	0,3606
0,380	0,4406	0,4153	0,4056	0,3914
0,400	0,4788	0,4505	0,4395	0,4231
0,420	0,5182	0,4868	0,4744	0,4556
0,440	0,5588	0,5241	0,5103	0,4889
0,460	0,6007	0,5626	0,5472	0,5229
0,480	0,6437	0,6020	0,5851	0,5577
0,500	0,6878	0,6425	0,6239	0,5932
0,520	0,7331	0,6840	0,6636	0,6295
0,540	0,7796	0,7265	0,7042	0,6664
0,560	0,8271	0,7699	0,7458	0,7041
0,580	0,8758	0,8144	0,7884	0,7425
0,600	0,9257	0,8600	0,8319	0,7815
0,620	0,9765	0,9063	0,8762	0,8212
0,640	1,028	0,9537	0,9214	0,8615
0,660	1,081	1,002	0,9674	0,9025
0,680	1,135	1,051	1,014	0,9441
0,700	1,191	1,101	1,062	0,9864
0,720		1,153	1,111	1,029
0,740		1,205	1,160	1,073
0,760		1,257	1,210	1,117
0,780		1,311	1,262	1,161
0,800		1,366	1,314	1,207
0,820		1,422	1,367	1,252
0,840		1,478	1,420	1,299
0,860		1,535	1,474	1,346
0,880		1,593	1,530	1,393
0,900		1,652	1,586	1,441
0,920		1,712	1,642	1,490
0,940		1,773	1,700	1,539
0,960		1,834	1,758	1,588
0,980		1,897	1,817	1,638
1,000		1,960	1,877	1,689



3. El resalto del vertedero debe proyectarse de manera que proporcione un flujo en régimen modular y, además, cause unas repercusiones mínimas en el sistema de canales.

Si se siguen estas instrucciones, el proyectista logrará diseñar un medidor razonablemente satisfactorio y que funcionará de acuerdo con las previsiones.

Errores tolerables

El factor que más influye sobre la dimensión relativa de la sección de control es el error admisible en la medida de Q_{\min} , que, en tanto por ciento, tiene como valor X_Q . El lector debe comprobar, por ejemplo, que cuando se pide un pequeño error para Q_{\min} , de un $\pm 5\%$, para una carga pequeña, h_1 (por ejemplo, $h_{1\min} = 0,05$ m), se necesita una gran exactitud en la medida de h_1 . De acuerdo con el Apartado 1.2.8, para este ejemplo, puede escribirse:

$$X_{h_1} = \sqrt{\frac{X_Q^2 - X_c^2}{u^2}} \quad (4.2)$$

en donde,

X_c = error de las tablas de valores, que es de $\pm 2\%$

$u = 1,5$ para secciones de control rectangulares.

Sustituyendo todos estos valores se obtiene $X_{h_1} = 3,05\%$. De donde el error de lectura tolerable para h_1 puede ser:

$$\Delta h_1 = X_{h_1} \times \frac{h_{1\min}}{100} = \frac{(3,05)(0,05)}{100} = 0,0015 \text{ m (1,5 mm)} \quad (4.3)$$

Para conseguir este grado de exactitud debería utilizarse un limnómetro de inmersión o una sonda de punzón, lo cual puede no ser conveniente. Elevar el nivel de tolerancia del error a un 10% aumentaría el valor admisible de Δh_1 a 3,2 mm. Un error superior de Q_{\min} puede fácilmente ser tolerado, siempre que se produzca durante periodos breves, de manera que los caudales que pasen en tales periodos supongan una parte pequeña del caudal total que fluya por el medidor.

Del ejemplo anterior se deduce que, si se precisa un error pequeño para Q_{\min} , el valor mínimo de $h_{1\min}$ deberá ser el mayor posible, lo cual exige una sección de control estrecha para este caudal.

Una vez decidido el método de determinación de la altura de carga, puede determinarse Δh_1 . Entonces, para mantener el error por debajo de X_Q , será preciso que, según la Ecuación 4.2, se cumpla para h_1 que:

$$h_1 > 100 \frac{\Delta h_1}{X_{h_1}} \quad (4.4)$$

Altura del resalto

Las condiciones que han de cumplirse para dar la altura adecuada al resalto de un

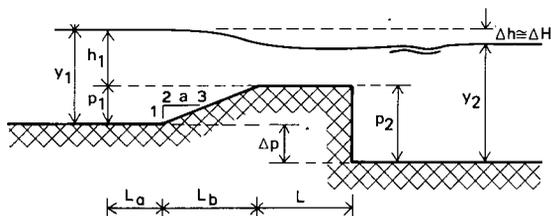


Figura 4.7 Representación de las dimensiones características.

aforador son las siguientes:

1. El resalto debe ser lo suficientemente alto como para que el flujo se mantenga modular entre Q_{\min} y Q_{\max} .
2. El resalto debe ser lo bastante alto como para proporcionar, aguas arriba, una superficie estable del agua que permita leer la altura de carga, h_1 , referida al mismo (ver el Apartado 1.3.1).
3. El resalto debe ser lo bastante bajo como para que no se produzcan desbordamientos en el canal de aguas arriba.
4. El resalto debe ser lo suficientemente bajo como para que no se vea reducida la capacidad de medida de los aforadores instalados aguas arriba del mismo.
5. Allí donde existan problemas de sedimentos, el resalto debe ser lo bastante bajo como para no agravar aun más estos problemas de deposición de materiales (ver el Apartado 1.2.6).
6. Para reducir los costos de construcción, el resalto deberá ser lo más bajo posible, dentro de los límites prácticos.

La condición para que se produzca régimen modular debe ser que, (ver la Figura 4.7):

$$p_1 + h_1 \geq y_2 + \Delta H - \Delta p \quad (4.5)$$

desigualdad que debe cumplirse, tanto para Q_{\max} como para Q_{\min} . Esto se debe a que los niveles de la corriente, aguas abajo, a menudo producen más efectos de sumersión para los caudales pequeños que para los grandes, debido a que, cuando los caudales van disminuyendo, las alturas de la superficie del agua descienden más rápidamente en una contracción rectangular que en los canales de cola trapezoidales o de tierra. Esto se discute con más detalle en los Apartados 7.5 y 3.2.4. En general, puede ocurrir que tenga que utilizarse una altura de resalto mayor que la que, normalmente, se elegiría en base al caudal máximo, lo cual complicaría las necesidades de resguardo en el canal para los caudales mayores.

Para los vertederos en los canales trapezoidales revestidos del Capítulo 3, la necesidad de resguardo se estableció en $0,2h_1$. Esto puede no ser adecuado para canales sin revestir, para los que se prescribe un nivel máximo de agua de $y_{1\max}$. Según esto, la condición que debe satisfacer el resguardo es la de que:

$$p_1 \leq y_{1\max} - h_{1\max} \quad (4.6)$$

en donde $h_{1\max}$ es la altura de carga referida al resalto, para Q_{\max} . Combinando las condiciones impuestas por las Ecuaciones 4.5 y 4.6, puede establecerse, para Q_{\max} , que:

$$y_{1\max} - h_{1\max} \geq p_1 \geq y_{2\max} - h_{1\max} + \Delta H_{\max} - \Delta p \quad (4.7)$$

o bien,

$$y_{1\max} \geq y_{2\max} + \Delta H_{\max} - \Delta p$$

y operando se obtiene,

$$y_{1\max} - y_{2\max} + \Delta p > \Delta H_{\max} \quad (4.8)$$

en donde el primer miembro de la desigualdad es el salto disponible a través del vertedero y el segundo miembro, la pérdida de carga necesaria. Para una obra con transición divergente gradual, en la que $\Delta H = 0,1H_1$, se puede estimar el valor necesario de H_1 por la expresión:

$$H_1 < 10 (y_{1\max} - y_{2\max} + \Delta p) \quad (4.9)$$

Obsérvese que la magnitud entre paréntesis es el descenso del nivel de agua disponible en el emplazamiento.

4.3.2 Método para proyectar obras con sección de control rectangular

Las condiciones expuestas anteriormente sirven de guía al proyectista para elegir las dimensiones del vertedero. Los pasos a seguir en el proceso de diseño son los siguientes:

1. Obtención de datos del canal y de las condiciones del flujo dentro del mismo. Completar la información de la Tabla 1.5 y ver, como ejemplo, la Tabla 4.2.
2. Decidir cuál será el error de medida admisible para los caudales máximo y mínimo que hayan de medirse.
3. Decidir cómo se va a medir la altura de carga, h_1 , y determinar el posible error de lectura de este valor, Δh_1 .
4. Calcular, en tanto por ciento, el error de lectura de la altura de carga, X_{h_1} , a partir de la Ecuación 4.2, para los caudales Q_{\min} y Q_{\max} .
5. Calcular, mediante la Ecuación 4.4, la altura de carga necesaria para obtener una lectura exacta de los valores de Q_{\min} y de Q_{\max} .
6. Estimar, aproximadamente, la altura de carga necesaria para mantener un régimen modular, sin que el canal se rebose. En una primera aproximación, puede calcularse mediante la Ecuación 4.9, en donde $h_1 \simeq H_1$.
7. Comparar los dos valores de h_1 , de los Pasos 5 y 6. Si la altura de carga necesaria para obtener una lectura exacta es menor que la que se precisa para régimen modular, se podrá elegir un vertedero que satisfaga todas las condiciones impuestas y funcionará con exactitud. No existe garantía de que tal vertedero sea el mayor o el más eficaz, pero sí, de que funcionará bien.

Si, por el contrario, la altura de carga precisa para lograr una lectura exacta es mayor que la necesaria para régimen modular, no se podrá elegir, con independencia de su anchura, ningún vertedero que funcione en la forma deseada. En este caso, el proyectista tiene las siguientes opciones:

- a Aumentar el error tolerable de medida.
- b Utilizar un método más exacto para la medición de la altura de carga.

Tabla 4.2 Datos para el ejemplo de diseño

NOMBRE DEL LUGAR: Kodak, Colorado, USA

FECHA: 30-Abril-'82

NECESIDADES HIDRAULICAS		
Gama de caudales a medir, Q	Calado actual del agua en el canal, y_2	Error máximo admisible en la medida, X_Q
$Q_{min} = 0,085$ m ³ /s	$y_{2 min} = 0,25$ m	$X_{Q min} = 7,0$ %
$Q_{max} = 0,340$ m ³ /s	$y_{2 max} = 0,46$ m	$X_{Q max} = 5,0$ %

DESCRIPCION HIDRAULICA

Anchura de la solera del canal $b_1 = 1,2$ m

Pendiente de los cajeros $1: z = \dots$

Profundidad del canal $d = \dots$ m

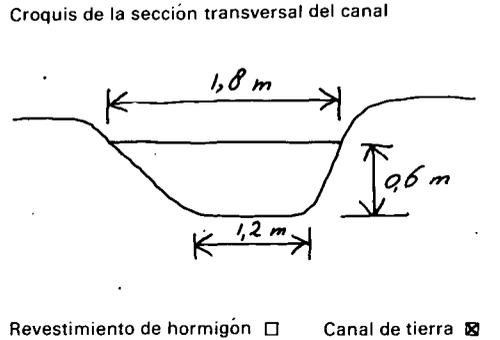
Profundidad máxima admisible del agua en el canal $y_1 max = 0,60$ m

Coefficiente de Manning, $n = 0,05$

Gradiente hidráulico $s = 0,001$

Descenso disponible de la superficie del agua en el emplazamiento $\Delta h = 0,15$ m

Salto de la solera del canal en el emplazamiento $\Delta p = 0,0$ m



FUNCION DE LA OBRA

Sólo de medición

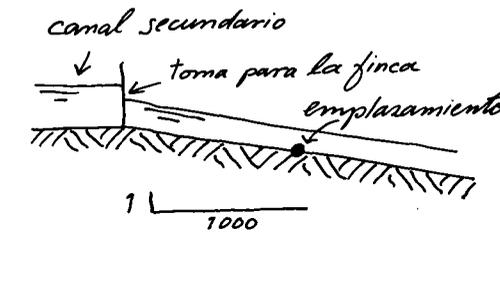
Regulación y aforo del caudal

Perfil longitudinal de la solera en una longitud de 100 b_1

PERIODO DE FUNCIONAMIENTO DE LA OBRA

diario estacional

mensual permanente



DESCRIPCION DEL ENTORNO

Sistema de riego Sistema de drenaje

Canal principal De la zona regable

Id. secundario Drenaje artificial

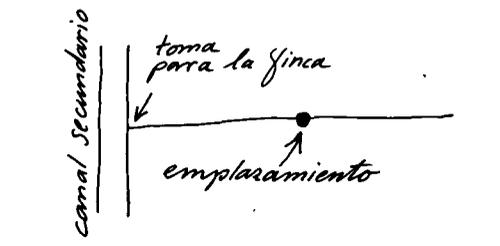
Acequia en finca Cauce natural

Id. en parcela

DESCRIPCION POSTERIOR
(unir foto)

Plano del emplazamiento:

emplazamiento hipotético basado en información obtenida de las fincas Kodak, de Windsor, Colorado, USA



- c Elevar el nivel de agua admisible en el canal de aguas arriba, recreciendo sus paredes o apurando el resguardo.
- d Reducir la pérdida de carga necesaria, añadiendo un tramo de transición divergente.
- e Elegir otro emplazamiento, en el que se disponga de mayor salto. Después de esto, repetir los Pasos del 2 al 7, según convenga.

Obsérvese que puede no ser acertado el empleo de la Ecuación 4.9, antes de elegir un vertedero, por lo que debe prestarse especial cuidado, ya que su uso puede conducir a soluciones imposibles.

8. Entrar en la Tabla 4.1 con los valores de $h_{1\min}$ y $h_{1\max}$, resultantes del Paso 5. Encontrar una tabla que contenga ambos valores de h_1 . Recorrer una de sus columnas y elegir, en ella, una unidad de gasto, q .

Calcular las anchuras necesarias de $b_c = Q/q$ y utilizar, para b_c , el valor menor calculado de los cocientes Q_{\min}/q_{\min} y Q_{\max}/q_{\max} . Si el valor de b_c , correspondiente a q_{\min} , es más pequeño, se volverá a calcular $q_{\max} = Q_{\max}/b_c$, cerciorándose de que está contenido en la columna de la que se tomaron los valores de q . En caso contrario, habrá que volver a la tabla, a la columna correspondiente al siguiente conjunto de vertederos de mayor anchura.

Si el vertedero resulta más ancho que la anchura media del canal, siempre que sea posible, deberá elegirse otro vertedero más estrecho.

Comprobar, para cerciorarse, que la anchura elegida se encuentra dentro de los límites de anchura para esa gama de caudales. Si tal anchura es excesivamente grande, pasar al grupo siguiente más ancho y repetir el proceso. Si es demasiado estrecha, ir al grupo menor siguiente. Si la gama de alturas de carga para este grupo es demasiado pequeña, deberá utilizarse un vertedero más ancho y tolerar mayor error en la medida, o utilizar los métodos expuestos en los Capítulos 7 o 9, para realizar un nuevo cálculo.

9. Determinar la pérdida de carga necesaria para el aforador. Utilizar el mayor valor de $0,1H$, o de ΔH de la columna de la Tabla 4.1, empleada en el Paso 8. Para una obra que vierta a un canal ancho, tomar $0,4H_1$, o calcular la pérdida de carga verdadera (ver el Apartado 7.5).

10. Según la limitación impuesta por las Ecuaciones 4.5 y 4.6, elegir una altura de resalto tal que el régimen sea modular y el canal no se rebose.

Llegado a este punto, el proyectista tiene cierta flexibilidad. En general la altura del resalto deberá encontrarse hacia el extremo inferior de su gama de alturas, a fin de reducir al mínimo el cambio de profundidad de la corriente, aguas arriba, y debido también a que, por regla general, es más fácil elevar un resalto ya existente que rebajarlo. Sin embargo, puesto que hay una determinada incertidumbre sobre el calado real del curso de agua, debe darse un cierto margen para asegurar que el régimen continuará siendo modular.

En muchos casos, el cálculo deberá seguir un proceso iterativo, haciendo múltiples aproximaciones sucesivas, antes de llegar al diseño final. Este procedimiento puede parecer bastante complejo; sin embargo, una vez que el proyectista se familiariza con sus aspectos más importantes, el diseño se hace rápida y fácilmente. La parte más difícil es la estimación de las condiciones del flujo, con anterioridad a la colocación del aforador. El ejemplo siguiente puede resultar de utilidad.

4.3.3 Ejemplo de diseño de obras de aforo con sección de control rectangular

1. Los datos de este ejemplo aparecen en la Tabla 4.2. En principio, se adoptará la longitud total de la obra de la Figura 4.3.
2. Los errores máximos tolerables en la medida del caudal son $X_{Q_{\min}} = 7\%$ y $X_{Q_{\max}} = 5\%$.
3. Las mediciones de la altura de carga se harán con un limnómetro montado sobre la pared. Para el número de Froude supuesto, $Fr_1 = 0,2$, la Tabla 2.2 da $\Delta h_1 = 0,007$ m.
4. Calcular, en tanto por ciento, el error admisible de lectura de la altura de carga, a partir de la Ecuación 4.2, para $X_c = 2\%$.

$$X_{h_{1\max}} = \sqrt{\frac{X_{Q_{\max}}^2 - X_c^2}{u^2}} = \sqrt{\frac{5^2 - 2^2}{1,5^2}} = 3,06\%$$

$$X_{h_{1\min}} = \sqrt{\frac{7^2 - 2^2}{1,5^2}} = 4,47\%$$

5. Calcular, mediante la Ecuación 4.4, las alturas de carga necesarias para tener lecturas exactas:

$$h_{1\max} \geq \frac{100\Delta h_1}{X_{h_{1\max}}} = \frac{100(0,007)}{3,06} = 0,23 \text{ m}$$

$$h_{1\min} \geq \frac{100(0,007)}{4,47} = 0,16 \text{ m}$$

6. Calcular, para la caída de altura disponible, el límite superior de la altura de carga que se necesita para mantener el régimen modular, utilizando para ello la Ecuación 4.9.

$$H_{1\max} \leq 10(\text{caída disponible}) = 10(0,15) = 1,50 \text{ m}$$

Obsérvese que este límite de la altura de carga se sustituye por el límite del calado del agua, $y_1 \leq 0,60$ m.

7. En la Tabla 4.1, el grupo de vertederos más estrechos que contienen los dos valores de h_1 del Paso 5 (0,16 y 0,23 m) es $0,2 \leq b_c \leq 0,3$ m. Para el vertedero más ancho de este conjunto ($b_c = 0,30$ m), el caudal unitario correspondiente al vertedero de nuestro ejemplo sería:

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{b_c} = \frac{0,340}{0,30} = 1,33 \text{ m}^3/\text{s por metro}$$

Este caudal unitario no se da en la tabla de gasto para este grupo de anchuras de vertedero.

Para el conjunto siguiente es $0,30 \leq b_c \leq 0,50$ m y, en consecuencia,

$$q_{\max} = \frac{0,340}{0,50} = 0,68 \text{ m}^3/\text{s por metro}$$

Este caudal unitario no viene dado en la tabla correspondiente, por lo que habrá que ensayar el siguiente grupo de vertederos: $0,50 \leq b_c \leq 1,00$ m.

$$q_{\max} = \frac{0,340}{1,00} = 0,34 \text{ m}^3/\text{s por metro}$$

Los caudales unitarios que da la tabla para este conjunto de vertederos son superiores a $0,34 \text{ m}^3/\text{s}$ por metro, por lo que resulta ya posible diseñar un vertedero.

8. Seleccionando una combinación de altura y de anchura de vertedero (p_1 y b_c , respectivamente), el proyectista tiene dos opciones principales:

- (a) Reducir al mínimo la anchura, b_c , de manera que $H_{1\max}$ sea grande y p_1 pequeño. El error porcentual de h_1 , será tan pequeño como resulte práctico.
- (b) Aumentar al máximo la altura del resalto, p_1 , de manera que b_c sea grande y h_1 pequeño. La pérdida de carga necesaria será la menor posible.

En este ejemplo, la pérdida de carga puede llegar a ser $y_{1\max} - y_2 = 0,60 - 0,46 = 0,14$ m, por lo que utilizamos la primera opción. En una primera aproximación empleamos la obra que ilustra la Figura 4.3, para la cual:

$$\Delta H = 0,1H_1 > 0,1h_1$$

y, según la Ecuación 4.5, para $\Delta p = 0$,

$$p_1 + h_{1\max} \geq y_{2\max} + 0,1h_{1\max}$$

Para la primera altura del resalto ($p_1 = 0,10$ m) del grupo de vertederos elegido en el Paso 7, con un máximo de $h_1 = 0,36$ m, resulta

$$0,10 + 0,36 \geq 0,46 + 0,04$$

lo cual es falso, por lo que no se satisface la condición para régimen modular. Utilizando el valor mayor siguiente de resalto ($p_1 = 0,20$ m), se tiene

$$0,20 + 0,50 \geq 0,46 + 0,06$$

que es cierto y por ello podría ser aceptable un vertedero con una altura de resalto de $p_1 = 0,20$ m.

9. Haciendo máxima la altura de carga referida al resalto, se obtiene:

$$p_1 + h_{1\max} \leq y_{1\max}$$

de donde

$$0,20 + h_{1\max} \leq 0,60 \text{ m o sea } h_{1\max} \leq 0,40 \text{ m.}$$

lo cual satisface los límites de exactitud del Paso 5.

10. Entrando en la columna correspondiente (para $p_1 = 0,20$ m), con $h_1 = 0,40$ m, se encuentra que $q = 0,4802 \text{ m}^3/\text{s}$ por metro, de donde

$$b_c \geq \frac{Q}{q} = \frac{0,34}{0,4802} = 0,71 \text{ m}$$

que redondeamos a $b_c = 0,75$ m, a efectos constructivos.

11. Calcular la carga de energía, aguas arriba, para $Q_{\max} = 0,34 \text{ m}^3/\text{s}$:

$$q_{\max} = \frac{Q_{\max}}{b_c} = \frac{0,340}{0,75} = 0,4533 \text{ m}^3/\text{s por metro}$$

Entrando con este valor en la Tabla 4.1, se encuentra que $h_{1\max} = 0,386$ m, lo cual satisface la exigencia de precisión del Paso 5.

$$A_{1\max} = b_1(h_{1\max} + p_1) = 0,75(0,386 + 0,20) = 0,440 \text{ m}^2$$

$$v_{1\max} = \frac{Q_{\max}}{A_{1\max}} = \frac{0,34}{0,440} = 0,774 \text{ m/s}$$

$$\alpha_1 v_1^2 / 2g = (1,04) \frac{0,774^2}{2(9,81)} = 0,032 \text{ m}$$

$$H_{1\max} = h_{1\max} + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = 0,386 + 0,032 = 0,418 \text{ m}$$

12. Comprobar el límite modular para $Q_{\min} = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$

$$q_{\min} = \frac{Q_{\min}}{b_c} = \frac{0,085}{0,75} = 0,1133 \text{ m}^3/\text{s por metro}$$

Entrando en la Tabla 4.1 con este valor se encuentra que $h_{1\min} = 0,162$ m, lo cual satisface el límite del Paso 5.

Sustituyendo en la Ecuación 4.5 este valor de $h_{1\min}$ y el valor de la pérdida de carga hallado en la parte inferior de dicha tabla, resulta:

$$p_1 + h_{1\min} \geq y_{2\min} + \Delta H$$

$$0,20 + 0,162 \geq 0,25 + 0,048$$

La desigualdad queda satisfecha, por lo que el régimen es modular para Q_{\min} . Si no lo fuera, tendría que elevarse la altura del resalto.

13. Comprobar el límite modular para $Q_{\max} = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$. Lo mismo que en el Paso 12, encontramos para Q_{\max} (obsérvese que $0,048 > 0,1H_{1\max}$) que:

$$0,20 + 0,386 \geq 0,46 + 0,048$$

lo cual es correcto y, por lo tanto, para Q_{\max} , el régimen es modular.

14. Los valores anteriores se han resumido en la Figura 4.8. Obsérvese en ella que la longitud del resalto se ha reducido a $L = 0,65$ m. El límite, $L \geq 1,5H_{1\max}$, se basa en la Ecuación 7.30 (exactitud) y el límite, $L \geq 0,67 L_{\text{tabla}}$, procede de la gama de valores de L , para los que es válida la Tabla 4.1. Esta reducción de L produce un error ligeramente superior (hasta el 1%) en los caudales medidos.

Cálculo de la pérdida de carga verdadera, en una obra truncada, con sección de control rectangular

En el ejemplo anterior se supone una sección rectangular para el canal de cola, tal como el que aparece en la Figura 4.3. Debido a que se dispone de suficiente pérdida de carga, no es necesaria una relación de expansión 1:6 y se utiliza una transición brusca. La Figura 4.8 muestra que

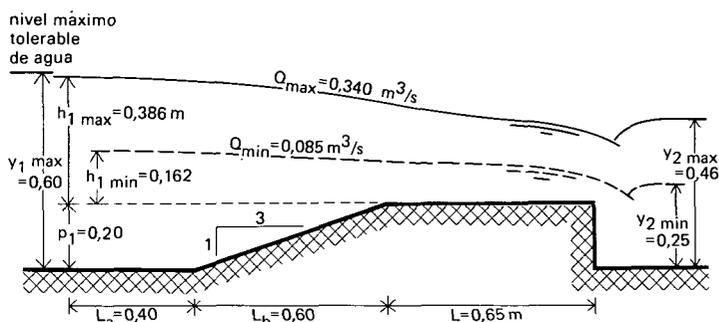


Figura 4.8 Perfiles de la superficie del agua a través del vertedero utilizado para el ejemplo de diseño, $b_c = 0,75$ m, $L \geq 1,5h_{1\max}$ y $L \geq 0,67L$, de la Tabla 4.1.

$$\Delta h = 0,112 \text{ m, para } Q_{\min} = 0,085 \text{ m}^3/\text{s}$$

y que

$$\Delta h = 0,126 \text{ m, para } Q_{\max} = 0,340 \text{ m}^3/\text{s}$$

La pérdida de carga disponible para Q_{\max} es notablemente superior a la que se necesita, que sólo es de 0,048 m. De este modo sería posible continuar reduciendo la obra, eliminando el canal de cola rectangular. Para el caso más desfavorable de sumersión, aguas abajo (ver la Tabla 7.5), se precisa que $\Delta H = 0,4H_{1\max}$, lo que da $\Delta H = 0,167$ m. Como no se dispone de esta cantidad de pérdida de carga, la obra no puede truncarse sin antes calcular la pérdida de carga necesaria para las condiciones reales del agua de cola.

Tal como se expone en los Apartados 7.5 y 9.7, es posible estimar la pérdida de carga necesaria para tener régimen modular a través de cualquier aforador de contracción larga. Para una altura de carga conocida en el canal de cola, h_2 , el procedimiento es muy directo, ya que dicha altura de carga apenas si queda afectada por la altura, p_1 , del resalto de aguas arriba. La teoría y explicación de este método se dan en los Apartados 7.5 y 9.7, por lo que aquí sólo se expone un breve resumen del procedimiento.

Para este ejemplo, las dimensiones del canal de cola aparecen en la Tabla 4.2. El cálculo del límite modular para Q_{\max} se desarrolla como sigue:

15. Calcular el radio hidráulico y la velocidad en la sección de control (R = radio hidráulico = superficie de la sección/perímetro mojado).

$$y_c = \frac{2}{3}H_1 = \frac{2}{3} \times 0,418 = 0,279 \text{ m (ver Figura 7.18)}$$

$$A_c = b_c y_c = 0,75 \times 0,279 = 0,209 \text{ m}^2$$

$$P_c = b_c + 2y_c = 1,308 \text{ m}$$

$$R_c = \frac{A_c}{P_c} = \frac{0,209}{1,168} = 0,160 \text{ m}$$

$$v_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{0,34}{0,209} = 1,627 \text{ m/s}$$

16. Calcular el radio hidráulico y la velocidad en el canal de cola. Primero, estimamos que $b_2 = 1,2$ m y que $z_2 = 0,5$:

$$A_2 = y_2(b_2 + z_2 y_2) = 0,46[1,20 + 0,5(0,46)] = 0,658 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{0,34}{0,658} = 0,51 \text{ m/s}$$

$$P_2 = b_2 + 2y_2 \sqrt{1 + z_2^2} = 1,20 + 2(0,46) \sqrt{1 + 0,5^2} = 2,229 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{P_2} = \frac{0,658}{2,229} = 0,295 \text{ m}$$

17. Antes de ultimar la estimación del límite modular, deberán realizarse tanteos groseros de un cierto número de parámetros utilizados en los pasos siguientes. Los errores en estas estimaciones, por lo general, tienen una menor influencia sobre la estimación final de la pérdida de carga. De este modo, sean:

$$C_d = 0,99 \text{ (para } \frac{H_1}{L} \approx 0,65, \text{ Figura 7.13)}$$

$$u = 1,50 \text{ (para sección de control rectangular)}$$

$$\xi = 1,2 \text{ (de la Figura 7.21)}$$

$$L_d = 0 \text{ m (para expansión rápida)}$$

$$L_e = 10y_2 = 4,6 \text{ m}$$

$$C_F = 0,00235 \text{ (Tabla 9.4 y Ecuación 9.19)}$$

En este ejemplo calculamos la pérdida de carga debida al rozamiento, mediante la ecuación del arrastre de capas contiguas. Tal como se expone en los Apartados 7.5.1 y 7.5.2, ΔH puede también calcularse por la fórmula de Manning (ver la Tabla 9.4).

18. Calcular la pérdida de carga necesaria

$$\Delta H_1 = (1 - C_d^{1/u}) H_1 = (1 - 0,99^{0,67}) 0,418 = 0,0028 \text{ m} \quad (\text{Ec. 7.39})$$

$$\begin{aligned} \Delta H_k &= \frac{\xi(v_c - v_2)^2}{2g} && (\text{Ecs. 7.41 y 9.35}) \\ &= \frac{1,20(1,627 - 0,517)^2}{2(9,81)} = 0,0754 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\Delta H_d = 0 \text{ (para la expansión rápida)}$$

$$\Delta H_e = \frac{C_F L_e v_2^2}{R_2 2g} = \frac{(0,00235)(4,6)(0,517)^2}{(0,295)(2)(9,81)} = 0,0005 \text{ m} \quad (\text{Tabla 9.4})$$

$$\Delta H_L = \frac{C_F L v_2^2}{R_c 2g} = \frac{(0,00235)(0,65)(1,627)^2}{(0,160)(2)(9,81)} = 0,0013 \text{ m}$$

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_k + \frac{1}{3} \Delta H_L + \Delta H_d + \Delta H_e \quad (\text{Ec. 7.42})$$

$$= 0,0028 + 0,0754 + \frac{0,0013}{3} + 0 + 0,0005 = 0,079 \text{ m}$$

$$\Delta H = H_1 - H_2 \geq 0,079 \text{ m (pérdida de carga necesaria)}$$

19. La Figura 4.8 muestra que la pérdida de carga disponible es:

$$\Delta h = 0,386 + 0,20 - 0,46 = 0,126 \text{ m}$$

debido a que,

$$\frac{v_2^2}{2g} = 0,014 \text{ m}$$

y a que,

$$H_2 = 0,46 + 0,014 - 0,20 = 0,274 \text{ m}$$

de donde,

$$\Delta H \text{ disponible} = H_1 - H_2 = 0,418 - 0,274 = 0,144 \text{ m}$$

Este valor excede en 0,065 m a la pérdida de carga necesaria calculada en el Paso 18 y, en consecuencia, no es necesaria una transición divergente como la que muestra la Figura 4.3. Tal como se aprecia en la Figura 4.4, la obra de nuestro ejemplo puede truncarse aguas abajo de la contracción.

4.4 Obras de medición trapezoidales

Una obra de medición puede construirse de modo que se parezca a un tramo corto

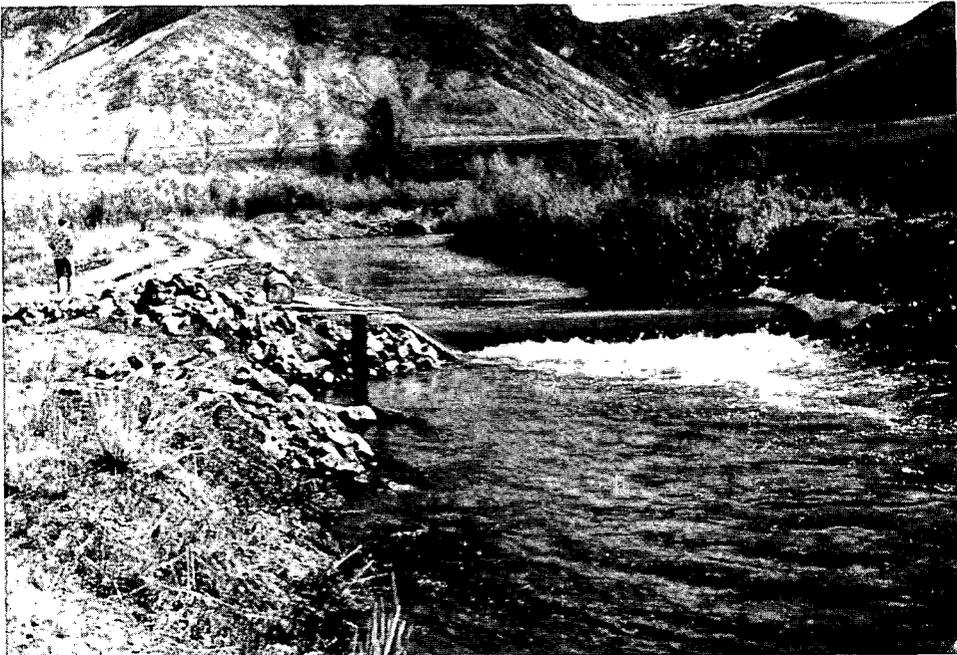


Figura 4.9 Vertedero trapezoidal por el que está pasando un caudal de unos $7 \text{ m}^3/\text{s}$ (Idaho).

de un canal revestido, con un resalto colocado en su solera, tal como se expone en el Capítulo 3 (ver la Figura 4.9). Las exigencias estructurales son las mismas que para los medidores rectangulares y que se dan en el Apartado 4.2. La reducción de estas exigencias de diseño conducirá, al final, a fallos estructurales (ver la Figura 4.10). Las paredes deben construirse sobre rellenos bien compactados y pueden ser prefabricadas u hormigonadas en obra.

El tramo de canal hormigonado tiene que tener, en la zona del resalto, una exactitud de $\pm 1\%$. Para controlar las dimensiones durante la operación de hormigonar, resulta de gran utilidad una plantilla, cortada con la forma correcta. También tiene que ser exacta la inclinación del cajero en donde haya de colocarse la escala limnimétrica; sin embargo, en esta zona, las dimensiones de la anchura del canal pueden variar en $\pm 10\%$. Esta amplia tolerancia en la construcción permite utilizar, para estas obras, piedra y mortero o casi cualquier otro material rígido de que se disponga (ver, también, la Figura 1.23). Las dimensiones de la obra deben cumplir las mismas condiciones que los vertederos rectangulares, tal como se muestran en la Figura 4.3. Las tablas de valores del Capítulo 3 están calculadas para un canal de aproximación (y de cola) de unas dimensiones determinadas. Si se utiliza un canal de aproximación de tierra, de dimensiones muy diferentes, las citadas tablas habrán de corregirse para C_v , por el procedimiento que se expone en el Apartado 7.4.7. Análogamente, si el canal de cola es de un tamaño muy distinto, será preciso calcular de nuevo los valores de pérdida de carga (véase el ejemplo anterior).



Figura 4.10 Si el relleno no está bien compactado y se olvidan los muros de pie, la obra fallará (Arizona).

4.5 Obras de medición de garganta triangular

Para el seguimiento de los caudales de retorno y de las pérdidas en el manejo de los sistemas de riego, o para la medición del agua en cursos naturales, se necesita un dispositivo capaz de medir una gama de caudales muy amplia. Tal como se expone en el Apartado 1.2.3, los medidores con sección de control triangular son muy apropiados para estos fines, debido a que, para este tipo de obras, se cumple que

$$\gamma = \frac{Q_{\max}}{Q_{\min}} = 335 \quad (4.10)$$

La Figura 4.11 muestra un aforador que ha sido adaptado a un canal de riego secundario. La misma figura ilustra la escasa caída que se necesita en la superficie del agua para tener régimen modular y que es, tan solo, de $0,1H_1$. En general, para sustentar la obra del medidor, se necesita un relleno compactado, si bien, para las de capacidad inferior a $3 \text{ m}^3/\text{s}$, ni los materiales de relleno, ni su propio peso, es probable que lleguen a causar problemas de cimentación. Los materiales de relleno deben ser fácilmente compactables y no expansivos; normalmente, los más adecuados son los de textura granular, siempre que tanto el hormigón que los recubre como el muro de cabeza y el muro de pie sean capaces de impedir las filtraciones.

Lo mismo que en las otras formas, los elementos de aguas abajo, a partir del final de la garganta, son optativos y pueden variar desde una prolongación del canal revestido a una protección de escollera, combinadas con una desembocadura abrupta (truncada) a la salida de la contracción.

El aforador que ilustra la Figura 4.11 tiene una pendiente de cajeros de 3:1 en los 1,2 m de longitud de su garganta. El tramo de aproximación es de 1,8 m de largo y sus paredes, también tienen una pendiente de 3:1, siendo la anchura de su solera de 0,60 m. La gama de caudales de este aforador va desde $0,006 \text{ m}^3/\text{s}$ hasta $2,34 \text{ m}^3/\text{s}$. Además, se le ha instalado un pocillo de remanso y un equipo de registro. La Figura 4.12 representa una disposición típica de todos estos elementos.

El método más sencillo para construir este tipo de aforadores es el siguiente: (1) excavar y eliminar el suelo poco estable; (2) rellenar con materiales compactados; (3) instalar un pocillo remansador y la tubería y compactar el relleno alrededor de estos elementos; (4) excavar dos zanjas para cimentación de, al menos, 0,60 m de profundidad; (5) colocar una malla metálica soldada, de varilla de 4 mm de diámetro, con retículo de 100 a 150 mm; (6) colocar los encofrados de los bordes de las losas de hormigón; (7) verter el hormigón en las zanjas de cimentación y en los encuentros con las transiciones de entrada y salida, contiguas a las mismas (Figura 4.13); (8) una vez fraguado este hormigón, retirar los encofrados y hormigonar el tramo de aproximación y la garganta (Figura 4.14); (9) colocar la protección de piedra, y (10) acabar el extremo final del tubo para el pocillo remansador, procurando que quede enrasado con el cemento, e instalar el limnógrafo. El aforador del ejemplo de la Figura 4.12 tiene, en las paredes de la contracción, una pendiente de 3:1, si bien el diseñador tuvo la libertad de elegir entre distintas pendientes. La Tabla 4.3 da una calibración para aforadores de garganta triangular, de diferentes tamaños. Los valores de la pérdida de carga que se dan en la Tabla 4.3 corresponden a una expansión rápida, que desemboca en un canal de cola, cuyas dimensiones son las mismas que las del canal de aproximación. Tal como se muestra en la Figura 4.12, cuando se desemboca en

un canal ancho es mas frecuente utilizar una transición gradual. Para secciones de control triangulares, las diferencias no son demasiado significativas, debido especialmente a que la pérdida de carga no debe exceder de $0,1H_1$, mientras que la pérdida de carga teórica, sin recuperación de carga por velocidad, es $0,2H_1$ (ver la Tabla 7.5).

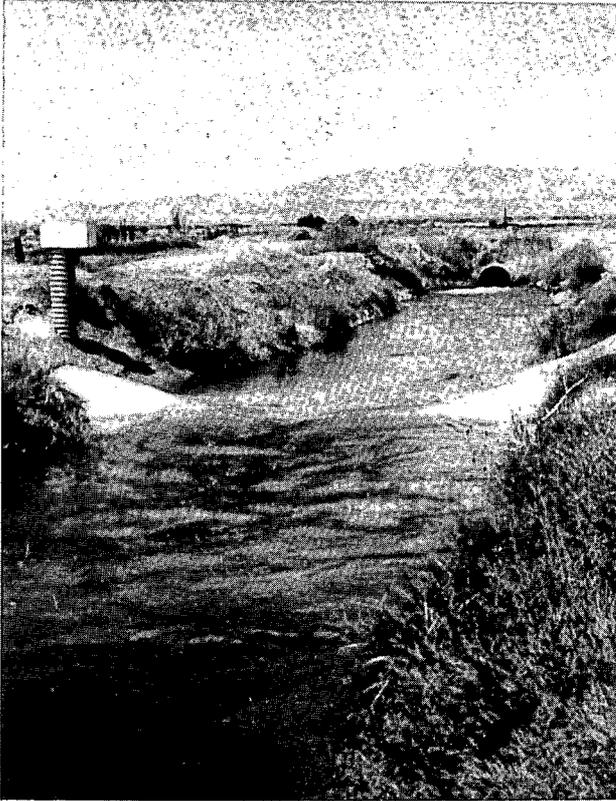


Figura 4.11 Aforador de garganta triangular en un canal de riego secundario (Arizona).

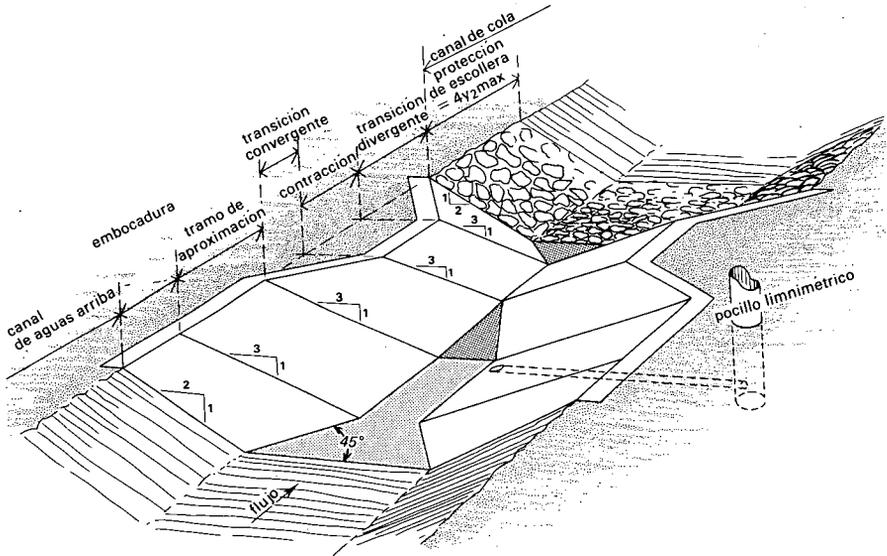
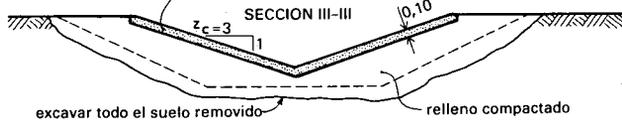
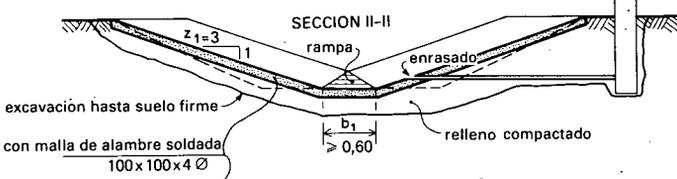
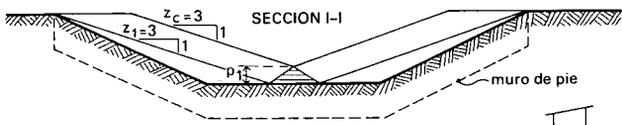
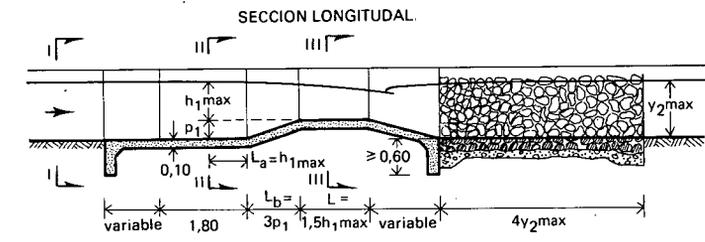


Figura 4.12 Aforador de garganta triangular.

Figura 4.14 Acaban de hormigonarse los dos tramos restantes del aforador. Esta obra es una versión de mayor tamaño que la que se presenta en la Tabla 4.2 y tiene una capacidad de $23 \text{ m}^3/\text{s}$ (Ohio).



Figura 4.13 Hormigonado del muro de pie de aguas abajo y de la transición divergente (Arizona).



5 Aforadores portátiles

5.1 Introducción

Para trabajos de campo es conveniente utilizar las versiones portátiles de los aforadores descritos en los Capítulos 3 y 4. Por ejemplo, pueden emplearse para medir el caudal de agua que entra en una explotación de tamaño medio, en un grupo de parcelas, en una parcela o en un surco; igualmente, son utilizables para conocer el agua que sale de una parcela en riego.

Su tamaño y peso están limitados, como es obvio, por la condición de que debe ser transportable por una o dos personas a, o desde, el lugar donde se realiza la medida en un momento dado. En consecuencia, también queda limitado el máximo caudal de agua que pueden medir.

En este capítulo se describen en detalle varias estructuras portátiles, siendo todas ellas del tipo de garganta larga: una es para canales en tierra (ver la Figura 5.1), otra para ser utilizada en canales revestidos de hormigón y una tercera para ser empleada indistintamente.

5.2 Aforadores portátiles RBC para canales de tierra

5.2.1 Descripción

Se diseñaron cinco aforadores portátiles, denominados RBC (Clemmens et al., 1984), para emplearlos en surcos de riego y en pequeños canales de tierra. Estos aforadores son modelos a escala de aquellos en que la anchura de la solera en la sección de control, b_c , va desde 50 hasta 200 mm. Dado que todas las demás dimensiones del aforador son proporcionales a b_c , cada estructura sirve para medir una gama de caudales que, lógicamente, se solapa con las de otras. En la Tabla 5.1 se presentan, para diferentes valores de b_c , las longitudes de la garganta y los caudales de medida correspondientes. Para facilitar la construcción se ha adoptado una forma de aforador relativamente

Tabla 5.1 Características de cinco aforadores RBC

Anchura de la garganta, b_c (medida exacta) (mm)	Longitud de la garganta, L (mm)	Gama aproximada de caudales a medir (litros/s)		Aproximada pérdida de carga requerida (mm)
		(min.)	(max.)	
50	75	0,03	1,5	10
75	112,5	0,07	4,3	15
100	150	0,16	8,7	20
150	225	0,40	24	30
200	300	0,94	49	40



Figura 5.1 Los aforadores portátiles RBC son muy apropiados para trabajos de campo (Arizona).

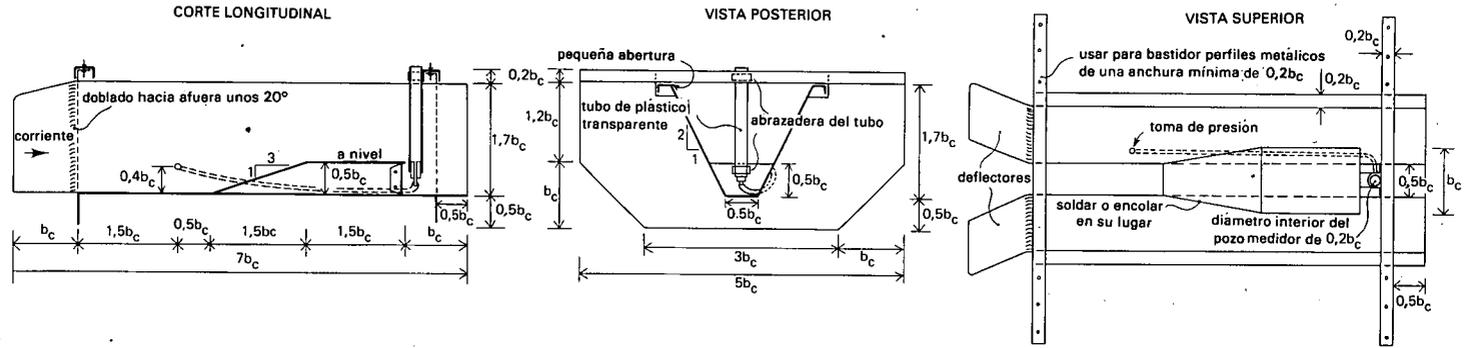
simple, siendo así posible realizarlo con la mayoría de los materiales laminados, aunque, por lo general, se emplea chapa galvanizada de 1 mm de espesor. Para fabricar uno de estos aforadores pueden utilizarse los planos de la Figura 5.2.

La carga hidráulica, h_1 , se mide en un pozo remansador desplazado, que se coloca lo más cerca posible de la sección de control, con lo que se pretende minimizar la influencia de una instalación ligeramente defectuosa (no perfectamente nivelada) en el valor de h_1 , medido en el citado pozo. La nivelación transversal se facilita manteniendo el borde de aguas arriba de la plancha de cierre paralelo a la superficie del agua. La nivelación longitudinal puede hacerse con un nivel de albañil, si bien los usuarios experimentados pueden estimar rápidamente si se ha conseguido una nivelación adecuada y no necesitarán nivel. En el caso de instalar un aforador RBC, de forma semipermanente o estacional, se recomienda situar el pozo medidor en la posición indicada en la Figura 5.3. De lo contrario, en el tubo (que no se suele cuidar continuamente) podrían acumularse sólidos flotantes en el agua. También se recomienda esta posición para los dos modelos más pequeños ($b_c = 50$ o 75 mm), dado que así se permite un tubo de gran diámetro en el pozo del limnógrafo. Si se da al pozo medidor esta posición (instalación lateral), se deberá colocar el citado pozo a una distancia igual a $1,5b_c$, medida desde el extremo posterior del aforador.

Un proceso idóneo para construir el aforador es:

1. Fijar las chapas de cierre a la que forma el fondo del medidor. El método más fácil es remacharlas en posición correcta, empleando cuatro escuadras, dobladas a 90 grados, y hacer las juntas estancas con silicona.
2. Adaptar la cara posterior del resalto para que ajuste con precisión y remacharla en su posición exacta. Antes de remachar esta pieza hay que estar seguro de que

VISTAS



CHAPAS SIN DOBLAR

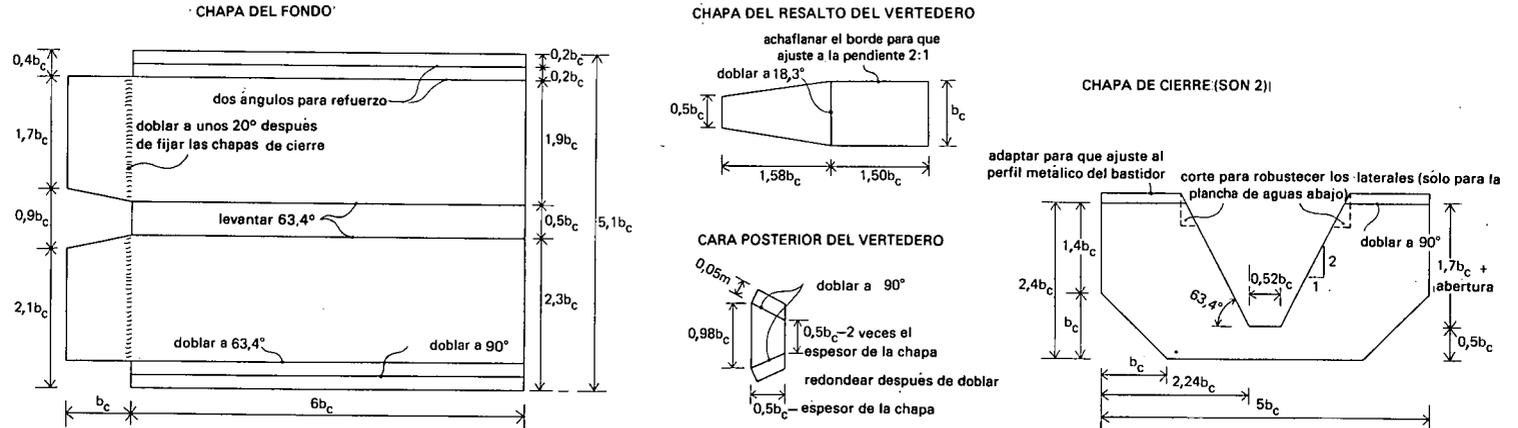


Figura 5.2 Esquema gráfico para la construcción de aforadores portátiles RBC.

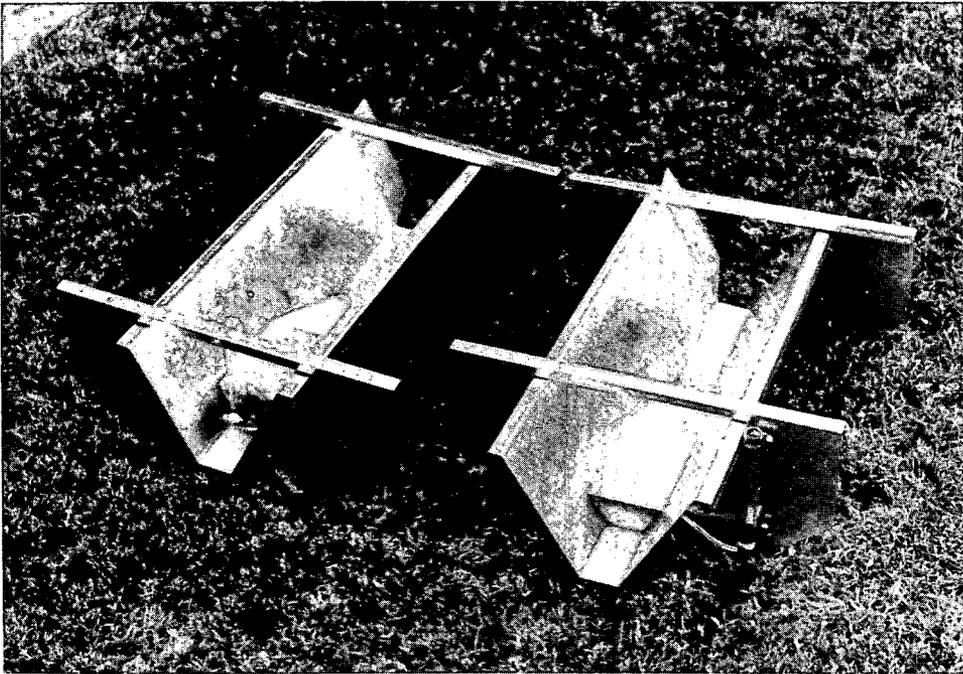


Figura 5.3 Aforadores portátiles de chapa metálica con pocillo de medición en posición ordinaria y alternativa. Los aforadores tienen 100 mm de anchura de la solera de la garganta.

se han perforado los agujeros donde se situará la abrazadera para el tubo que empalma con el pocillo limnimétrico.

3. Soldar (o encolar) en su sitio el resalto del vertedero. Obsérvese que los bordes laterales de la chapa que forma el resalto deben estar biselados para que la anchura del citado resalto sea igual al valor deseado de b_c .
4. Remachar (o atornillar) los bastidores superiores a los bordes doblados de las chapas de cierre.
5. Introducir un trozo de tubo de cobre a través de un tapón perforado de goma y encolar ese tapón al tubo que constituye el pozo medidor.
6. Colocar el pozo medidor. Ajustar el tubo para que la parte superior del tapón de goma enrase con la coronación del resalto y ajustar las abrazaderas del tubo. Entonces se suelda (o encola) el tubo de cobre al orificio por donde atraviesa la pared lateral del medidor.
7. Soldar un trozo del tubo de cobre, doblado a 90° , en el agujero por donde se hace la toma para la medida de la carga, procurando que el extremo final del tubo quede enrasado con la superficie de la pared lateral. El tubo de toma debe colocarse perpendicularmente a la pared lateral del aforador para evitar errores sistemáticos en la medida de la carga (ver la Figura 2.12).
8. Para alimentar el pozo de amortiguación empalmar los dos codos citados de cobre con tubería de plástico transparente. Esta tubería debe tener una cierta pendiente hacia abajo, a lo largo de su recorrido, y luego ascender hasta alcanzar el fondo

del pocillo. No tiene que existir en ese tramo de conexión ningún punto intermedio más alto, ya que en él podría quedar retenido aire, lo que causaría errores en la medida (Figura 5.4).

Hay varias formas de medir la carga, h_1 , aguas arriba, referida al resalto del vertedero. Dos de ellas se describen a continuación. En el Apartado 5.3.1, e ilustrados con las Figuras 5.9 y 5.14, se describe otros métodos que son utilizables en grandes aforadores.

Método del limnómetro

1. Utilizar un limnómetro para medir exactamente la altura de la parte superior del pozo medidor sobre el punto de referencia del resalto. Para facilitar esta operación, ese extremo superior debe estar algo por encima (aproximadamente 0,01 m) de la parte superior del bastidor del aforador. Esta diferencia de cotas se marca sobre el mismo vertedero y así puede emplearse en posteriores medidas.
2. Emplear esa misma escalilla para medir la distancia entre el extremo superior del pozo de amortiguación y el nivel del agua en él.
3. Restar este último valor de la diferencia de cotas (casi constante), determinada en el Paso 1, para obtener el valor de h_1 .

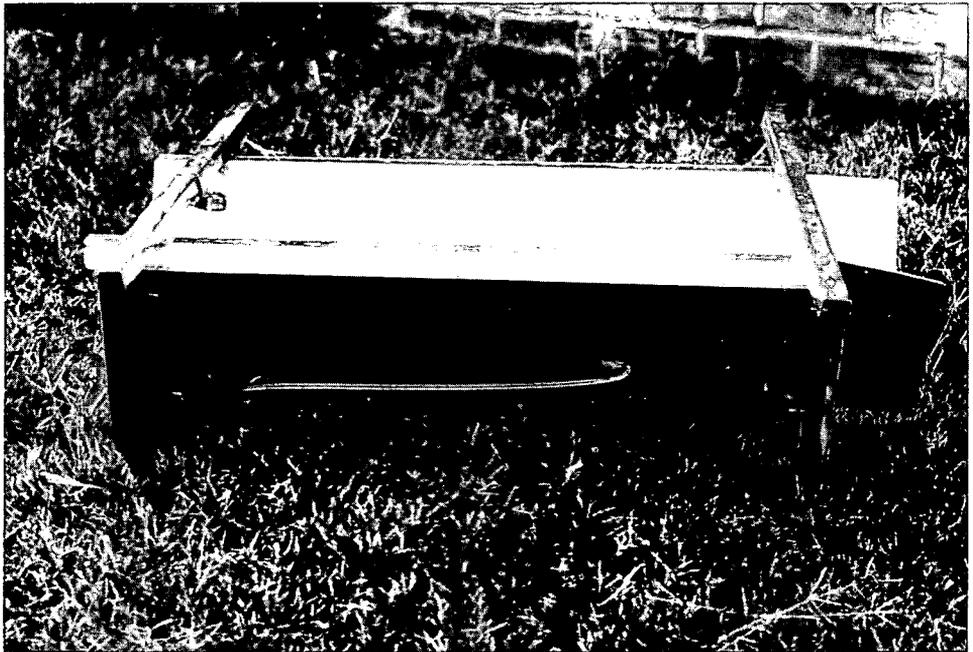


Figura 5.4 El tubo que conecta con el pozo del limnógrafo no debe tener ninguna curvatura ascendente.

Método de la varilla

Colocar una varilla de madera dura, sin pintar, sobre el tapón del fondo del pocillo medidor. El valor de h_1 puede medirse inmediatamente con esa varilla, ya que el fondo de este pocillo se ha situado exactamente al mismo nivel que el punto de referencia del resalto. Si en la varilla se hacen marcas correspondientes a metros cúbicos por segundo o litros por segundo, se podrán medir caudales directamente (ver la Figura 5.5.).

Al usar la varilla hay que tener cuidado de no introducirla en el pocillo bruscamente, ya que esto provocaría un ascenso momentáneo del agua en el pozo y daría una lectura incorrecta. Para evitar este error se recomienda: (1) que el diámetro de la varilla sea menor de un tercio del diámetro interior del pocillo y (2) que se introduzca la varilla lentamente.

5.2.2 Tablas de caudales

Empleando el programa de ordenador del Capítulo 9 se han preparado tablas de aforo para cada uno de los vertederos citados en la Tabla 5.1. El error en las medidas del

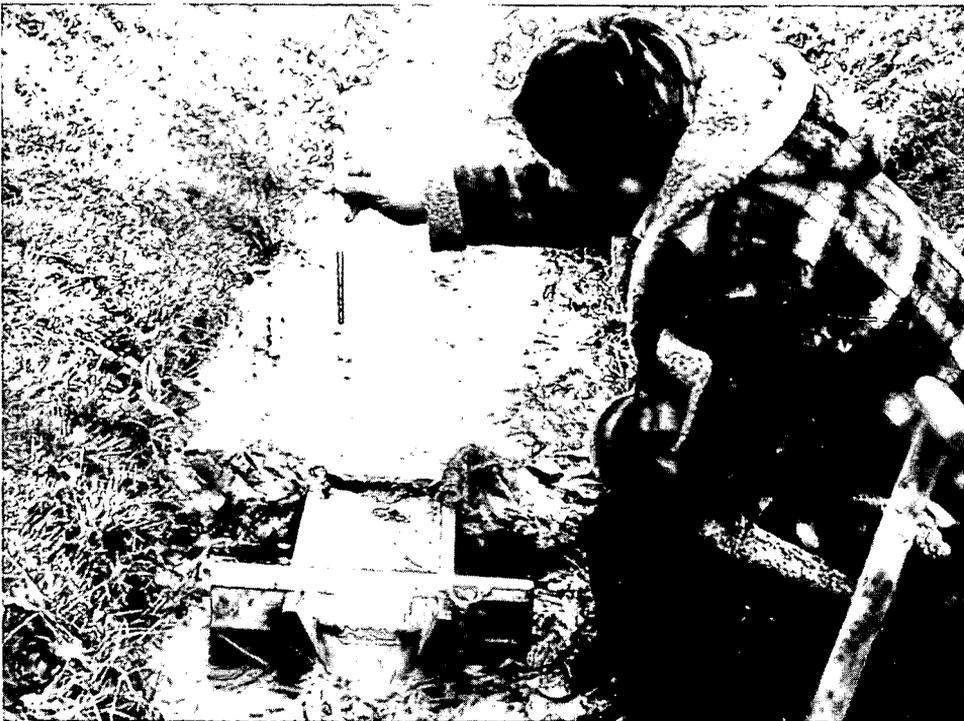


Figura 5.5 El caudal que pasa a través de estos aforadores RBC se lee directamente en una varilla de madera dura, especialmente marcada. También se graban marcas en el pozo del limnógrafo, y así el observador puede ver fácilmente cuando se ha estabilizado la corriente. Este aforador tiene 100 mm de anchura de solera en la garganta (Países Bajos).

Tabla 5.2 Relaciones de carga-caudal, en unidades métricas, para cinco pequeños aforadores, de uso en canales sin revestir^a

$b_c = 50 \text{ mm}$		$b_c = 75 \text{ mm}$		$b_c = 100 \text{ mm}$		$b_c = 150 \text{ mm}$		$b_c = 200 \text{ mm}$	
h_1 (m)	Q (litros/s)	h_1 (m)	Q (litros/s)	h_1 (m)	Q (litros/s)	h_1 (m)	Q (litros/s)	h_1 (m)	Q (litros/s)
0,005	0,0263			0,010	0,1590			0,020	0,9348
0,006	0,0361			0,012	0,2155			0,022	1,092
0,007	0,0470	0,007	0,0672	0,014	0,2784	0,014	0,4010	0,024	1,258
0,008	0,0591	0,008	0,0844	0,016	0,3473	0,016	0,4995	0,026	1,433
0,009	0,0721	0,009	0,1030	0,018	0,4222	0,018	0,6061	0,028	1,617
0,010	0,0863	0,010	0,1230	0,020	0,5030	0,020	0,7203	0,030	1,809
0,011	0,1014	0,011	0,1443	0,022	0,5896	0,022	0,8421	0,032	2,010
0,012	0,1176	0,012	0,1669	0,024	0,6820	0,024	0,9712	0,034	2,219
0,013	0,1347	0,013	0,1908	0,026	0,7801	0,026	1,108	0,036	2,436
0,014	0,1529	0,014	0,2160	0,028	0,8839	0,028	1,251	0,038	2,662
0,015	0,1721	0,015	0,2424	0,030	0,9936	0,030	1,402	0,040	2,896
0,016	0,1924	0,016	0,2701	0,032	1,109	0,032	1,560	0,042	3,139
0,017	0,2136	0,017	0,2991	0,034	1,230	0,034	1,725	0,044	3,389
0,018	0,2358	0,018	0,3293	0,036	1,357	0,036	1,897	0,046	3,648
0,019	0,2591	0,019	0,3607	0,038	1,490	0,038	2,077	0,048	3,915
0,020	0,2834	0,020	0,3934	0,040	1,628	0,040	2,263	0,050	4,190
0,021	0,3088	0,021	0,4274	0,042	1,773	0,042	2,456	0,055 ^b	4,913
0,022	0,3351	0,022	0,4625	0,044	1,923	0,044	2,656	0,060	5,688
0,023	0,3626	0,023	0,4990	0,046	2,080	0,046	2,864	0,065	6,513
0,024	0,3910	0,024	0,5366	0,048	2,242	0,048	3,078	0,070	7,389
0,025	0,4206	0,025	0,5755	0,050	2,410	0,050	3,300	0,075	8,317
0,026	0,4512	0,026	0,6157	0,052	2,584	0,052	3,528	0,080	9,297
0,027	0,4828	0,027	0,6571	0,054	2,765	0,054	3,764	0,085	10,33
0,028	0,5155	0,028	0,6998	0,056	2,951	0,056	4,007	0,090	11,41
0,029	0,5494	0,029	0,7437	0,058	3,144	0,058	4,257	0,095	12,55
0,030	0,5843	0,030	0,7889	0,060	3,343	0,060	4,514	0,100	13,74
0,031	0,6203	0,032 ^b	0,8832	0,062	3,548	0,062	4,779	0,105	14,98
0,032	0,6574	0,034	0,9825	0,064	3,759	0,064	5,050	0,110	16,28
0,033	0,6956	0,036	1,087	0,066	3,976	0,066	5,329	0,115	17,63
0,034	0,7349	0,038	1,197	0,068	4,200	0,068	5,615	0,120	19,04
0,035	0,7754	0,040	1,312	0,070	4,431	0,070	5,909	0,125	20,50
0,036	0,8170	0,042	1,432	0,072	4,667	0,072	6,210	0,130	22,01
0,037	0,8597	0,044	1,557	0,074	4,911	0,074	6,518	0,135	23,59
0,038	0,9035	0,046	1,688	0,076	5,160	0,076	6,833	0,140	25,22
0,039	0,9486	0,048	1,824	0,078	5,417	0,078	7,157	0,145	26,90
0,040	0,9947	0,050	1,966	0,080	5,680	0,080	7,487	0,150	28,65
0,041	1,042	0,052	2,113	0,082	5,949	0,082	7,825	0,155	30,45
0,042	1,091	0,054	2,266	0,084	6,226	0,084	8,169	0,160	32,31
0,043	1,140	0,056	2,424	0,086	6,509	0,086	8,522	0,165	34,23
0,044	1,191	0,058	2,588	0,088	6,798	0,088	8,883	0,170	36,21
0,045	1,243	0,060	2,758	0,090	7,095	0,090	9,251	0,175	38,25
0,046	1,297	0,062	2,933	0,092	7,399	0,092	9,626	0,180	40,35
0,047	1,351	0,064	3,115	0,094	7,709	0,094	10,01	0,185	42,51
0,048	1,407	0,066	3,302	0,096	8,026	0,096	10,40	0,190	44,73
0,049	1,464	0,068	3,495	0,098	8,350	0,098	10,80	0,195	47,01
0,050	1,522	0,070	3,693	0,100	8,682	0,100	11,21	0,200	49,35
		0,072	3,898			0,105 ^b	12,26		
		0,074	4,109			0,110	13,36		
		0,076	4,326			0,115	14,51		
						0,120	15,71		
						0,125	16,96		
						0,130	18,26		
						0,135	19,62		
						0,140	21,02		
						0,145	22,49		
						0,150	24,00		

^a Ver la Tabla 5.1 para conocer las dimensiones.

^b Cambio en el incremento de la altura de carga.

caudal expuestas en la Tabla 5.2 es menor del 2%. Para evitar un error adicional mayor en el caudal 'medido', debe utilizarse como dato de entrada el valor correcto de h_1 . Si dicho valor es grande, un error en su lectura de, por ejemplo 2 mm, dará lugar a un error relativamente pequeño del valor verdadero de la carga real; si, por el contrario, el valor de h_1 fuera pequeño, se produciría un error muy significativo. Para no cometer grandes errores en la medida del caudal, como consecuencia de valores erróneos de h_1 , hay que tener un cuidado especial en la medida de valores pequeños de h_1 y, además, utilizar el aforador más apropiado para que los caudales más frecuentes a medir en él sean los correspondientes a valores altos de h_1 (ver la Tabla 5.1).

5.3 Vertederos portátiles para canales revestidos

5.3.1 Descripción

De forma similar a los descritos en el Capítulo 3, el vertedero portátil para uso en canales de hormigón (encofrado deslizante) solamente requiere un resalto de vertedero y una rampa o transición convergente. El canal proporciona todas las demás superficies con una precisión razonable.

Al diseñar un vertedero portátil se deben satisfacer dos requisitos principales: (1) que conste de un dispositivo de medida de la altura de carga referida al resalto capaz de determinar h_1 de manera que no sea precisa una comprobación de precisión cada vez que se instale el vertedero, y (2) que sea posible instalarlo y retirarlo por una sola persona. En las Figuras 5.6 y 5.7 se muestra un vertedero que cumple con las dos condiciones citadas de posibilidad de una determinación adecuada de la carga y de facilidad de transporte. Dicho vertedero se diseñó para utilizarlo en pequeños canales, con una anchura de solera de 0,305 m, taludes de 1:1 y una profundidad de 0,61 m. La gama típica de caudales para esos pequeños canales puede variar de 0,03 m³/s a 0,30 m³/s. Para acomodarse a esta amplia gama de caudales se ha diseñado el vertedero con la máxima altura posible del resalto, de modo que permitiese el paso de 0,35 m³/s sin desbordar un canal de 0,61 m de profundidad e incluso dejando unos pocos centímetros de resguardo. Una altura de resalto del vertedero de 0,305 m cumple adecuadamente este criterio. Una vez elegida la altura del resalto, los criterios para seleccionar las otras dimensiones del vertedero proceden de las limitaciones en la gama de los valores de H_1/L (ver los Apartados 7.4.3 y 9.4.3), de la máxima pendiente admisible de la rampa del resalto (que es 2:1) y del método de construcción del vertedero. El modelo portátil descrito en este apartado satisface estos criterios. En el caso de que el tamaño o la forma del canal salgan fuera de las limitaciones expuestas o si la gama de caudales más usuales fuera más pequeña, es posible, incluso, adaptar a determinadas condiciones particulares tanto el tamaño como la forma del vertedero. Cuando la Tabla 3.2 no proporcione una tabla de aforo que se ajuste a la altura del resalto, p_1 , a la longitud, L , del resalto y a la forma de la sección, se deberá elaborar una tabla de aforo adecuada empleando lo expuesto en el Apartado 7.4 o en el Capítulo 9.

La Figura 5.8 muestra los detalles constructivos de un aforador portátil realizado con chapa, tubo y perfiles de aluminio. Todos los ángulos y los tubos están soldados y la chapa se fija por medio de remaches. El peso total de esta versión soldada es de unos 10 kg.



Figura 5.6 Vertedero portátil para uso en canales revestidos (Arizona).

Las posibles filtraciones se evitan mediante cierres constituidos por tiras de goma de 3,2 mm de espesor y de unos 0,10 m de anchura, que se sujetan con tiras de aluminio y remaches a los laterales de la rampa y al ángulo inferior del frente del bastidor. Es conveniente estirar la lámina de goma durante la construcción del vertedero para que se curve fuertemente hacia arriba y especialmente a través de la solera del aforador. De este modo la presión del agua producirá un buen cierre contra las paredes laterales del canal y contra la solera del mismo. Un estiramiento insuficiente de la goma puede hacer que ésta se doble por debajo del bastidor al colocar el aforador, anulando su efectividad.

El tubo sensor (o de toma), la manguera y la llave de cierre pueden ser de cualquier tamaño que resulte práctico. Se han utilizado tubos normalizados de 12 mm y de 19 mm y los demás elementos, de acuerdo con estos calibres. El extremo de aguas arriba de este tubo puede cerrarse con un tapón de goma o con soldadura. En ambos casos, el conjunto de tubo y tapón o el tubo soldado deben tener su extremo redondeado.

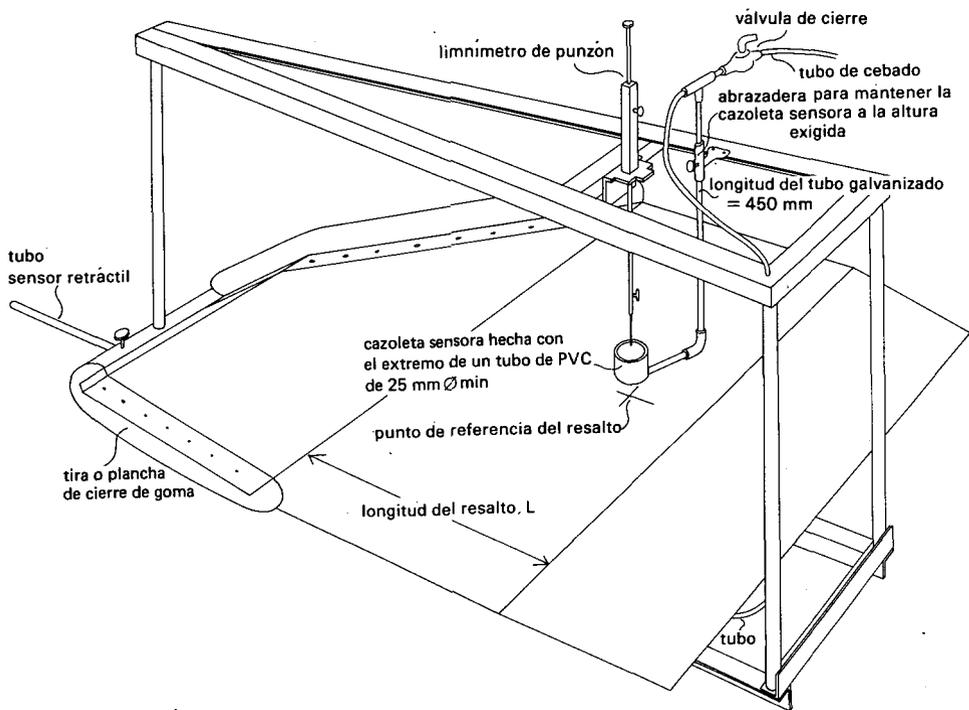


Figura 5.7 Vista isométrica de un aforador portátil para uso en canales revestidos.

La cazoleta sensora puede construirse con un trozo de tubo o con el extremo ensanchado de un tubo para enchufar en otro más grueso. El limnómetro de aguja puede adquirirse en comercios de material de laboratorio (ver la Figura 5.9), aunque también se pueden fabricar otros modelos menos sofisticados en talleres mecánicos bien equipados.

5.3.2 Instalación y utilización del vertedero

El vertedero puede colocarse rápidamente en el canal revestido para el que ha sido diseñado. Una vez limpiada la solera del canal de sedimentos, el tiempo de instalación es, por lo general, inferior a 2 o 3 minutos.

Se debe entonces estabilizar la corriente de agua para que se produzca el llenado del tramo de canal, aguas arriba, que origina el hecho de introducir el vertedero. El tiempo de estabilización varía grandemente en función del caudal, de la pendiente del canal y de la existencia, o no, de otras obras. Normalmente, se necesita un tiempo mínimo de 3 o 4 minutos.

El desplazamiento de la sonda de aguja y de la cazoleta de medición del nivel hacia una posición por encima del punto de registro nulo hace que el vertedero acuse menos los pequeños defectos de nivelación en cualquier dirección y evita tener que transportar cotas laterales por métodos topográficos. De este modo no es preciso realizar una

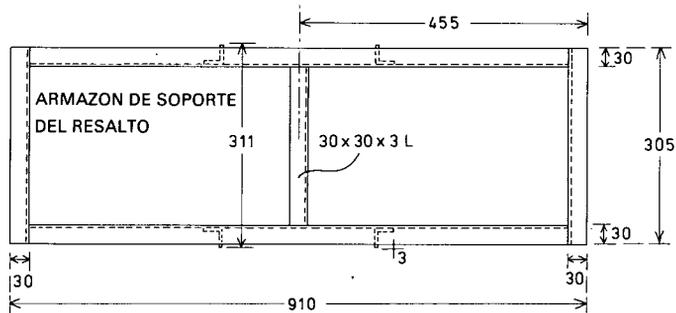
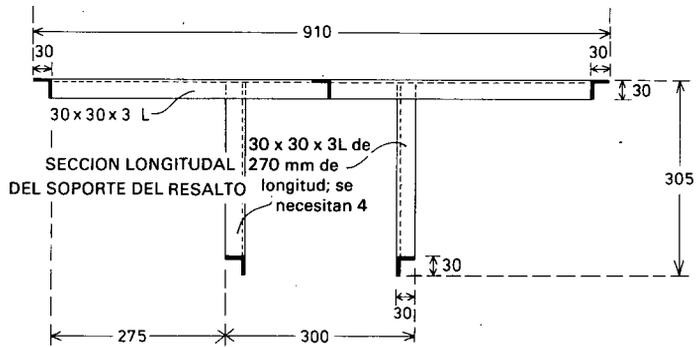
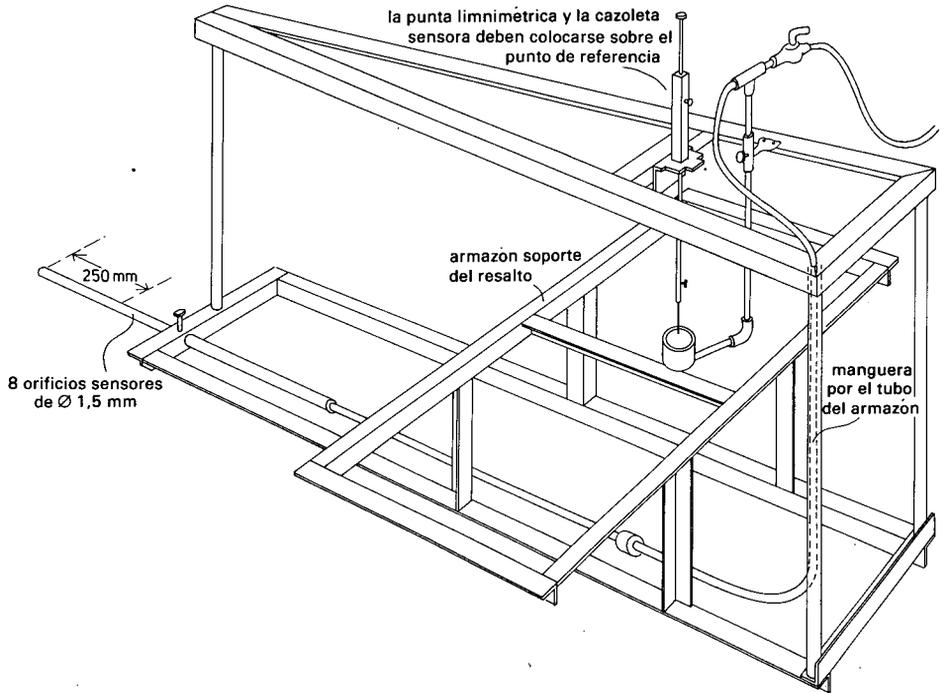
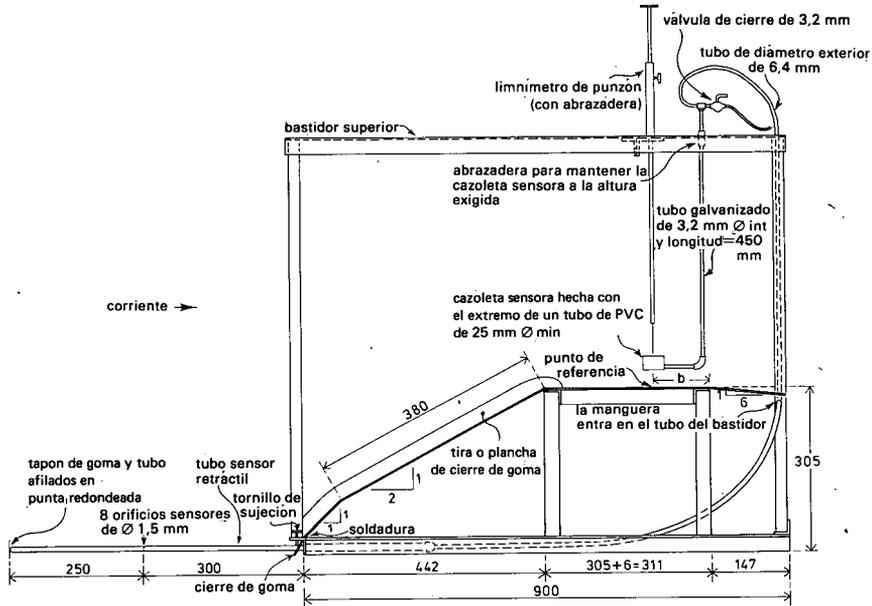
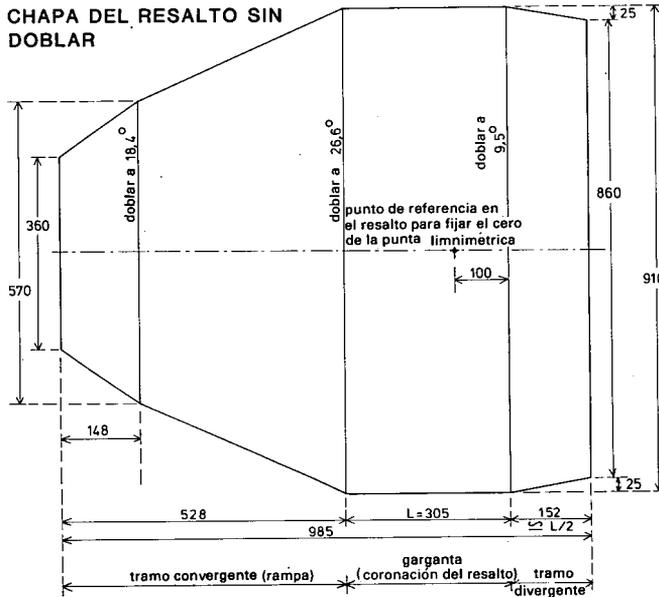


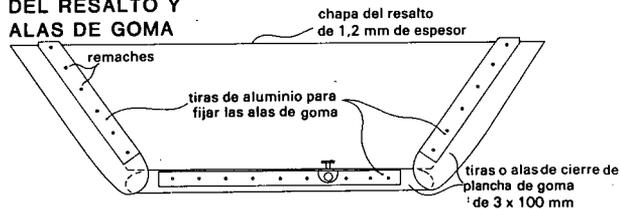
Figura 5.8 Croquis acotado para la construcción de un vertedero portátil.



CHAPA DEL RESALTO SIN DOBLAR



VISTA FRONTAL DEL RESALTO Y ALAS DE GOMA



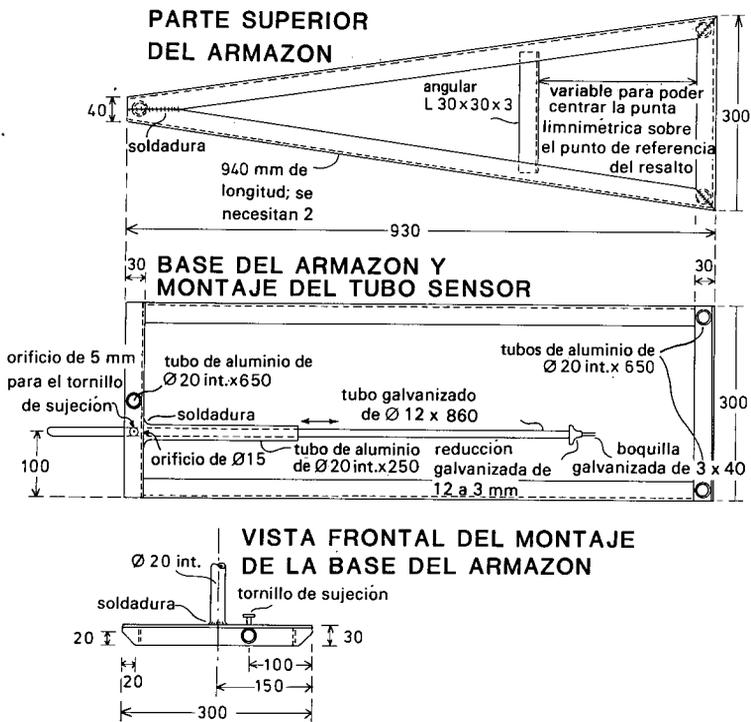


Figura 5.8 (Continuación)

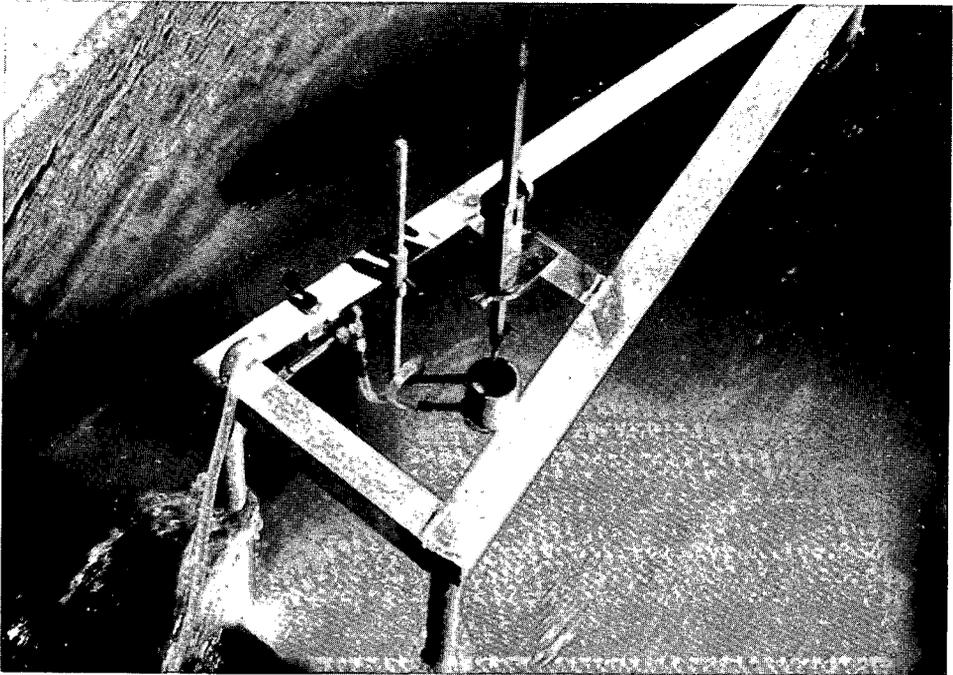


Figura 5.9 Cazoleta sensora y limnómetro de aguja.

nivelación cuidadosa, sino que basta con efectuar una colocación aproximada a ojo. Esto supone una diferencia respecto a la colocación de los antiguos vertederos (por ejemplo, los Parshall) que requieren una nivelación cuidadosa y, con frecuencia, se necesitan varias horas para instalarlos y realizar las medidas. Tampoco resulta crítica la colocación de los orificios sensores (a través de los que se hace la toma para la medida), ya que el tubo puede situarse en la solera del canal o en cualquier otra posición, por debajo del nivel del agua, siempre que se extienda de forma paralela a la corriente principal y los orificios de toma se sitúen en los alrededores de la distancia elegida de 0,3 m, aguas arriba de la obra principal.

En la práctica del campo, el proceso de instalación es como sigue:

1. Extender el tubo sensor y fijarlo en su posición.
2. Comprobar que el cero del limnómetro de punzón corresponde con el punto de referencia del resalto del vertedero.
3. Situar el punzón del limnómetro y la cazoleta sensora en su posición más elevada para que estén por encima del nivel del agua durante la instalación.
4. Colocar el vertedero en el canal con el tubo comunicante de la cazoleta sensora dirigido hacia aguas arriba, deslizándolo por la pared del canal o bajándolo en el centro del canal (Figura 5.10).
5. Bajar la cazoleta sensora totalmente por debajo de la superficie del agua. Purgar todo el aire del tubo sensor y de la manguera de plástico, succionando en el sifón de la manga de cebado y cerrando la válvula de cierre para que la presión y la corriente de agua se transmitan a la cazoleta libremente desde los orificios sensores (Figura 5.11). Elevar la cazoleta hasta situarla justo sobre la superficie del agua.

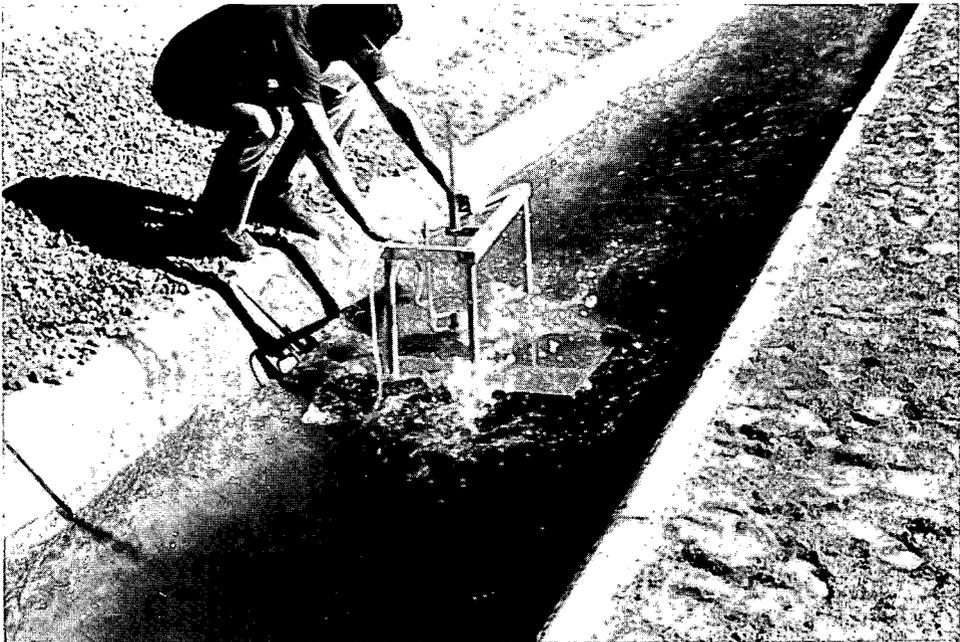


Figura 5.10 Instalación del vertedero portátil en el canal (Paso 4).



Figura 5.11 Purgado del aire del tubo sensor y de la manguera (Paso 5).

6. Si fuera necesario, reajustar la altura de la cazoleta sensora. Leer el nivel del agua en la cazoleta con el limnómetro de aguja, previamente calibrado (Paso 2).
7. Esperar a que se estabilice la corriente, por lo general de 3 a 4 minutos, y comprobar que existe flujo modular (pérdida de carga $\approx 0,2h_{1max}$).
8. Llevar el valor obtenido de la carga, (h_1), a la tabla de aforo, para obtener el caudal.
9. Extraer el vertedero del canal, levantando el extremo de aguas arriba de su bastidor (Figura 5.12).

Siguiendo este procedimiento, puede hacerse una medida precisa del caudal en menos de 10 minutos ($\pm 3\%$).

5.3.3 Tablas de caudales

Como se ha mencionado anteriormente, con este aforador portátil pueden realizarse medidas del caudal en canales de hormigón con mucha precisión ($X_Q = \pm 3\%$). En gran parte, ésto es debido a la precisión con que se mide la carga hidráulica, aguas arriba del resalto, con el limnómetro de aguja (ver el Apartado 1.2.8).

La obra descrita, a modo de ejemplo, en el Apartado 5.3.2, puede utilizarse en canales que tengan un ancho de solera de 0.30 m y un talud de 1:1. Más adelante se exponen las tablas de aforo para este vertedero, en unidades métricas (ver Tabla 5.3).

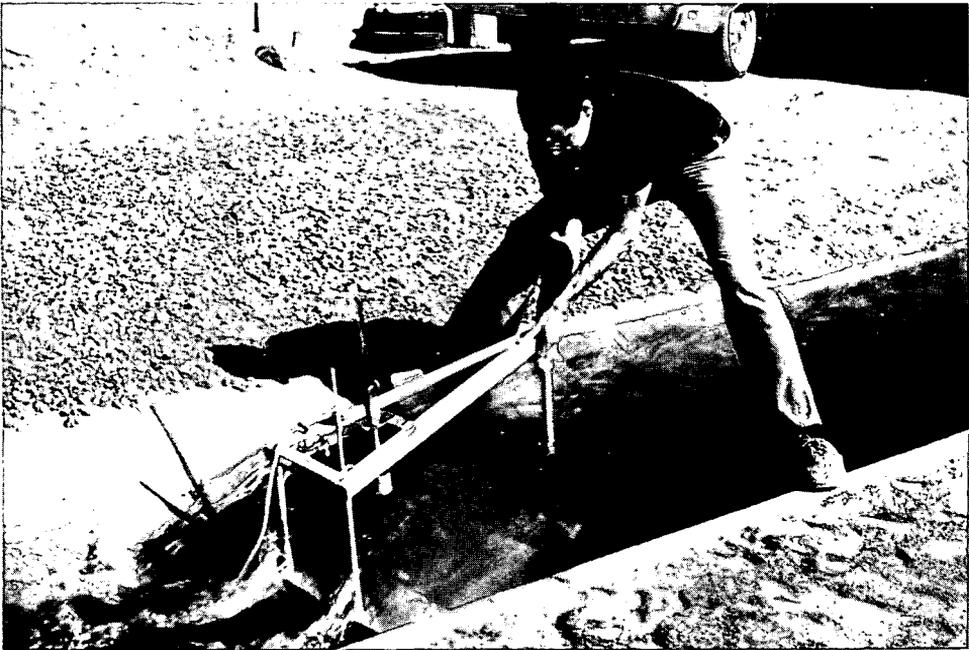


Figura 5.12 Extracción del vertedero portátil del canal (Paso 9).

5.4 Vertedero portatil rectangular para canales con o sin revestimiento

Las Figuras 5.13 y 5.14 muestran un aforador portátil, con sección de control rectangular, construido con tabla contrachapada. Las dos láminas anchas en forma de ala hacen que la corriente vaya a través del 'cajón aforador', tanto en canales revestidos como en aquellos excavados en tierra. Redondeando o biselando el borde anterior de esas paredes laterales, se conseguirá una reducción de la corriente a través de las separaciones existentes entre ellas y las paredes del canal, aumentando, de esta forma, la gama de situaciones en la que puede utilizarse la estructura. Los requisitos de este vertedero, en lo que a sus dimensiones se refiere, son los mismos que los de las estructuras de la Figura 4.3. Así, las posibilidades, en cuanto a tamaño y forma de estos vertederos, son ilimitadas. De la Tabla 4.1 puede obtenerse el aforo para una amplia gama de condiciones de la corriente de agua. El método para medir la carga hidráulica, aguas arriba del resalto de este vertedero, es similar al descrito en el Apartado 5.2.1.

Tabla 5.3 Relaciones de carga-caudal, en unidades métricas, para vertederos portátiles, de uso en canales revestidos^a

$b_1 = 0,30 \text{ m}$			
h_1 (m)	Q (litros/s)	h_1 (m)	Q (litros/s)
0,025	5,895	0,150	104,7
0,030	7,876	0,155	110,6
0,035	10,05	0,160	116,7
0,040	12,41	0,165	123,0
0,045	14,96	0,170	129,4
0,050	17,67	0,175	135,9
0,055	20,55	0,180	142,6
0,060	23,59	0,185	149,5
0,065	26,80	0,190	156,5
0,070	30,16	0,195	163,6
0,075	33,68	0,200	171,0
0,080	37,36	0,205	178,4
0,085	41,18	0,210	186,1
0,090	45,17	0,215	193,8
0,095	49,30	0,220	201,8
0,100	53,59	0,225	209,9
0,105	58,02	0,230	218,1
0,110	62,61	0,235	226,6
0,115	67,34	0,240	235,1
0,120	72,23	0,245	243,9
0,125	77,27	0,250	252,8
0,130	82,45	0,255	261,8
0,135	87,79	0,260	271,0
0,140	93,28	0,265	280,4
0,145	98,91	0,270	289,9
		0,275	299,7

^aL = 0,305 m.

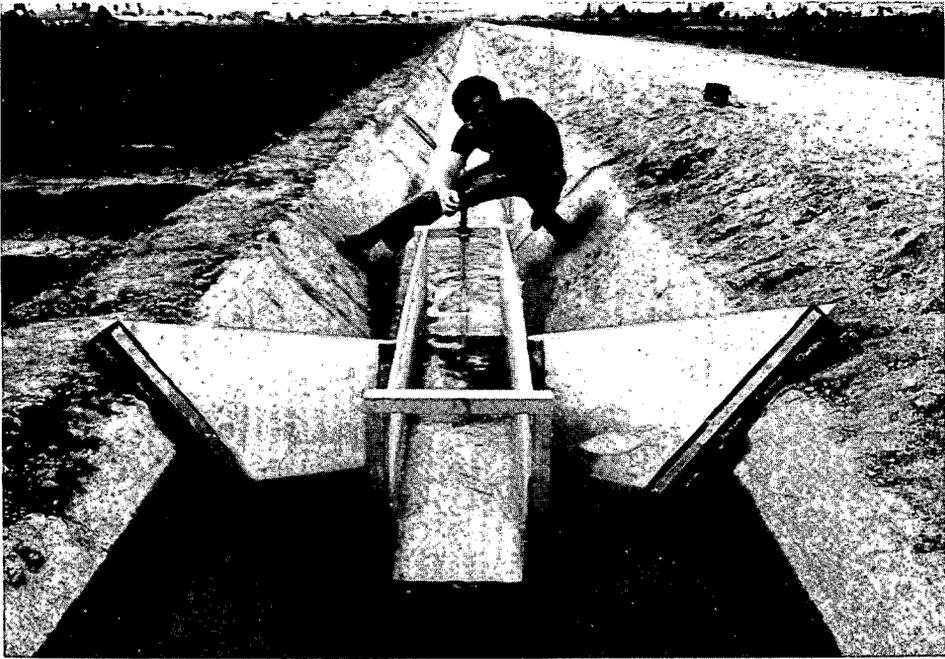


Figura 5.13 Los tableros triangulares de cierre sueltos y los ajustes de goma impiden las fugas alrededor del vertedero. En canales sin revestir puede ser necesario otro tipo de tableros. (Arizona).



Figura 5.14 Para medir la altura de carga puede utilizarse un limnómetro de aguja.

6 Vertederos de coronación con desplazamiento vertical

6.1 Ambito de aplicacion

Durante más de 60 años se han utilizado diferentes tipos de vertederos con desplazamiento vertical en zonas regables relativamente llanas, en donde la demanda de agua en la zona dominada por una obra hidráulica es variable, debido a los cambios de las necesidades de agua durante la temporada de riego (Butcher, 1921/22; Romijn, 1932). En un dispositivo como éste, la coronación del vertedero puede elevarse o bajarse en relación con el nivel del agua en el canal de riego principal o secundario, de forma que el caudal derivado por la toma pueda ser medido y regulado. En la Figura 6.1 se muestra el esquema de este tipo de toma, en función de la carga máxima, H_{1max} .

También pueden instalarse vertederos de coronación móvil en un canal de riego (principal o secundario) con caudal continuo. Además de las dos funciones mencionadas anteriormente, pueden utilizarse también estos medidores para controlar el nivel del agua por encima del propio vertedero. Las ventajas de combinar las dos funciones, de medida y de regulación, en una sola estructura son las siguientes: (1) se necesita menos carga hidráulica; (2) la construcción de un dispositivo de uso múltiple, generalmente es más barata que la de dos estructuras separadas (una de regulación y otra de medida); y (3) el manejo de un solo dispositivo lleva menos tiempo. Por este último motivo, los guardacanales y compueteros tienden a distribuir con más precisión el agua de riego, con lo que se alcanza una mayor eficiencia en su distribución (ver la Figura 6.2).

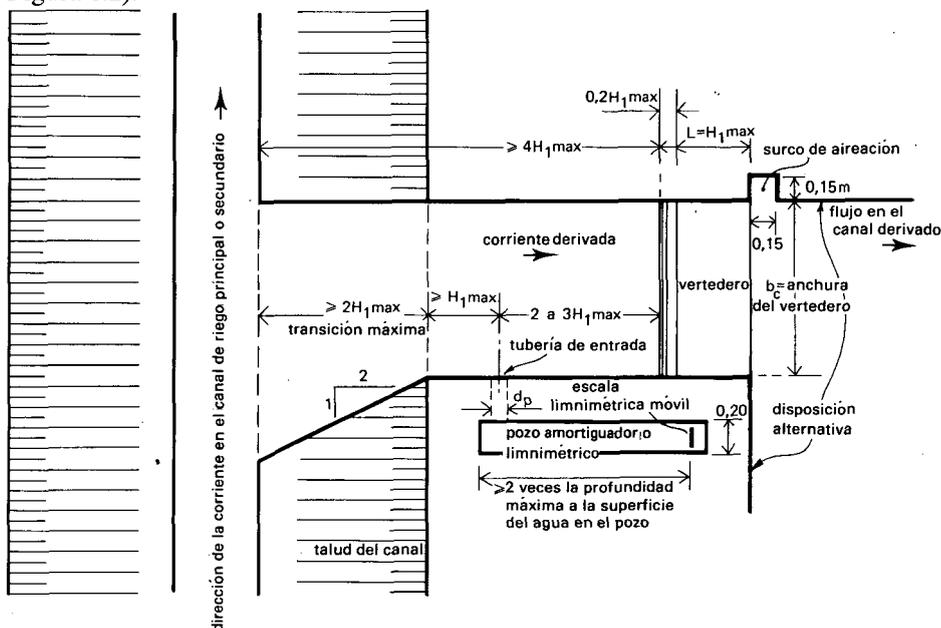


Figura 6.1 Esquema general de una toma con vertedero (Bos, 1978).

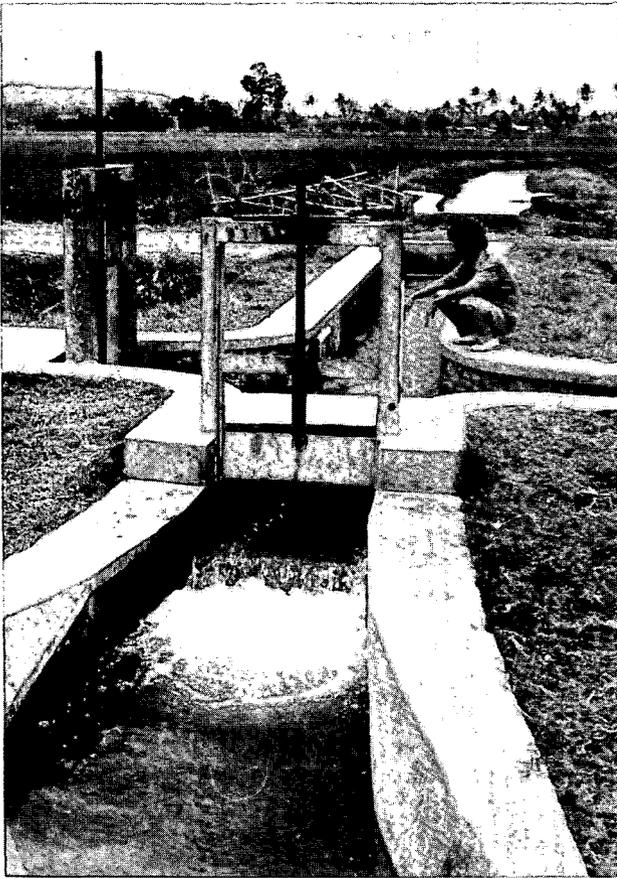


Figura 6.2 Los vertederos de compuerta móvil combinan, en un sólo dispositivo, las funciones de regulación y de medida de caudales. Indonesia. (Por cortesía de DHV, Amersfoort, Países Bajos.)

También se han construido vertederos móviles, de apariencia similar, cuya coronación tiene una pendiente ascendente de 25:1. Sin embargo es más fácil construir una coronación horizontal, ya que, además, tiene las ventajas hidráulicas descritas en el Apartado 7.4.3, por lo que no se recomiendan vertederos o aforadores cuya coronación del resalto (su cara superior) no sea horizontal.

6.2 Tipos de vertederos

Se pueden distinguir dos tipos básicos de vertederos, en función de la profundidad del agua en el canal de aproximación al dispositivo y de la altura de carga máxima que se requiere sobre la cresta del vertedero:

1. **De doble compuerta:** La coronación del vertedero va unida a una chapa que puede deslizarse por detrás de una compuerta de fondo o de una pared fija.
2. **De compuerta, adosado a un salto de agua:** La coronación del vertedero está montada, por detrás de la pared vertical de un salto, en la solera del canal.

6.2.1 Vertederos de doble compuerta (compuerta de fondo)

Este vertedero de desplazamiento vertical consta de dos compuertas de guillotina combinadas, una de las cuales, (la trasera) lleva soldada a su borde superior la coronación del vertedero y ambas van montadas en un marco de hierro con guías (ver la Figura 6.3).

- El vertedero móvil, (soldado a su compuerta) va unido a un bastidor de elevación mediante dos pletinas de hierro y tiene un desplazamiento vertical, de recorrido igual a H_{max} , pudiendo fijarse con un candado en cualquier posición de altura.
- La compuerta inferior se mantiene fija mientras se maneja el vertedero móvil y actúa como cierre de fondo de la toma.
- Ambas compuertas están unidas por pletinas de acero, que se deslizan por dentro de las guías del marco, sirviendo la inferior de tope a la superior, que constituye el vertedero móvil.

Como ya se ha mencionado, la compuerta superior (y, por tanto, la inferior) se mantienen fijas en condiciones normales de funcionamiento. Sin embargo, para eliminar los sedimentos acumulados aguas arriba del dispositivo, pueden elevarse las dos compuertas, subiendo la coronación del vertedero. Después de la operación de limpieza, las compuertas se colocan de nuevo en su posición habitual, bajando la coronación del vertedero. Para que el dispositivo no se utilice mal, el caudal máximo que puede fluir por debajo de la compuerta baja, cuando ésta está levantada, debe ser menor que el caudal que pasa sobre el vertedero cuando éste está en su posición más baja. Para que esto ocurra, el desplazamiento de la compuerta superior se restringe de forma que la compuerta inferior no pueda ser levantada más de $0,5H_{\text{max}}$ sobre la solera del canal de aproximación.

El vertedero se coloca en un canal de aproximación corto, en cuyas paredes verticales se alojan las guías. La carga, aguas arriba de la coronación del vertedero, h_1 , se mide

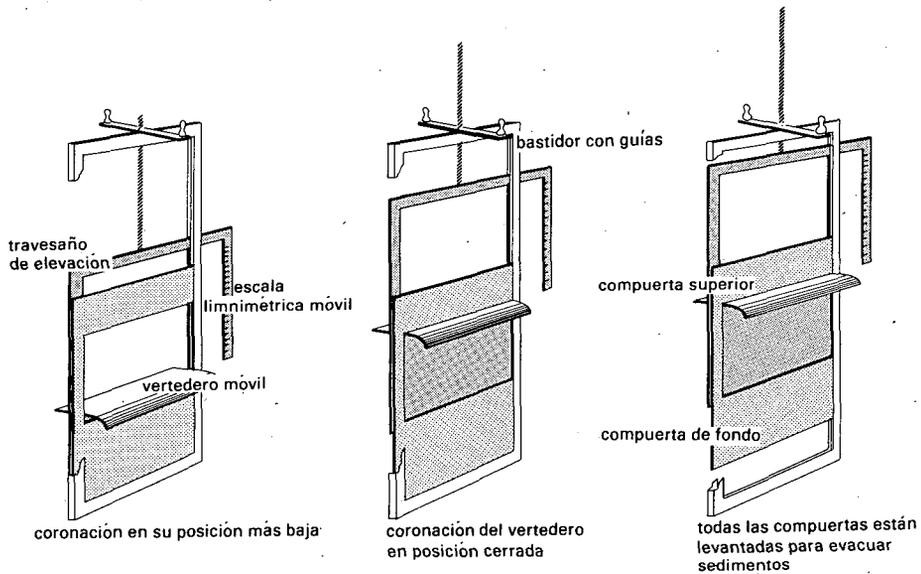


Figura 6.3 Vertedero de doble compuerta (con compuerta de fondo) (según Bos, 1974).

en el canal de aproximación, a una distancia entre dos y tres veces H_{1max} , aguas arriba de la cara del vertedero ($H_1 = h_1 + v_1^2/2g$). Las dimensiones del canal de aproximación deberán cubrir las exigencias indicadas en la Figura 6.1. El chaflán 2:1 del muro derecho debe hacerse también en el lado izquierdo, si el eje de simetría del vertedero es paralelo o coincide con el del canal abastecedor (dispositivo alineado), o si se deriva directamente el agua de un embalse o de un depósito de almacenamiento.

Si se combinan varios vertederos móviles en una sola instalación, deben colocarse pilas intermedias de forma que se mantenga el flujo bidimensional en cada unidad, permitiéndose que la carga, h_1 , se pueda medir independientemente para cada una (ver la Figura 6.4). El tramo paralelo de la pila deberá comenzar, por tanto, a una distancia H_{1max} , aguas arriba de la sección de medida de la carga, y continuar hasta el borde inferior de la coronación del vertedero. Los tajamares de las pilas de compuerta deben tener forma aerodinámica, por ejemplo, semicirculares. Para evitar grandes diferencias de velocidad en distancias cortas, el espesor de las pilas deberá ser igual o mayor que $0,65H_{1max}$, con un mínimo de 0,30 m.

6.2.2 Vertederos de compuerta, para adosar a un salto

En estos vertederos la coronación desplazable va montada por detrás de la pared vertical de un salto en el canal. El vertedero que se ilustra en la Figura 6.5 puede elevarse y bajarse mediante un mecanismo manual y debe poder levantarse lo bastante como para cortar el caudal cuando fluye a plena carga en el canal abastecedor. Cuando el vertedero se levanta, la filtración es despreciable. En condiciones normales de mane-

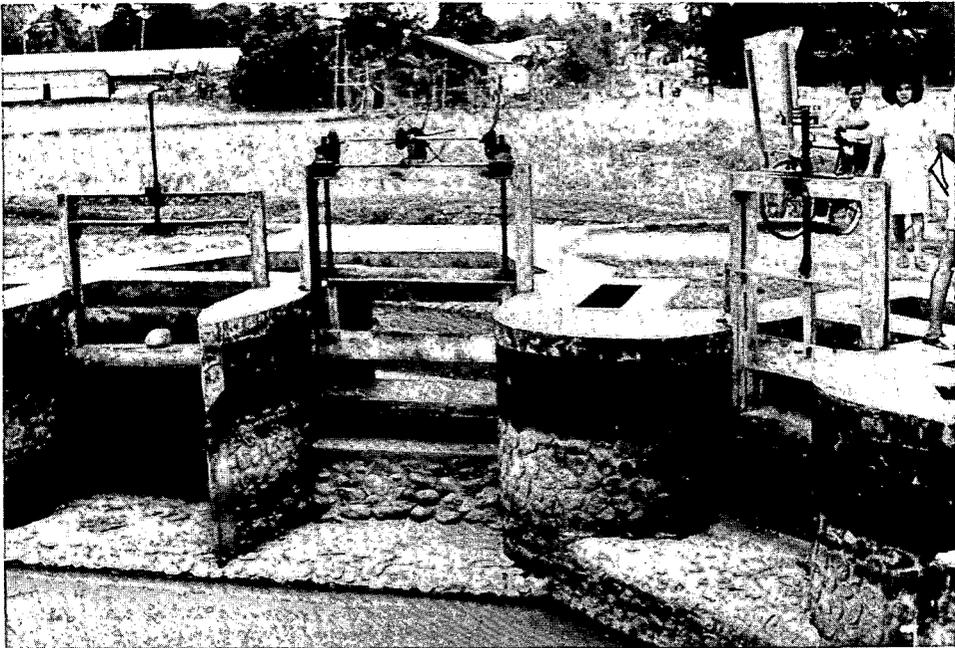


Figura 6.4 Varios vertederos. Indonesia. (Por cortesía de DHV, Amersfoort, Países Bajos.)

ticamente con un registrador de carga diferencial, de los que hay disponibles en el mercado, si bien, en general, no es preciso instalar un registrador en cada dispositivo. Las lecturas directas de la carga, h_1 , o del caudal, pueden hacerse utilizando uno de los tipos de escala que a continuación se describen, cuyo uso se recomienda, además del registrador diferencial. Las escalas de lectura directa facilitan el ajuste del vertedero y el control de la operación de registro.

Limnómetro en un pozo amortiguador

El soporte horizontal de la compuerta puede prolongarse por encima de un pozo limnométrico, según se muestra en las Figuras 6.1 y 6.3. Este pocillo se coloca en la curva interior de la derivación y se dimensiona según se muestra en la Figura 6.1. En la prolongación del soporte se suelda una escala robusta que sube y baja con la coronación del vertedero. El cero de esta escala coincide con el nivel del resalto, de forma que la carga aguas arriba, referida al umbral, sea igual a la longitud sumergida de la escala. El caudal derivado por el vertedero puede leerse directamente, si la escala se calibra en unidades de caudal.

Limnómetro en el canal de aproximación

Cuando no es posible construir un pozo amortiguador, la carga referida al resalto, h_1 , puede medirse en el canal de aproximación con un limnómetro móvil montado sobre dos soportes. El soporte inferior va soldado al vertedero móvil y el superior va atornillado al soporte de suspensión, según se muestra en la Figura 6.5. El limnómetro debe ajustarse de forma que el cero coincida exactamente con el punto de referencia del resalto. Esta colocación del limnómetro puede dar lugar a lecturas menos exactas que las obtenidas en un pozo de amortiguación, debido a la tendencia de los soportes a curvarse y a la turbulencia de la superficie del agua.

Limnómetro y escalas

En la Figura 6.6 se muestra un sistema de aforo de caudales que es muy robusto y difícil de averiar por mal uso. El sistema consta de dos escalas y un limnómetro. La primera escala, con división en centímetros, va montada en una guía del marco de la compuerta. La segunda escala, marcada en litros/segundo, va unida por medio de un soporte de acero a la pletina de elevación del vertedero y al travesaño de elevación. Por tanto, la primera escala tiene una posición fija, mientras que la segunda sube y baja con el propio vertedero. La numeración de la escala en centímetros es la misma que la de un limnómetro, instalado en el canal de aproximación del vertedero.

Las escalas en litros y en centímetros se fijan, una respecto a la otra, de forma tal que, si la coronación del vertedero se coloca exactamente al mismo nivel del agua que en el canal de aproximación, la lectura en la escala centimétrica, correspondiente al cero en la escala en litros, sea la misma que la lectura en la escala limnimétrica situada aguas arriba. Si se baja la coronación del vertedero, el caudal que pasa sobre

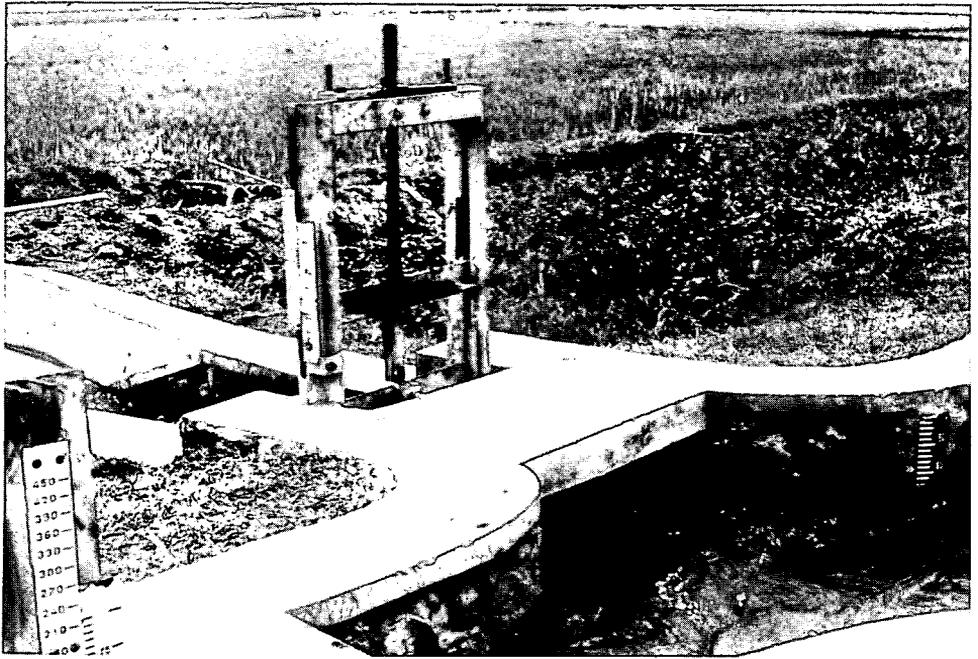


Figura 6.6 Para obtener un sistema de lecturas de caudales muy exactas se utilizan dos escalas y un limnómetro fijo. (Por cortesía de DHV, Amersfoort, Países Bajos.)

el se lee en el punto que se corresponde con la lectura de la escala limnimétrica.

El procedimiento para determinar el caudal en el vertedero es el siguiente:

1. Leer en la escala limnimétrica del canal de aproximación y recordar esta lectura.
2. Buscar el punto correspondiente sobre la escala centimétrica.
3. Leer el caudal que corresponde al punto anterior en la escala graduada en litros/segundo.

Escala suspendida

Un medidor de carga diferencial del tipo de escala suspendida es un aparato sencillo y barato, con el que puede leerse con exactitud la carga referida al resalto. El medidor consta de dos cables, uno de los cuales va unido al vertedero por un extremo y a un índice suspendido por el otro y cuelga de dos poleas. Del segundo cable, que cuelga sobre una tercera polea, pende un flotador por un extremo y una escala graduada por el otro. Las tres poleas van montadas en el mismo soporte. Como poleas pueden utilizarse ejes de bicicleta (ver la Figura 6.7). La escala deberá ser, aproximadamente, 0,10 m más larga que el máximo diferencial de cargas previsto. La altura del soporte sobre el nivel del terreno deberá ser tal que la escala no llegue al tope de acero en el nivel más bajo, al tiempo que permanezca suspendida libremente para niveles altos. Para ajustar a cero el índice, deberá girarse un tensor colocado en el cable entre el flotador de aguas arriba y la escala. Este dispositivo no puede acoplarse a un registrador automático.

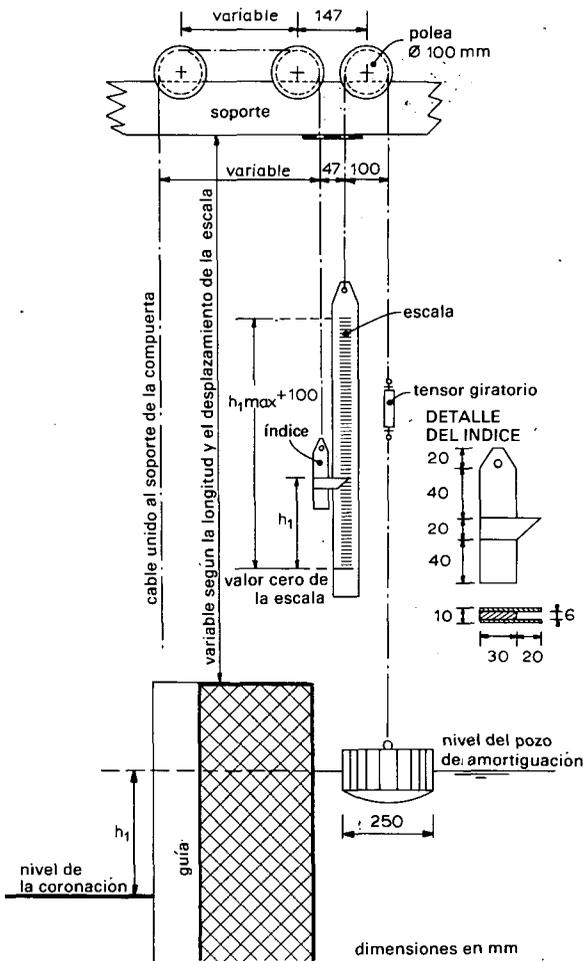


Figura 6.7. Dispositivo de índice y escala suspendidos para la medición de cargas diferenciales.

Evidentemente, este medidor diferencial de carga debe colocarse dentro de una gabiota de instrumentos, si bien la escala deberá quedar a la vista de los usuarios del agua que pasa sobre el vertedero.

Registrador automático o limnógrafo

En la Figura 6.8 se muestra, esquemáticamente, un medidor de carga diferencial que puede mover un registrador automático. El sistema está diseñado de forma que, tanto con un descenso del flotador, como con una elevación de la prolongación del soporte de la compuerta, la polea c, suspendida libremente, bajará la mitad de estos desplazamientos. Así, un punto de la periferia de la polea a se moverá la misma 'media distancia' sobre la polea del limnógrafo. Una vez ajustado este 'medio' movimiento de la polea, se puede registrar directamente la diferencia entre el nivel del agua en el pozo de amorti-

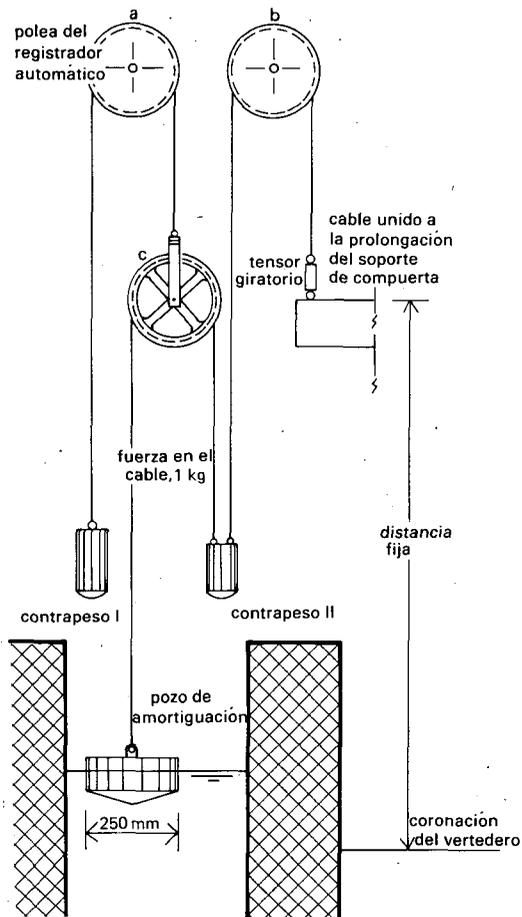


Figura 6.8 Esquema de un medidor de carga diferencial con registrador automático (adaptado de Romijn, 1938).

guación y la coronación del vertedero, que es igual a h_1 . Para que funcione satisfactoriamente, la polea suspendida libremente, *c*, deberá tener un diámetro de unos 200 mm y ser lo más ligera posible. La fuerza en el cable del flotador deberá ser de 10 N (1 kg), de forma que el contrapeso I sea de 20 N, más el peso de la polea *c*. Por tanto, debe pesarse esta polea antes de determinar el peso del contrapeso I. Si la fuerza en el cable sobre la polea *b* es también de 10 N, el contrapeso II deberá ser de 20 N. Sin embargo, se permite un peso mayor, de forma que sean similares los pesos I y II.

Para el diseño e instalación del medidor de carga diferencial, deben determinarse la altura de las poleas *a* y *b*, junto con las diferentes longitudes de cable, de modo que la rueda, *c*, suspendida libremente, y los dos contrapesos puedan moverse sin tropiezos para todos los niveles de aguas arriba y para todo el recorrido previsto para la coronación de vertedero. La puesta a cero del registrador puede hacerse ajustando el tensor o el tornillo de presión con el que se sujeta el cable a la prolongación del



Figura 6.9 Vertedero móvil con garita para el registrador automático (Por cortesía del Laboratorio de Hidráulica de Delft, Países Bajos).

soporte de elevación de la compuerta. En la Figura 6.9 se muestra una instalación del tipo descrito.

6.4 Dimensiones de los aforadores mas usuales

Hay que tener en cuenta que todas las dimensiones, tanto de los vertederos móviles, como las de sus estribos están relacionadas con el valor máximo elegido para la carga total de energía sobre la coronación del vertedero (H_{1max}).

Un caudal dado puede ser regulado por un vertedero estrecho que descarga con una carga alta o con uno ancho por el que pasa una corriente poco profunda. La combinación óptima de carga y anchura depende de diversos factores, como son los siguientes:

1. Del gasto total del vertedero, en m^3/s .
2. De la anchura del canal de llegada, principal o secundario, en el caso de un dispositivo instalado en el mismo cauce, y de la anchura del canal, aguas abajo del vertedero, cuando éste funciona como una toma.
3. De la profundidad del agua en el canal de entrada, principal o secundario.
4. De la pérdida de carga disponible en el vertedero.
5. De limitaciones constructivas, tales como la disposición de las guías, del mecanismo de elevación de las compuertas y del peso de la compuerta.
6. De si el vertedero se mueve por detrás de una compuerta de fondo o de un salto en el canal.
7. De la precisión de medida deseada.
8. Del número de vertederos que se necesitan y del deseo de normalizar sus dimensiones.

En la práctica estos factores limitan el valor máximo de H_1 a 1,00 m. La anchura del vertedero, b_c , varía de 0,30 m hasta 4 m, correspondiendo las mayores anchuras a los valores más altos de H_{1max} .

Generalmente el diseño se basa en la elección de la altura de carga, H_1 , que dará una precisión razonable y en la subsiguiente elección de la anchura más adecuada para el caudal del proyecto. La tabla de aforo que se da en el Apartado 6.5 es válida para la carga energética máxima, H_{1max} , siendo ésta igual a la longitud de la coronación. El proyectista necesita entonces, solamente, seleccionar la tabla apropiada, que le da una anchura razonable (ver el Apartado 4.3).

Para un vertedero móvil, que suministra agua a una gran finca o a un grupo de fincas pequeñas, generalmente se utiliza un límite superior de H_1 de, aproximadamente, 0,50 m. Para hacer mínima la longitud de la coronación móvil, ésta debe ser, pues, $L = 0,50$ m y la anchura del borde redondeado de la parte aguas arriba, de $0,2H_{1max} = 0,10$. Las demás dimensiones de este dispositivo de derivación se muestran en la Figura 6.10. Con una anchura de $b_c = 0,30$ m, que es la mínima en la práctica, el vertedero de la Figura 6.10 puede medir y regular caudales de entre 5 y 170 litros/s, siendo sus dimensiones lo suficientemente reducidas como para dar servicio a pequeñas unidades de riego (terciarias).

Con frecuencia, resulta más práctico utilizar una anchura menor que $b_c = 1,50$ m, ya que puede utilizarse un mecanismo de compuertas central para mover el vertedero, al tiempo que el sistema de guías puede ser relativamente sencillo (ver las Figuras 6.11 y 6.12 o el Apartado 6.6). Si la anchura supera 1,50 m, deberán utilizarse engranajes de elevación a ambos lados del vertedero para evitar que la compuerta se acodale en las guías.

6.5 Tabla de aforo

El nivel del agua más arriba de una toma móvil permanecerá casi constante, o fluctuará con el del canal del que se hace la derivación, en función del tipo de dispositivo y

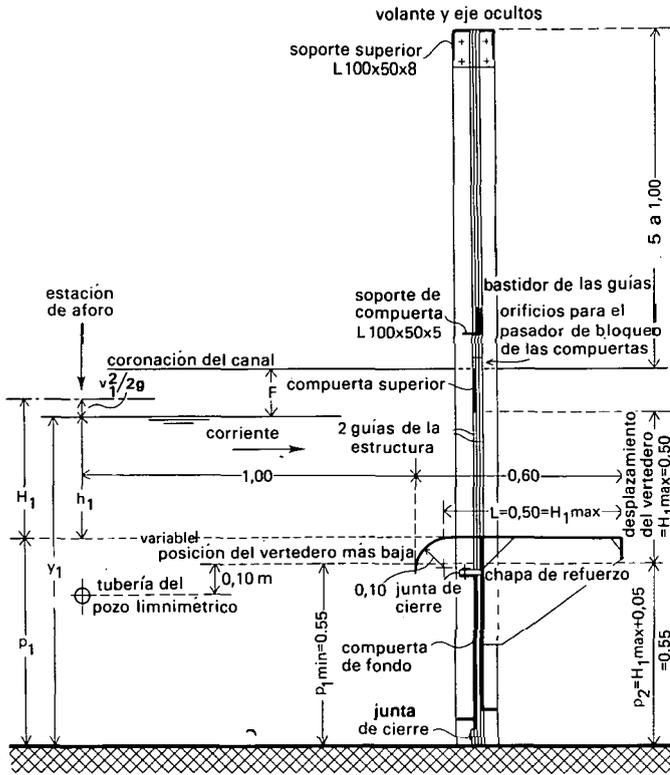


Figura 6.10 Dimensiones de uso más frecuente de una obra de derivación, con vertedero móvil.

de su procedimiento de manejo. Por tanto, la profundidad del agua, y_1 , en el canal de aproximación, puede variar, mientras que el caudal derivado y , por tanto, h_1 , son los mismos. La variación resultante en la velocidad de aproximación, v_1 , es mayor si la carga aguas arriba, h_1 , es grande en relación con la profundidad del agua, y_1 , tal como ocurre con el vertedero del tipo adosado en un salto de agua.

La aparición de valores diferentes de v_1 (y, por tanto, de $v_1^2/2g$) para el mismo valor de h_1 , da lugar a errores algo superiores en la medida del caudal (ver el Apartado 7.4.4). Si el nivel del agua en el canal de abastecimiento continuo oscila más de, aproximadamente, $0,15H_{1\text{max}}$, se deberá utilizar un vertedero de doble compuerta, o bien una de las alternativas del fondo para un vertedero de compuerta montada en un salto. En cualquiera de los dos casos debe utilizarse la tabla de aforo del vertedero de doble compuerta (ver la Figura 6.5). Sin embargo, muchos sistemas de canales de riego operan de forma que el nivel del agua en los canales principal y secundarios se mantenga dentro de unos límites estrechos, por medio de dispositivos de control móviles. En estas condiciones de manejo, la profundidad del agua, y_1 , en el canal de aproximación, permanece bastante constante. Al deducir la tabla de aforo (Tabla 6.1) se han supuesto estas condiciones y se han utilizado:

Para el tipo de compuerta doble (Figura 6.10),

$$y_1 \simeq 2H_{1\text{max}} + 0,05 \text{ m} \quad (6.1)$$

Tabla 6.1 Tablas de aforo, para vertederos móviles, en unidades métricas

L = 0,50 m 0,3 m < b _c < 2,0 m			L = 0,75 m 0,5 m < b _c < 3,0 m			L = 1,00 m 1,0 m < b _c < 4,0 m		
h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)		h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)		h ₁ (m)	q (m ³ /s por metro de anchura)	
	Con salto en solera	Doble compuerta		Con salto en solera	Doble compuerta		Con salto en solera	Doble compuerta
0,05	0,018	0,018				0,10	0,052	0,052
0,06	0,024	0,024				0,12	0,068	0,068
0,07	0,031	0,031	0,07	0,031	0,030	0,14	0,087	0,087
0,08	0,038	0,038	0,08	0,037	0,037	0,16	0,106	0,106
0,09	0,045	0,045	0,09	0,045	0,045	0,18	0,127	0,127
0,10	0,053	0,053	0,10	0,053	0,052	0,20	0,149	0,149
0,11	0,062	0,061	0,11	0,061	0,061	0,22	0,173	0,172
0,12	0,070	0,070	0,12	0,069	0,069	0,24	0,197	0,197
0,13	0,079	0,079	0,13	0,078	0,078	0,26	0,223	0,222
0,14	0,089	0,088	0,14	0,088	0,087	0,28	0,250	0,249
0,15	0,099	0,098	0,15	0,097	0,097	0,30	0,278	0,276
0,16	0,109	0,108	0,16	0,107	0,107	0,32	0,307	0,305
0,17	0,120	0,119	0,17	0,118	0,117	0,34	0,337	0,334
0,18	0,131	0,130	0,18	0,129	0,128	0,36	0,367	0,364
0,19	0,142	0,141	0,19	0,140	0,139	0,38	0,400	0,396
0,20	0,154	0,152	0,20	0,151	0,150	0,40	0,433	0,428
0,21	0,166	0,164	0,21	0,163	0,162	0,42	0,467	0,461
0,22	0,179	0,176	0,22	0,175	0,174	0,44	0,503	0,495
0,23	0,192	0,188	0,23	0,187	0,186	0,46	0,539	0,530
0,24	0,205	0,201	0,24	0,200	0,198	0,48	0,576	0,566
0,25	0,218	0,214	0,25	0,213	0,211	0,50	0,614	0,602
0,26	0,232	0,227	0,26	0,226	0,224	0,52	0,653	0,640
0,27	0,247	0,241	0,27	0,240	0,237	0,54	0,694	0,678
0,28	0,261	0,255	0,28	0,253	0,251	0,56	0,735	0,717
0,29	0,277	0,269	0,29	0,268	0,265	0,58	0,778	0,757
0,30	0,292	0,283	0,30	0,282	0,279	0,60	0,821	0,798
0,31	0,308	0,298	0,31	0,297	0,293	0,62	0,866	0,839
0,32	0,324	0,313	0,32	0,312	0,307	0,64	0,912	0,882
0,33	0,341	0,328	0,33	0,327	0,322	0,66	0,959	0,925
0,34	0,358	0,344	0,34	0,343	0,337	0,68	1,008	0,968
0,35	0,376	0,360	0,35	0,359	0,353	0,70	1,057	1,014
0,36	0,394	0,376	0,36	0,375	0,368	0,72	1,108	1,060
0,37	0,413	0,392	0,37	0,391	0,384	0,74	1,160	1,106
0,38	0,432	0,409	0,38	0,408	0,400	0,76	1,214	1,153
0,39	0,451	0,426	0,39	0,425	0,416	0,78	1,269	1,202
0,40	0,471	0,444	0,40	0,443	0,433	0,80	1,326	1,251
0,41	0,492	0,461	0,42 ^a	0,479	0,467	0,82	1,384	1,301
0,42	0,513	0,479	0,44	0,516	0,501	0,84	1,444	1,352
0,43	0,535	0,497	0,46	0,534	0,517	0,86	1,505	1,403
0,44	0,558	0,516	0,48	0,554	0,537	0,88	1,569	1,456
0,45	0,578	0,535	0,50	0,574	0,554	0,90	1,634	1,509
0,46	0,603	0,554	0,52	0,600	0,580	0,92	1,701	1,564
0,47		0,574	0,54	0,621	0,600	0,94		1,619
0,48		0,593	0,56	0,642	0,620	0,96		1,675
			0,58	0,663	0,641			
			0,60	0,684	0,662			
				0,704	0,683			
			0,62	0,914	0,857			
			0,64	0,967	0,901			
			0,66	1,021	0,947			
			0,68	1,078	0,993			
			0,70		1,041			
			0,72		1,089			
Δh =	0,13 m	0,11 m		0,20 m	0,17 m		0,26 m	0,22 m

a Cambio en el incremento de carga.

Para el tipo de compuerta montada en un salto (Figura 6.5),

$$y_1 \approx 1,33H_{1\max} \quad (6.2)$$

Si el valor de y_1 es diferente de los valores anteriores, puede deducirse una tabla de aforo adecuada ajustando el cambio de la velocidad de aproximación por el método expuesto en el Apartado 7.4.7, o interpolando entre las cargas tabuladas. Se dan tres series de tablas: para $L = 0,50$ m, $0,75$ m y $1,00$ m. Para reducir al mínimo el tamaño del vertedero se ha utilizado, como límite superior, $H_1/L \leq 1,0$.

Al pie de la Tabla 6.1 se da la pérdida de carga necesaria, ΔH , en el vertedero móvil. Estos valores pueden ser utilizados si el vertedero tiene un tramo corto de canal rectangular en su salida, tal como el del ejemplo de la Figura 6.21. Si se utiliza un canal de cola más ancho deberán calcularse las pérdidas de carga por el método que se explica en el Apartado 7.5 o estimarlas en $0,4H_{1\max}$, para el caso más desfavorable (ver la Tabla 7.5).

6.6 Disposición de las guías

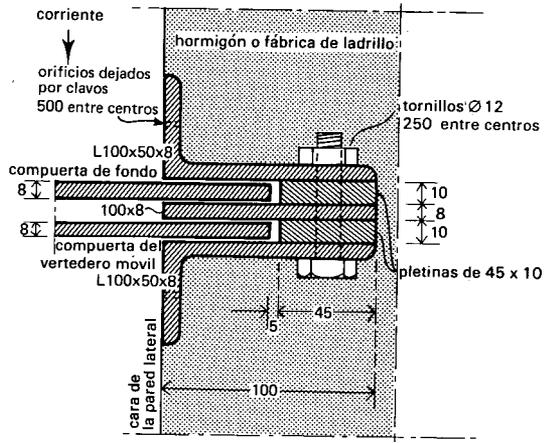
Según se mencionó en el Apartado 6.4, la disposición de las guías en los vertederos con anchura de entre $0,30$ y $1,50$ m puede ser bastante sencilla; las compuertas, con sus correspondientes soportes de suspensión y perfiles, se mueven por dentro de estrechas acanaladuras con cierre hidráulico del tipo metal contra metal. Las filtraciones de agua por los bordes horizontales se impiden utilizando juntas de goma.

El sistema de guías y juntas de cierre terminales, que pueden usarse en el tipo de vertedero que se muestra en la Figura 6.10, se dan en la Figura 6.11. Según se muestra, los perfiles de las guías van enrasados con los cajeros del canal de aproximación. También las pletinas de elevación, de 8×50 mm, encajan perfectamente en las guías de 10 mm de anchura. Por tanto, la anchura del vertedero es la misma que la del canal de aproximación. La coronación del vertedero se mueve, entre las paredes de hormigón o fábrica de ladrillo, con una holgura de unos 5 mm, lo que apenas tiene una influencia apreciable en la exactitud de la medida del caudal.

Según se expuso en el Apartado 6.2.1, el movimiento de las compuertas superior y de fondo se restringe para reducir al mínimo las pérdidas accidentales o las salidas furtivas de agua. Para esto se suelda una pletina de 8×60 mm en el ángulo superior de la compuerta alta. Esta pletina encaja en la guía correspondiente y termina $0,20$ m por debajo de la esquina superior del bastidor (la compuerta de fondo está cerrada). Un pasador de cierre con candado encaja en un orificio (10×40 mm) que atraviesa la estructura, justamente por encima de esta pletina. Si el pasador se retira, la compuerta de fondo puede abrirse $0,20$ m, lo cual permite que fluya menos agua a través de esta abertura que sobre el vertedero, con lo que se evitan despilfarros.

En los vertederos con compuerta de fondo, la compuerta vertical se coloca, generalmente, de forma que aproximadamente la mitad de la coronación del vertedero quede aguas arriba del plano de la compuerta, con el fin de reducir al mínimo el par de empuje giratorio sobre esta compuerta, cerca de las guías. Sin embargo, los vertederos que se mueven detrás de un salto tienen, frecuentemente, la compuerta vertical unida al borde redondeado que presenta en la parte de aguas arriba su coronación (ver la Figura 6.5), de manera que se necesita dar una robustez algo mayor a las guías de

SECCION TRANSVERSAL DEL SISTEMA DE GUIAS



SECCION TRANSVERSAL DE TERMINALES Y JUNTAS

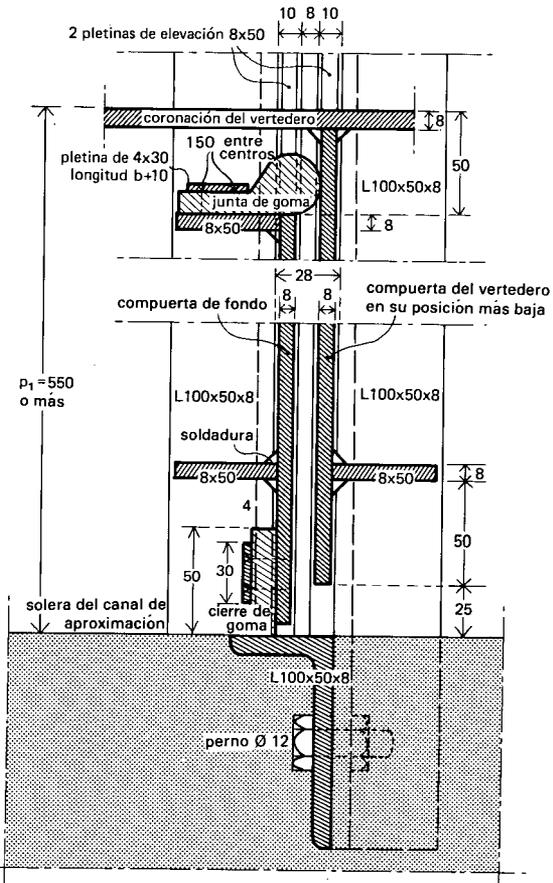


Figura 6.11 Secciones de disposición de guías, terminales y juntas para vertederos móviles con compuerta de fondo (dimensiones en milímetros).

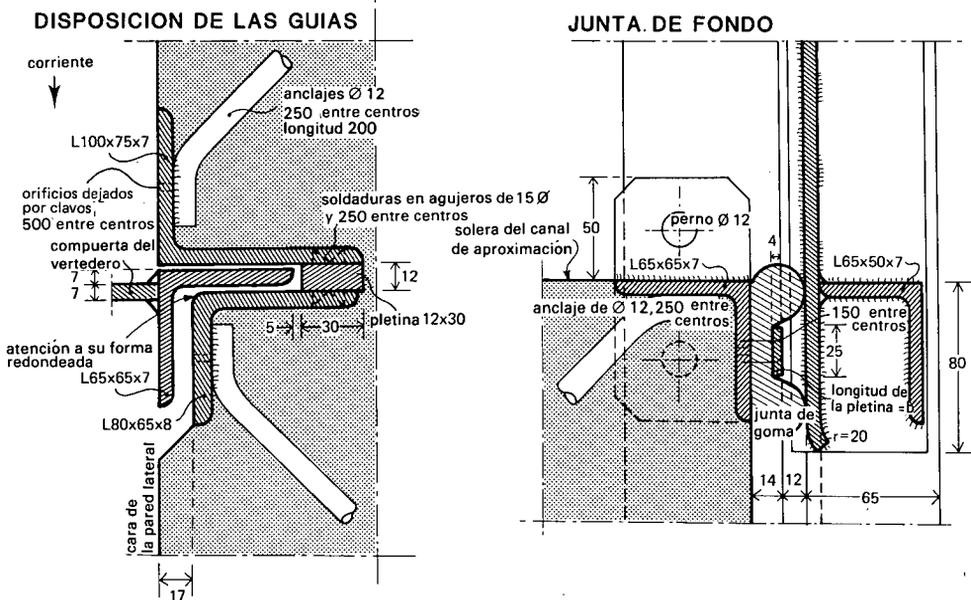


Figura 6.12 Secciones de un sistema de guías y junta de fondo para un vertedero de salto (dimensiones en milímetros).

la compuerta, lo que puede conseguirse soldándole por el borde lateral un perfil angular de hierro, el cual se mueve por la acanaladura del bastidor, según se muestra en la Figura 6.12. Este perfil de hierro sirve, así mismo, para subir y bajar el vertedero. En la Figura 6.12 también se muestra un ejemplo de terminal y junta de fondo, para un vertedero situado tras un salto. Es importante que el borde inferior de la compuerta de fondo sea redondeado, ya que permite que ésta baje de nuevo una vez que, por razones de mantenimiento, se ha elevado por encima de la solera del canal de aproximación.

Cuando los vertederos móviles han de tener una anchura mayor de 1,50 m, los perfiles que se utilizan en las acanaladuras deben ser más pesados, para soportar mayores fuerzas hidráulicas, además de las requeridas para mover el vertedero. En la Figura 6.13 se muestra un ejemplo de un sistema de guías apropiado. En las Figuras 6.11 y 6.12, se ilustran las juntas de fondo para vertederos de entre 1,5 y 4,0 m de anchura.

Aunque en el Apartado 6.8 se dan detalles constructivos de un vertedero de más de 1,50 m de anchura, en caso de tener que hacer algunas modificaciones en los esquemas dados, se recomienda consultar a un ingeniero mecánico.

6.7 Mecanismos para la elevación de compuertas

6.7.1 Elección de los mecanismos de elevación

Los mecanismos de compuerta de los vertederos móviles varían desde un simple elevador de piñón con cadena, hasta un mecanismo complejo, de funcionamiento eléctrico, con mando a distancia. El tipo de dispositivo depende del tamaño de la compuerta,

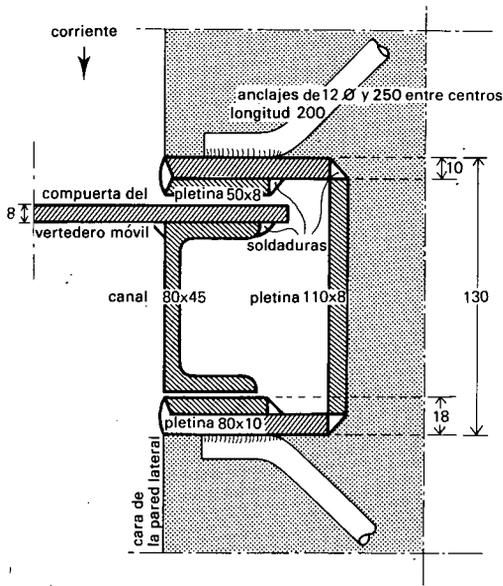


Figura 6.13 Sección de un sistema de guías para compuertas de entre 1,50 y 4,00 m de anchura (dimensiones en milímetros).

de la carga hidráulica máxima, bajo la que tendrá que funcionar, del tipo de canal en el que se instale (a nivel de finca o a nivel de zona), de la velocidad del desplazamiento de la compuerta y del método de manejo.

Existen en el mercado diversos mecanismos que cubren las necesidades de múltiples aplicaciones. En el Apartado 6.7.2 se describen algunos dispositivos que pueden utilizarse en vertederos de anchura menor de 1,50 m.

El mecanismo elevador de la compuerta debe superar un conjunto de fuerzas para mover cualquier vertedero desplazable. Estas fuerzas incluyen el peso del vertedero y de la compuerta o compuertas, el peso del soporte y del eje, la resistencia por el rozamiento debido a la presión hidráulica ejercida contra la compuerta o compuertas y el peso del agua sobre la coronación del vertedero.

Para determinar la fuerza de elevación necesaria para mover un vertedero se utiliza la ecuación siguiente:

$$F = fTb_c + W + \rho gh_1 b_c L \quad (6.3)$$

en donde:

F = Fuerza elevadora necesaria (N)

f = Coeficiente de rozamiento (adimensional)

b_c = Anchura del vertedero (m)

W = Peso del vertedero móvil (y compuertas) más el de las pletinas de sujeción, el del soporte y el del vástago (N)

g = Aceleración de la gravedad ($9,81 \text{ m/s}^2$)

ρ = Densidad del agua (kg/m^3)

h_1 = Carga sobre la coronación del vertedero (m), aproximadamente igual al calado aguas arriba

T = Superficie del triángulo sombreado o trapecio de la Figura 6.14 (kg/s^2)

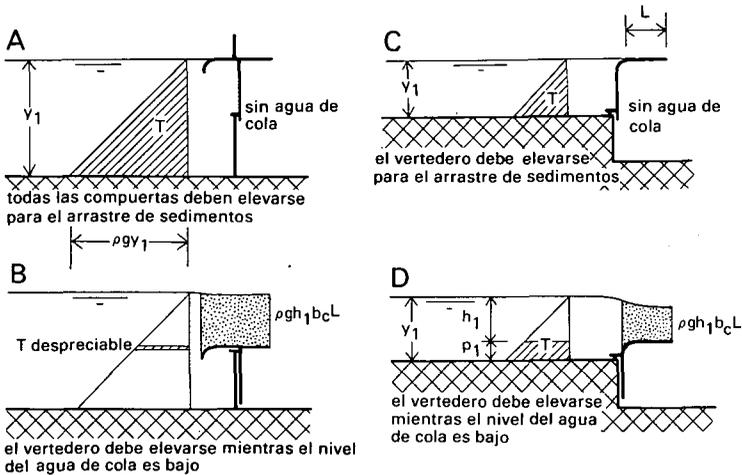


Figura 6.14 Ejemplos de presión hidráulica ejercida sobre vertederos móviles.

En la Figura 6.14 se muestra la presión hidráulica, ejercida sobre las compuertas y el vertedero, en cuatro posiciones extremas de este último. La Figura 6.14A, ilustra la posición para la que F llega a ser máxima con un vertedero de doble compuerta. Esto se debe a que $T = 0,5\rho gy_1^2$ y a que todas las compuertas y el vertedero deben levantarse para facilitar el arrastre de sedimentos. En la Figura 6.14D la fuerza, F , alcanza un valor máximo para el vertedero de compuerta tras un salto, debido a que el valor de $T \approx 0,4\rho gh_1^2$ (para $p_1 = 0,33H_{1max}$) y a que todos los demás términos de la Ecuación 6.3 tienen un valor máximo. En la Ecuación 6.3 se utilizan dos coeficientes de rozamiento diferentes. El primero es para iniciar el movimiento de las compuertas partiendo de su posición de cierre, y su valor, con un criterio conservador, se ha determinado que puede ser, aproximadamente, $f = 0,6$. Una vez que la compuerta se ha levantado un poco, este coeficiente, inicialmente alto, se reduce hasta, aproximadamente, $f = 0,3$. Estos valores aproximados varían según el tiempo transcurrido desde la última apertura de la compuerta, según que ésta se halle más o menos cubierta por sedimentos de limo o arena y según que las superficies de contacto estén bien lubricadas o secas.

6.7.2 Tipos de mecanismos para la elevación de compuertas

Una vez determinada la fuerza, F , el paso siguiente es elegir una combinación del mecanismo de elevación y del correspondiente vástago. Tanto el engranaje con piñón como el gato de elevación son muy apropiados, cuando las fuerzas a vencer son pequeñas. La ventaja de estos mecanismos de bajo coste es que pueden ser soldados el uno al otro en la mayoría de los talleres mecánicos.

Mecanismo de piñón y cremallera

Este mecanismo fué desarrollado por Fullerform† (1977) para disponer de un dispositi-

† Los nombres comerciales o de empresas se dan solo para ayudar al lector, sin que ésto signifique una aprobación o un tratamiento de preferencia hacia la compañía citada o hacia sus productos.

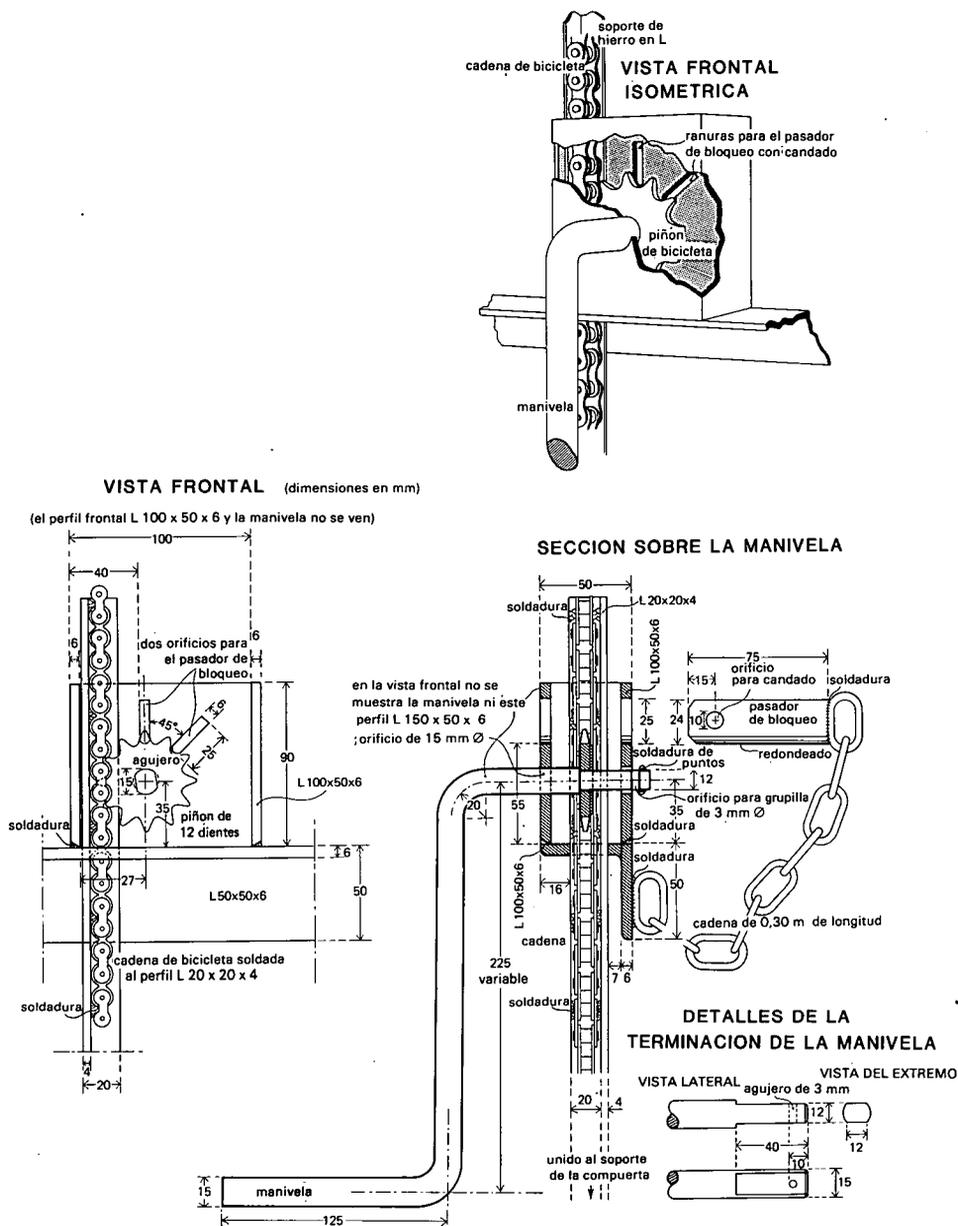


Figura 6.15 Mecanismo elevador de piñon y cremallera.

tivo de bajo coste, para el ajuste exacto de compuertas pequeñas. Para un vertedero de 0,30 m de anchura no se presentarán problemas si se construye de acero de alta resistencia, con las dimensiones que aparecen en la Figura 6.15. Si la manivela tiene un radio de longitud 6 veces la del piñon y se le aplica una fuerza manual de 120 N (≈ 12 kgf), este mecanismo puede producir una fuerza de elevación, F, de aproximadamente 700 N (68 kgf).

Mecanismo de elevación con gato

También el mecanismo de gato (Figura 6.16), si se construye con las dimensiones que se dan en la Figura 6.17, constituye un método fiable para el ajuste preciso de pequeños vertederos.

Por lo general la longitud del brazo de palanca del gato es de 6 a 7 veces la distancia entre su punto de apoyo (de giro) y el vástago de la compuerta. Mediante este sistema de palancas la fuerza de elevación es, aproximadamente, de 750 N (73 kgf), si se aplica un esfuerzo de 120 N (12 kgf). Sin embargo, con este mecanismo es posible utilizar las dos manos e incrementar el esfuerzo añadiendo el peso del cuerpo, con lo que es posible alcanzar fuerzas de elevación instantáneas de hasta $F = 3.000 \text{ N}$ (295 kgf), cuando se necesita mover un vertedero solo ocasionalmente.

Para el descenso gradual de una compuerta por medio de este mecanismo de gato se puede seguir el siguiente procedimiento: (1) presionar la pieza de embrague contra el vástago, mientras el brazo está a unos 0,05 m de su posición más baja; (2) empujar el brazo hacia abajo y liberar el freno, levantándolo de su ala más larga; (3) levantar el brazo de la palanca hasta que la compuerta haya descendido (sujeta por el embrague) hasta su nueva posición; (4) aplicar el freno para bloquearla y (5) soltar el embrague y bajar el brazo para que pueda ser fijada con un candado a los orificios provistos al efecto.

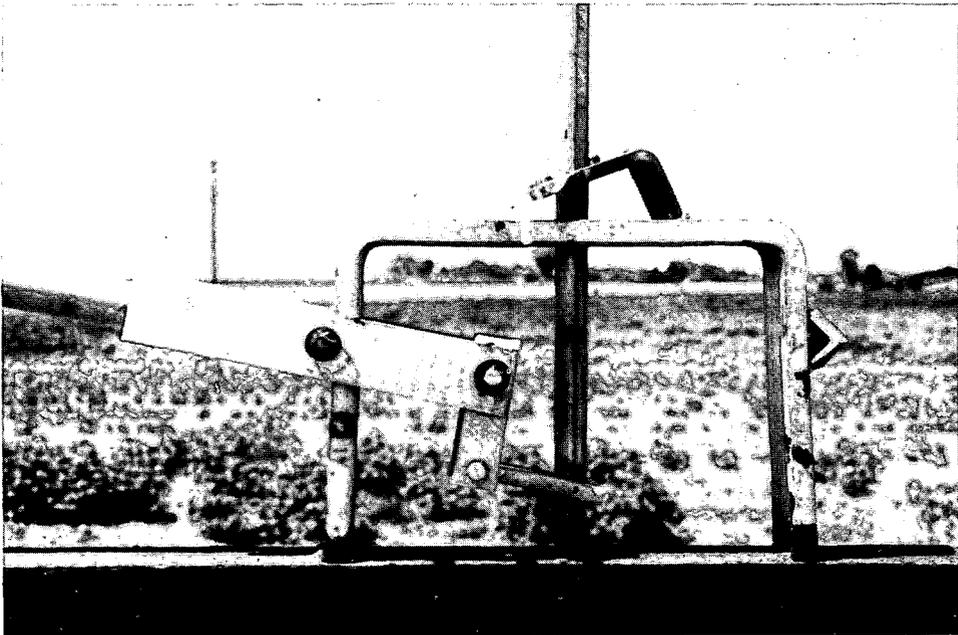


Figura 6.16 Mecanismo elevador de gato.

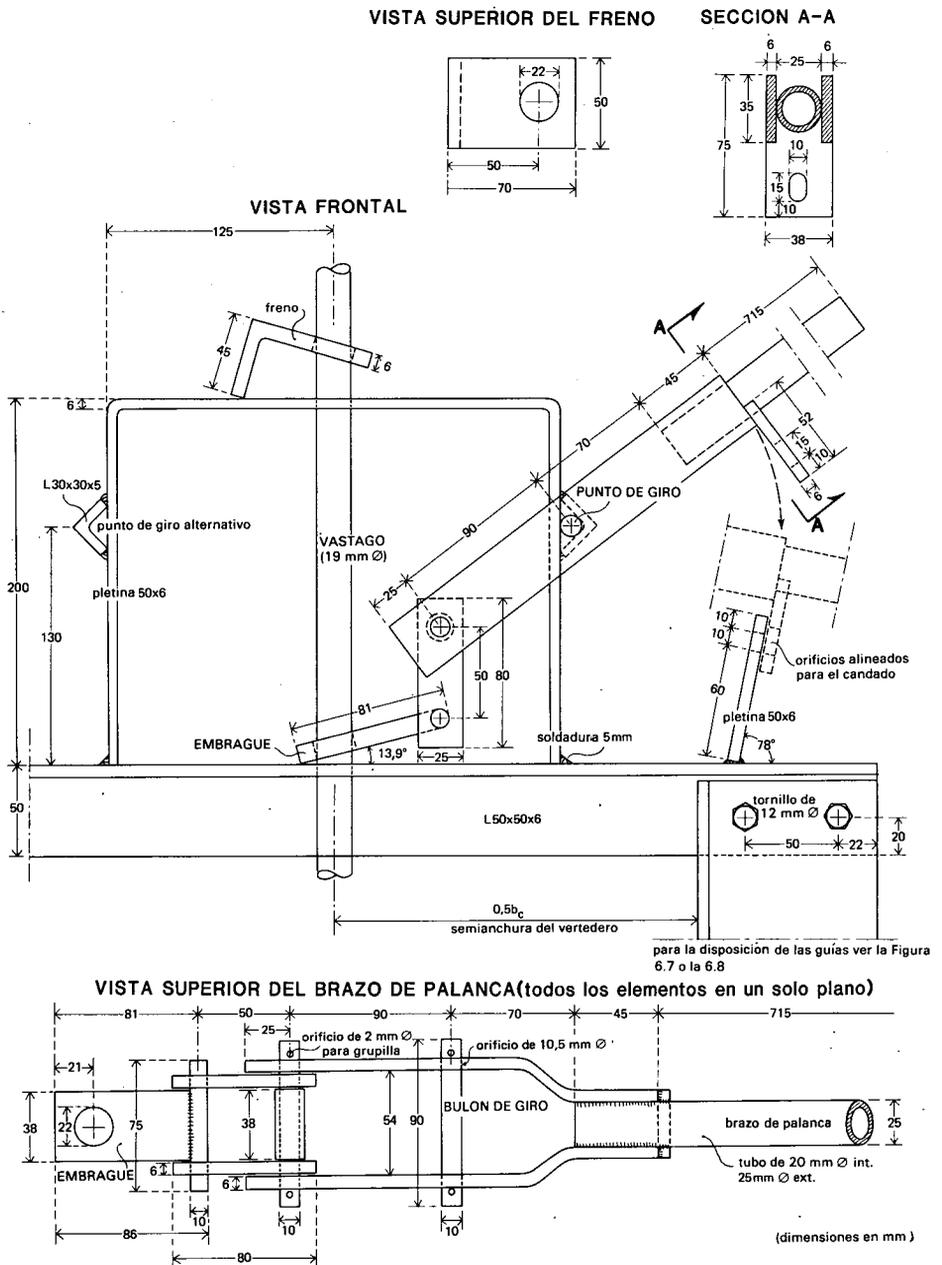
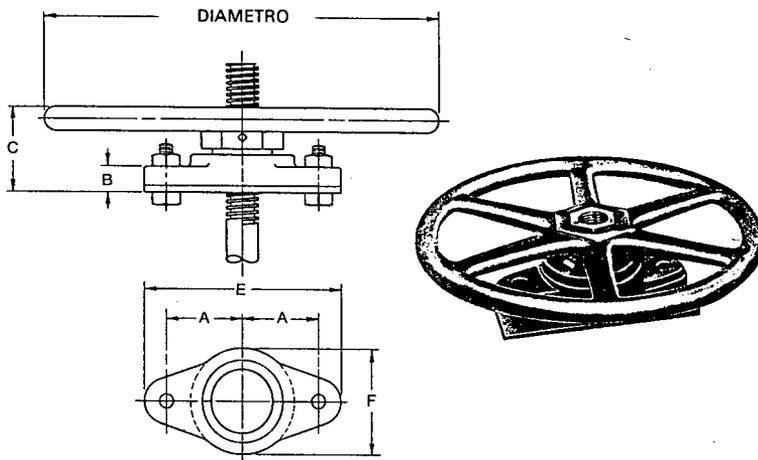


Figura 6.17 Mecanismo elevador de gato.



diámetro del volante en mm	diámetro del husillo en mm	vueltas del volante para mover la compuerta 25 mm	fuerza de elevación, en N, para un esfuerzo sobre el volante de 120 N	dimensiones en mm					
				A	B	C	E	F	Ø del tornillo
250	22	2,5	4300	70	16	80	180	95	12
	29	2,5	3400						
360	22	2,5	5800	70	16	80	180	95	12
	29	2,5	4800						
450	29	2,5	5800	90	29	100	230	120	16
	38	2,0	4300						
610	29	2,5	7250	90	29	100	230	120	16
	38	2,0	5800						
760	29	2,5	8700	90	29	100	230	120	16
	38	2,0	7250						

*) 1 N = 0,0981 Kg fuerza

Figura 6.18 Dimensiones de un volante (adaptado de la ARMCO Steel Corporation, 1977).

Husillo con volante

Para vertederos que se suben y bajan regularmente y requieren una fuerza de elevación mayor de 750 N (73 kgf) se recomienda el empleo de un husillo con volante. Esto supone, en la práctica, que deben equiparse con husillo y volante los vertederos que tienen una longitud de coronación de $L = 0,50$ m (que son, por lo general, los más utilizados) y cuya anchura sea mayor que la mínima, $b_c = 0,30$ m.

Existen en el mercado muchas clases de volantes manuales con tuercas de elevación, de hierro fundido o de bronce. Se recomiendan especialmente las tuercas de bronce, en vez de las de fundición, por su alta resistencia a la corrosión, su más larga duración y su mayor eficiencia.

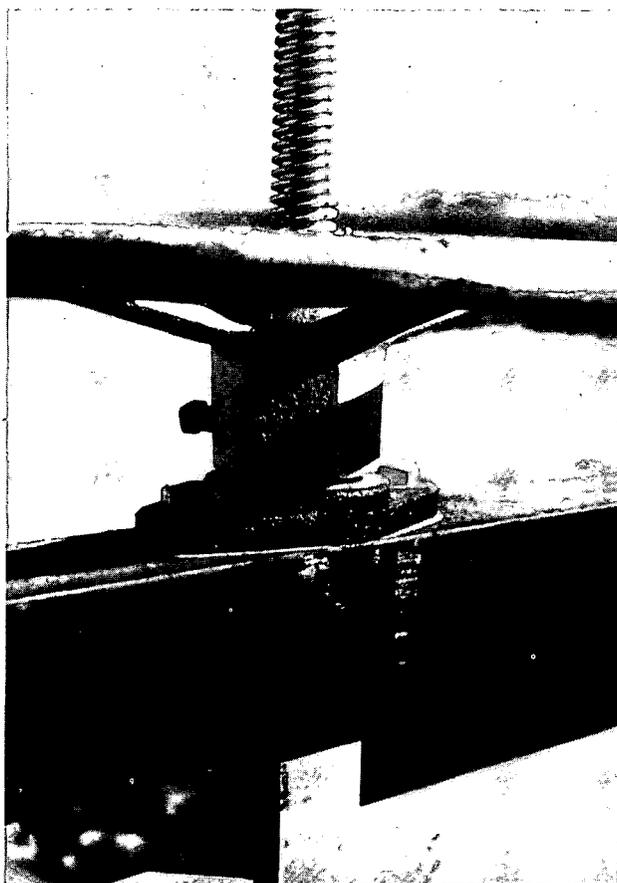


Figura 6.19 Volante de compuerta.

Para escoger una buena combinación de volante y husillo se recomienda consultar la información detallada de los catálogos de los fabricantes, si bien los datos de la Figura 6.18 se pueden utilizar a nivel de anteproyecto. Para evitar cambios furtivos de la altura del vertedero debe soldarse al tramo superior del bastidor un trozo de cadena, para atarla, con un candado, al volante. Si se desmonta éste después de accionar el vertedero, la cadena debe dar una vuelta alrededor del asiento del volante, en la tuerca de elevación, de forma que no pueda utilizarse ninguna otra herramienta para mover el vertedero.

Los vertederos que tienen una anchura de $b_v = 1,50$ m, o menor, pueden moverse con un mecanismo de elevación sencillo, situado en el centro del travesaño superior del bastidor (Figura 6.19). En la Figura 6.20 se muestra un ejemplo de cómo han de ir dispuestas las piezas en dicho soporte superior del marco. La esquina superior va atornillada, a fin de poder desmontar todo el vertedero para su mantenimiento.

Además de con los mecanismos de elevación manuales descritos anteriormente los vertederos pueden accionarse mediante gatos hidráulicos o motores eléctricos. Si estos mecanismos se activan automáticamente por un dispositivo que registra la carga, tal

como el que se muestra en la Figura 6.8, la carga aguas arriba referida al resalto y, por tanto, el caudal que fluye sobre el vertedero, permanecen constantes.

6.8 Ejemplo de diseño para la construcción de una obra de derivación

Según se explicó en el Capítulo 4, la solera y los cajeros de las obras de medición pueden construirse de ladrillo, de hormigón armado o con una combinación de ambos materiales. Como se puede ver en la Figura 6.4, la mampostería de piedra natural da buenos resultados. La elección del material de construcción debe basarse tanto en su disponibilidad como en la de la mano de obra, pues de ambos depende el coste de construcción de la obra. Desde el punto de vista hidráulico no existe preferencia alguna por ningún material de construcción específico.

El vertedero de coronación móvil es especialmente adecuado para regular y medir el caudal derivado de un canal de riego principal o secundario. En el ejemplo de la Figura 6.21 se utilizó hormigón armado, por ser el material de construcción más corriente. Esta obra aloja un vertedero de tamaño normalizado ($L = 0,50$ m), situado en un salto. Sin embargo, si se rebajase la solera del canal de aproximación, podría instalarse un vertedero con compuerta de fondo.

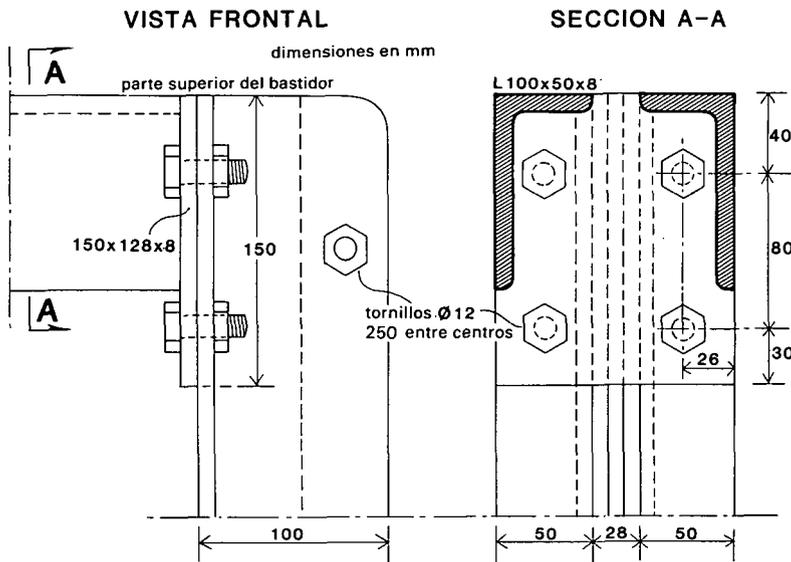
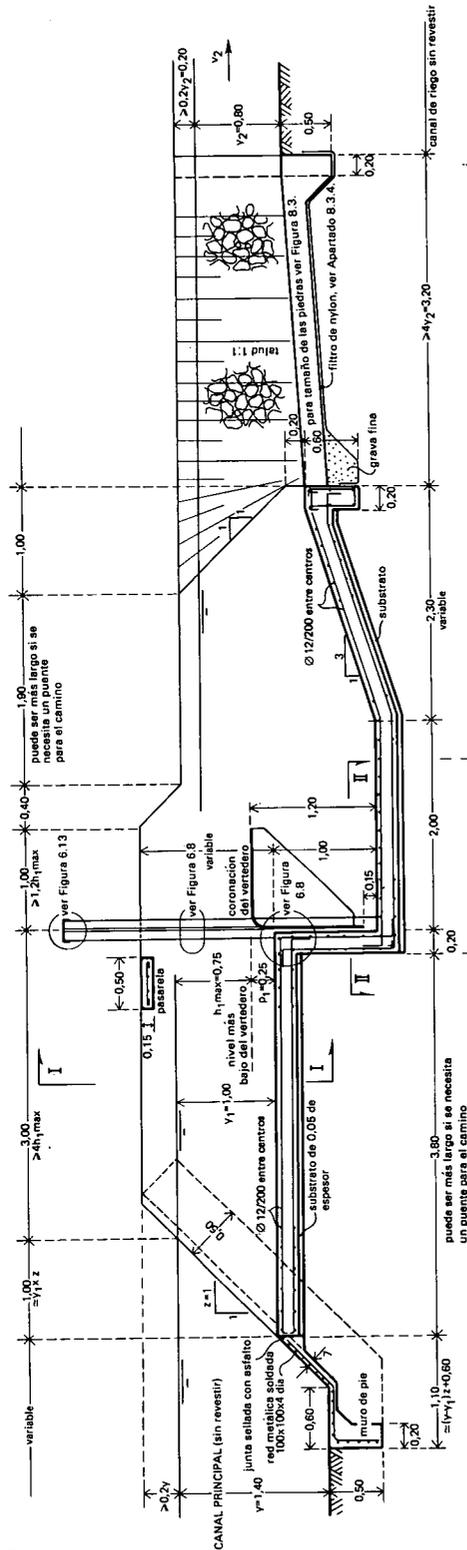
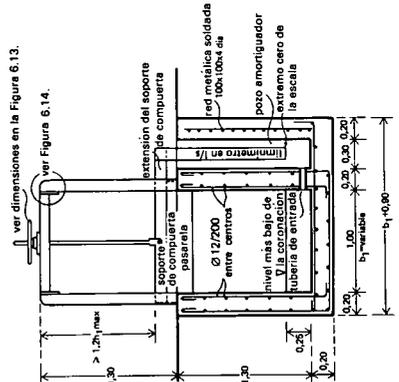


Figura 6.20 Detalle del ángulo superior del bastidor de un vertedero de doble compuerta (ver la Figura 6.11).

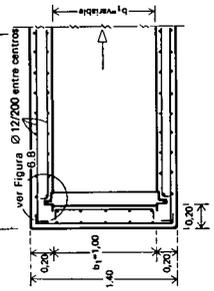
SECCION LONGITUDINAL (dimensiones en m)



SECCION I-I



SECCION II-II
(no se muestra el vertedero)



PLANTA (dimensiones en m)

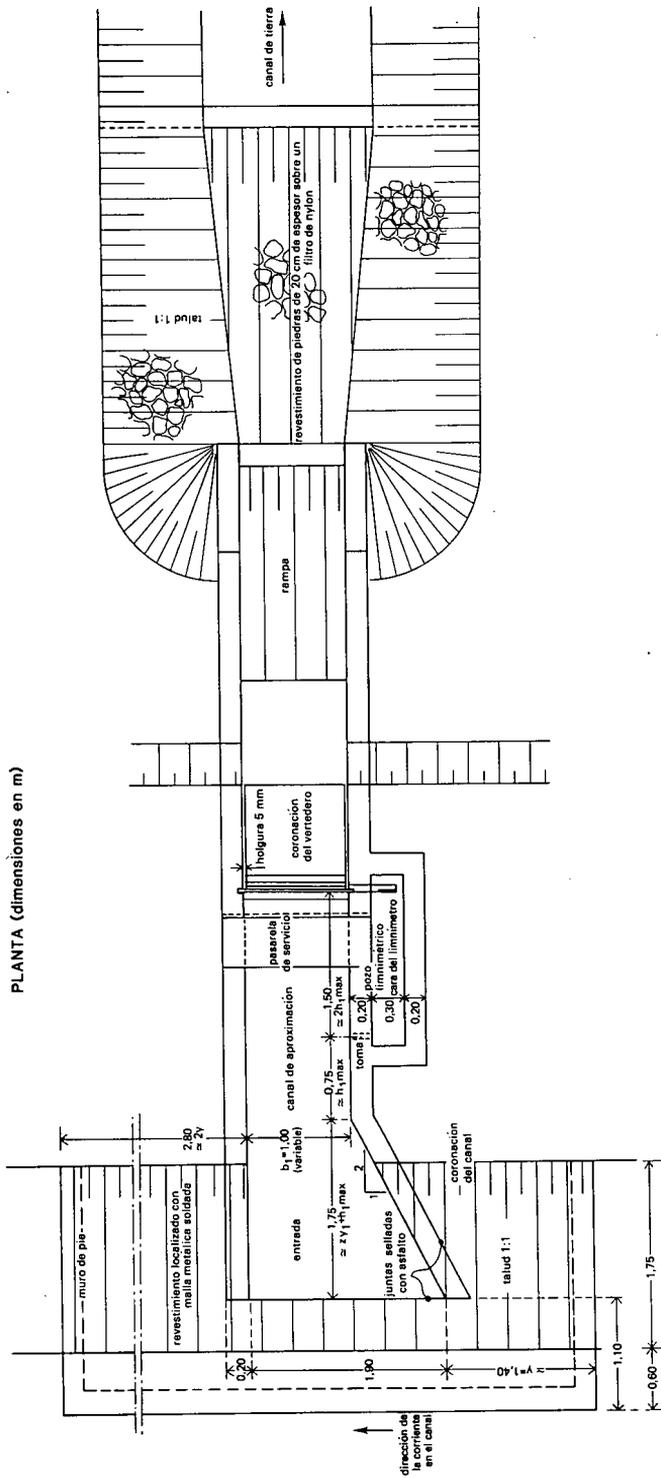


Figura 6.21 Ejemplo de obra de derivación con vertedero. (Por cortesía de DHV, Amersfoort, Países Bajos.)

7 Hidraulica basica de los vertederos y aforadores

7.1 Introduccion

Este capítulo tiene por finalidad explicar los principios fundamentales relativos a la evaluación de las características del flujo en los vertederos y aforadores, ya que son éstas las que determinan las relaciones existentes entre la altura de carga y el caudal y el límite modular en dichos dispositivos de medida. Se da también información suficiente para calibrar, con un grado aceptable de precisión, los aforadores con casi cualquier forma de sección y como ayuda a estos cálculos se ofrece en el Capítulo 9 un programa de ordenador.

7.2 Continuidad

La Figura 7.1 muestra un tubo de corriente que es un tramo de flujo, limitado por líneas de corriente. Como, por definición, no hay flujo a través de una línea de corriente y suponemos que el agua es incompresible, el volumen de agua que entra en la unidad de tiempo por la sección 1 debe ser igual al que sale por la sección 2. Para la hipótesis de flujo constante la forma y posición del tubo de corriente no cambia con el tiempo. En estas condiciones el caudal (ΔQ) a través de una pequeña sección es igual al producto de la velocidad media, perpendicular a la sección (v), por la superficie de dicha sección (ΔA). Para las secciones transversales 1 y 2 de la Figura 7.1, resulta:

$$\Delta Q = v_1 \Delta A_1 = v_2 \Delta A_2 \quad (7.1)$$

La Ecuación 7.1 es la ecuación de continuidad, que es válida para el flujo de un fluido incompresible a través de un tubo de corriente. Si la Ecuación 7.1 se aplica a un tubo de corriente con unos límites fijos bien definidos, como ocurre en un canal abierto con flujo constante (en el que los límites del tubo de corriente son la solera del canal, los cajeros y la superficie del agua, según se muestra en la Figura 7.2), la ecuación de continuidad es la siguiente:

$$Q = v_1 A_1 = v_c A_c = \text{constante} \quad (7.2)$$

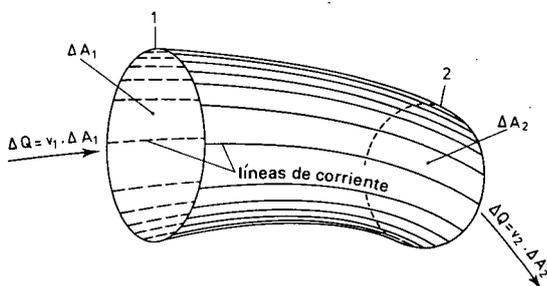


Figura 7.1 El tubo de corriente.

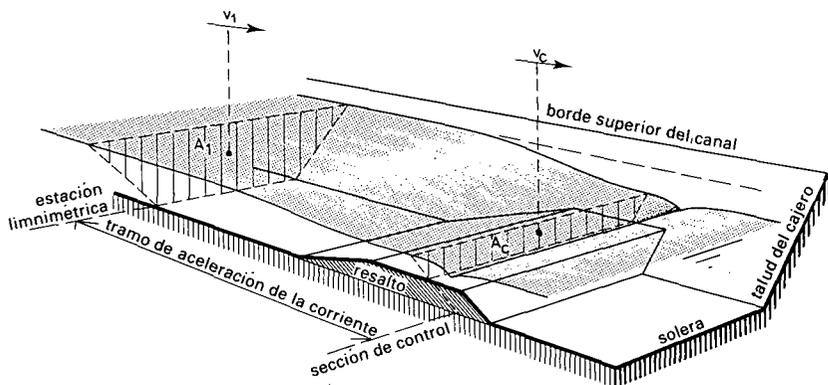


Figura 7.2 Corte transversal de la corriente por la sección de aforo y por la sección de control.

donde v_1 y v_2 son, respectivamente, las velocidades medias perpendiculares a las secciones transversales A_1 y A_2 .

7.3 Ecuación de Bernoulli

Cada partícula de agua tiene una velocidad real (u), una cota (Z), una presión (P), una temperatura y produce un cierto ruido. Para nuestros fines, pueden despreciarse estas dos últimas propiedades, que son intercambiables. Las otras se pueden expresar, en forma de energía, del siguiente modo:

$\frac{1}{2}\rho u^2$ = Energía cinética, por unidad de volumen

P = Energía debida a la presión, por unidad de volumen

$\rho g Z$ = Energía potencial, por unidad de volumen

donde:

ρ = Densidad del fluido

g = Aceleración de la gravedad.

La expresión de estas energías en kg/ms^2 o en $\text{Newtons}/\text{m}^2$ no es práctica en la ingeniería. Por esta razón generalmente se supone que la densidad es constante ($\rho = 1.000 \text{ kg}/\text{m}^3$) y que la aceleración de la gravedad no cambia en la Tierra ($g = 9,81 \text{ m}/\text{s}^2$), por lo que las expresiones anteriores de la energía se pueden dividir por ρg , expresándose entonces por unidad de peso en función de la profundidad del agua o carga (m), es decir:

$$\frac{u^2}{2g} = \text{Carga de velocidad}$$

$$\frac{P}{\rho g} = \text{Carga de presión}$$

$$Z = \text{Carga de cota}$$

En la Figura 7.3 se muestran los tres componentes de la carga de una partícula de agua situada en la posición 1.

Además de las tres cargas mencionadas, generalmente se utilizan las expresiones siguientes:

$$\frac{P}{\rho g} + Z = \text{Carga piezométrica}$$

y

$$E = \text{Carga energética total de la partícula de agua}$$

La carga energética total y la carga por elevación, Z , se refieren al mismo nivel de comparación (ver la Figura 7.3) y, por lo tanto, para la partícula de agua en la posición 1, puede escribirse:

$$E_1 = \frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{u_1^2}{2g} \quad (7.3)$$

La carga energética total de la partícula de agua en la posición 2 es igual a:

$$E_2 = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{u_2^2}{2g} \quad (7.4)$$

Si la distancia entre 1 y 2 es pequeña y las pérdidas de energía debidas al rozamiento y a la turbulencia son despreciables, puede suponerse que E_2 es igual a E_1 y, por lo tanto, que:

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{u_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{u_2^2}{2g} \quad (7.5)$$

Hay que tener en cuenta que cada partícula de agua fluye con una velocidad diferente, (u), en cada posición y puede tener su propia carga energética. Las Ecuaciones 7.3 a 7.5 son expresiones alternativas de la conocida ecuación de Bernoulli y son válidas a lo largo de una línea de corriente.

Por definición, no existe movimiento de la partícula de agua en dirección perpendicular a una línea de corriente recta. Por tanto, la componente de su energía cinética en esta dirección es nula, mientras que sus energías de presión y potencial son independientes de la dirección de la corriente. Por esta razón la distribución de la presión en sentido perpendicular a las líneas de corriente rectas y paralelas es la misma que en el agua en reposo (Figura 7.4).

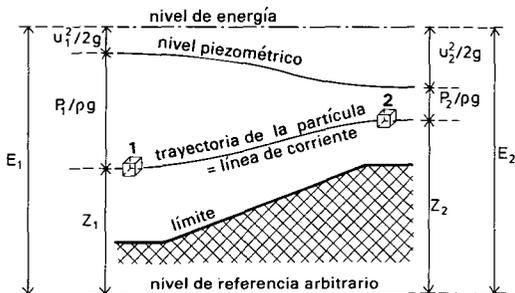


Figura 7.3 Energía de una partícula de fluido en corriente constante.

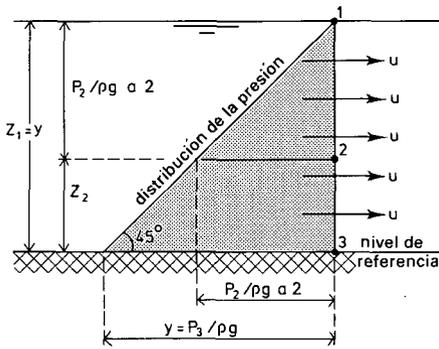


Figura 7.4 Distribución de la presión hidrostática en sentido perpendicular a las líneas de corriente, supuestas rectas y paralelas.

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 = \text{constante} \quad (7.6)$$

La presión en la superficie del agua libre de un canal abierto es igual a la presión atmosférica, que se toma como presión de referencia. Por tanto, $P_1 = 0$, mientras que $Z_1 = y$. Sustituyendo estos valores en la Ecuación 7.6 se obtiene:

$$\frac{P_2}{\rho g} + Z_2 = y = \text{constante} \quad (7.7)$$

o

$$P_2 = \rho g(y - Z_2) \quad (7.8)$$

Esta presión se puede calcular en cualquier punto y en la Figura 7.4 se muestra su variación. Esta distribución de presión rectilínea (o lineal) se llama hidrostática.

Si las líneas de corriente no son rectas, y la partícula de agua de volumen unitario sigue una trayectoria curva, de radio r , con una velocidad real, u , dicha partícula estará sometida a una aceleración centrípeta, u^2/r (ver la Figura 7.5).

Esta aceleración centrípeta siempre actúa perpendicularmente a la dirección de la velocidad y hacia el centro de curvatura. La aceleración centrípeta origina un gradiente de presión, en el que la variación de la presión, ΔP , en un incremento de la distancia radial, Δr , es igual a:

$$\frac{\Delta P}{\Delta r} = \frac{\rho u^2}{r} \quad (7.9)$$

En este caso de curvatura hacia abajo, la aceleración centrípeta reduce el efecto de la gravedad y, consecuentemente, la presión es menor que la hidrostática (ver la Figura 7.6). Si se sigue la línea desde la posición 1, por la 2, hasta la 3, se observa que la pérdida relativa de energía de presión se compensa con un aumento de la energía cinética (incremento de u).

El efecto de la fuerza centrípeta en la distribución de la presión y de la velocidad, depende de la velocidad de la corriente, (u) y del radio del círculo local de curvatura de la línea de corriente, (r), en la posición considerada. Este último es especialmente difícil de medir, por lo que el cálculo del caudal en la sección de control, de 1 a 3,

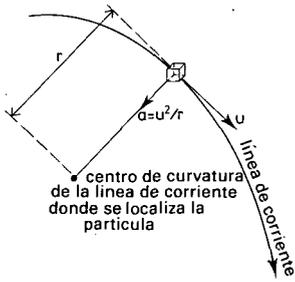


Figura 7.5 Aceleración centrípeta.

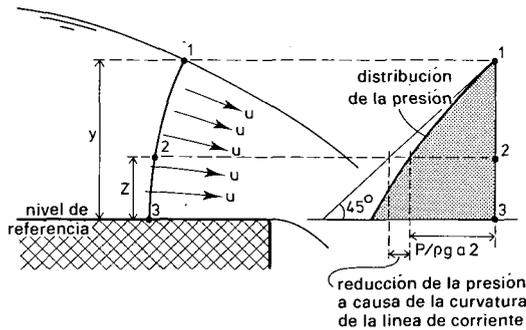


Figura 7.6 Influencia de la curvatura de las líneas de corriente sobre la distribución de la presión.

es largo e impreciso. Si una línea de corriente fuese curva como la de la Figura 7.6, y otra contigua estuviese en un plano perpendicular al papel, la red de flujo sería tridimensional y el caudal no podría calcularse con la teoría existente. Por ejemplo, este modelo de flujo se da en una sección de control y en una garganta que es corta en relación con la carga aguas arriba con respecto al resalto.

Para calcular la distribución de la presión y de la velocidad en la sección de control del aforador, la longitud de la garganta debe ser suficiente para que las líneas de corriente sean prácticamente rectas y paralelas entre sí en dicha sección. Esta condición puede suponerse si la carga aguas arriba referida al resalto es menos de la mitad de la longitud de la garganta. La influencia de mayores cargas en la relación carga-descarga y en el límite modular del aforador se mostrará respectivamente en los Apartados 7.4.3 y 7.5.

Según la Ecuación 7.3 la carga energética total de una partícula de agua puede expresarse como la suma de tres tipos de carga:

$$E = \frac{P}{\rho g} + Z + \frac{u^2}{2g} \quad (7.10)$$

Ahora se quiere aplicar esta expresión a la energía total de todas las partículas de agua que atraviesan una sección transversal completa de un canal. Entonces, se necesita expresar la carga de velocidad en función de la velocidad media de todas las partículas de agua que pasan por la sección transversal. Esta velocidad media no puede medir-

se directamente porque las velocidades no se distribuyen uniformemente sobre la sección transversal del canal. En la Figura 7.7 se muestran dos ejemplos de distribución de la velocidad para secciones de canal de forma diferente. Por tanto, la velocidad media es una velocidad calculada, que viene definida por la ecuación de continuidad:

$$v = \frac{Q}{A} \quad (7.11)$$

La verdadera carga de velocidad media, $(u^2/2g)_{\text{med}}$, no será necesariamente igual a $v^2/2g$, debido a que la distribución de la velocidad, u , en la sección transversal no es uniforme. Por esta razón se introduce un coeficiente de distribución de velocidad, α

$$\left(\frac{u^2}{2g}\right)_{\text{med}} = \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (7.12)$$

El coeficiente de distribución de velocidad es igual a 1,0 cuando todas las velocidades, u , son iguales y aumenta a medida que la distribución de la velocidad es menos uniforme. Para canales de aproximación rectos los valores de α varían de 1,03 a 1,10; para secciones de control situadas en gargantas largas el valor es menor de 1,01. Puesto que en muchos casos la carga de velocidad es pequeña en relación con la carga piezométrica, se puede utilizar un valor de $\alpha_1 = 1,04$, sin cometer un error apreciable en la determinación de la carga total. Para simplificar los ejemplos se utilizará un valor de $\alpha_1 = 1,0$ a lo largo de todo este libro, excepto en este capítulo y en el programa de ordenador con el que se calculan las tablas de aforo (ver el Apartado 9.4).

La variación de los otros dos términos de la Ecuación 7.10 depende de la curvatura de las líneas de corriente. Estas son rectas y paralelas en las dos secciones del canal consideradas, es decir, en las secciones de aforo y de sección de control. Por tanto, según la Ecuación 7.7, la suma de las cargas, por altura y por presión, es constante en todos los puntos de ambas secciones. Dicho de otro modo,

$$\frac{P}{\rho g} + Z = \text{constante} \quad (7.13)$$

para todos los puntos, tanto de la sección de aforo como de la de control y, dado que en la superficie del agua, $P = 0$, el nivel piezométrico de las dos secciones coincide con los niveles locales del agua. Según esto, para la sección de aforo, se puede escribir (ver la Figura 7.8):

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} \quad (7.14)$$

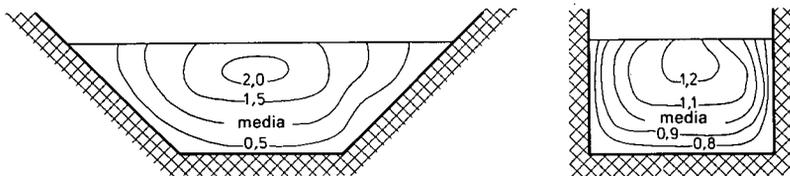


Figura 7.7 Ejemplos de distribución de la velocidad en dos secciones de canal.

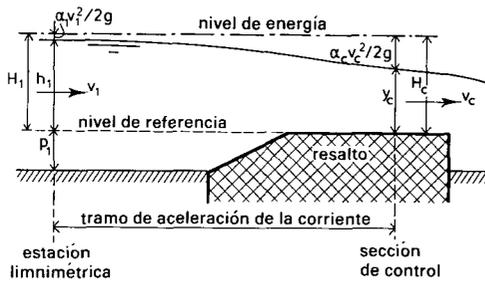


Figura 7.8 Niveles de energía en la estación limnimétrica y en la sección de control.

En la sección de control la carga total de energía es igual a:

$$H = y + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (7.15)$$

En el corto tramo de aceleración entre las dos secciones, puede suponerse que las pérdidas de energía, debidas al rozamiento y a la turbulencia, son despreciables. Por lo tanto, puede suponerse que $H_1 = H$, es decir,

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = y + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (7.16)$$

La Ecuación 7.16 es una variante de la de Bernoulli, válida para el tramo de canal descrito anteriormente (ver la Figura 7.8).

7.4 Ecuaciones de altura de carga-gasto

7.4.1 Necesidad de régimen crítico en la sección de control

En el tramo de aceleración del canal, tal como se muestra en las Figuras 7.2 y 7.8, se puede aplicar la ecuación de continuidad,

$$Q = v_1 A_1 = v A = \text{constante} \quad (7.17)$$

y también la ecuación del movimiento o de Bernoulli,

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = y + \frac{\alpha v^2}{2g} \quad (7.18)$$

Combinando estas dos ecuaciones se obtiene que

$$Q = A \sqrt{\frac{2g(H_1 - y)}{\alpha}} \quad (7.19)$$

en donde A , que es el área de la sección transversal de la corriente en la sección de control, puede expresarse también en función de la profundidad de agua, y . Para calcular el gasto, Q , con esta ecuación, se requiere medir los valores de H_1 y de y . Como ésto no es práctico, es preciso encontrar una ecuación que exprese y , en función de H_1 . Si en la Ecuación 7.18 se sustituye la ecuación de continuidad, se obtiene

$$H_1 = H = y + \frac{\alpha Q^2}{2gA^2} \quad (7.20)$$

El segundo sumando del segundo miembro de la Ecuación 7.20 decrece al aumentar y , ya que A es función de y . Para una cierta forma de la sección de control y un gasto constante, Q , puede observarse que para cada carga, H , existen dos posibilidades de profundidad del agua (ver la Figura 7.9). Cuando la velocidad de la corriente es baja, la profundidad, y_{sub} , es grande, denominándose a este régimen, subcrítico; si la profundidad es pequeña, y_{super} , la velocidad de la corriente es alta y el flujo se denomina supercrítico.

La Ecuación 7.20 puede representarse, para un valor constante de Q , como una curva en un sistema de coordenadas, en el que la carga total referida a la solera del canal es la abscisa, y la profundidad del agua, la ordenada, según se muestra en la Figura 7.10. En esta curva pueden observarse las profundidades de agua, y_{sub} e y_{super} , de la Figura 7.9 y sus respectivas cargas de velocidad.

La carga total, medida con respecto a la solera del canal, puede ser menor que la utilizada en la Figura 7.9. Si el valor de H disminuye, la diferencia entre y_{sub} e y_{super} decrece también, hasta que coincide para el mínimo valor posible de H , lo que corresponde al punto c de la Figura 7.10.

La profundidad de la corriente en el punto c se llama 'profundidad crítica' y se representa por y_c . Todos los demás símbolos tienen también el subíndice c , si se refieren a una sección de canal en la que el flujo es 'crítico'.

Si el flujo es crítico y Q es constante, sólo existe un valor de y_c para cada valor de $H = H_c$, que puede calcularse con la siguiente ecuación de flujo crítico:

$$H_1 = H = H_c = y_c + \frac{\alpha_c A_c}{2B_c} \quad (7.21)$$

en donde:

A_c = Area mojada en la sección de control, si la profundidad de la corriente es igual a y_c

B_c = Anchura de la superficie libre del agua.

Tanto A_c como B_c vienen definidos por y_c , por lo que el flujo crítico en la sección de control se refiere exclusivamente a la carga total, H_1 . Por lo tanto, la profundidad de la corriente en la sección de control de un aforador debe ser crítica para evitar la necesidad de medirla.

En este caso la Ecuación 7.19 puede expresarse de la forma siguiente:

$$Q = A_c \sqrt{\frac{2g(H_1 - y_c)}{\alpha_c}} \quad (7.22)$$

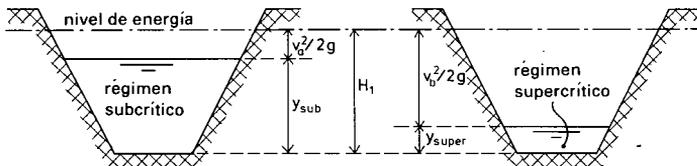


Figura 7.9 Calados alternativos para un determinado nivel de energía y un caudal constante.

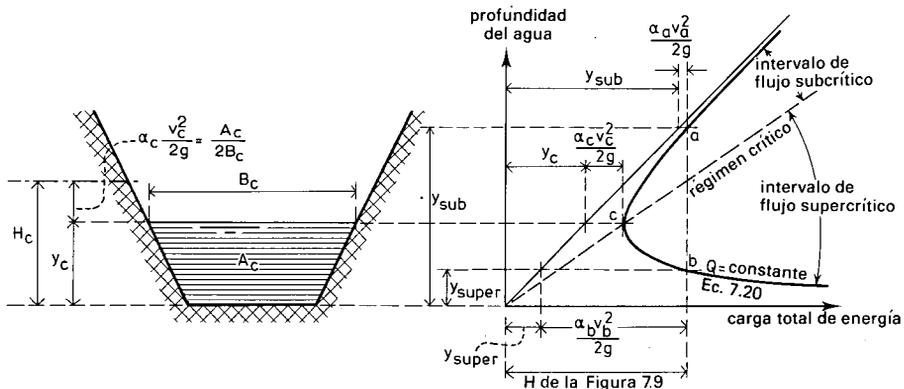


Figura 7.10 Curva de energía para un caudal constante.

en la cual, según la Ecuación 7.21,

$$H_1 - y_c = \frac{\alpha_c A_c}{2B_c} \quad (7.23)$$

Combinando estas dos ecuaciones se obtiene:

$$Q = \sqrt{\frac{g A_c^3}{\alpha_c B_c}} \quad (7.24)$$

Esta ecuación del gasto es válida para flujo crítico en todas las secciones de control, cualquiera que sea su forma. Se aplica fácilmente siempre que existan ecuaciones sencillas para determinar A_c y B_c .

La diferencia entre la carga total aguas arriba, H_1 , y la carga aguas abajo, H_2 , ambas referidas al resalto, puede expresarse en función de la razón de sumersión H_2/H_1 . Para valores bajos de esta fracción, el nivel del agua de cola (y de H_2) no influye en la relación entre H_1 y Q (Ecuación 7.22) y en este caso el flujo se llama modular. Para valores de H_2/H_1 altos, el régimen en la sección de control puede llegar a no ser crítico, de forma que el nivel aguas abajo efecte a la carga de entrada referida al resalto (y a H_1); en este caso el flujo no es modular. La razón de sumersión, para la que el flujo modular se transforma en régimen no-modular, se denomina límite modular. En el Apartado 7.5 se muestra un método para estimar el límite modular.

7.4.2 Ecuación de la altura de carga-gasto para una sección de control rectangular

En una sección de control rectangular, en la que el régimen es crítico (Figura 7.11), $A_c = b_c y_c$ y $b_c = B_c$, de forma que, para $\alpha_c = 1$, la Ecuación 7.23 puede expresarse de la forma siguiente:

$$y_c = \frac{2}{3} H_1 \quad (7.25)$$

Sustituyendo en la Ecuación 7.22 esta relación y $A_c = b_c y_c$, y simplificando, se obtiene:

$$Q = \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g \right)^{0.50} b_c H_1^{1.50} \quad (7.26)$$

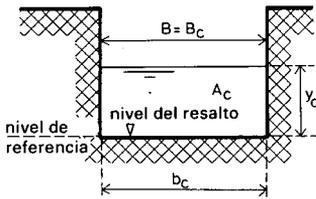


Figura 7.11 Dimensiones de una sección de control rectangular.

Esta ecuación se basa en una serie de condiciones ideales supuestas, como son: La ausencia de pérdidas de carga entre las secciones de aforo y de control, la distribución de velocidad uniforme en ambas secciones y que las líneas de corriente sean rectas y paralelas en las dos secciones mencionadas (ver la Figura 7.8). En realidad estas suposiciones no son totalmente correctas, por lo que deben compensarse introduciendo un coeficiente de gasto, C_d . La Ecuación 7.26 queda entonces:

$$Q = C_d \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g\right)^{0.50} b_c H_1^{1.50} \quad (7.27)$$

Lógicamente, en un canal es imposible medir directamente la carga total, H_1 , por lo que, en la práctica, se relaciona el caudal con el nivel de aguas arriba referido al resalto (o sea, con la carga) de la forma siguiente:

$$Q = C_d C_v \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g\right)^{0.50} b_c h_1^{1.50} \quad (7.28)$$

donde C_v es el coeficiente de velocidad de aproximación que corrige el error de despreciar la carga de velocidad en la sección de aforo $\alpha_1 v_1^2/2g$.

7.4.3 Valores del coeficiente de gasto, C_d

Según se ha explicado anteriormente, el coeficiente de gasto compensa fenómenos tales como las pérdidas de carga entre las secciones de aforo y de control y la falta de uniformidad de la distribución de la velocidad y de la curvatura de las líneas de corriente entre estas dos secciones. Estos fenómenos están íntimamente relacionados con el valor de la relación H_1/L . Si se comparan las Figuras 7.12A y B, en la primera la carga es pequeña en relación con la longitud, L , del resalto. La delgada lámina de agua sobre este resalto está muy próxima al límite rugoso y, en consecuencia, la energía perdida por rozamiento constituye una parte importante de H_1 .

En la Figura 7.12B la pérdida de energía por rozamiento es un pequeño porcentaje de H_1 . Para corregir esta diferencia relativa de pérdidas de carga, el valor de C_d del vertedero de la Figura 7.12A, que tiene una relación $H_1/L = 0,1$, debe ser menor que el de la Figura 7.12B, para el que H_1/L es 0,33.

La comparación de las Figuras 7.12B y C también da lugar a diferencias significativas en los valores de C_d . Ambos vertederos fluyen bajo la misma carga, h_1 , y tienen iguales valores para y_c . Sin embargo, debido a la diferencia en las relaciones H_1/L , la distribución de presión en la sección de control de la Figura 7.12B es la que se muestra en la Figura 7.4, mientras que la Figura 7.12C tiene una distribución de presión similar a la de la Figura 7.6, debido a la curvatura de las líneas de corriente. El vertedero en el que el flujo tiene una relación de $H_1/L = 1$ posee un valor de C_d

mucho mayor que el vertedero de la Figura 7.12B, en el que la relación $H_1/L = 0,33$, debido a la diferente distribución de la velocidad (ver la Figura 7.13).

Por lo tanto, los valores del coeficiente de gasto, C_d , están íntimamente relacionados con el valor de H_1/L , según se muestra en la Figura 7.14. El intervalo de aplicación es el que establece la desigualdad:

$$0,1 \leq \frac{H_1}{L} \leq 1,0 \quad (7.29)$$

Las razones más importantes para el establecimiento de estos límites son las siguientes: Para valores de $H_1/L < 0,1$, pequeños cambios en la rugosidad del resalto del vertedero causan una gran variación en el valor de C_d ; para valores de $H_1/L > 0,1$, la distribución de la presión en la sección de control y la pendiente de la transición de salida influyen en la curvatura de las líneas de corriente en el control. En las proximidades de ambos límites el error del valor empírico de C_d es $X_c \approx \pm 5\%$ (con un nivel de confianza del 95% según datos de laboratorio y de campo). Entre estos límites el error es ligeramente inferior y puede determinarse por la ecuación siguiente:

$$X_c = \pm (3 \left| \frac{H_1}{L} - 0,55 \right|^{1,5} + 4)\% \quad (7.30)$$

Además, las pérdidas de carga en el vertedero, que son necesarias para que exista una relación única entre h_1 (o H_1) y Q , aumentan considerablemente a medida que el valor de H_1/L aumenta. Esto es debido a que un nivel alto del agua en la salida

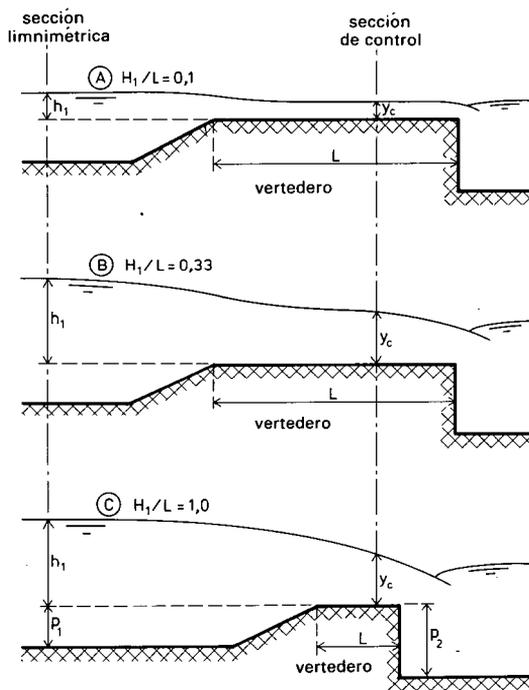


Figura 7.12 Perfiles longitudinales de la superficie del agua sobre las coronaciones de los vertederos.

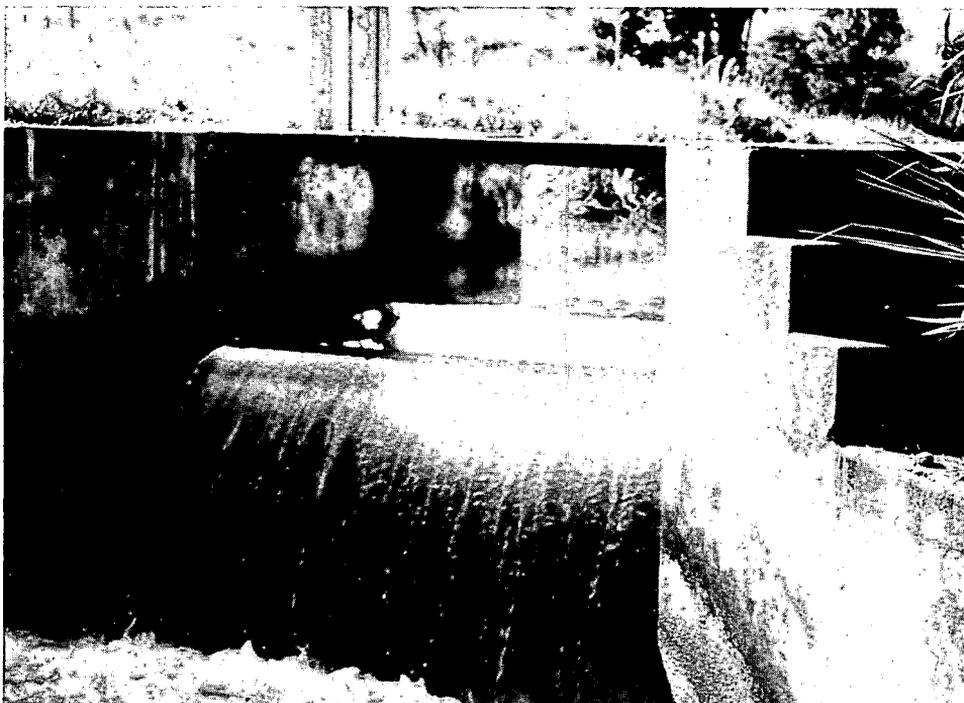


Figura 7.13 Perfil típico de la superficie del agua sobre un vertedero de resalto con un valor de $H_1/L \approx 0,3$ (Tanzania).

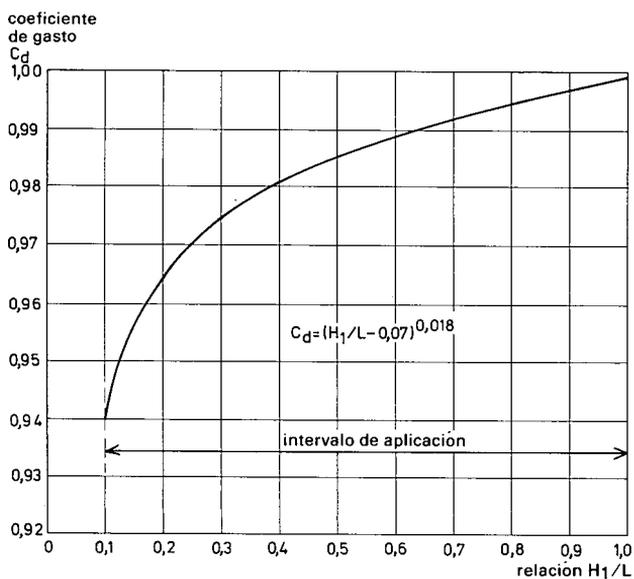


Figura 7.14 Valor de C_d en función de H_1/L .

disminuye la curvatura de las líneas de corriente en la sección de control. En el Apartado 7.5 pueden verse mayores detalles de los requisitos de estas pérdidas de carga.

La Figura 7.12 muestra la sección de control, a una distancia, $L/3$, constante, medida desde el borde final de la coronación del vertedero. Sin embargo, en la realidad, el régimen se hace crítico en un punto variable del resalto, de tal manera que, para valores pequeños de la relación H_1/L , este punto se sitúa más arriba que el señalado en la figura y, para valores grandes de H_1/L , se desplaza ligeramente aguas abajo del mismo. Si la cara superior del umbral del vertedero o la solera de la garganta del aforador están inclinadas en sentido de la corriente, el emplazamiento medio de la sección de control es completamente diferente del que aparece en la Figura 7.12; si la pendiente es a favor de la corriente, la sección de control se desplaza hacia el borde superior del resalto e, inversamente, si la inclinación asciende en la dirección del flujo, la sección de control avanzará hacia el borde de salida del resalto. En ambos casos la sección de control se sitúa en una zona donde la curvatura de las líneas de corriente da lugar a un valor de C_d más alto. Una pendiente de 2 grados puede dar lugar a un error positivo de C_d de hasta el 5% (Bos, 1978). Dado que resulta difícil corregir las pendientes (en especial las más pronunciadas), se recomienda nivelar la coronación o la garganta antes que corregir el valor de C_d para dichas pendientes.

Una segunda razón importante para nivelar la coronación de un vertedero o la contracción de un aforador es que la curvatura de las líneas de corriente en la sección de control influye en el límite modular. Una pendiente ascendente de 2 grados hace que el límite modular baje de, aproximadamente, 0,70 a 0,30 (Bos 1978). Por tanto, para poder funcionar en el intervalo de régimen modular, el vertedero exige unas pérdidas de carga significativamente mayores, de las que, a veces, no se dispone en el emplazamiento elegido.

7.4.4 Valores del coeficiente de velocidad de aproximación, C_v

Según se explicó en el Apartado 7.4.2, el coeficiente de velocidad de aproximación, C_v , compensa el error de utilizar h_1 en vez de H_1 en la ecuación de altura de carga-gasto y el de despreciar $\alpha_1 v_1^2/2g$. El valor exacto de C_v es el cociente de dividir la Ecuación 7.27 entre la 7.28 y, generalmente, se expresa por:

$$C_v = \left(\frac{H_1}{h_1} \right)^u = \left(1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2gh_1} \right)^u \quad (7.31)$$

en donde u es el exponente de h_1 en la ecuación del gasto, siendo, para una sección de control rectangular, $u = 1,50$.

El exponente, u , de h_1 determina también el intervalo de caudales que un aforador puede medir (Apartado 1.2.3) y la sensibilidad del mismo (Apartado 1.2.4).

Si la velocidad de aproximación, v_1 , es pequeña, es decir, si la sección mojada en la estación limnimétrica, A_1 , es grande comparada con la sección de control, la carga debida a la velocidad, $\alpha_1 v_1^2/2g$, es pequeña en relación con H_1 . Entonces H_1 y h_1 son casi idénticos, en cuyo caso el valor de C_v es ligeramente superior a 1,0.

Es conveniente relacionar C_v con el cociente de superficies, $\sqrt{\alpha_1 C_d A^*}/A_1$ (Bos 1978), debido a que la descarga depende fundamentalmente del área mojada en la sección de control (Ecuación 7.24) y de la velocidad de aproximación de la sección mojada

en la estación limnimétrica. En la relación de superficies anterior el valor de A^* es igual a la sección mojada imaginaria en la sección de control, si la profundidad de la lámina de agua fuese igual a h_1 (ver la Figura 7.15).

En el ejemplo de la Figura 7.15, donde la sección de control es rectangular,

$$A^* = b_c h_1 \tag{7.32}$$

y para el canal de aproximación trapezoidal,

$$A_1 = b_1 y_1 + z_1 y_1^2 \tag{7.33}$$

En la Figura 7.16 se muestran los valores de C_v , en función de la fracción $\sqrt{\alpha_1} C_d A^* / A_1$, para varias formas de la sección de control. El valor de C_v es, aproximadamente, el mismo para todas las formas de la sección de control, debido a la utilización de A^* en la relación de superficies (Figura 7.16).

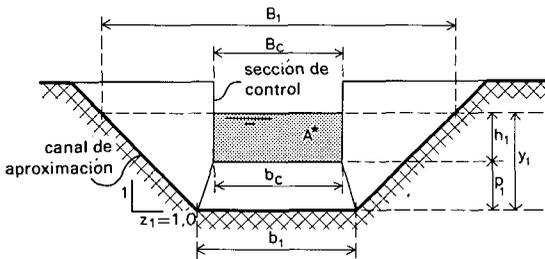


Figura 7.15 Sección transversal por encima de la estación limnimétrica y vista de la sección de control.

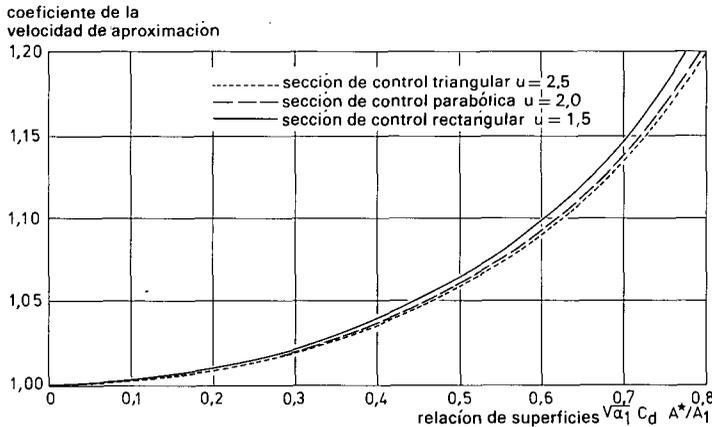


Figura 7.16 Valores de C_v , en función de la relación $\sqrt{\alpha_1} C_d A^* / A_1$.

7.4.5 Ecuaciones de carga-caudal para otras formas de la sección de control

Bos (1977a, 1978) ha deducido las ecuaciones de carga-gasto para otras formas de la sección de control de uso más frecuente, siguiendo el mismo procedimiento que el utilizado para deducir la Ecuación 7.26 y haciendo las mismas suposiciones que en las que se basan los coeficientes C_d y C_v de la Ecuación 7.28. Los resultados, que han sido comprobados por estudios de laboratorio (Figura 7.17), se exponen en la Figura 7.18. Se incluyen las Tablas 7.1 y 7.2 para calcular la profundidad crítica, y_c , para secciones de control trapezoidales y circulares respectivamente. Las Tablas 7.2 y 7.3 suministran valores útiles para el cálculo de las relaciones carga-gasto, para secciones de control circulares y para otras, también circulares, pero con resalto en la solera (Clemmens, Bos, Replogle, 1984).

7.4.6 Ejemplos de cálculo del caudal

Ejemplo 1

Datos: Un aforador trapezoidal, con $b_c = 0,20$ m, $z_c = 1,0$, $p_1 = 0,15$ m y $L = 0,60$ m, se coloca en un canal revestido, con $b_1 = 0,50$ m y $z_1 = 1,0$.

Se pide: ¿Cuál es el caudal, Q , que fluye a través de este aforador si $H_1 = 0,240$ m? ¿Qué carga referida al resalto, h_1 , corresponde a este valor de H_1 ?



Figura 7.17 Estudio de las relaciones de altura de carga-gasto.

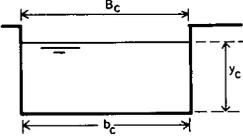
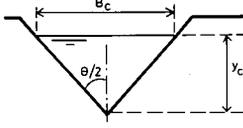
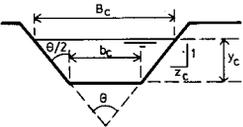
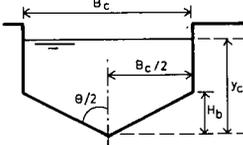
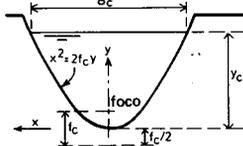
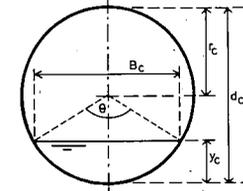
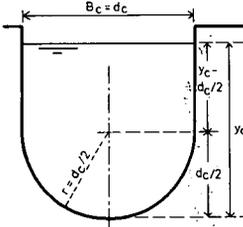
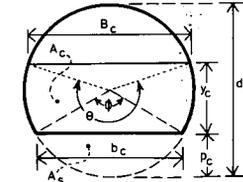
FORMA DE LA SECCION DE CONTROL	ECUACION DE CARGA - CAUDAL A UTILIZAR	FORMA DE HALLAR EL VALOR DE y_c
	$Q = C_d C_v \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g\right)^{1/2} b_c h_1^{3/2}$	$y_c = \frac{2}{3} H_1$
	$Q = C_d C_v \frac{16}{25} \left(\frac{2}{3} g\right)^{1/2} \tan \frac{\theta}{2} h_1^{5/2}$	$y_c = \frac{4}{5} H_1$
	$Q = C_d [b_c y_c + z_c y_c^2] [2g(H_1 - y_c)]^{1/2}$	usar la Tabla 7.1
	si $H_1 \leq 1,25 H_b$ $Q = C_d C_v \frac{16}{25} \left(\frac{2}{3} g\right)^{1/2} \tan \frac{\theta}{2} h_1^{5/2}$ si $H_1 > 1,25 H_b$ $Q = C_d C_v \frac{2}{3} \left(\frac{2}{3} g\right)^{1/2} B_c \left(h_1 - \frac{1}{2} H_b\right)^{3/2}$	$y_c = \frac{4}{5} H_1$ $y_c = \frac{2}{3} H_1 + \frac{1}{6} H_b$
	$Q = C_d C_v \left(\frac{3}{4} f_c g\right)^{1/2} h_1^2$	$y_c = \frac{3}{4} H_1$
	$Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} [f(\theta)]$ usar la Tabla 7.2 para hallar $f(\theta)$	usar la Tabla 7.2
	si $H_1 \leq 0,70 d_c$ $Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} [f(\theta)]$ usar la Tabla 7.2 para hallar $f(\theta)$ si $H_1 \geq 0,70 d_c$ $Q = C_d C_v 2 d_c (2g)^{1/2} \left[\frac{1}{3} h_1 - 0,0358 d_c\right]^{3/2}$	usar la Tabla 7.2 $y_c = \frac{1}{2} H_1 + 0,152 d_c$
	$Q = C_d d_c^{5/2} \sqrt{g} [f(\phi, \theta)]$ usar la Tabla 7.3 para hallar $f(\phi, \theta)$	y_c es variable

Figura 7.18 Relaciones de altura de carga-caudal para aforadores con estrechamiento largo (según Bos, 1977a; Clemmens, Bos y Replogle, 1984).

Tabla 7.1 Valores de la relación y_c/H_1 en función de z_c y de H_1/b_c , para secciones de control trapezoidales

Taludes de los cajeros, relación horizontal: vertical (z_c)										
$\frac{H_1}{b_c}$	Vertical	0,25:1	0,50:1	0,75:1	1:1	1,5:1	2:1	2,5:1	3:1	4:1
0,00	0,660	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667	0,667
0,01	0,660	0,667	0,667	0,668	0,668	0,669	0,670	0,670	0,671	0,672
0,02	0,667	0,667	0,668	0,669	0,670	0,671	0,672	0,674	0,675	0,678
0,03	0,667	0,668	0,669	0,670	0,671	0,673	0,675	0,677	0,679	0,683
0,04	0,667	0,668	0,670	0,671	0,672	0,675	0,677	0,680	0,683	0,687
0,05	0,667	0,668	0,670	0,672	0,674	0,677	0,680	0,683	0,686	0,692
0,06	0,667	0,669	0,671	0,673	0,675	0,679	0,683	0,686	0,690	0,696
0,07	0,667	0,669	0,672	0,674	0,676	0,681	0,685	0,689	0,693	0,699
0,08	0,667	0,670	0,672	0,675	0,678	0,683	0,687	0,692	0,696	0,703
0,09	0,667	0,670	0,673	0,676	0,679	0,684	0,690	0,695	0,698	0,706
0,10	0,667	0,670	0,674	0,677	0,680	0,686	0,692	0,697	0,701	0,709
0,12	0,667	0,671	0,675	0,679	0,684	0,690	0,692	0,701	0,706	0,715
0,14	0,667	0,672	0,676	0,681	0,686	0,693	0,699	0,705	0,711	0,720
0,16	0,667	0,672	0,678	0,683	0,678	0,696	0,703	0,709	0,715	0,725
0,18	0,667	0,673	0,679	0,684	0,690	0,698	0,706	0,713	0,719	0,729
0,20	0,667	0,674	0,680	0,686	0,692	0,701	0,709	0,717	0,723	0,733
0,22	0,667	0,674	0,681	0,688	0,694	0,704	0,712	0,720	0,726	0,736
0,24	0,667	0,675	0,683	0,689	0,696	0,706	0,715	0,723	0,729	0,739
0,26	0,667	0,676	0,684	0,691	0,698	0,709	0,718	0,725	0,732	0,742
0,28	0,667	0,676	0,685	0,693	0,699	0,711	0,720	0,728	0,734	0,744
0,30	0,667	0,677	0,686	0,694	0,701	0,713	0,723	0,730	0,737	0,747
0,32	0,667	0,678	0,687	0,696	0,703	0,715	0,725	0,733	0,739	0,749
0,34	0,667	0,678	0,689	0,697	0,705	0,717	0,727	0,735	0,741	0,751
0,36	0,667	0,679	0,690	0,699	0,706	0,719	0,729	0,737	0,743	0,752
0,38	0,667	0,680	0,691	0,700	0,708	0,721	0,731	0,738	0,745	0,754
0,40	0,667	0,680	0,692	0,701	0,709	0,723	0,733	0,740	0,747	0,756
0,42	0,667	0,681	0,693	0,703	0,711	0,725	0,734	0,742	0,748	0,757
0,44	0,667	0,681	0,694	0,704	0,712	0,727	0,736	0,744	0,750	0,759
0,46	0,667	0,682	0,695	0,705	0,714	0,728	0,737	0,745	0,751	0,760
0,48	0,667	0,683	0,696	0,706	0,715	0,729	0,739	0,747	0,752	0,761
0,5	0,667	0,683	0,697	0,708	0,717	0,730	0,740	0,748	0,754	0,762
0,6	0,667	0,686	0,701	0,713	0,723	0,737	0,747	0,754	0,759	0,767
0,7	0,667	0,688	0,706	0,718	0,728	0,742	0,752	0,758	0,764	0,771
0,8	0,667	0,692	0,709	0,723	0,732	0,746	0,756	0,762	0,767	0,774
0,9	0,667	0,694	0,713	0,727	0,737	0,750	0,759	0,766	0,770	0,776
1,0	0,667	0,697	0,717	0,730	0,740	0,754	0,762	0,768	0,773	0,778
1,2	0,667	0,701	0,723	0,737	0,747	0,759	0,767	0,772	0,776	0,782
1,4	0,667	0,706	0,729	0,742	0,752	0,764	0,771	0,776	0,779	0,784
1,6	0,667	0,709	0,733	0,747	0,756	0,767	0,774	0,778	0,781	0,786
1,8	0,667	0,713	0,737	0,750	0,759	0,770	0,776	0,781	0,783	0,787
2	0,667	0,717	0,740	0,754	0,762	0,773	0,778	0,782	0,785	0,788
3	0,667	0,730	0,753	0,766	0,773	0,781	0,785	0,787	0,790	0,792
4	0,667	0,740	0,762	0,773	0,778	0,785	0,788	0,790	0,792	0,794
5	0,667	0,748	0,768	0,777	0,782	0,788	0,791	0,792	0,794	0,795
10	0,667	0,768	0,782	0,788	0,791	0,794	0,795	0,796	0,797	0,798
=		0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800	0,800

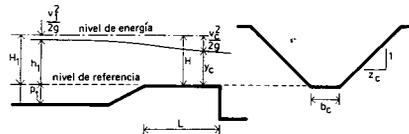


Tabla 7.2 Relaciones para la determinación del caudal, Q, de un vertedero de resalto y de un aforador de garganta larga con sección de control circular

$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(\theta)$	$\frac{y_c}{d_c}$	$\frac{v_c^2}{2gd_c}$	$\frac{H_1}{d_c}$	$\frac{A_c}{d_c^2}$	$\frac{y_c}{H_1}$	$f(\theta)$
0,01	0,0033	0,0133	0,0013	0,752	0,0001	0,51	0,2014	0,7114	0,4027	0,717	0,2556
0,02	0,0067	0,0267	0,0037	0,749	0,0004	0,52	0,2065	0,7265	0,4127	0,716	0,2652
0,03	0,0101	0,0401	0,0069	0,749	0,0010	0,53	0,2117	0,7417	0,4227	0,715	0,2750
0,04	0,0134	0,0534	0,0105	0,749	0,0017	0,54	0,2170	0,7570	0,4327	0,713	0,2851
0,05	0,0168	0,0668	0,0147	0,748	0,0027	0,55	0,2224	0,7724	0,4426	0,712	0,2952
0,06	0,0203	0,0803	0,0192	0,748	0,0039	0,56	0,2279	0,7879	0,4526	0,711	0,3056
0,07	0,0237	0,0937	0,0242	0,747	0,0053	0,57	0,2335	0,8035	0,4625	0,709	0,3161
0,08	0,0271	0,1071	0,0294	0,747	0,0068	0,58	0,2393	0,8193	0,4724	0,708	0,3268
0,09	0,0306	0,1206	0,0350	0,746	0,0087	0,59	0,2451	0,8351	0,4822	0,707	0,3376
0,10	0,0341	0,1341	0,0409	0,746	0,0107	0,60	0,2511	0,8511	0,4920	0,705	0,3487
0,11	0,0376	0,1476	0,0470	0,745	0,0129	0,61	0,2572	0,8672	0,5018	0,703	0,3599
0,12	0,0411	0,1611	0,0534	0,745	0,0153	0,62	0,2635	0,8835	0,5115	0,702	0,3713
0,13	0,0446	0,1746	0,0600	0,745	0,0179	0,63	0,2699	0,8999	0,5212	0,700	0,3829
0,14	0,0482	0,1882	0,0668	0,744	0,0214	0,64	0,2765	0,9165	0,5308	0,698	0,3947
0,15	0,0517	0,2017	0,0739	0,744	0,0238	0,65	0,2833	0,9333	0,5404	0,696	0,4068
0,16	0,0553	0,2153	0,0811	0,743	0,0270	0,66	0,2902	0,9502	0,5499	0,695	0,4189
0,17	0,0589	0,2289	0,0885	0,743	0,0304	0,67	0,2974	0,9674	0,5594	0,693	0,4314
0,18	0,0626	0,2426	0,0961	0,742	0,0340	0,68	0,3048	0,9848	0,5687	0,691	0,4440
0,19	0,0662	0,2562	0,1039	0,742	0,0378	0,69	0,3125	1,0025	0,5780	0,688	0,4569
0,20	0,0699	0,2699	0,1118	0,741	0,0418	0,70	0,3204	1,0204	0,5872	0,686	0,4701
0,21	0,0736	0,2836	0,1199	0,740	0,0460	0,71	0,3286	1,0386	0,5964	0,684	0,4835
0,22	0,0773	0,2973	0,1281	0,740	0,0504	0,72	0,3371	1,0571	0,6054	0,681	0,4971
0,23	0,0811	0,3111	0,1365	0,739	0,0550	0,73	0,3459	1,0759	0,6143	0,679	0,5109
0,24	0,0848	0,3248	0,1449	0,739	0,0597	0,74	0,3552	1,0952	0,6231	0,676	0,5252
0,25	0,0887	0,3387	0,1535	0,738	0,0647	0,75	0,3648	1,1148	0,6319	0,673	0,5397
0,26	0,0925	0,3525	0,1623	0,738	0,0698	0,76	0,3749	1,1349	0,6405	0,670	0,5546
0,27	0,0963	0,3663	0,1711	0,737	0,0751	0,77	0,3855	1,1555	0,6489	0,666	0,5698
0,28	0,1002	0,3802	0,1800	0,736	0,0806	0,78	0,3967	1,1767	0,6573	0,663	0,5855
0,29	0,1042	0,3942	0,1890	0,736	0,0863	0,79	0,4085	1,1985	0,6655	0,659	0,6015
0,30	0,1081	0,4081	0,1982	0,735	0,0922	0,80	0,4210	1,2210	0,6735	0,655	0,6180
0,31	0,1121	0,4221	0,2074	0,734	0,0982	0,81	0,4343	1,2443	0,6815	0,651	0,6351
0,32	0,1161	0,4361	0,2167	0,734	0,1044	0,82	0,4485	1,2685	0,6893	0,646	0,6528
0,33	0,1202	0,4502	0,2260	0,733	0,1108	0,83	0,4638	1,2938	0,6969	0,641	0,6712
0,34	0,1243	0,4643	0,2355	0,732	0,1174	0,84	0,4803	1,3203	0,7043	0,636	0,6903
0,35	0,1284	0,4784	0,2450	0,732	0,1249	0,85	0,4982	1,3482	0,7115	0,630	0,7102
0,36	0,1326	0,4926	0,2546	0,731	0,1311	0,86	0,5177	1,3777	0,7186	0,624	0,7312
0,37	0,1368	0,5068	0,2642	0,730	0,1382	0,87	0,5392	1,4092	0,7254	0,617	0,7533
0,38	0,1411	0,5211	0,2739	0,729	0,1455	0,88	0,5632	1,4432	0,7320	0,610	0,7769
0,39	0,1454	0,5354	0,2836	0,728	0,1529	0,89	0,5900	1,4800	0,7384	0,601	0,8021
0,40	0,1497	0,5497	0,2934	0,728	0,1605	0,90	0,6204	1,5204	0,7445	0,592	0,8293
0,41	0,1541	0,5641	0,3032	0,727	0,1683	0,91	0,6555	1,5655	0,7504	0,581	0,8592
0,42	0,1586	0,5786	0,3130	0,726	0,1763	0,92	0,6966	1,6166	0,7560	0,569	0,8923
0,43	0,1631	0,5931	0,3229	0,725	0,1844	0,93	0,7459	1,6759	0,7612	0,555	0,9297
0,44	0,1676	0,6076	0,3328	0,724	0,1927	0,94	0,8065	1,7465	0,7662	0,538	0,9731
0,45	0,1723	0,6223	0,3428	0,723	0,2012	0,95	0,8841	1,8341	0,7707	0,518	1,0248
0,46	0,1769	0,6369	0,3527	0,722	0,2098						
0,47	0,1817	0,6517	0,3627	0,721	0,0186						
0,48	0,1865	0,6665	0,3727	0,720	0,2276						
0,49	0,1914	0,6814	0,3827	0,719	0,2368						
0,50	0,1964	0,6964	0,3927	0,718	0,2461						

$$a f(\theta) = \left(\frac{A_c}{d_c^2}\right) \left\{ 2 \left(\frac{H_1}{d_c} - \frac{y_c}{d_c}\right) \right\}^{0,5}$$

$$= (\theta - \sin \theta)^{1,5} / [8(8 \sin \frac{1}{2} \theta)^{0,5}]$$

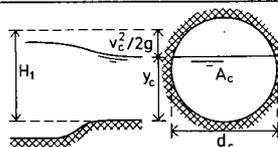
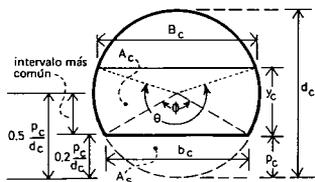


Tabla 7.3 Relaciones para determinar el caudal de un vertedero en pared gruesa en una tubería circular^a

$\frac{p_c + H_1}{d_c}$	$f(\phi, \theta) = \frac{(\theta - \phi + \sin\theta - \sin\phi)^{1,5}}{8(8\sin^2\theta)^{0,5}}$							
	$p_c/d_c = 0,15$	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40 0,45 0,50		
0,16	0,0004							
0,17	0,0011							
0,18	0,0021							
0,19	0,0032							
0,20	0,0045							
0,21	0,0060	0,0004						
0,22	0,0076	0,0012						
0,23	0,0094	0,0023						
0,24	0,0113	0,0036						
0,25	0,0133	0,0050						
0,26	0,0155	0,0066	0,0005					
0,27	0,0177	0,0084	0,0013					
0,28	0,0201	0,0103	0,0025					
0,29	0,0226	0,0124	0,0038					
0,30	0,0252	0,0145	0,0054					
0,31	0,0280	0,0169	0,0071	0,0005				
0,32	0,0308	0,0193	0,0090	0,0014				
0,33	0,0337	0,0219	0,0110	0,0026				
0,34	0,0368	0,0245	0,0132	0,0040				
0,35	0,0399	0,0273	0,0155	0,0057				
0,36	0,0432	0,0302	0,0179	0,0075	0,0005			
0,37	0,0465	0,0332	0,0205	0,0094	0,0015			
0,38	0,0500	0,0363	0,0232	0,0115	0,0027			
0,39	0,0535	0,0396	0,0260	0,0138	0,0042			
0,40	0,0571	0,0429	0,0289	0,0162	0,0059			
0,41	0,0609	0,0463	0,0320	0,0187	0,0077	0,0005		
0,42	0,0647	0,0498	0,0351	0,0214	0,0097	0,0015		
0,43	0,0686	0,0534	0,0383	0,0242	0,0119	0,0028		
0,44	0,0726	0,0571	0,0417	0,0271	0,0143	0,0043		
0,45	0,0767	0,0609	0,0451	0,0301	0,0167	0,0060		
0,46	0,0809	0,0648	0,0487	0,0332	0,0193	0,0079	0,0005	
0,47	0,0851	0,0688	0,0523	0,0365	0,0220	0,0100	0,0015	
0,48	0,0895	0,0729	0,0561	0,0398	0,0249	0,0122	0,0028	
0,49	0,0939	0,0770	0,0599	0,0432	0,0279	0,0145	0,0043	
0,50	0,0984	0,0813	0,0638	0,0468	0,0309	0,0170	0,0061	
0,51	0,1030	0,0856	0,0678	0,0504	0,0341	0,0197	0,0080	0,0005
0,52	0,1076	0,0900	0,0719	0,0541	0,0374	0,0224	0,0101	0,0015
0,53	0,1124	0,0945	0,0761	0,0579	0,0408	0,0253	0,0123	0,0028
0,54	0,1172	0,0990	0,0803	0,0618	0,0443	0,0283	0,0147	0,0044
0,55	0,1221	0,1037	0,0847	0,0658	0,0479	0,0314	0,0172	0,0061
0,56	0,1270	0,1084	0,0891	0,0699	0,0515	0,0346	0,0198	0,0080
0,57	0,1320	0,1132	0,0936	0,0741	0,0553	0,0379	0,0226	0,0101
0,58	0,1372	0,1180	0,0981	0,0783	0,0592	0,0413	0,0255	0,0123
0,59	0,1423	0,1230	0,1028	0,0826	0,0631	0,0448	0,0285	0,0147
0,60	0,1476	0,1280	0,1075	0,0870	0,0671	0,0484	0,0316	0,0172
0,62 ^b		0,1382	0,1172	0,0960	0,0754	0,0559	0,0381	0,0225
0,64		0,1486	0,1271	0,1053	0,0840	0,0637	0,0449	0,0283
0,66		0,1593	0,1373	0,1149	0,0929	0,0718	0,0522	0,0346
0,68		0,1703	0,1477	0,1247	0,1020	0,0802	0,0597	0,0412
0,70		0,1815	0,1584	0,1348	0,1114	0,0888	0,0676	0,0481
0,72		0,1929	0,1692	0,1451	0,1211	0,0978	0,0757	0,0554
0,74		0,2045	0,1804	0,1556	0,1310	0,1070	0,0841	0,0629
0,76		0,2163	0,1917	0,1663	0,1411	0,1164	0,0928	0,0707
0,78		0,2283	0,2031	0,1773	0,1514	0,1260	0,1016	0,0788
0,80		0,2405	0,2148	0,1884	0,1618	0,1358	0,1107	0,0870
0,82		0,2528	0,2267	0,1997	0,1725	0,1458	0,1200	0,0955
0,84		0,2653	0,2386	0,2111	0,1833	0,1559	0,1294	0,1042
0,86		0,2780	0,2508	0,2227	0,1943	0,1662	0,1390	0,1130
0,88		0,2907	0,2630	0,2344	0,2054	0,1767	0,1487	0,1220
0,90		0,3036	0,2754	0,2462	0,2166	0,1872	0,1586	0,1311
0,92		0,3166	0,2879	0,2581	0,2279	0,1979	0,1686	0,1404
0,94		0,3297	0,3005	0,2701	0,2394	0,2087		
0,96		0,3428	0,3131	0,2823	0,2509			
0,98		0,3561	0,3259	0,2944				
1,00		0,3694	0,3387					



^a $C_d = 1,0$; $\alpha_c = 1,0$; $H_1 = H_c$.
^b Cambio en el incremento.

Solución 1: La ecuación de altura de carga-gasto, que se muestra en la Figura 7.18, es la siguiente:

$$Q = C_d [b_c y_c + z_c y_c^2] [2g (H_1 - y_c)]^{1/2} \quad (7.34)$$

En la Tabla 7.1 se obtiene un valor de $y_c/H_1 = 0,747$, ya que $H_1/b_c = 0,24/0,20 = 1,20$ y $z_c = 1,0$. Por tanto, $y_c = 0,179$ m.

En la Figura 7.13 se determina un valor de $C_d = 0,980$ para $H_1/L = 0,24/0,60 = 0,40$. Sustituyendo estos resultados en la Ecuación 7.34, se obtiene

$$\begin{aligned} Q &= 0,980 (0,20 \times 0,179 + 1,0 \times 0,179^2) \sqrt{19,62(0,240 - 0,179)} \\ &= 0,980 (0,0742) = 0,073 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Solución 2: La carga aguas arriba, $h_1 = H_1 - \alpha_1 v_1^2/2g$, que habrá de medirse en la sección de aforo o de medida de las alturas de carga, si $Q = 0,073 \text{ m}^3/\text{s}$, puede estimarse aproximadamente suponiendo que $H_1 \approx h_1$ y calculando A_1 mediante la ecuación correspondiente a una sección trapezoidal,

$$A_1 = z_1 (p_1 + h_1)^2 + b_1 (p_1 + h_1) \quad (7.35)$$

Suponiendo que $h_1 = 0,240$ m, resulta que $A_1 = 0,347 \text{ m}^2$. Mediante la ecuación de continuidad, $v_1 = Q/A_1$, se obtiene que $v_1 \approx 0,073/0,347 = 0,210$ m/s. Restando de H_1 el valor $\alpha_1 v_1^2/2g$ se halla, como primera aproximación, que $h_1 = 0,238$ m. Esta primera aproximación de h_1 puede sustituirse en la Ecuación 7.35, para calcular un valor de v_1 más exacto, que, en este caso, es $v_1 = 0,212$ m/s. Sin embargo, en esta segunda aproximación se vuelve a obtener $h_1 = 0,238$ m. De este modo, el caudal es $Q = 0,073 \text{ m}^3/\text{s}$ en este aforador trapezoidal. Así pueden calcularse más puntos de la curva de gasto del aforador y de esta forma se obtienen las tablas de aforo.

Ejemplo 2

Datos: En el mismo canal del Ejemplo 1 se coloca un aforador con forma de U que tiene las características siguientes: $d_c = 0,30$ m, $p_1 = 0,15$ m y $L = 0,60$ m.

Se pide: ¿Cuál es el caudal que fluye a través de este aforador, si $h_1 = 0,238$ m?

Solución: En este ejemplo H_1 es mayor que $0,7d_c = 0,21$ m y la ecuación que se deduce de la Figura 7.18 es:

$$Q = C_d C_v 2d_c (2g)^{1/2} \left(\frac{1}{3} h_1 - 0,0358d_c\right)^{3/2} \quad (7.36)$$

Al igual que en el Ejemplo 1, la relación $H_1/L = 0,40$, por lo que $C_d = 0,980$. El valor de C_v puede hallarse de la Figura 7.16, utilizando la curva correspondiente a $u = 1,50$. Esto es así debido a que la profundidad del agua en la sección de control será mayor que $d_c/2$, siempre que $H_1 \geq 0,7d_c$. La relación de superficies para $h_1 = 0,238$ m es igual a:

$$\begin{aligned} \sqrt{\alpha_1} \frac{C_d A^*}{A_1} &= \sqrt{1,04} \times 0,984 \frac{\frac{1}{8}\pi(0,30^2) + 0,30(0,238 - 0,15)}{0,345} \\ &= 0,180 \end{aligned}$$

De donde $C_v = 1,007$. Sustituyendo estos valores en la Ecuación 7.36, se obtiene:

$$Q = 0,980 \times 1,007 \times 2 \times 0,30 \sqrt{19,62 \left(\frac{1}{3} 0,238 - 0,0358 \times 0,30\right)^{3/2}},$$

$$Q = 0,180 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los aforadores en forma de U pueden construirse fácilmente utilizando media sección de una tubería que se fija con cemento, y su empleo es muy conveniente en tuberías de aguas residuales que no circulan a plena carga. Así, se intercala en la tubería de aguas residuales un tubo de menor diámetro y se suaviza su encuentro con una rampa.

En estos ejemplos queda patente que es más fácil calcular el caudal de un aforador para una carga, h_1 , dada, si en la ecuación de altura de carga-caudal aparece un coeficiente de velocidad de aproximación. Sin embargo, puede calcularse una tabla de gasto para cualquier aforador, en la que el error del caudal, Q (para un nivel de confianza del 95%), sea menor del 4 al 5%, según sea el valor de H_1/L (ver la Ecuación 7.30). Para mayor información sobre errores de medida del caudal, véase el Apartado 1.2.8.

7.4.7 Ajustes de las tablas de aforo con C_v

En los Capítulos 4 y 6 se han dado tablas de aforo para vertederos de garganta rectangular, con tramos de aproximación también rectangulares. Sin embargo, puede haber situaciones en las que las condiciones locales requieran la utilización de tramos de aproximación cuya sección sea diferente de la supuesta en el cálculo de las tablas de aforo. Por ejemplo, de forma trapezoidal (o de tierra, sin una forma definida) a un vertedero rectangular tal como el del Capítulo 4, o bien una solera de aproximación o un nivel del agua sin normalizar, para los vertederos rectangulares móviles mencionados en el Capítulo 6. En la mayoría de los casos estas anomalías pueden subsanarse mediante el ajuste de C_v . Las tablas de los Capítulos 4 y 6 dan valores de Q en función de h_1 . La Ecuación 7.28 describe esta relación. Para una anchura de vertedero y un valor de h_1 dados, sólo pueden cambiar C_v y C_d . Puede suponerse que C_d no cambia con pequeñas variaciones en la carga de velocidad, ya que H_1/L varía muy poco. Por esta razón, sólo se necesita evaluar C_v para ajustar los valores de la tabla de aforo. El nuevo caudal para un valor de h_1 dado puede calcularse mediante la expresión siguiente:

$$Q_{v \text{ nuevo}} = Q_{\text{tabla}} \frac{C_{v \text{ nuevo}}}{C_{v \text{ tabla}}} \quad (7.37)$$

donde Q_{tabla} es el valor que se obtiene de la tabla de aforo. $C_{v \text{ tabla}}$ es el coeficiente de velocidad para la sección de aproximación supuesta en la deducción de estas tablas de aforo y $C_{v \text{ nuevo}}$ es el coeficiente de velocidad para la sección de aproximación ya existente o de diseño. Los valores de C_v , para cada valor de h_1 , pueden obtenerse de la Figura 7.16 o de la Tabla 7.4. El valor de C_d utilizado en la Figura 7.18 puede estimarse a partir de la Figura 7.13. Este es un procedimiento de ajuste aceptable, a pesar de que las tablas de gasto no han sido calculadas por este método.

Tabla 7.4 Coeficientes de velocidad de aproximación, C_v , para vertederos y aforadores rectangulares ($u = 1,5$), en función de $\sqrt{\alpha_1 C_d A^*}/A_1$

$\frac{\sqrt{\alpha_1} C_d A^*}{A_1}$	0,00	0,01	0,02	0,03	0,04 ^a	0,05	0,06	0,07	0,08	0,09
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,001	1,001	1,001	1,001	1,002
0,1	1,002	1,003	1,003	1,004	1,004	1,005	1,006	1,007	1,007	1,008
0,2	1,009	1,010	1,011	1,012	1,013	1,014	1,016	1,017	1,018	1,019
0,3 ^a	1,021	1,022	1,024	1,026	1,027 ^a	1,029	1,031	1,033	1,035	1,037
0,4	1,039	1,041	1,043	1,045	1,048	1,050	1,053	1,055	1,058	1,061
0,5	1,063	1,066	1,070	1,073	1,076	1,079	1,083	1,086	1,090	1,094
0,6	1,098	1,102	1,106	1,111	1,115	1,120	1,125	1,130	1,135	1,141
0,7	1,146	1,152	1,159	1,165	1,172	1,179	1,186	1,193	1,201	1,210

^a) Ejemplo: Para $\sqrt{\alpha_1 C_d A^*}/A_1 = 0,3 + 0,04$, resulta ser $C_v = 1,027$.

Ejemplo

Datos: Un vertedero de sección de control rectangular ($b_c = 1,0$ m, $z_c = 0$, $L = 0,8$ m) se coloca a $p_1 = 0,3$ m en un canal trapezoidal, en el que $b_1 = 0,6$ m y $z_1 = 1,0$.

Se pide: ¿Cuál es el caudal que pasa a través de este vertedero para $h_1 = 0,25$ m?

Solución: Primer paso: Hallar el coeficiente de velocidad del vertedero rectangular, con canal de aproximación también rectangular, que fué utilizado para calcular la Tabla 4.1. Para este canal de aproximación, $b_1 = 1,0$ y $z_1 = 0$, de forma que, para la situación de la 'tabla', se conocen los valores siguientes:

$$y_1 = h_1 + p_1 = 0,55 \text{ m}$$

$$A_1 = y_1(b_1 + z_1 y_1) = y_1 b_1 = 0,55 \text{ m}^2$$

$$A^* = h_1(b_c + z_c h_1) = h_1 b_c = 0,25 \text{ m}^2$$

Para $h_1 = 0,25$, la Tabla 4.1 da un valor de $q = 220$ litros/s por metro, o simplemente, $Q = 220$ litros/s, ya que $b_c = 1,0$ m.

Para la situación de la 'tabla' se puede calcular:

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{0,22}{0,55} = 0,40 \text{ m/s}$$

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = 0,259 \text{ m}$$

$H_1/L = 0,323$ (obsérvese que $h_1/L = 0,313$, que es un valor suficientemente aproximado). De la Figura 7.14 se obtiene que $C_d \approx 0,976$, por lo que (con $\alpha_1 = 1,04$) se puede calcular:

$$\sqrt{\alpha_1} \frac{C_d A^*}{A_1} = 0,452$$

En la Tabla 7.4 se encuentra que $C_v \approx 1,051$. En resumen:

$$Q_{\text{tabla}} = 0,22 \text{ m}^3/\text{s} \text{ y } C_{v \text{ tabla}} = 1,051$$

Segundo paso: A continuación se halla el coeficiente de velocidad de aproximación para el 'nuevo' canal de aproximación trapezoidal, en el que $b_1 = 0,6 \text{ m}$ y $z_1 = 1,0$. Del paso primero se sabe que $A^* = 0,25 \text{ m}^2$ y que $C_d = 0,976$. Se puede calcular $A_1 = y_1(b_1 + z_1 y_1) = 0,633 \text{ m}^2$ y, por lo tanto, $\sqrt{\alpha_1 C_d A^* / A_1} = 0,393$. De la Tabla 7.4 se obtiene $C_{v \text{ nuevo}} = 1,037$ y entonces, de la Ecuación 7.38,

$$Q_{\text{nuevo}} = Q_{\text{tabla}} \frac{C_{v \text{ nuevo}}}{C_{v \text{ tabla}}} = 0,220 \frac{1,037}{1,051} = 0,217 \text{ m}^3/\text{s}$$

En este caso el ajuste es pequeño. Sin embargo, este proceso deberá repetirse para varias profundidades en todo el intervalo de caudales que se va a utilizar.

7.4.8 Deducción de tablas de aforo mediante modelos de Froude

En el estudio de la mecánica de fluidos es una práctica frecuente utilizar modelos de grandes obras a escala reducida. Las características del flujo en la obra real se deducen de las del modelo. Es lo que se conoce como semejanza hidráulica. En el estudio del flujo en canales abiertos la relación entre las fuerzas de inercia y las de gravedad debe ser la misma en el modelo que en el prototipo. La raíz cuadrada de esta relación es el número de Froude, por lo que este tipo de similitud hidráulica se conoce generalmente como modelos de Froude.

Basándose en el concepto de semejanza hidráulica, si se conocen las características de una obra, se pueden determinar las propiedades de otra 'similar'. Es decir, un vertedero de un metro de altura por uno de anchura, con una carga de un metro, es similar a un vertedero de dos metros de altura, por dos de ancho, con una carga de dos metros. Sin embargo, el caudal no es el doble, sino que viene dado por la ecuación siguiente:

$$\frac{Q_{\text{prototipo}}}{Q_{\text{modelo}}} = \left(\frac{L_{\text{prototipo}}}{L_{\text{modelo}}} \right)^{(2,5)} \quad (7.38)$$

Esta ecuación es válida cuando todas las dimensiones de la obra y las alturas de carga están en la misma proporción. Con esta ecuación pueden determinarse los caudales de medidores de diversos tamaños a partir de una tabla de gasto dada.

Los procedimientos expuestos en este capítulo se adaptan al concepto de los modelos de Froude, es decir, todas las ecuaciones de carga-caudal tienen a Q en un miembro y en el otro las dimensiones de longitud, elevadas a 2,5. (Las unidades están equilibradas por $g^{0,5}$.) Los efectos de las pérdidas de carga debidas a la turbulencia y al rozamiento, a causa de la viscosidad del fluido, se tienen en cuenta con el número de Reynolds, que es la relación entre las fuerzas de inercia y las de viscosidad. El coeficiente, C_d , se utiliza para tener en cuenta éste y otros efectos. Sin embargo, según se muestra en la Figura 7.14, el valor de C_d es estrictamente una función de una relación de longitud, que es una curva media para una variedad amplia de formas y tamaños de aforadores. De esta manera la utilización de esta curva da un ajuste aproximado del rozamiento, según el concepto del modelado de Froude. El modelo matemático del Capítulo 9 tiene en cuenta los efectos del rozamiento mediante la aplicación del número

de Reynolds. Los efectos de escala de este modelo, debidos al rozamiento, son pequeños hasta que aumenta la rugosidad relativa. Así, pueden hacerse tablas de aforo suficientemente precisas, extendiendo el modelo de Froude a otros tamaños, especialmente si la relación de escalas es igual o menor que 4.

7.5 Pérdidas de carga en las obras de aforo

7.5.1 Teoría

Para obtener una relación única entre la altura de carga a la entrada de un aforador y el caudal correspondiente, la profundidad del agua en la sección de control debe ser crítica, según se demostró en la deducción de las Ecuaciones 7.22 y 7.23. Esto se cumplirá siempre que la carga total de energía a la salida de la instalación, H_2 (ver la Figura 7.19), sea menor que la profundidad crítica, y_c , en la sección de control.

En este caso, si la pérdida de carga disponible ($H_1 - H_2$) es mayor que $H_1 - y_c$, no es necesario transformar la energía cinética en la sección de control, $v_c^2/2g$, en energía potencial, aguas abajo de la transición (h_2). Es decir, no se necesita una transición gradual entre el estrechamiento y el canal de salida (ver la Figura 7.20).

En el caso de que la pérdida de carga en la instalación sea lo suficientemente baja para que el nivel del agua en la salida, h_2 , sea mayor que y_c , puede añadirse una transición gradual para recuperar energía potencial. La cantidad de energía potencial que puede ser recuperada depende, principalmente, del grado de expansión de la transición y de la relación, A_c/A_2 , entre las superficies de las secciones mojadas en la sección de control, A_c , y en la sección, A_2 , en la que se determina h_2 . Sin embargo, el nivel del agua en la salida no puede llegar a ser demasiado alto, porque podría impedir que se diesen en la sección de control condiciones de flujo crítico. El valor limitante de h_2 , y el valor correspondiente de H_2 , para mantener flujo modular debe ser, pues, determinado siempre que la carga disponible sea menor que $H_1 - y_c$.

Para determinar la pérdida de energía total en una instalación se recomienda estudiar, por separado, las diferentes partes de la misma, en las que se pierde energía por razones diferentes. Las pérdidas de energía correspondientes a las diversas partes de la instalación son las siguientes:

a Pérdidas de carga entre la sección de aforo y la sección de control en la garganta.

Estas pérdidas se deben principalmente al rozamiento y a la aceleración de la corriente.

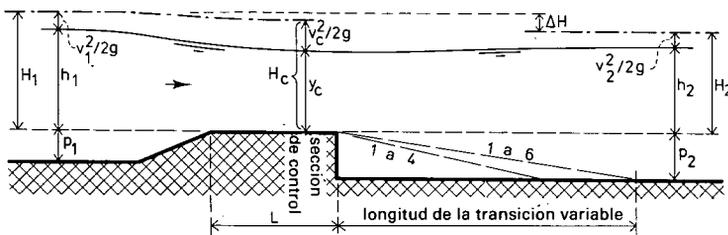


Figura 7.19 Ilustración de la terminología (suponiendo que $\alpha_1 = \alpha_c = \alpha_2 = 1,0$).



Figura 7.20 Si no se necesita recuperar energía cinética, es adecuado disponer una expansión súbita en la salida (Países Bajos).

- b Pérdidas existentes entre la sección de control y la sección en la que se mide h_2 .
- c Pérdidas debidas a la conversión incompleta de energía cinética en energía potencial, en la transición de salida del aforador.

ad(a): Según se explicó en el Apartado 7.4.3, el coeficiente de gasto, C_d , compensa las pérdidas de carga entre las secciones de aforo y de control, así como la falta de uniformidad de la distribución de velocidad y la curvatura de las líneas de corriente en estas dos secciones. Estos dos últimos fenómenos tienen relativamente poca influencia en C_d , debido a la anchura de la coronación o a la longitud de la garganta de la instalación, por lo que el valor de C_d puede utilizarse para cuantificar las pérdidas de carga, según la ecuación siguiente (Bos, 1976; Bos y Reinink, 1981):

$$H_1 - H_c = H_1 (1 - C_d^{1/3}) \quad (7.39)$$

La Ecuación 7.39 da una estimación correcta de las pérdidas de carga, aguas arriba de la sección de control, dentro de los límites de aplicación de H_1/L , descrito en el Apartado 7.4.3.

ad(b): Aunque en la transición de salida el flujo es variado, es más sencillo calcular las pérdidas de carga causadas por el rozamiento aplicando la ecuación de Manning

a los tres tramos siguientes:

1. Tramo de la garganta del aforador, aguas abajo de la sección de control, en una longitud aproximadamente igual a $L/3$.
2. Longitud del tramo de la verdadera transición de la solera y los cajeros.
3. Longitud del tramo del canal comprendido entre el final de la transición hasta la sección de medida de h_2 .

Se recomienda utilizar un valor conservador del coeficiente de rugosidad, n , en la ecuación de Manning. Las pérdidas totales de energía debidas al rozamiento, ΔH_r , entre las secciones de control y la de medida de h_2 , son iguales, entonces, a la suma de las pérdidas parciales en cada uno de los tres tramos, es decir:

$$\Delta H_r = \frac{1}{3} \Delta H_L + \Delta H_d + \Delta H_e \quad (7.40)$$

respectivamente, en las tres secciones.

ad(c): Se supone que las pérdidas debidas a la conversión de energía en la transición de salida son iguales a las pérdidas de energía totales, menos las pérdidas debidas al rozamiento. Estas pérdidas pueden estimarse con la conocida ecuación:

$$H_c - H_2 - \Delta H_r = \frac{\xi (v_c - v_2)^2}{2g} \quad (7.41)$$

en la que, además de los símbolos ya definidos anteriormente, ξ = la coeficiente de pérdida de energía, que es función del ángulo de expansión de la transición de aguas abajo. Para obtener los valores de ξ puede utilizarse la Figura 7.21.

La pérdida de energía total del aforador en el límite modular puede calcularse sumando las Ecuaciones 7.39 y 7.41, obteniéndose:

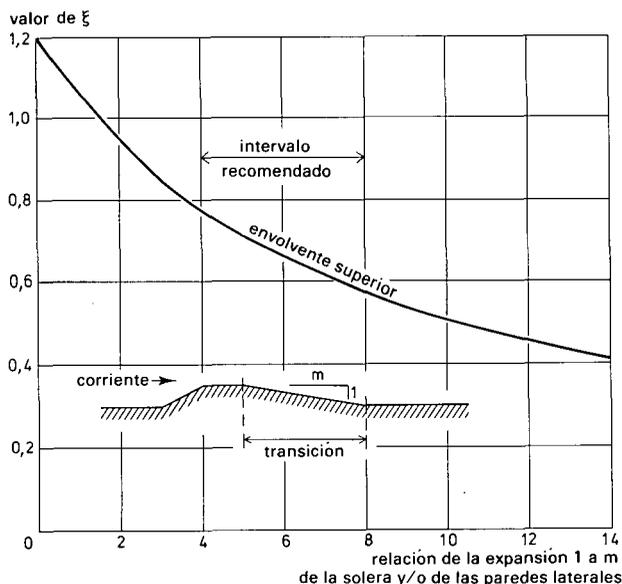


Figura 7.21 Valores de ξ , en función de la relación de expansión de la transición de salida (adaptado de Bos y Reinink, 1981).

$$H_1 - H_2 = H_1 - H_1 C_d^{1/u} + \Delta H_f + \frac{\xi (v_c - v_2)^2}{2g} \quad (7.42)$$

El límite modular de un vertedero o de un aforador puede calcularse dividiendo los dos miembros de la Ecuación 7.42 entre H_1 , con lo que se obtiene la expresión siguiente:

$$\frac{H_2}{H_1} = C_d^{1/u} - \frac{\Delta H_f}{H_1} - \frac{\xi (v_c - v_2)^2}{2gH_1} \quad (7.43)$$

La Ecuación 7.43 es una expresión general del límite modular para cualquier aforador de garganta larga y puede utilizarse también para los vertederos en pared gruesa, que son similares desde el punto de vista hidráulico.

La parte de la Ecuación 7.42 que expresa la suma de las pérdidas de energía debidas al rozamiento, $H_1 - H_1 C_d^{1/u} + \Delta H_f$, llega a ser una gran parte de la pérdida de carga total, $H_1 - H_2$, cuando las relaciones de expansión son muy graduales. Esto se debe principalmente a que las velocidades de la corriente en la transición de salida, que son relativamente altas, se mantienen a lo largo de una gran longitud. De esta forma, las transiciones de salida que son largas, pero muy graduales, tienen una conversión de energía muy favorable (valor de ξ bajo), pero pierden energía a causa del rozamiento (alto valor de ΔH_f). Por esta razón las transiciones muy graduales (más de 10:1) pierden más energía que las transiciones más rápidas, pero más cortas. Por ello y debido a que el coste de construcción de una transición muy gradual es más elevado que el de otra más corta, se aconseja que la relación de expansión no sobrepase de alrededor de 6:1 (Figura 7.22).

Las expansiones súbitas, con relaciones de 1:1 o 2:1, no son muy eficaces, desde el punto de vista de conversión de energía, porque la gran velocidad del chorro que sale por la garganta no puede cambiar de dirección repentinamente para adaptarse a los límites de la transición. En las zonas de separación del flujo que se producen, se forman remolinos que convierten la energía cinética en calor y en ruido.

Por tanto, no son recomendables las relaciones de expansión 1:1, 2:1 y 3:1. Si la longitud, aguas abajo de la garganta, es insuficiente para adaptar una transición gradual completa, se recomienda truncar la transición a la longitud deseada antes que utilizar una relación de expansión más brusca (ver la Figura 7.23). El limitar la transición a la mitad de su longitud total tiene un efecto despreciable en el límite modular. El corte no debe redondearse, ya que dirigiría el agua a la solera del canal, dando lugar a pérdidas de carga adicionales y a erosión.

Las pérdidas de energía totales son máximas si un vertedero o un aforador tiene una expansión brusca ($\Delta H_f = 0$ y $\xi = 1,2$) y la corriente vierte sobre un agua estancada ($v_2 = 0$). En este caso, adoptando por conveniencia el valor de $C_d \approx 1,0$, la Ecuación 7.42 se reduce a:

$$\Delta H_{\max} = 1,2 \frac{v_c^2}{2g} \quad (7.44)$$

Para una sección de control rectangular $v_c^2/2g = H_1/3$, por lo que, $\Delta H_{\max} = 0,40H_1$. En la Tabla 7.5 se dan datos para otras formas de la sección de control. El valor del límite modular mejora rápidamente a medida que aumenta la velocidad aguas abajo y si se le añade una transición divergente (el valor de ξ decrece). Para conseguir un diseño más conservador de las obras descritas en los Capítulos del 3 al 6, el límite modular deberá ser menor de 0,90.

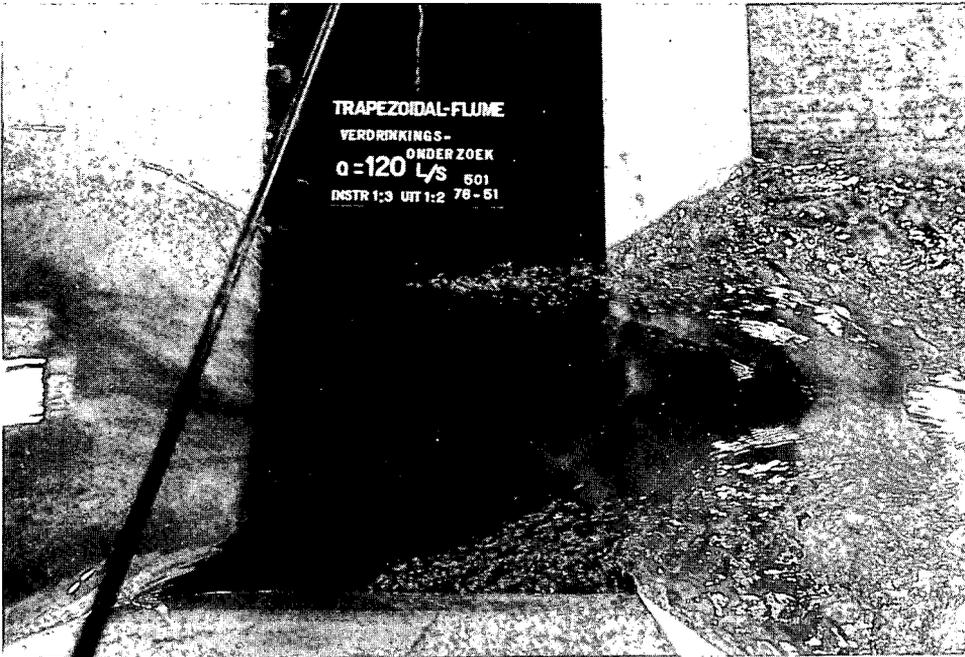


Figura 7.22 Investigaciones sobre la sumersión en un aforador.

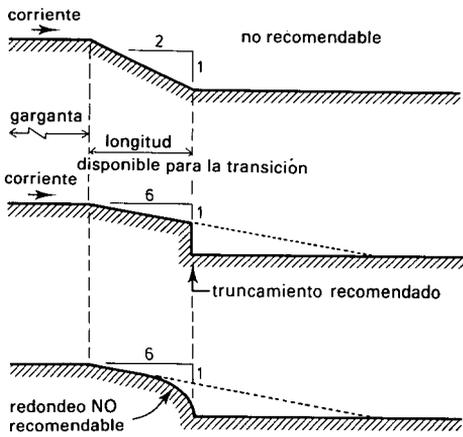


Figura 7.23 Truncamiento de una transición de salida gradual.

Tabla 7.5 Pérdidas de carga necesarias para las condiciones más desfavorables^a

Forma de la sección de control	Exponente, u, de h_1	$\frac{y_c}{H_c}$	Límite modular	
			mínimo $\frac{H_2}{H_1}$	ΔH_{\max}
Rectangular	1,5	0,67	0,60	0,40 H_1
Trapezoide medio o parábola media	2,0	0,75	0,70	0,30 H_1
Triangular	2,5	0,80	0,76	0,24 H_1

^a $\xi = 1,2; v_2 = 0$

7.5.2 Método para calcular el límite modular

Para calcular el límite modular de un aforador por el que pasa un caudal, Q , para una carga de entrada, h_1 , deben igualarse, por aproximaciones sucesivas, los dos miembros de la Ecuación 7.43. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Determinar la superficie de la sección normal a la corriente en la estación de medida de h_1 y calcular la velocidad media, v_1 .
2. Calcular $H_1 = h_1 + v_1^2/2g$.
3. Calcular H_1/L y determinar el valor de C_d , mediante la Figura 7.14.
4. Obtener el exponente, u , bien directamente de la ecuación de altura de carga-caudal, o bien de la correspondiente curva de gasto, de h_1 en función de Q , en papel doble logarítmico.
5. Calcular $C_d^{1/u}$.
6. Calcular y_c , en la sección de control, en función de H_1 y de la forma y tamaño de la garganta (ver el Apartado 7.4 y la Figura 7.18).
7. Determinar la superficie de la sección normal a la corriente en la sección de control, para una profundidad del agua, y_c , y calcular la velocidad media, v_c .
8. Usando la Figura 7.21, hallar un valor de ξ , en función del ángulo de expansión.
9. Estimar el valor crítico de h_2 y deducir v_2 .
10. Calcular $\xi(v_c - v_2)^2/2gH_1$.
11. Determinar $\Delta H_f = \frac{1}{3}\Delta H_L + \Delta H_d + \Delta H_e$, aplicando la fórmula de Manning a $\frac{1}{3}L$ de la garganta, a la longitud de la transición y al canal hasta la sección de medida de h_2 .
12. Calcular $\Delta H_f/H_1$.
13. Calcular $H_2 = h_2 + v_2^2/2g$.
14. Calcular H_2/H_1 .
15. Sustituir los valores (5), (10), (12) y (14) en la Ecuación 7.43.
16. Si la Ecuación 7.43 no es exacta, repetir los Pasos del 9 al 15.

La Ecuación 7.43 puede ajustarse después de 2 o 3 tanteos, una vez que se haya adquirido cierta práctica. Como el límite modular varía en función de la carga de aguas arriba, se recomienda estimar el límite modular para las cargas máxima y mínima previstas y comprobar si existe suficiente pérdida de carga disponible ($H_1 - H_2$) en los dos casos. Si se dispone de un ordenador, el límite modular puede calcularse haciendo uso del Apartado 9.7.

8 La parte de aguas abajo del medidor

8.1 Introduccion

Como ya se ha discutido anteriormente, para poder medir un caudal es necesario que el nivel del agua a la salida del medidor sea inferior al existente aguas arriba del mismo, lo que, en otras palabras, significa que en el vertedero o aforador se tendrá que producir una pérdida de energía, ΔH . En las zonas de riego relativamente llanas, el valor de ΔH suele ser habitualmente menor de 0,30 m, y la turbulencia creada por el vertedero o el aforador puede dominarse en los canales de tierra revistiendo de hormigón el canal o protegiéndolo suficientemente con un empedrado.

En zonas con pendiente es, por lo general, necesario limitar la velocidad de la corriente en cada tramo del canal mediante obras de salto en su solera. Para un diseño económico del sistema de canales, se puede combinar un vertedero o un aforador con estas obras de salto.

Para medir la diferencia de niveles de carga, ΔH , es necesario instalar en las obras diseñadas, para cumplir los dos objetivos citados, un cuenco amortiguador en el que se disipe el exceso de energía. Para ayudar a elegir un dissipador de energía satisfactorio en el tramo de aguas abajo del medidor, se puede utilizar el diagrama de flujo de la Figura 8.1. La finalidad de estos dissipadores de energía es eliminar el exceso de energía a lo largo de la obra de modo que no se deteriore el canal de salida. Estos dissipadores de energía tienen secciones transversales rectangulares.

En primer lugar, se debe conocer la diferencia entre las cargas que se producen en el lado de aguas arriba y en el de aguas abajo del vertedero para el máximo caudal permitido, para la carga, H_1 , referida al resalto y para la anchura, b_c , del mismo. A continuación, se calculan ciertos parámetros, incluyendo el número de Froude, Fr_u , para la sección de máxima velocidad dentro del vertedero (sección U de la Figura 8.3). Finalmente, tal y como se demuestra en este capítulo, se pueden definir algunas de las alternativas estructurales posibles. La Figura 8.1 da una guía al diseñador para que elija, basándose en el número de Froude, Fr_u , la estructura más apropiada. Los límites del número de Froude que se dan en dicho diagrama no corresponden a valores definidos sino que, en función de las condiciones locales concretas, se solapan algo. Sin embargo, desde un punto de vista práctico podemos establecer que:

1. Si $Fr_u \leq 2,5$, no se necesitan pantallas amortiguadoras u otros dispositivos adicionales; sin embargo, se debe proteger suficientemente un corto tramo del canal aguas abajo del medidor.
2. Si Fr_u toma un valor comprendido entre 2,5 y 4,5, es señal de que el resalto hidráulico no está bien estabilizado. El chorro de agua que entra en el medidor oscila desde el fondo hasta la superficie y produce olas de período irregular en el canal de salida del aforador. Por tanto, se recomienda disipar energía aumentando la turbulencia y no contar con el resalto hidráulico.
3. Si $Fr_u \geq 4,5$, se formará un resalto hidráulico estable capaz de disipar, de forma efectiva, la energía.

En la Figura 8.2 se presenta una solución modificada del diagrama de flujo de la Figura

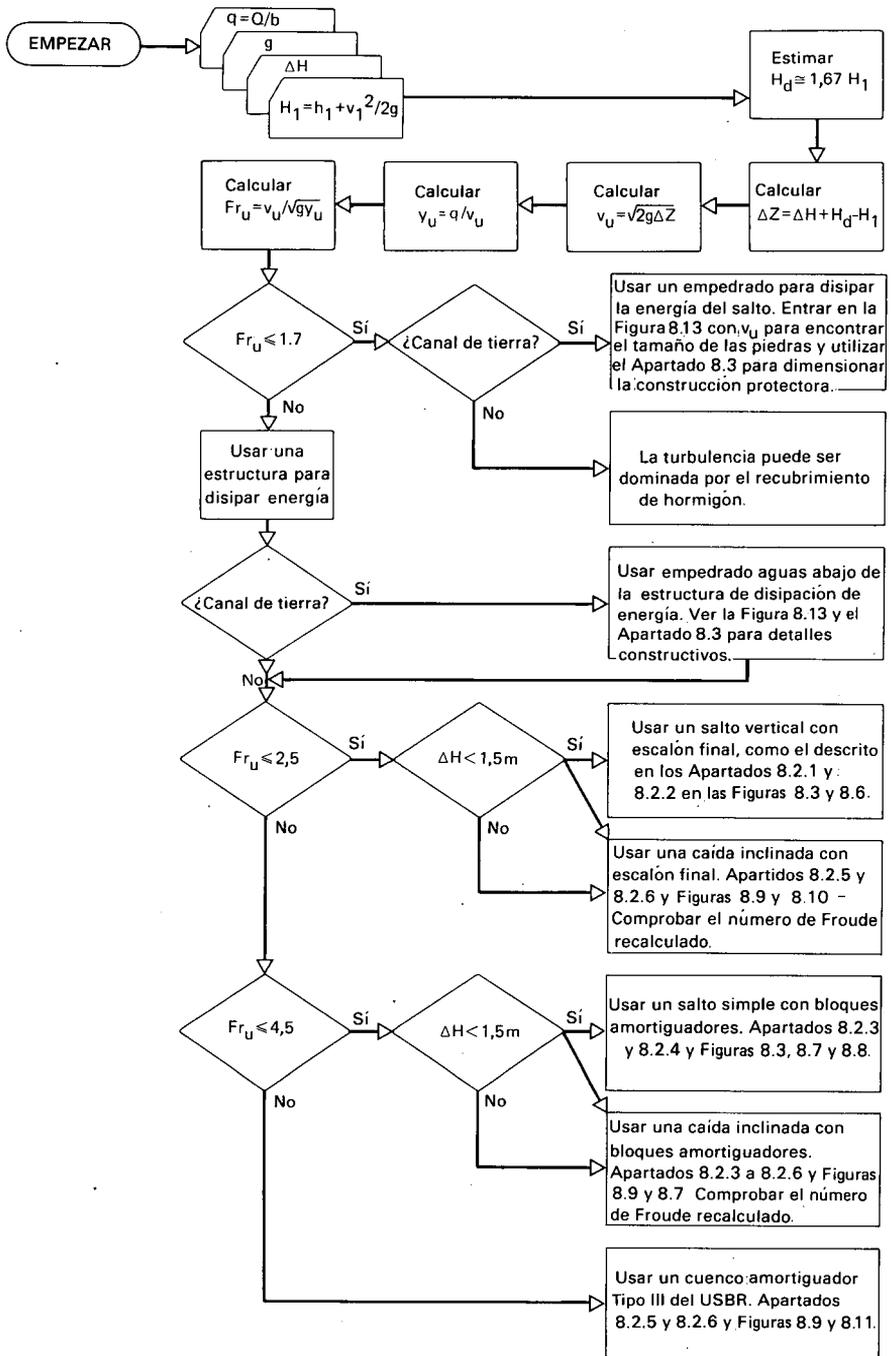


Figura 8.1 Diagrama de flujo para seleccionar un disipador de energía, aguas abajo de un aforador o de un vertedero. (Ver la Figura 8.3 para conocer el significado de los símbolos.)

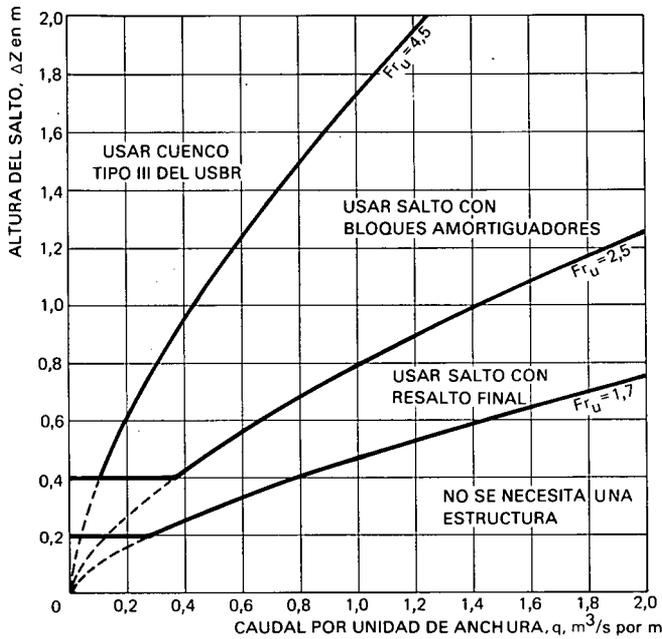


Figura 8.2 Diagrama para estimar el tipo de obra más adecuado, para emplearlo antes de hacer un diseño detallado.

8.1, para aquellos valores particulares de Fr_u que marcan los límites de aplicación de las obras que se introducen en la Figura 8.1. La citada Figura 8.2 da una primera indicación sobre qué tipo de obra es más apropiada para un valor dado del caudal por unidad de anchura, q , y para un valor estimado de la pérdida de carga, ΔZ . Puede suceder que al hacer un diseño hidráulico más detallado, disponiendo de mejores valores de ΔZ , se decida elegir otra obra.

No es práctico construir un disipador complejo de energía para un caudal bajo, unido a un salto pequeño y con un número de Froude elevado, debido a que la energía a disipar es pequeña. Así, tal como se muestra en la Figura 8.2, se han establecido 0,2 y 0,4 m como límites mínimos de altura de salto de estas obras. También, grandes saltos de caída libre exigen a menudo enormes obras que pueden resultar excesivamente costosas e hidráulicamente poco fiables. Por ello, salvo en circunstancias especiales, no se recomiendan los saltos simples (respecto de la energía ΔH , ver la Figura 8.3) de más de 1,5 m. Estos límites de la altura del salto, ΔZ , del descenso de energía, ΔH , y del número de Froude, Fr_u , no son absolutos sino que dan al proyectista unos márgenes prácticos para poder realizar decisiones rápidas.

Los disipadores de energía descritos en este capítulo pueden no ser los más adecuados para cualquier proyecto y no agotan, en absoluto, las posibilidades abiertas al diseñador. Sin embargo, las características citadas de los mismos pueden combinarse con los medidores de caudal de la mayoría de los sistemas de canales de riego. Para mayor información sobre saltos simples, resaltes de cola, bloques disipadores de energía, muros laterales en disminución, por citar solamente algunos, se recomienda la bibliografía de Peterka (1964) y del USBR (1973).

8.2 Disipadores de energía

8.2.1 Salto simple vertical

La lámina de agua, que cae libremente, golpea el fondo del cuenco de amortiguación y se dobla hacia la cola en la sección U (ver la Figura 8.3). Una parte de la energía se disipa por el impacto de la lámina de agua y por la circulación turbulenta del agua en el remanso situado por debajo de dicha lámina, y otra parte en el resalto hidráulico que se produce aguas abajo de la sección U. La altura de energía restante, H_d , no varía mucho para distintos valores de $\Delta Z/H_1$ y es aproximadamente igual a $1,67H_1$ (adaptación tomada de Henderson, 1966). Este último valor de $1,67H_1$, proporciona un criterio satisfactorio para determinar el nivel del fondo del cuenco amortiguador por debajo del nivel de energía en el canal de cola de la obra. Las dimensiones hidráulicas de un salto simple pueden relacionarse con las siguientes variables (ver la Figura 8.3):

H_1 = altura de energía, aguas arriba, referida al resalto del vertedero

ΔH = variación de la altura de energía a través de la obra del salto

H_d = altura de energía aguas abajo del salto

q = caudal por unidad de anchura del resalto

g = aceleración debida a la gravedad

n = altura del escalón posterior

y_u = profundidad de la corriente en la sección U

y_d = profundidad de la corriente a la salida del disipador, referida al fondo del cuenco de amortiguación

y_2 = profundidad de la corriente en el canal de salida

Estas variables pueden combinarse para obtener una primera estimación de la altura del salto:

$$\Delta Z = (\Delta H + H_d) - H_1 \quad (8.1)$$

En consecuencia se puede estimar la velocidad de la corriente, en la sección U, por medio de la ecuación:

$$v_u = \sqrt{2g\Delta Z} \quad (8.2)$$

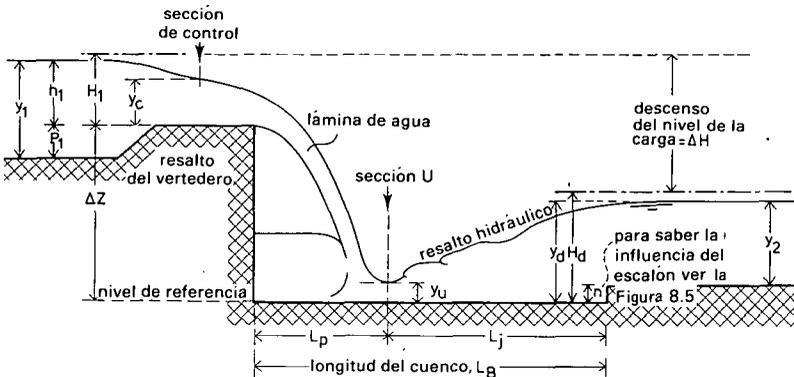


Figura 8.3 Esquema ilustrativo de la terminología de una obra de salto simple.

y, usando la ecuación de continuidad, se puede obtener la profundidad del agua en la citada sección U

$$y_u = \frac{q}{v_u} \quad (8.3)$$

La corriente de agua en esta sección U puede caracterizarse mejor por medio del número adimensional de Froude

$$Fr_u = \frac{v_u}{\sqrt{gy_u}} \quad (8.4)$$

Este número de Froude puede relacionarse directamente con la geometría del salto simple por medio de las razones de longitud $y_d/\Delta Z$ y $L_p/\Delta H$, cuyos valores pueden obtenerse en la Figura 8.4 (ver también la Figura 8.3).

La longitud del resalto hidráulico, L_j , aguas abajo de la sección U en la Figura 8.3, puede calcularse por medio de la ecuación siguiente (Henderson, 1966):

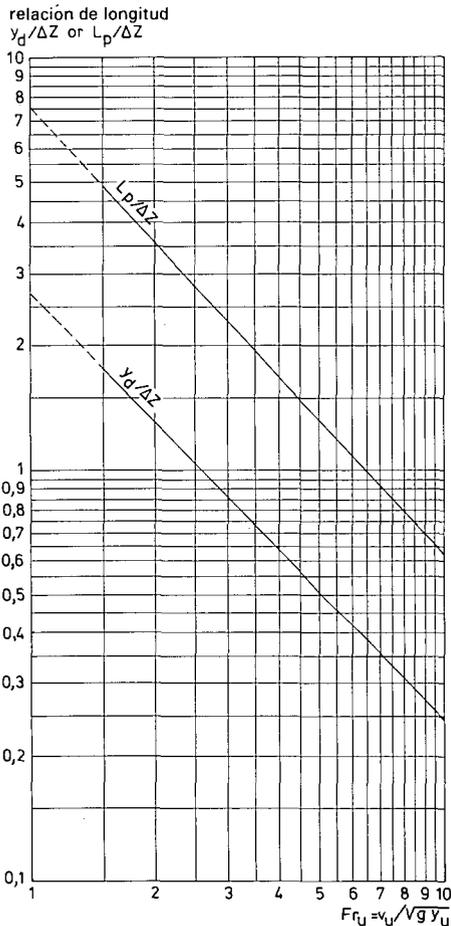


Figura 8.4 Gráfico adimensional para definir la geometría del salto simple.

$$L_j = 6,9 (y_d - y_u) \quad (8.5)$$

Es importante darse cuenta de que las profundidades del agua a la salida del dissipador (y_d e y_2) no son debidas a la obra del salto, sino a las características de la corriente en el canal de cola del mismo. Si estas características son tales que se produce la profundidad requerida, y_d , entonces se constituirá el resalto hidráulico; en caso contrario, no se producirá el citado resalto y no se disipará suficiente energía en el cuenco amortiguador. Para asegurar una adecuada disipación de energía, pueden tomarse medidas adicionales tales como bajar el fondo del cuenco amortiguador y añadir un resalto final.

No obstante, debido a los cambios estacionales en la resistencia hidráulica del canal, la velocidad de la corriente, calculada con la ecuación de Manning, cambia al hacerlo la profundidad del agua, y_d . Como consecuencia, el resalto hidráulico sube y baja en el canal. Este comportamiento inestable es, a menudo, indeseable y, para eliminarlo, se aumenta la resistencia a la corriente por medio de un escalón abrupto, situado al final del cuenco. Generalmente, este escalón se sitúa aguas abajo de la sección U, a una distancia igual a

$$L_j = 5(n + y_2) \quad (8.6)$$

A efectos de diseño, si se conocen los valores de $Fr_u = v_u / \sqrt{gy_u}$, y_u e y_2 , puede usarse la Figura 8.5 con el fin de determinar el máximo valor requerido de n .

8.2.2 Ejemplo de diseño de salto vertical simple con escalón en la solera

Sea un canal de hormigón, que transporta un caudal máximo de $1,27 \text{ m}^3/\text{s}$ con una profundidad normal de agua de $0,84 \text{ m}$. El caudal mínimo a medir es de unos $0,14 \text{ m}^3/\text{s}$. El canal tiene una pendiente de cajeros de $1,5:1$ y una anchura de solera de $0,61 \text{ m}$. En este canal se va a construir una obra que sirva como medidor y como salto. La sección de control tiene forma rectangular, con una altura de resalto, $p_1 = 0,25 \text{ m}$, y una anchura del fondo, $b_c = 1,36 \text{ m}$.

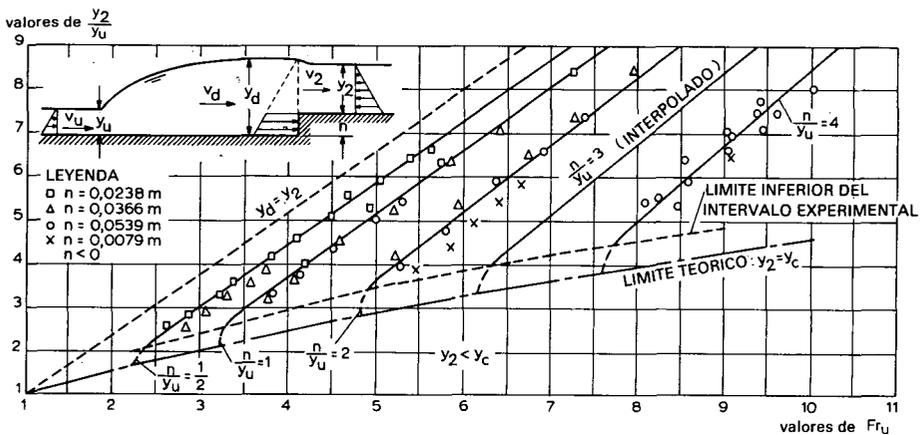


Figura 8.5 Relaciones experimentales entre Fr_u , y_2/y_u y n/y_u para definir la geometría de un escalón abrupto (según Forster y Skrinde, 1950).

profundidad del agua
o altura de la carga
m

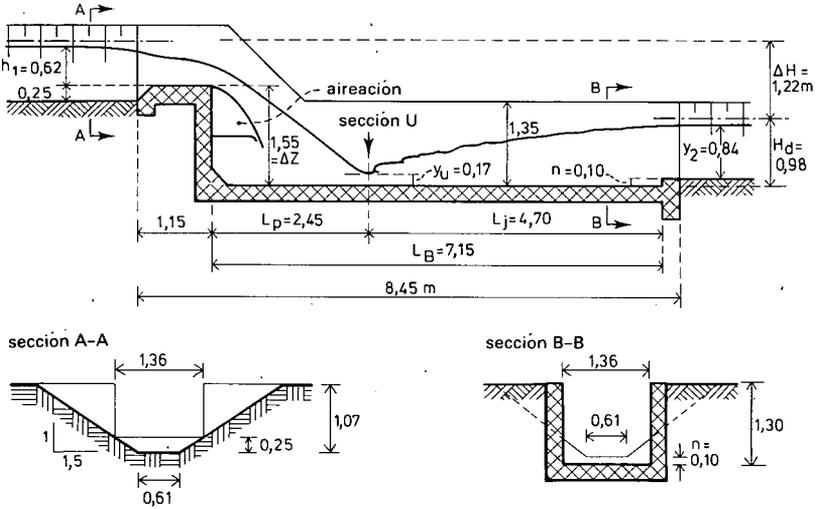
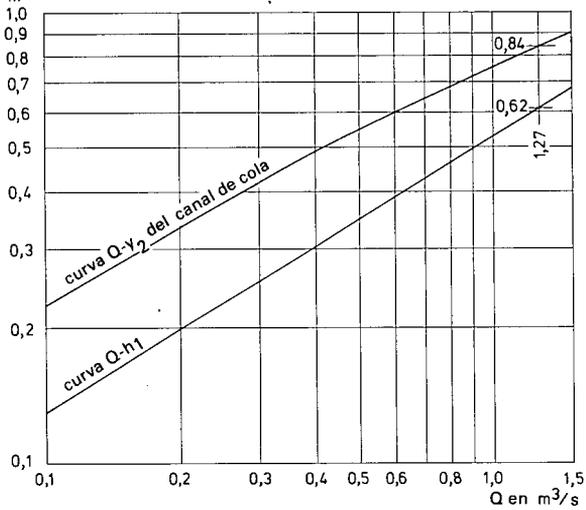
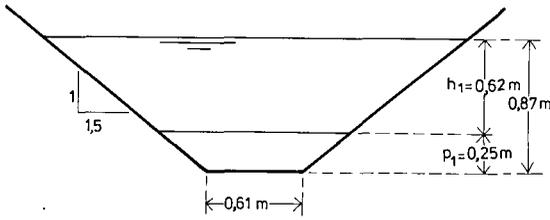


Figura 8.6 Dimensiones hidráulicas del salto simple del ejemplo.

La curva $Q - h_1$ de este aforador puede definirse usando el Apartado 7.4 y se muestra en la Figura 8.6. Esta figura muestra también la curva $Q - y_2$ del canal de salida del medidor (ver el Apartado 3.2.4).

Para determinar las dimensiones hidráulicas de un salto simple, en el que pueda producirse una pérdida del nivel de energía, $\Delta H \simeq \Delta h = 1,22$ m, para un caudal, $Q = 1,27$ m³/s, utilizaremos el siguiente procedimiento:

1. Primeramente, se calcula el valor de $H_1 = h_1 + v_1^2/2g$, para el máximo valor de $Q = 1,27$ m³/s. De la Figura 8.6 se obtiene el correspondiente valor de $h_1 = 0,62$ m.



$$A_1 = 0,61 \times 0,87 + 1,5 \times 0,87^2 = 1,67 \text{ m}^2$$

$$v_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{1,27}{1,67} = 0,76 \text{ m/s}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{0,76^2}{2 \times 9,81} = 0,03 \text{ m}$$

$$H_1 = 0,62 + 0,03 = 0,65 \text{ m}$$

2. Determinar la anchura de la superficie del agua en la sección de control. Si ésta es rectangular,

$$b_c = B_c = 1,36 \text{ m}$$

3. Calcular el caudal medio, por unidad de anchura del vertedero,

$$q = \frac{Q}{B_c} = \frac{1,27}{1,36} = 0,934 \text{ m}^3/\text{s por metro}$$

4. Estimar ΔZ sabiendo que, aproximadamente,

$$H_d \geq 1,67H_1 = 1,08 \text{ m}$$

$$\Delta Z = \Delta H + H_d - H_1$$

$$\Delta Z = 1,22 + 1,08 - 0,65 = 1,65 \text{ m}$$

5. Calcular

$$v_u = \sqrt{2g\Delta Z}$$

$$v_u = \sqrt{2 \times 9,81 \times 1,65} = 5,69 \text{ m/s}$$

6. Calcular

$$y_u = \frac{q}{v_u}$$

$$y_u = \frac{0,93}{5,69} = 0,16 \text{ m}$$

7. Calcular el número de Froude en la sección U,

$$Fr_u = \frac{v_u}{\sqrt{gy_u}}$$

$$Fr_u = \frac{5,69}{\sqrt{9,81 \times 0,16}} = 4,54$$

8. Emplear la Figura 8.4 para deducir las relaciones

$$\frac{L_p}{\Delta Z} = 1,49 \quad \text{por tanto: } L_p = 2,45 \text{ m}$$

$$\frac{y_d}{\Delta Z} = 0,56 \quad \text{por tanto: } y_d \geq 0,92 \text{ m}$$

9. Utilizar la Figura 8.6 para determinar el valor de y_2 para $Q = 1,27 \text{ m}^3/\text{s}$ y para calcular la relación $y_2/y_u = 0,84/0,16 = 5,25$. Con este valor y con el de $Fr_u = 4,54$, entrar en la Figura 8.5 y obtener que $n/y_u \simeq 0,5$. En consecuencia, $n = 0,08 \text{ m}$, que se redondea a $0,10 \text{ m}$.
10. Comprobar que $n + y_2 \geq y_d$, tal como se obtiene del Paso 8. Esto se cumple ya que $0,10 + 0,84 \geq 0,92 \text{ m}$.
11. Comprobar que $n + y_2 + v_2^2/2g \leq H_d = 1,08 \text{ m}$, siendo H_d el valor obtenido en el Paso 4. Para una profundidad de agua en el canal de $y_2 = 0,84 \text{ m}$, la altura de velocidad, $v_2^2/2g = 0,03 \text{ m}$. Por tanto, se satisface fácilmente la ecuación $0,10 + 0,84 + 0,03 \leq 1,08$. En realidad, podría repetirse el proceso desde el Paso 4 hasta el 11, utilizando un valor menor de H_d . Por ejemplo, si $H_d = 0,98 \text{ m}$, $\Delta Z = 1,55 \text{ m}$. Obsérvese que se ha elegido el valor de H_d , de modo que el de ΔZ sea un múltiplo de $0,05 \text{ m}$.
12. Repitiendo el proceso desde el Paso 5 hasta el 9 se obtiene que

$$v_u = 5,51 \text{ m/s}$$

$$y_u = 0,17 \text{ m}$$

$$Fr_u = 4,28$$

$$L_p = 2,42 \text{ m}$$

$$y_d = 0,91 \text{ m}$$

$$\frac{y_2}{y_u} = 4,94$$

Entrando en la Figura 8.5 con $Fr_u = 4,28$ e $y_2/y_u = 4,94$ se obtiene

$$\frac{n}{y_u} \simeq 0,50$$

Por tanto, $n = 0,09 \text{ m}$, que se redondea a $n = 0,10 \text{ m}$.

13. Se comprueba que las ecuaciones

$$n + y_2 = 0,94 \geq y_d = 0,93 \text{ m}$$

$$n + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} = 0,97 \leq H_d = 0,98 \text{ m}$$

muestran un buen ajuste. Por tanto, se utilizará este último conjunto de valores para el diseño del salto simple.

14. Calcular la longitud del resalto hidráulico por medio de:

$$L_j = 5(n + y_2)$$

$$L_j = 5(0,10 + 0,84) = 4,70 \text{ m}$$

Entonces, la longitud total del cuenco amortiguador será de

$$L_B = L_p + L_j \simeq 7,12 \text{ m}$$

Para facilitar la construcción, se redondeará L_B a 7,15 m y L_p a 2,45 m.

15. Determinar la altura mínima de la pared lateral del cuenco (Donnelly y Blaisdell, 1954):

$$\text{altura} \geq y_d + 0,6H_1 = 1,32 \text{ m}$$

Se utilizará una altura de 1,35 m.

16. Resumir los valores de diseño. Ver la Figura 8.6.

Si la obra descrita vierte sobre un canal relativamente ancho, o si la profundidad del agua a la salida, y_2 , no está determinada por el caudal que pasa por el medidor, sino por una obra de control situada aguas abajo del mismo, la altura, n , del escalón deberá determinarse para caudales menores y para los valores de y_2 previstos. Para el diseño se utilizará el máximo valor de n .

Tras un estudio detenido de la Figura 8.6, el lector observará que la longitud del cuenco amortiguador (7,15 m) está en gran parte influida por la longitud del resalto, L_j . Tal y como se discutió al presentar la Ecuación 8.6, el resalto hidráulico puede estabilizarse y acortarse aumentando la resistencia de la corriente aguas abajo de la sección U. Para acortar la longitud del cuenco amortiguador, una vez pasada esta sección U, puede incrementarse la resistencia hidráulica instalando en el fondo del mismo unos bloques disipadores de energía.

8.2.3 Cuenco disipador de energía con bloques amortiguadores

Como ya se ha mencionado anteriormente, la longitud del cuenco con disipador de energía tal como aparece en la Figura 8.7 es mucho menor que la del que sólo tiene un escalón final. Aun cuando esta reducción de longitud es una ventaja significativa de este tipo de cuenco, los bloques disipadores de energía tienen el gran inconveniente de retener todo tipo de restos flotantes y en suspensión, que pueden llegar a colmatar la cubeta y a dañar los propios bloques. Por tanto, estos cuencos, para que funcionen adecuadamente, se deberán limpiar con regularidad.

Este tipo de cuenco disipador de energía con bloques amortiguadores se ha aplicado para pequeñas caídas del nivel de energía (ver la Figura 8.1) y produce una disipación de energía razonablemente buena para una amplia gama de profundidades del agua a la salida del vertedero. La disipación se debe principalmente a la turbulencia que se origina al chocar la corriente de agua con los bloques amortiguadores. Por tanto, la profundidad exigida de la corriente aguas abajo puede ser algo menor que en el caso del salto simple aunque puede variar con independencia de la altura del salto, ΔZ . Para un correcto funcionamiento, la profundidad del agua a la salida, y_d , no debe ser inferior a $1,45H_1$ y el número de Froude para Q_{\max} no debe ser mayor de $Fr_u = 4,5$.

De la Figura 8.4 se puede obtener la longitud, L_p , del cuenco amortiguador, aguas arriba de la sección U y en la Figura 8.8 se dan, en función de H_1 , las dimensiones de dicho cuenco en su parte de aguas abajo de la citada sección U.

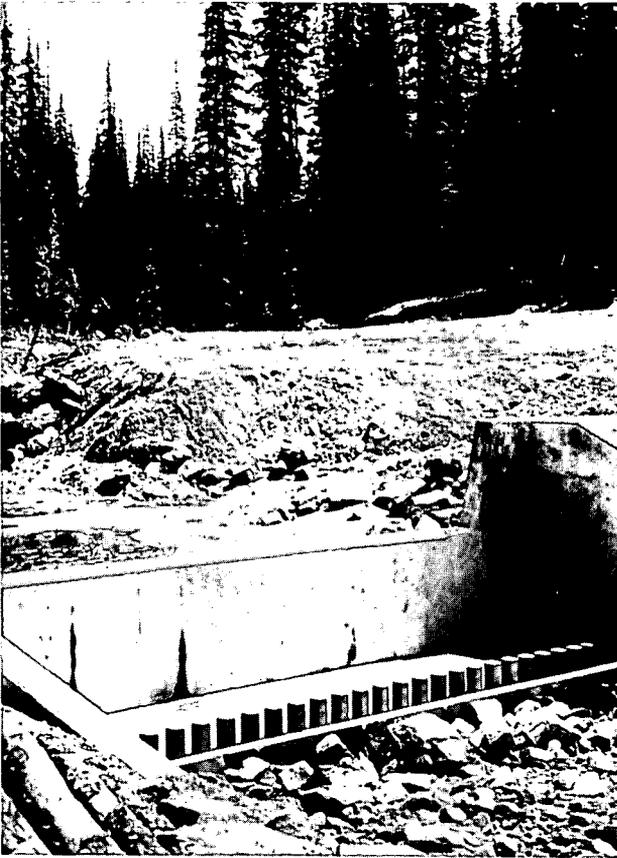


Figura 8.7 Salto simple con disipador de energía de bloques amortiguadores (Canadá).

8.2.4 Ejemplo de diseño de un cuenco disipador de energía con bloques amortiguadores, para un salto vertical

Para este ejemplo se usan los mismos datos básicos que en el ejemplo de salto simple con escalón en la solera (Apartado 8.2.2). También son idénticos los Pasos 1, 2 y 3. Por tanto, se comienza el ejemplo a partir del Paso 4:

4. Suponiendo que $\Delta H \simeq \Delta h$, determinar ΔZ sabiendo que

$$y_d \geq 1,45H_1 = 0,94 \text{ m}$$

$$\Delta Z = \Delta H + y_d - h_1$$

$$\Delta Z = 1,22 + 0,94 - 0,62 = 1,54 \text{ m}$$

Utilizar $\Delta Z = 1,55 \text{ m}$.

5. Calcular

$$v_u = \sqrt{2g\Delta Z}$$

$$v_u = \sqrt{2 \times 9,81 \times 1,55} = 5,51 \text{ m/s}$$

6. Calcular

$$y_u = \frac{0,93}{5,51} = 0,17 \text{ m}$$

7. Calcular el número de Froude en la sección U

$$Fr_u = \frac{v_u}{\sqrt{gy_u}}$$

$$Fr_u = \frac{5,51}{\sqrt{9,81 \times 0,17}} = 4,28$$

8. De la Figura 8.4 se obtienen las siguientes relaciones entre longitudes

$$\frac{L_p}{\Delta Z} = 1,56 \quad \text{por tanto} \quad L_p = 2,42 \text{ m}$$

$$\frac{y_d}{\Delta Z} = 0,59 \quad \text{por tanto} \quad y_d = 0,91 \text{ m}$$

Para facilitar la construcción, se redondea el valor de L_p a 2,45 m. (Nota: La secuencia de los Pasos 1 al 8 es similar a la del ejemplo anterior del Apartado 8.2.2).

9. Comprobar, para estar seguro, que el valor de y_d obtenido en el Paso 4 está de acuerdo con él deducido en el Paso 8. Utilizar, para fines de diseño, el mayor valor de los dos.
10. Empleando la Figura 8.8, calcular las dimensiones lineales del cuenco amortiguador y resumir en una sola figura todas las dimensiones del mismo (ver la Figura 8.9).

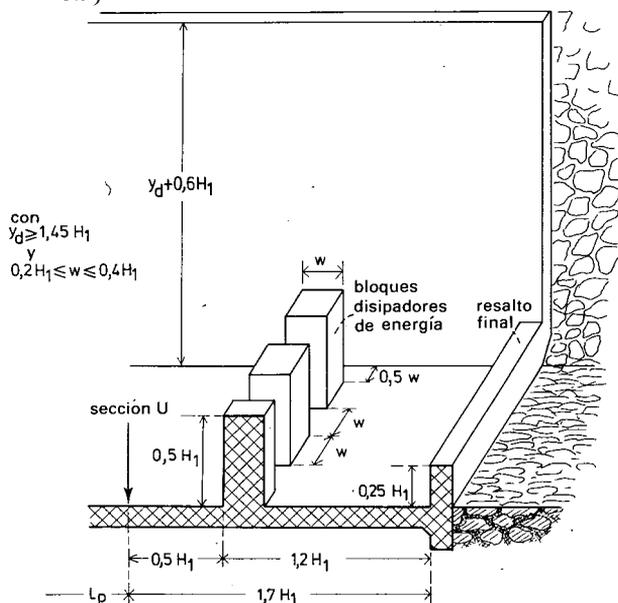


Figura 8.8 Dimensiones del tramo posterior a la sección U de un cuenco disipador de energía con bloques amortiguadores (según Donnelly y Blaisdell, 1954).

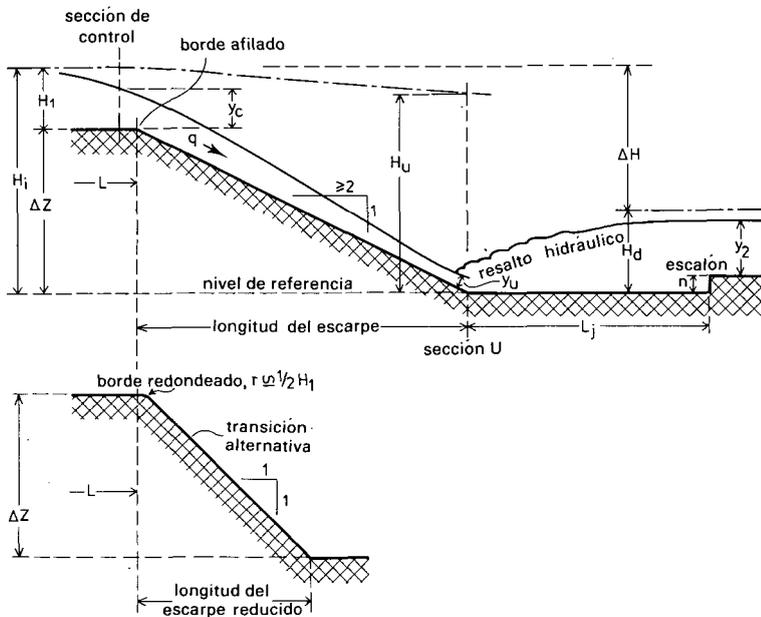


Figura 8.10 Esquema gráfico en donde se definen los datos de la Tabla 8.1.

Por medio de la Tabla 8.1 se pueden determinar los valores de y_u y H_d , que servirán para el diseño del tramo del cuenco situado aguas abajo de la sección U. En este contexto, el lector debe observar que el nivel de energía, H_u , de la lámina de agua que entra en la sección U es mucho mayor en el caso de caída inclinada que en el de salto vertical, debido a que en este último se disipa una parte de la energía por el impacto de la lámina de agua contra el fondo del cuenco y por la circulación turbulenta del agua en la balsa por debajo de la lámina. En el caso de un salto inclinado (rápido), se produce mucha menos disipación de energía por causa del rozamiento y por turbulencia de la corriente sobre la rampa (ver la Tabla 8.1 y la Figura 8.10).

8.2.6 Ejemplo de diseño de una caída inclinada con escalón en la solera

Para este ejemplo volveremos a utilizar los mismos datos básicos del ejemplo de diseño de un salto simple con escalón en la solera (Apartado 8.2.2). De nuevo los pasos 1, 2 y 3 son idénticos. Por ello, se comenzará en el Paso 4:

4. Calcular la relación $\Delta H/H_1$.

$$\frac{\Delta H}{H_1} = \frac{1,22}{0,65} = 1,8769$$

Obsérvese que los cuatro decimales no significan tal exactitud para esa relación, siendo su finalidad solamente la de facilitar la interpolación en la Tabla 8.1.

5. Entrando en la Tabla 8.1 con el valor de $\Delta H/H_1$, se encuentran unos valores estimados de:

Tabla 8.1 Relaciones adimensionales para resaltos hidráulicos

$\frac{\Delta H}{H_1}$	$\frac{y_d}{y_u}$	$\frac{y_u}{H_1}$	$\frac{v_u^2}{2gH_1}$	$\frac{H_u}{H_1}$	$\frac{y_d}{H_1}$	$\frac{v_d^2}{2gH_1}$	$\frac{H_d}{H_1}$
0,2446	3,00	0,3669	1,1006	1,4675	1,1006	0,1223	1,2229
0,2688	3,10	0,3599	1,1436	1,5035	1,1157	0,1190	1,2347
0,2939	3,20	0,3533	1,1870	1,5403	1,1305	0,1159	1,2464
0,3198	3,30	0,3469	1,2308	1,5777	1,1449	0,1130	1,2579
0,3465	3,40	0,3409	1,2749	1,6158	1,1590	0,1103	1,2693
0,3740	3,50	0,3351	1,3194	1,6545	1,1728	0,1077	1,2805
0,4022	3,60	0,3295	1,3643	1,6938	1,1863	0,1053	1,2916
0,4312	3,70	0,3242	1,4095	1,7337	1,1995	0,1030	1,3025
0,4609	3,80	0,3191	1,4551	1,7742	1,2125	0,1008	1,3133
0,4912	3,90	0,3142	1,5009	1,8151	1,2253	0,0987	1,3239
0,5222	4,00	0,3094	1,5472	1,8566	1,2378	0,0967	1,3345
0,5861	4,20	0,3005	1,6407	1,9412	1,2621	0,0930	1,3551
0,6525	4,40	0,2922	1,7355	2,0276	1,2855	0,0896	1,3752
0,7211	4,60	0,2844	1,8315	2,1159	1,3083	0,0866	1,3948
0,7920	4,80	0,2771	1,9289	2,2060	1,3303	0,0837	1,4140
0,8651	5,00	0,2703	2,0274	2,2977	1,3516	0,0811	1,4327
0,9400	5,20	0,2639	2,1271	2,3910	1,3723	0,0787	1,4510
1,0169	5,40	0,2579	2,2279	2,4858	1,3925	0,0764	1,4689
1,0957	5,60	0,2521	2,3299	2,5821	1,4121	0,0743	1,4864
1,1763	5,80	0,2467	2,4331	2,6798	1,4312	0,0723	1,5035
1,2585	6,00	0,2417	2,5372	2,7789	1,4499	0,0705	1,5203
1,3429	6,20	0,2367	2,6429	2,8796	1,4679	0,0687	1,5367
1,4280	6,40	0,2321	2,7488	2,9809	1,4858	0,0671	1,5529
1,5150	6,60	0,2277	2,8560	3,0837	1,5032	0,0655	1,5687
1,6035	6,80	0,2235	2,9643	3,1878	1,5202	0,0641	1,5843
1,6937	7,00	0,2195	3,0737	3,2932	1,5368	0,0627	1,5995
1,7851	7,20	0,2157	3,1839	3,3996	1,5531	0,0614	1,6145
1,8778	7,40	0,2121	3,2950	3,5071	1,5691	0,0602	1,6293
1,9720	7,60	0,2085	3,4072	3,6157	1,5847	0,0590	1,6437
2,0674	7,80	0,2051	3,4723	3,7254	1,6001	0,0579	1,6580
2,1641	8,00	0,2019	3,6343	3,8361	1,6152	0,0568	1,6720
2,2620	8,20	0,1988	3,7490	3,9478	1,6301	0,0557	1,6858
2,3613	8,40	0,1958	3,8649	4,0607	1,6446	0,0548	1,6994
2,4615	8,60	0,1929	3,9814	4,1743	1,6589	0,0538	1,7127
2,5630	8,80	0,1901	4,0988	4,2889	1,6730	0,0529	1,7259
2,6656	9,00	0,1874	4,2171	4,4045	1,6869	0,0521	1,7389
2,7694	9,20	0,1849	4,3363	4,5211	1,7005	0,0512	1,7517
2,8741	9,40	0,1823	4,4561	4,6385	1,7139	0,0504	1,7643
2,9801	9,60	0,1799	4,5770	4,7569	1,7271	0,0497	1,7768
3,0869	9,80	0,1775	4,6985	4,8760	1,7402	0,0489	1,7891
3,1949	10,00	0,1753	4,8208	4,9961	1,7530	0,0482	1,8012
3,4691	10,50	0,1699	5,1300	5,2999	1,7843	0,0465	1,8309
3,7491	11,00	0,1649	5,4437	5,6087	1,8146	0,0450	1,8594
4,0351	11,50	0,1603	5,7623	5,9227	1,8439	0,0436	1,8875
4,3267	12,00	0,1560	6,0853	6,2413	1,8723	0,0423	1,9146
4,6233	12,50	0,1520	6,4124	6,5644	1,9000	0,0411	1,9411
4,9252	13,00	0,1482	6,7437	6,8919	1,9268	0,0399	1,9667
5,2323	13,50	0,1447	7,0794	7,2241	1,9529	0,0389	1,9917
5,5424	14,00	0,1413	7,4189	7,5602	1,9799	0,0379	2,0178
5,8605	14,50	0,1381	7,7625	7,9006	2,0032	0,0369	2,0401
6,1813	15,00	0,1351	8,1096	8,2447	2,0274	0,0361	2,0635
6,5066	15,50	0,1323	8,4605	8,5929	2,0511	0,0352	2,0863
6,8363	16,00	0,1297	8,8153	8,9450	2,0742	0,0345	2,1087
7,1702	16,50	0,1271	9,1736	9,3007	2,0968	0,0337	2,1305
7,5081	17,00	0,1247	9,5354	9,6601	2,1190	0,0330	2,1520
7,8498	17,50	0,1223	9,9005	10,0229	2,1407	0,0323	2,1731
8,1958	18,00	0,1201	10,2693	10,3894	2,1619	0,0317	2,1936
8,5438	18,50	0,1180	10,6395	10,7575	2,1830	0,0311	2,2141
8,8985	19,00	0,1159	11,0164	11,1290	2,2033	0,0305	2,2339
9,2557	19,50	0,1140	11,3951	11,5091	2,2234	0,0300	2,2534
9,6160	20,00	0,1122	11,7765	11,8887	2,2432	0,0295	2,2727

$$\frac{H_d}{H_1} = 1,6292 \quad \text{por tanto: } H_d = 1,06 \text{ m}$$

$$\frac{y_u}{H_1} = 0,2120 \quad \text{por tanto: } y_u = 0,138 \text{ m}$$

6. Calcular $v_u = q/y_u = 0,934/0,138 = 6,77 \text{ m/s}$. Con relación a las observaciones hechas en el Apartado 8.2.5, se advierte que este valor de v_u es muy superior al valor encontrado en el Paso 5 del Apartado 8.2.2.
7. Calcular el número de Froude para la corriente de agua que entra en el cuenco:

$$Fr_u = \frac{v_u}{\sqrt{gy_u}}$$

$$Fr_u = \frac{6,77}{\sqrt{9,81 \times 0,138}} = 5,82$$

8. Usar la Figura 8.6 para determinar el valor de y_2 para un caudal de $Q = 1,27 \text{ m}^3/\text{s}$ y calcular la relación $y_2/y_u = 0,84/0,138 = 6,10$. Entrando en la Figura 8.5 con el valor de esta relación y con el de $Fr_u = 5,84$, se obtiene que $n/y_u \simeq 1,1$. Por tanto, $n \simeq 0,15 \text{ m}$. Téngase en cuenta lo dicho tras el Paso 16 del Apartado 8.2.2.
9. Determinar la altura (cota) de la solera del cuenco de acuerdo con

$$H_d \simeq \frac{v_u^2}{2g} + y_2 + n$$

$$H_d \simeq 0,03 + 0,84 + (\text{aproximadamente } 0,15) \simeq 1,02 \text{ m}$$

que es un valor menor que el de H_d del Paso 5. Por tanto, se aumentará la altura del escalón en 0,05 m y para el diseño se utilizará

$$n = 0,20 \text{ m}$$

Comprobar que las condiciones elegidas para el diseño son:

$$H_d = 0,03 + 0,84 + 0,20 = 1,07 \text{ m}$$

$$\Delta Z = \Delta H + H_d - H_1 = 1,22 + 1,07 - 0,65 = 1,64 \text{ m}$$

$$\frac{H_d}{H_1} = 1,6462$$

$$\frac{y_u}{H_1} = 0,2079$$

$$y_u = 0,135 \text{ m}$$

$$v_u = 6,91 \text{ m/s}$$

$$Fr_u = 6,00$$

$$\frac{y_2}{y_u} = 6,22$$

$$\frac{n}{y_u} \approx 1,3$$

$$n = 0,18 \text{ m}$$

El diseño es aceptable exepcto para Fr_u . Ver el Apartado 8.2.8.

10. Calcular la longitud de la solera del cuenco por medio de

$$L_j = 5(n + y_2)$$

$$L_j = 5(0,20 + 0,84) = 5,20 \text{ m}$$

11. Determinar la altura mínima de la pared lateral del medidor mediante la expresión

$$\text{altura} \geq (n + y_2) + 0,60H_1 = 1,45 \text{ m}$$

12. Resumir los datos de diseño. Ver la Figura 8.11.

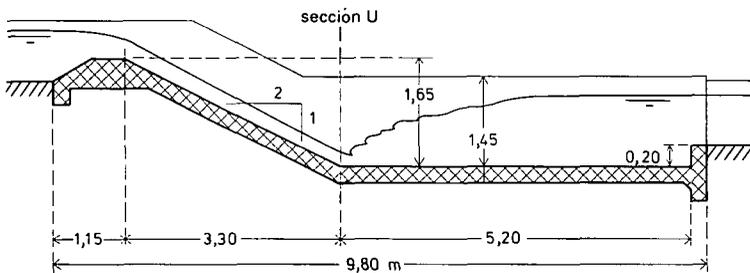


Figura 8.11 Dimensiones hidráulicas del ejemplo.

Si se comparan las dimensiones de las Figuras 8.6 y 8.11, se observará que esta última obra es, aproximadamente, el 6% más profunda y considerablemente más larga. Esto es debido a que, contrariamente a lo que ocurre en el caso del salto vertical, en el salto inclinado se disipa relativamente poca energía en la zona de aguas arriba de la sección U. Esto no obstante, se puede reducir notablemente la longitud total de la obra:

1. Dándole al escarpe del rápido una pendiente de 1:1, tal como se ilustra en la segunda alternativa de la Figura 8.10. De este modo la longitud de la obra se reduciría a $9,80 - 1,65 = 8,15 \text{ m}$.
2. Añadiendo al cuenco bloques al pie del escarpe, bloques amortiguadores, o ambos. Si se sitúan estos bloques amortiguadores aguas abajo de la sección U, el diseño de ese tramo del cuenco se hará por el mismo procedimiento que en el caso de un salto simple. Así, la longitud de la cubeta podría ser de $1,15 + 3,30 + 1,10 + 0,15 = 5,70 \text{ m}$. Si se adoptaran ambas medidas (pendiente 1:1 y bloques amortiguadores), la longitud del cuenco sería de $5,70 - 1,65 = 4,05 \text{ m}$, que es significativamente menor que en el caso del salto vertical.

8.2.7 Cuenco amortiguador Tipo III del USBR

Al elegir la distribución del dissipador de energía, el lector debe tener en cuenta que

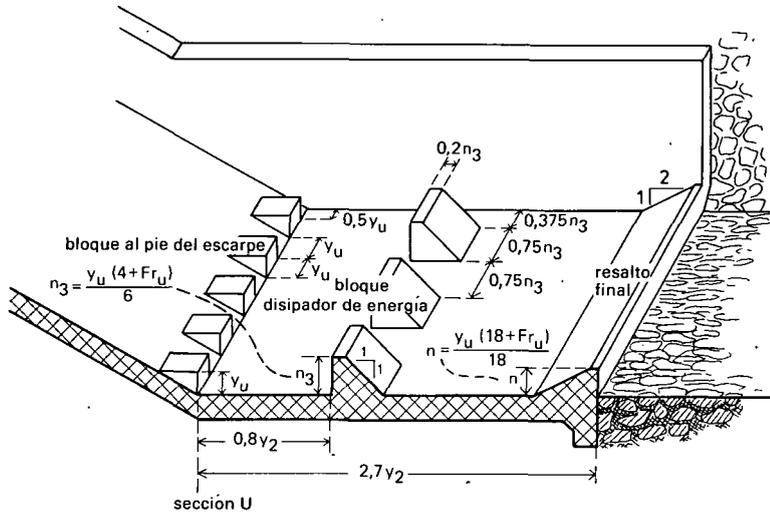


Figura 8.12 Características del cuenco amortiguador que debe utilizarse para valores del número de Froude superiores a 4,5; cuenco Tipo III del USBR (Bradley y Peterka, 1957).

el cuenco con bloques de la Figura 8.8 ha sido diseñado para disipar energía por turbulencia. Este cuenco funciona satisfactoriamente si el número de Froude para el máximo caudal previsto, Fr_u , no es mayor de 4,5 (ver la Figura 8.1). Para valores de la altura del salto superiores a 1,65 m, el número de Froude aumenta sensiblemente por encima de 4,5. Para estos valores tan altos del número de Froude, se puede utilizar el cuenco Tipo III del USBR, que se muestra en la Figura 8.12.

Para su diseño, se adoptarán los mismos datos que anteriormente, con lo que los Pasos del 1 al 9 son idénticos a los del ejemplo de caída inclinada con escalón en la solera. Por lo tanto,

$$y_u = 0,135 \text{ m}$$

$$Fr_u = 6,00$$

$$y_2 = 0,84 \text{ m (ver la Figura 8.6).}$$

El resto del diseño resulta sencillo.

10. De la Figura 8.12:

$$\begin{aligned} n_3 &= \frac{y_u (4 + Fr_u)}{6} \\ &= \frac{0,135 (4 + 6,00)}{6} = 0,225 \text{ m} \end{aligned}$$

Utilizar $n_3 = 0,23 \text{ m}$.

11.

$$\begin{aligned} n &= \frac{y_u (18 + Fr_u)}{18} \\ &= \frac{0,135 (18 + 6,00)}{18} = 0,180 \text{ m} \end{aligned}$$

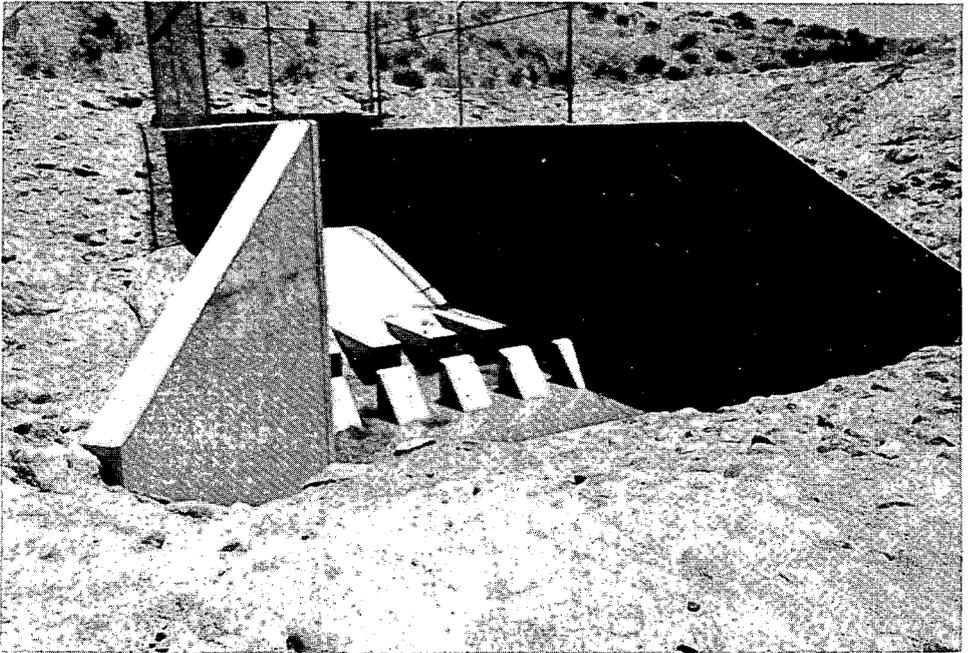


Figura 8.14 Cuenco amortiguador Tipo III del USBR (Arizona).

No se debe usar el cuenco Tipo III del USBR cuando las condiciones existentes son tales que no se pueda utilizar eficazmente el resalto hidráulico en el canal de salida. Si el espacio destinado a la instalación es limitado, puede que no quepa una obra de rampa larga con bloques amortiguadores, y en estos casos se suele usar un salto vertical. Sin embargo, para saltos superiores a 1,5 m, es generalmente más económico construir un rápido que un salto con muro reforzado. También, el rápido tiende a conducir el agua, más que a dejarla correr libremente, como ocurre con un salto vertical.

El diseño de estos cuencos amortiguadores debe contemplar un cierto número de condiciones que podrían ser causa de fallos de la obra. Las fuerzas que actúan sobre ella son: horizontales, contra el muro de cabeza; horizontales, contra las paredes laterales y los muros en ala y fuerzas de subpresión en el fondo. Estas fuerzas pueden producir averías, tanto en los muros y en la solera, al combarse, como en toda la obra, por deslizamiento y derrumbe. Todos estos fallos deben evitarse y el proyectista debe, así mismo, proteger la obra de los posibles fallos debidos a sifonamientos producidos por las filtraciones. Estos diseños exigen la colaboración de un ingeniero competente.

8.3 Protección con encachado

Es habitual colocar un encachado protector en la solera y en los cajeros del canal de salida (Figuras 4.2 y 4.3) para evitar su deterioro por erosión de las corrientes de agua que pasan sobre el resalto final del cuenco o que salen por la cola de un

pequeño aforador o vertedero (Figura 8.15). La longitud en la que es necesaria esta protección depende de varios factores. Basándose en la experiencia, se sugiere que dicha longitud sea: (1) no menor que cuatro veces la profundidad normal (máxima) del agua en el canal de salida; (2) ni menor que el tramo de transición de tierra, entre la obra y el canal; (3) ni menor que 1,50 m.

8.3.1 Determinación del tamaño de las piedras para el enchachado protector

El tamaño requerido de las piedras, para resistir las fuerzas que tienden a moverlas, depende de varios factores. Los relativos a la corriente que sale de la estructura son: velocidad del agua, dirección del curso, turbulencia y olas. Dado que estos factores se pueden combinar de forma variable, la velocidad con que el agua golpeará el enchachado es bastante impredecible, a menos que el cuenco amortiguador se someta a prueba.

No obstante, a efectos prácticos, se recomienda determinar el diámetro de las piedras mediante la Figura 8.16. Para utilizar esta figura, es necesario conocer la velocidad media de la corriente que pasa por el resalto final del cuenco, la cual se puede calcular hallando el cociente entre el caudal y la superficie de la sección transversal de la corriente que pasa por encima del citado resalto. Si no fuera necesario el uso de un cuenco amortiguador, por ser $Fr_u \leq 1,7$ (ver el Apartado 8.1), se empleará la Figura 8.16, entrando en ella con el valor de la velocidad de impacto, v_u , que es:



Figura 8.15 Para evitar su deterioro, a este aforador se le debe añadir un muro de pantalla y un empedrado protector.

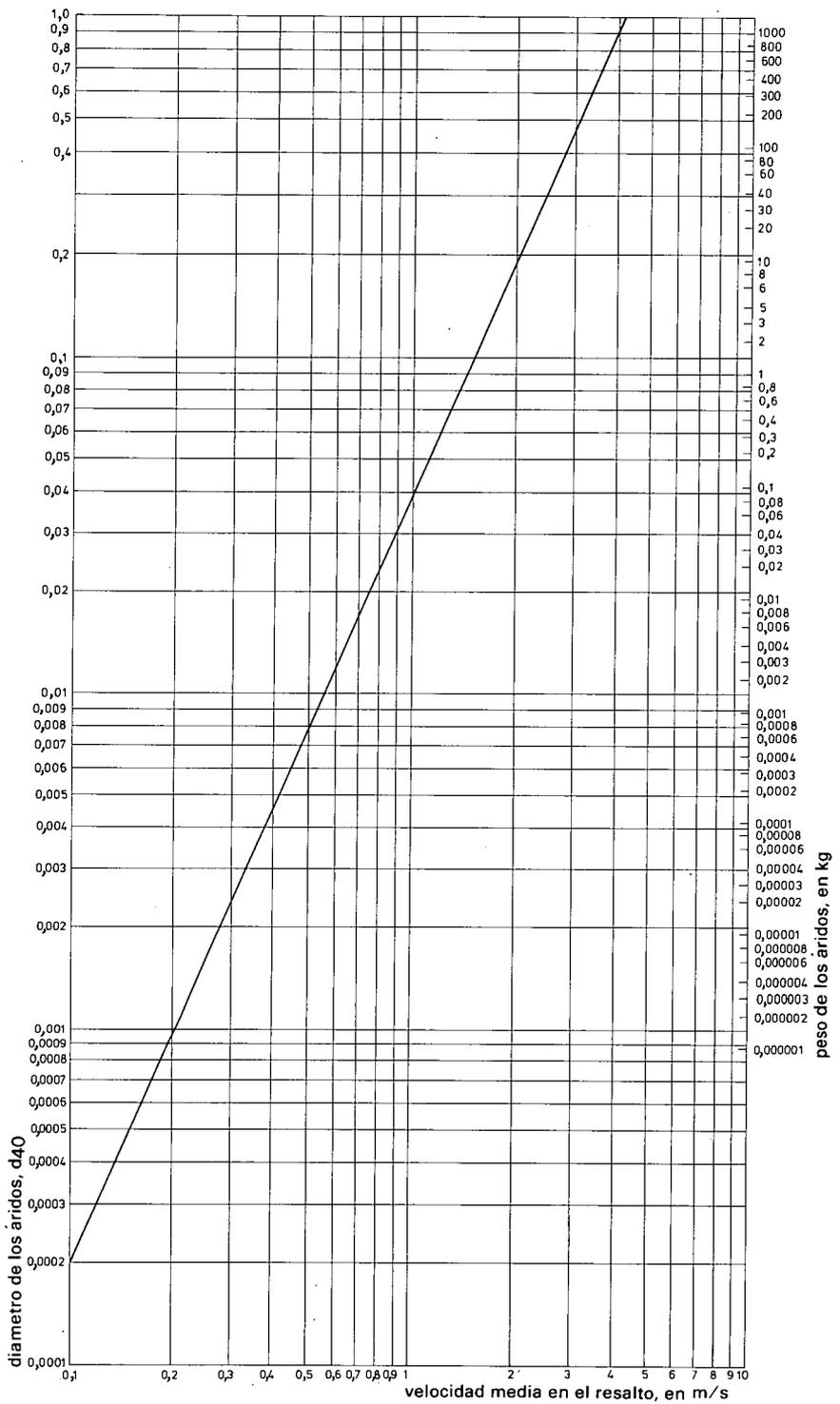


Figura 8.16 Relación entre la velocidad media de la corriente que pasa por encima del resalto final del medidor y la granulometría del enchachado de protección (según Bos, 1978).

$$v_u = \sqrt{2g \Delta Z} \quad (8.7)$$

La Figura 8.16 da, para la mezcla de piedras capaz de resistir la erosión, el tamaño d_{40} , lo que significa que más del 60% de esa mezcla debe consistir en piedras que sean lo más homogéneas posible en longitud, anchura y grosor y, además, de tamaño igual o superior al de la curva (Figura 8.16); en caso contrario, las piedras deben tener el peso correspondiente a la curva, o superior, y no deben ser aplanadas.

8.3.2 Materiales filtrantes colocados bajo el encachado

Si se colocaran las piedras del encachado protector directamente sobre el material fino en el que estuviera excavado el canal, las partículas de ese substrato serían arrastradas a través de los huecos existentes entre las piedras de la protección. Este proceso se debe, en parte, a la turbulencia del agua del canal entrando y saliendo por los intersticios entre las piedras y, en parte, a la entrada de agua que se filtra por alrededor de la obra o que fluye al interior del dren.

Para evitar el deterioro del encachado protector por el arrastre del material subyacente, se deberá colocar un filtro entre ambos (ver la Figura 8.17). La protección, tanto en su conjunto, como cada capa por separado, debe ser suficientemente permeable al agua que entra en el canal por su fondo o por sus cajeros. Además, hay que impedir que el material fino procedente de una capa filtrante subyacente o del suelo en el que se ha excavado el canal sea arrastrado hacia los huecos de la capa superior de la protección.

Permeabilidad al agua

Para que la protección que muestra la Figura 8.17 mantenga una permeabilidad suficiente al agua, las relaciones d_{15}/d_{15} siguientes deben tener un valor comprendido entre 5 y 40 (USBR, 1973):

$$\frac{d_{15} \text{ capa 3}}{d_{15} \text{ capa 2}} \text{ y } \frac{d_{15} \text{ capa 2}}{d_{15} \text{ capa 1}} \text{ y } \frac{d_{15} \text{ capa 1}}{d_{15} \text{ substrato}} = 5 \text{ a } 40 \quad (8.8)$$

en donde d_{15} representa el diámetro de los orificios del tamiz, que permite el paso a su través del 15% del peso total de la muestra. Dependiendo de la forma y de la granulometría de los componentes de cada capa, la gama de valores, entre 5 y 40, de las relaciones citadas puede distribuirse de la siguiente forma (van Bendegom, 1969):

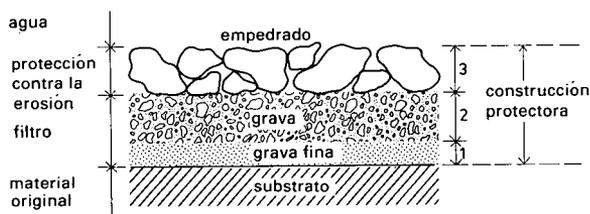


Figura 8.17 Ejemplo de filtro colocado entre el encachado protector y el material original (substrato) en el que se excavó el canal.

- | | |
|--------------------------------------------------------------|---------|
| 1. Elementos redondeados homogéneos (grava) | 5 a 10 |
| 2. Elementos angulares homogéneos (grava partida, escombros) | 6 a 20 |
| 3. Elementos bien clasificados | 12 a 40 |

Para impedir la obturación del filtro, se recomienda también que, para cada capa,

$$d_5 \geq 0,75 \text{ mm} \quad (8.9)$$

Estabilidad de cada capa

Con el fin de impedir la pérdida del material fino de una capa filtrante subyacente o del material original en el que se excavó el canal, a través de los intersticios de la capa superior, han de satisfacerse dos requisitos:

Las siguientes relaciones d_{15}/d_{85} no deben ser superiores a 5 (Bertram, 1940)

$$\frac{d_{15} \text{ capa 3}}{d_{85} \text{ capa 2}} \text{ y } \frac{d_{15} \text{ capa 2}}{d_{85} \text{ capa 1}} \text{ y } \frac{d_{15} \text{ capa 1}}{d_{85} \text{ substrato}} \leq 5 \quad (8.10)$$

y las relaciones siguientes d_{50}/d_{50} deben estar comprendidas entre 5 y 60 (U.S. Army Corps of Engineers, 1955).

$$\frac{d_{50} \text{ capa 3}}{d_{50} \text{ capa 2}} \text{ y } \frac{d_{50} \text{ capa 2}}{d_{50} \text{ capa 1}} \text{ y } \frac{d_{50} \text{ capa 1}}{d_{50} \text{ substrato}} = \text{de 5 a 60} \quad (8.11)$$

Igual que antes, la relación de la Ecuación 8.11 depende de la forma y de la clasificación de los componentes de la capa de la siguiente forma:

- | | |
|--------------------------------------------------------------|---------|
| 1. Elementos redondeados homogéneos (grava) | 5 a 10 |
| 2. Elementos angulares homogéneos (grava partida, escombros) | 10 a 30 |
| 3. Elementos bien clasificados | 12 a 40 |

Los requisitos expuestos en este apartado describen las curvas de tamiz de las sucesivas capas del filtro. Conociendo las curvas de tamiz de la capa de piedras y del material original en el que se excavó el canal, se pueden proyectar las otras capas. En la Figura 8.18 se muestra un ejemplo de trazado de las curvas de tamiz de una obra construida, compuesta por una capa de piedras y dos capas filtrantes.

8.3.3 Ejemplo de ajuste de una curva de tamizado

El procedimiento para dimensionar un conjunto de capas de protección para el tramo de aguas abajo de una obra construida en un canal de tierra es como sigue:

1. Determinar y dibujar la curva de tamizado del material original del canal. De la Figura 8.18 se obtiene que:

$$d_{15} = 0,05 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 0,09 \text{ mm}$$

$$d_{85} = 0,15 \text{ mm}$$

Obsérvese que se trata de un material original bien clasificado.

2. Mediante la Figura 8.16, hallar el valor mínimo de d_{40} de la capa de piedras. Por ejemplo, si la velocidad en el resalto final se calcula que será de 1,8 m/s, resultará ser $d_{40} \geq 0,17 \text{ m}$ o 170 mm. Examinar el material disponible y trazar su curva

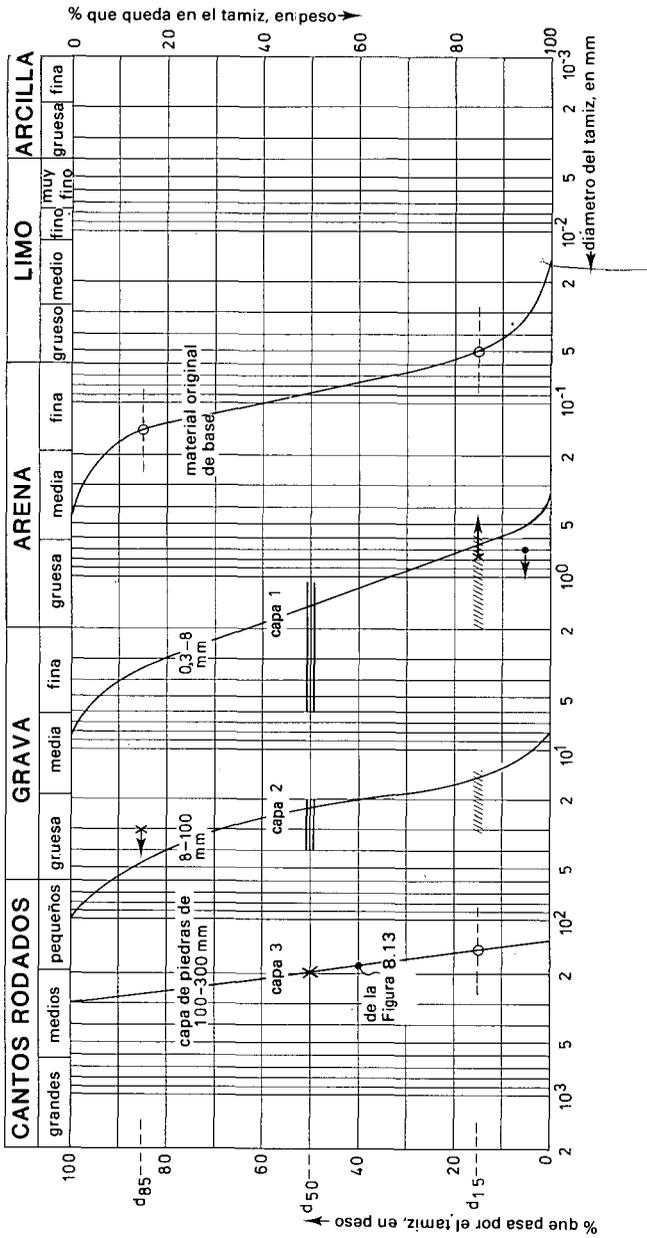


Figura 8.18 Trazado de la curva de tamiz de una obra de protección.

de tamiz en la Figura 8.18 (capa de piedras de 100-300 mm). La curva del material elegido muestra que los diámetros de las piedras redondeadas de la mezcla son bastantes similares, pues:

$$\begin{aligned}d_{15} &= 150 \text{ mm} \\d_{40} &= 180 \text{ mm} \\d_{50} &= 200 \text{ mm} \\d_{85} &= 270 \text{ mm}\end{aligned}$$

3. Utilizando la primera parte de la Ecuación 8.8, definir la gama de valores de d_{15} para la capa 2, de la siguiente forma:

$$\frac{d_{15} \text{ capa 3}}{d_{15} \text{ capa 2}} = \frac{150 \text{ mm}}{d_{15} \text{ capa 2}} = 5 \text{ a } 10 \text{ (grava buen clasificada)}$$

por tanto,

$$15 \text{ mm} \leq d_{15} \text{ capa 2} \leq 30 \text{ mm}$$

Representar esta gama de valores en la Figura 8.18 (/////).

4. Emplear la última parte de la Ecuación 8.8 para determinar la gama de valores de d_{15} para la capa 1, del siguiente modo:

$$\frac{d_{15} \text{ capa 1}}{d_{15} \text{ substrato}} = \frac{d_{15} \text{ capa 1}}{0,05 \text{ mm}} = 12 \text{ a } 40 \text{ (material bien clasificado)}$$

por tanto,

$$0,6 \text{ mm} \leq d_{15} \text{ capa 1} \leq 2,0 \text{ mm}$$

Representar esta gama de valores en la Figura 8.18 (j/////).

5. Utilizar la primera parte de la Ecuación 8.10 para calcular y representar el valor de

$$d_{85} \text{ capa 2} \geq 30 \text{ mm. } (\leftarrow \times)$$

6. Con la última parte de la Ecuación 8.10 obtener y representar el valor de

$$d_{15} \text{ capa 1} \leq 0,75 \text{ mm } (\times \rightarrow)$$

Después de trazar gráficamente esta última limitación, aparece que la gama de valores de d_{15} para la capa 1 se ha reducido a la que va desde 0,6 hasta 0,75 mm. De la Ecuación 8.9 se obtiene que

$$d_5 \text{ capa 1} \geq 0,75 \text{ mm } (\leftarrow \bullet)$$

Es difícil (si no imposible) satisfacer estos dos criterios y, por ello, se deben hacer algo más tolerantes.

7. Siguiendo un procedimiento similar al empleado en los Pasos 3 y 4, utilícese la Ecuación 8.11 para calcular y representar gráficamente los valores de

$$20 \text{ mm} \leq d_{50} \text{ capa 2} \leq 40 \text{ mm } (\equiv)$$

y

$$1,1 \text{ mm} \leq d_{50} \text{ capa 1} \leq 5,4 \text{ mm } (\equiv)$$

8. Encontrar materiales locales que tengan una granulometría que se ajuste a las ga-

mas de valores resumidas en la Figura 8.18. Para proporcionar un filtro de funcionamiento efectivo y estable, las curvas de tamiz correspondientes a los elementos de pequeño diámetro del material de la base y de las capas del filtro deben ser, aproximadamente, paralelas.

9. Definir d_{15} , d_{50} y d_{85} de las mezclas provisionalmente seleccionadas para las capas filtrantes 1 y 2. Repetir, desde el Paso 3 hasta el 7, para comprobar si estas limitaciones se cumplen para las mezclas elegidas. Si ésto no sucediera, desplazar ligeramente las curvas de tamiz o añadir una capa filtrante adicional.

8.3.4 Construcción de filtros

Para obtener una distribución granulométrica adecuada en el filtro, éste debe ser de un espesor suficiente. Los espesores que a continuación se citan deben considerarse como mínimos en la construcción de un filtro instalado en seco:

1. Arena, grava fina 0,05 a 0,10 m
2. Grava 0,10 a 0,20 m
3. Piedras 1,5 a 2 veces el diámetro de la piedra mayor

Si el filtro se construyera bajo el agua, se deberá incrementar considerablemente estos espesores para compensar las irregularidades de la superficie del material en el que se excavó el canal y, además, porque en esas condiciones es más difícil extender una capa uniforme.

Se pueden hacer muchas variantes en la construcción de un filtro básico, tales como reemplazar una o más capas por otros materiales. Utilizando algún recubrimiento protector, se puede emplear una sola capa de piedras y sustituir las capas filtrantes subyacentes por una capa única. Por ejemplo,

- a Bloques de hormigón sobre un filtro de nylon.
- b Piedra sobre listones de madera dura entretejidos, sobre filtro de nylon.
- c Gaviones sobre grava fina.
- d Colchones de nylon-arena.

La dificultad más frecuente que se presenta al utilizar estas variantes es su permeabilidad hacia el material subyacente, que puede dar lugar a averías por sifonamiento.

Como regla general, los orificios de tal capa no deben ser mayores que $0,5 \times d_{85}$ de la capa subyacente. Si fueran de tamaño superior, no se deberían eliminar todas las capas subyacentes sino mantener tantas (generalmente una) como se necesitasen para evitar que el material en el que se excavó el canal sea arrastrado a través de la capa combinada.

En la mayoría de las ocasiones se producen deterioros en las juntas sin protección, entre la obra y el filtro y entre éste y el canal, debido a que la capa filtrante está sujeta a hundimientos mientras que la obra (de hormigón) está bien cimentada. El material subyacente (material de base) puede ser arrastrado a través de estas juntas, si no se toman medidas especiales. En estos puntos se recomienda aumentar el espesor del filtro. En la Figura 8.19 se muestran algunos ejemplos de los detalles constructivos más habituales.

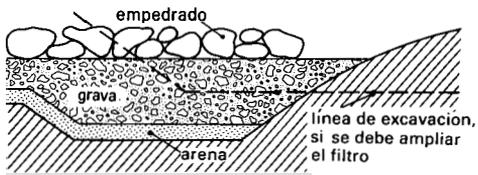
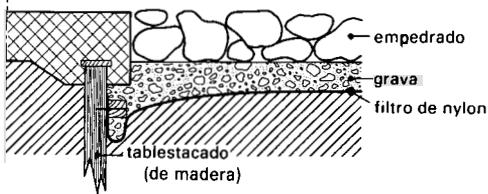
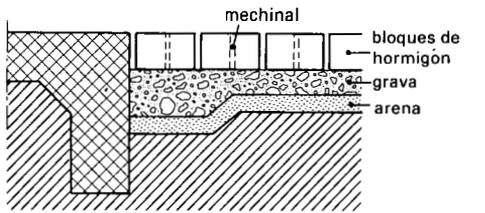


Figura 8.19 Detalles constructivos de un filtro (según van Bendegom, 1969).

9 Modelo de ordenador

9.1 Introduccion

En el Capítulo 7 se trató sobre la hidráulica básica de los aforadores en pared gruesa o de garganta larga y se obtuvieron ecuaciones para expresar la relación carga-caudal, y tablas de gasto, para las diferentes formas de aforadores. El uso de estas ecuaciones exige la evaluación de dos coeficientes empíricos, C_d y C_v , para los que se pueden obtener unos valores aproximados de las Figuras 7.14 y 7.16. Sin embargo, para definir más exactamente las relaciones de las diversas condiciones con el caudal (Replogle, 1975), se ha desarrollado un modelo matemático con el que se obtiene la tabla de aforo directamente, sin necesidad de utilizar valores aproximados de C_d o C_v . Las tablas de caudales que se presentan en este libro se han realizado con este programa. La finalidad de este capítulo es describir el citado modelo, para utilizarlo en la obtención de tablas de gasto para cualquier otro vertedero o aforador no estudiado en los Capítulos 3, 4, 5 y 6.

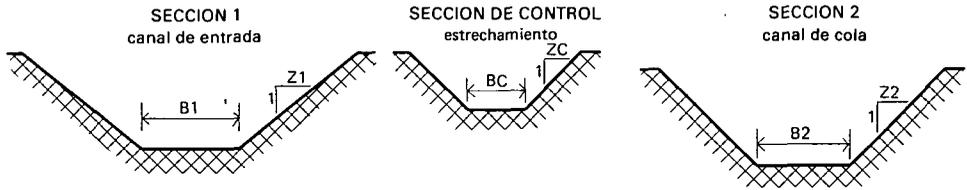
9.2 Programa de ordenador

El modelo matemático desarrollado por Replogle para obtener las relaciones carga-caudal de vertederos o aforadores ha sido programado para ordenadores digitales. En este apartado se discutirán sus entradas, salidas y errores y en apartados posteriores se expondrá la teoría sobre la que se basa el citado modelo, cuyo programa de ordenador (en FORTRAN IV) se incluye en el Apartado 9.8.

9.2.1 Entradas del programa

La entrada al programa de ordenador tiene cinco partes: descripción del recorrido, datos de la sección transversal, datos del perfil, rugosidad del material y gama de valores de la carga deseados. Las dimensiones de las secciones transversales son datos de entrada para el canal de aproximación, en el que se mide la carga, para el estrechamiento del aforador y para el canal de cola, aguas abajo del medidor. En el programa que se presenta, estas tres secciones transversales son trapezoidales y vienen definidas por la anchura de la solera y por la pendiente de los cajeros. Se puede utilizar cualquier otra forma de las secciones transversales pero, para ello, se deben modificar las instrucciones de entrada y, también, las funciones correspondientes al área de la sección mojada, a la anchura máxima de la superficie del agua y al perímetro mojado, al final del programa. Obsérvese que las instrucciones COMMON pueden tener que modificarse para reflejar las nuevas variables utilizadas al describir las nuevas formas de las secciones transversales. Los datos del perfil del aforador son: las longitudes de la parte superior de la obra, las alturas del resalto con respecto al fondo del canal de entrada y del de cola y la pendiente de la rampa en la transición divergente

SECCIONES TRANSVERSALES



SECCION LONGITUDINAL

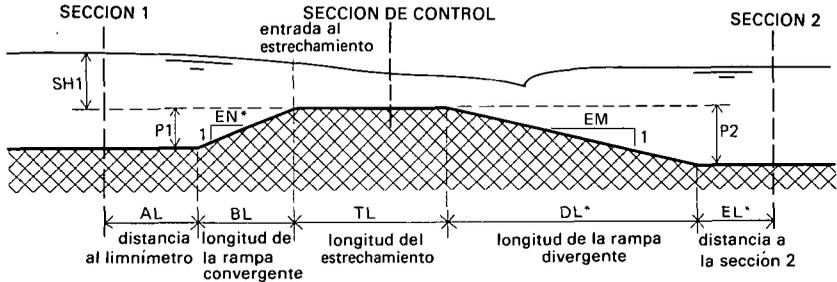


Figura 9.1 Datos de entrada para el programa de ordenador. (*Sin especificar por el usuario.)

(o relación de expansión). En la Figura 9.1 se muestran estas dimensiones y sus símbolos.

Los datos restantes son los valores de SH1, o sea de la carga hidráulica referida al resalto, para los valores extremos del intervalo deseado de caudales. Los datos de entrada son la carga mínima, HLOW, el incremento de la carga, HINC, y la carga máxima, HHIGH. Otra entrada es también el incremento del gasto, QINC, para el que los valores de la carga referida al resalto son particularmente útiles para lograr mayor exactitud en los limnímetros adosados a las paredes, con divisiones en unidades de caudal.

En la Tabla 9.1 se da la secuencia de valores para las variables de entrada, y en la Figura 9.1 se definen las entradas variables de las líneas 62 y 64 del programa, a excepción de RK, que es la carga correspondiente a la rugosidad absoluta, k , tomándose, a menudo, como valor típico, $RK = 0,0002$. Para una discusión más detallada, ver el Apartado 9.4.2. Anteriormente se han definido las variables de la última línea y todas las variables de entrada se expresan en metros, salvo las de QINC, que se dan en metros cúbicos por segundo. Para efectuar los cálculos, el programa redondea los valores de HINC al más próximo, expresado en milímetros.

Tabla 9.1 Secuencia de los datos de entrada para el programa de ordenador

Línea	Descripción del recorrido
Línea 60	B1, Z1, BC, ZC, B2, Z2
Línea 62	AL, BL, TL, P1, P2, EM, RK
Línea 64	HLOW, HINC, HHIGH, QINC

9.2.2 Advertencias del programa

El programa contiene una serie de comprobaciones para asegurarse de que los datos de entrada no son erróneos. En general, el programa se cerciora de que la obra, de una determinada forma, funcionará como un aforador en el canal en cuestión y que se podrá deducir su tabla de caudales de forma precisa. En la Tabla 9.2 se exponen las condiciones que producen una señal de advertencia. Las únicas condiciones que dan lugar a la terminación del programa son que la contracción del área de la corriente, desde el canal de entrada a la garganta del aforador, no sea suficiente para producir un régimen crítico y que los límites de la gama de valores de la carga con respecto al resalto no sean reales. Las otras advertencias, o señales de atención del programa, indican básicamente que las dimensiones del aforador elegido no están de acuerdo con las especificaciones recomendadas. Sin embargo, en este caso, el programa se ejecutará aunque la tabla de aforo no arrojará una estimación precisa de los verdaderos valores del caudal, o de las pérdidas necesarias de carga, o de ambos.

Tabla 9.2 Condiciones que producen advertencias, parada del programa, o ambas cosas

IWARN	Condiciones	Resultados
1	La contracción del área de la corriente al pasar del canal de aproximación a la garganta del aforador no es suficiente.	Termina el programa si, en realidad, el área de la corriente aumenta. Si no es así, se imprime una advertencia y puede pararse si no se puede obtener la table de aforo.
2	La pendiente de la rampa de la transición convergente es 3:1.	Imprime la advertencia de que la rampa puede ser más plana que la deseada, pero manteniendo la posibilidad de un aforado razonablemente preciso.
3	La rampa de la transición convergente tiene una pendiente superior a 2:1.	Imprime la advertencia de que el aforado de la estructura puede no ser fiable.
4	No se produce suficiente expansión del área de la corriente al pasar de la garganta al canal de cola.	Se imprime la advertencia de que los cálculos sobre los límites de funcionamiento y sobre las pérdidas de carga pueden no ser exactos.
5	La solera del canal de cola está por encima de la del canal de aproximación.	Se imprime la advertencia de que los cálculos sobre los límites de funcionamiento y sobre las pérdidas de carga pueden no ser exactos.
6	La rampa de la transición divergente es demasiado poco pendiente.	Se imprime la advertencia de que la pendiente de la rampa se fija en 10:1.
7	La pérdida de carga por la rugosidad absoluta es menor que 0,000001 m o mayor que 0,01 m.	Se imprime la advertencia de que, si $RK > 0,01$ m, se fija el valor de $RK = 0,0002$ m.
8	Error en los límites de la gama de valores de la carga.	El programa imprime los valores de HLOW, HINC y HHIGH y entonces termina.
9	Límites de H_1/L excesivos. $H_1/L < 0,07$ o $H_1/L > 0,7$.	Se imprime una advertencia que indica qué límite ha sido sobrepasado.
10	Número de Froude del tramo de aproximación $> 0,50$.	Imprime una advertencia para cada línea de salida en la que el número de Froude $> 0,50$.

9.2.3 Salidas del programa

En la Tabla 9.3 se exponen las salidas del programa de ordenador para el ejemplo del Apartado 7.4.5. Básicamente, la salida consta de dos conjuntos de tablas de aforo. La primera tabla se obtiene directamente del cálculo, por medio del programa de los valores del caudal, Q , para valores dados de la carga referida al resalto del vertedero, h_1 , o SH1. La otra salida muestra, para cada valor de h_1 : el correspondiente número de Froude en el canal de aproximación, Fr_1 o FR1 (ver la Ecuación 1.17); la relación H_1/L , o H1/TL, en donde H_1 es la altura de la carga de energía, aguas arriba, referida al resalto (ver la Ecuación 9.3); el coeficiente de gasto, C_d o CD, que es la relación entre el caudal real y el ideal, obtenido de los cálculos del programa [obsérvese que aquí no se ha utilizado para calcular el caudal (ver el Apartado 7.4.3)]; el coeficiente de velocidad C_v o CV, que también sale de los cálculos del modelo (ver los Apartados 7.4.2, 7.4.4 y 9.3.2); la pérdida de carga requerida para mantener el flujo modular, ΔH o DH; el máximo nivel del agua en la cola para mantener el flujo modular, y_2 o Y2; y el límite modular. El límite modular se define en términos de la relación de sumergencia, la cual se define, a su vez, como la relación entre los niveles de energía aguas abajo y aguas arriba del resalto, es decir, H_2/H_1 . Para valores bajos de la citada relación de sumergencia, el nivel aguas abajo (y H_2) no influye sobre la relación entre H_1 (o h_1) y Q y, entonces, se dice que el régimen es modular. Para valores altos de H_2/H_1 , la corriente en la sección de control no puede llegar a ser crítica (consultar el Apartado 7.4.1 para conocer la definición de régimen crítico); en consecuencia, la carga anterior referida al resalto (y H_1) está influida por el nivel de aguas abajo y, entonces, se dice que el régimen es no-modular. Aquella relación de sumergencia para la que el flujo modular cambia a no-modular, recibe el nombre de límite modular (ver los Apartados 7.5 y 9.7).

La segunda tabla da los valores de h_1 para los valores crecientes del caudal, especificados como QINC. Estos valores de la carga se han obtenido por interpolación logarítmica a partir de los valores calculados en la primera tabla, siendo despreciables los errores en esta interpolación. También se da la distancia a lo largo de la pared inclinada del canal, SHS o h_s , que es un dato conveniente para marcar las escalas limnimétricas en unidades de caudal (ver el Apartado 2.2).

9.2.4 Detalles del programa

El programa que aquí se presenta está escrito en lenguaje Fortran IV para un miniordenador Hewlett Packard† 1000, serie A, de 16 bits, y no se ha probado su funcionamiento en un ordenador de 8 bits. Para reflejar los números apropiados de otro sistema de ordenador concreto, se deberán cambiar los números II y IO de los dispositivos de entrada y salida. Para adecuar el programa al ordenador empleado en el ejemplo, se le han añadido varias instrucciones particulares, que se pueden eliminar sin que por ello se produzcan errores o impactos en los resultados o en el proceso operativo. Muchas de las variables utilizadas en el programa no son exactamente las mismas

† Los nombres comerciales o de empresas se dan solo para ayudar al lector, sin que ésto signifique ni aprobación ni tratamiento de preferencia hacia la compañía citada o hacia sus productos.

Tabla 9.3 Muestra de salida del programa de ordenador

DATOS DE LA SECCION DE CONTROL		DATOS LONGITUDINALES	
CANAL DE ENTRADA		DISTANCIA AL LIMNIMETRO AL= 0,500 M	
ANCHURA DEL FONDO B1=	0,500 M	LONGITUD RAMPA CONV,	BL= 0,450 M
PENDIENTE TALUDES Z1=	1,00 :1	LONGITUD DE LA GARGANTA TL=	0,600 M
GARGANTA		LONGITUD RAMPA DIV,	DL=* 0,900 M
ANCHURA DEL FONDO BC=	0,200 M	DISTANCIA A SECCION 2	EL=* 3,600 M
PENDIENTE TALUDES ZC=	1,00 :1	ALTURA RESALTO CONV,	P1= 0,150 M
CANAL DE SALIDA		PENDIENTE RAMPA CONV,	EN=* 3,00 :1
ANCHURA DEL FONDO B2=	0,500 M	ALTURA RESALTO CONV,	P2= 0,150 M
PENDIENTE TALUDES Z2=	1,00 :1	PENDIENTE RAMPA DIV,	EM= 6,00 :1

RUGOSIDAD DEL MATERIAL RK= 0,000200 M * NO SON DATOS DE ENTRADA DEL USUARIO

NO ADVERTENCIAS

CARGA REFER.	RESALTO SH1 M	CAUDAL Q M3/S	NUM. FROUDE FR1	H1/TL	COEF. DESC. CD	COEF. VELOC. CV	PERD.	MAX.PROF.	LIMITE MODULAR
							CARGA REQUER. DH M	AGUA COLA Y2 M	
0,200	0,0519	0,112	0,336	0,982	1,016	0,024	0,326	0,883	
0,210	0,0571	0,117	0,353	0,982	1,017	0,024	0,335	0,886	
0,220	0,0626	0,122	0,370	0,983	1,018	0,025	0,345	0,888	
0,230	0,0684	0,127	0,387	0,983	1,019	0,025	0,354	0,891	
0,240	0,0745	0,132	0,404	0,984	1,020	0,026	0,364	0,893	
0,250	0,0809	0,136	0,421	0,984	1,021	0,026	0,373	0,895	
0,260	0,0876	0,141	0,438	0,985	1,023	0,027	0,383	0,897	
0,270	0,0946	0,146	0,455	0,985	1,024	0,027	0,392	0,899	
0,280	0,1019	0,150	0,472	0,986	1,025	0,028	0,401	0,901	
0,290	0,1095	0,154	0,490	0,986	1,026	0,028	0,411	0,903	
0,300	0,1175	0,159	0,507	0,986	1,027	0,029	0,420	0,905	

CAUDAL Q M3/S	CARGA REFER, RESALTO SH1 M	DIST, SENALES EN PARED SHS M
	0,0550	0,206
0,0600	0,215	0,305
0,0650	0,224	0,317
0,0700	0,233	0,329
0,0750	0,241	0,341
0,0800	0,249	0,352
0,0850	0,256	0,362
0,0900	0,264	0,373
0,0950	0,271	0,383
0,1000	0,277	0,392
0,1050	0,284	0,402
0,1100	0,291	0,411
0,1150	0,297	0,420

que las empleadas en el texto, ya que la mayoría de los ordenadores no admiten para ellas ni letras minúsculas ni subíndices y reservan ciertas letras para los números enteros. No obstante, se han elegido las variables de modo más ajustado posible a las del texto.

El programa se ha compuesto para seguir, paso a paso, los cálculos expuestos desde el Apartado 9.3 hasta el 9.7. El error relativo utilizado para comprobar la convergencia del programa es relativamente bajo aunque, debido a la rapidez que se logra con los métodos empleados, este proceso no invierte un tiempo de cálculo excesivo. Para aforadores que funcionan correctamente, las rutinas utilizadas en este programa convergen muy rápidamente. Sin embargo, no se converge hacia la solución cuando no hay suficiente contracción en el canal como para que se produzca el flujo crítico requerido para hacer la medida. Por ello, al programa se le ha añadido una contraorden que hace que los cálculos se detengan en el caso de que los resultados no sean convergentes.

9.3 El fluido ideal

El coeficiente de gasto, C_d , es el resultado de:

- a el rozamiento en la solera y en los cajeros del canal que se produce en el tramo comprendido entre la estación limnimétrica y la sección de control;
- b el perfil de velocidad en el canal de entrada y en la sección de control;
- c los cambios en la distribución de la presión producidos por la curvatura de las líneas de corriente.

El perfil de velocidad de un fluido en movimiento está producido por el rozamiento del mismo en su capa límite. Si no hubiera rozamiento, por ejemplo, en el caso de un fluido ideal, la velocidad sería uniforme en toda la sección de la corriente. Así, para un fluido ideal, cuyas líneas de corriente fuesen casi paralelas, a su paso a través de un aforador, el coeficiente de gasto, C_d , que es sencillamente la relación entre el caudal real, Q , y el del fluido ideal, Q_i , sería igual a la unidad

$$C_d = \frac{Q}{Q_i} \quad (9.1)$$

Sin embargo, en la naturaleza no existe tal fluido ideal y las ecuaciones de flujo deben adaptarse para tener en cuenta las pérdidas de energía y los perfiles no uniformes de velocidad.

9.3.1 Ecuaciones del fluido ideal

En el Apartado 7.4.1 se expusieron las ecuaciones generales del fluido ideal, para la profundidad crítica en la sección de control. Aquí se repiten en una versión diferente. Para el flujo constante de un fluido ideal, existe un valor único de y_c para cada valor de H_c (ver la Ecuación 7.21):

$$H_c = y_c + \frac{A_c}{2B_c} \quad (9.2)$$

en donde,

A_c = el área mojada en la sección de control

B_c = la anchura libre del agua en la sección de control.

Como se ilustra en la Figura 9.2 (ver también la Ecuación 7.18), para la estación de aforo podemos escribir que

$$H_1 = h_1 + \frac{Q_i^2}{2gA_1^2} \quad (9.3)$$

en donde,

$$v_1 = Q_i/A_1$$

En la corriente de un líquido ideal no hay pérdidas de energía por rozamiento en el tramo de aceleración de la corriente y $H_c = H_1$, o lo que es lo mismo,

$$y_c + \frac{A_c}{2B_c} = h_1 + \frac{Q_i^2}{2gA_1^2} \quad (9.4)$$

Esta ecuación relaciona la carga, h_1 , aguas arriba, y el caudal, Q_i , de un fluido ideal, para unas formas dadas de la sección transversal de canal de aproximación y de la sección de control. El caudal ideal, Q_i , puede calcularse, también, con la Ecuación 7.22, para $\alpha_c = 1,0$:

$$Q_i = A_c \sqrt{2g(H_1 - y_c)} \quad (9.5)$$

en la que, de acuerdo con las Ecuaciones 9.2 y 9.4,

$$y_c = H_1 - \frac{A_c}{2B_c} \quad (9.6)$$

Combinando estas dos últimas ecuaciones se obtiene que

$$Q_i = \sqrt{\frac{g A_c^3}{B_c}} \quad (9.7)$$

Esta ecuación general es válida para secciones de control de cualquier forma. El uso combinado de las Ecuaciones 9.3, 9.6 y 9.7 resulta fácil si existen ecuaciones sencillas que expresen A_c y B_c en función de y_c . Por ejemplo, para una sección trapezoidal, las ecuaciones son:

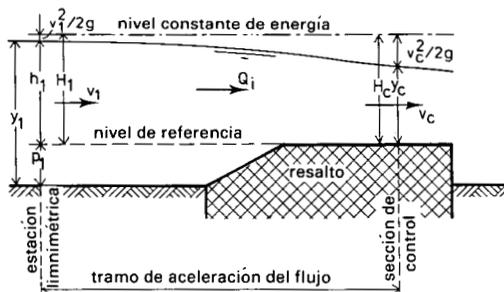


Figura 9.2 Nivel de energía en la estación de aforo y en la sección de control para un líquido ideal.

$$A_c = y_c(b_c + z_c y_c) \quad (9.8)$$

y

$$B_c = b_c + 2z_c y_c \quad (9.9)$$

También, el canal de aproximación puede tener cualquier forma, si bien, la mayoría de los canales de riego son de sección trapezoidal. De aquí que,

$$A_1 = y_1(b_1 + z_1 y_1) \quad (9.10)$$

en la que, como se muestra en la Figura 9.2,

$$y_1 = p_1 + h_1 \quad (9.11)$$

Por tanto, para cada combinación de configuraciones del canal de aproximación y de la sección de control, las Ecuaciones 9.6 y 9.7 tienen como incógnitas y_c , Q_i y h_1 . Si se conociera una cualquiera de esas incógnitas se podrían obtener las otras dos por aproximaciones sucesivas.

Este procedimiento es bastante sencillo y comienza con la definición de la gama de valores de h_1 , para la que se necesita calcular los valores apropiados de Q_i . A continuación, se hace una primera aproximación de y_c , expresándola en función de h_1 . Como puede verse en la Figura 7.18, los valores de y_c varían desde $0,67H_1$, para una sección de control rectangular, hasta $0,80H_1$, para una que fuera triangular. Despreciando la carga debida a la velocidad, $v_1^2/2g$, estimamos en todos los primeros tanteos que

$$y_c = 0,70h_1 \quad (9.12)$$

No vale la pena hacer una estimación mejor de y_c para cada paso del programa por el ordenador, pues el método de aproximaciones sucesivas converge rápidamente. Una vez que se ha estimado y_c se pueden calcular los valores de A_c , B_c y Q_i ; basándose en este último, se obtendrán los de H_1 e y_c . Si el nuevo valor de y_c es igual al y_c de entrada, el valor calculado para Q_i corresponderá al caudal de un fluido ideal que se ajusta al conjunto de valores de h_1 . Después de cada tanteo el nuevo valor obtenido para y_c reemplazará al y_c anterior.

Usando el nuevo valor de y_c , se repiten los cálculos hasta que los valores de entrada y de salida coincidan. En el Apartado 9.3.2 se da un ejemplo del procedimiento expuesto, que se ilustra en la Figura 9.3.

9.3.2 Ejemplo de cálculos para un fluido ideal

Datos de entrada: Sea un aforador trapezoidal con $b_c = 0,20$ m, $z_c = 1,0$, $p_1 = 0,15$ m y $L = 0,60$ m, situado en un canal revestido de hormigón de $b_1 = 0,50$ m y $z_1 = 1,0$.

Se desea conocer: ¿Cuál es el caudal de un líquido ideal si la altura de carga aguas arriba referida al resalto es $h_1 = 0,238$ m?

Solución: La profundidad real del agua a la entrada es (Ecuación 9.11):

$$y_1 = h_1 + p_1 = 0,238 + 0,150 = 0,388 \text{ m.}$$

El área de la sección de la corriente, aguas arriba, es

$$A_1 = 0,388 [0,5 + 1,0(0,388)] = 0,345 \text{ m}^2$$

Primera estimación:

$$y_c = 0,7h_1 = 0,167 \text{ m} \quad (\text{Ec. 9.12})$$

Entonces,

$$A_c = y_c(b_c + z_c y_c) = 0,0611 \text{ m}^2 \quad (\text{Ec. 9.8})$$

$$B_c = b_c + 2z_c y_c = 0,533 \text{ m} \quad (\text{Ec. 9.9})$$

$$Q_i = \sqrt{\frac{gA_c^3}{B_c}} = 0,0647 \text{ m}^3/\text{s} \quad (\text{Ec. 9.7})$$

$$H_1 = h_1 + \frac{Q_i^2}{(2gA_1^2)} = 0,2398 \text{ m} \quad (\text{Ec. 9.3})$$

$$\text{por tanto, el nuevo } y_c = H_1 - \frac{A_c}{2B_c} = 0,183 \text{ m} \quad (\text{Ec. 9.6})$$

1. $A_c = 0,0698 \text{ m}^2$
 $B_c = 0,565 \text{ m}$
 $Q_i = 0,0769 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_1 = 0,2405 \text{ m}$
nuevo $y_c = 0,1788 \text{ m}$

3. $A_c = 0,0682 \text{ m}^2$
 $B_c = 0,559 \text{ m}$
 $Q_i = 0,0746 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_1 = 0,2404 \text{ m}$
nuevo $y_c = 0,1794 \text{ m}$

2. $A_c = 0,0677 \text{ m}^2$
 $B_c = 0,558 \text{ m}$
 $Q_i = 0,0739 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_1 = 0,2403 \text{ m}$
nuevo $y_c = 0,1796 \text{ m}$

4. $A_c = 0,0681 \text{ m}^2$
 $B_c = 0,559 \text{ m}$
 $Q_i = 0,0744 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_1 = 0,2404 \text{ m}$
nuevo $y_c = 0,1795 \text{ m}$

5. $A_c = 0,0681 \text{ m}^2$
 $B_c = 0,559 \text{ m}$
 $Q_i = 0,0744 \text{ m}^3/\text{s}$
 $H_1 = 0,2404 \text{ m}$
nuevo $y_c = 0,1795 \text{ m}$

que coincide con el último valor de y_c .

Por ello, el caudal del fluido ideal es $Q_i = 0,0744 \text{ m}^3/\text{s}$, que está en consonancia con los resultados del Ejemplo 1 del Apartado 7.4.6, en el que $Q_i = 0,0742 \text{ m}^3/\text{s}$. (Obsérvese que aquí la altura de energía es algo mayor, siendo $0,2404 \text{ m}$, mientras que en el Ejemplo 1 del Apartado 7.4.6 era de $0,2400 \text{ m}$).

Este método no necesita una estimación de C_v para convertir el valor de H_1 en el de h_1 , ya que en los cálculos se utilizan ambos y las alturas de energía están equilibradas. También conviene citar que el método comienza con h_1 , más que con H_1 , utilizándolo directamente en el desarrollo de las relaciones carga-caudal.

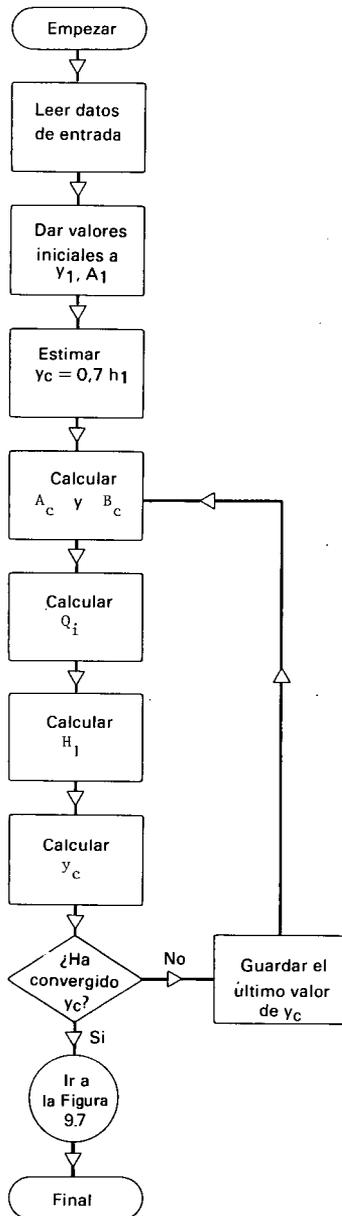


Figura 9.3 Diagrama que muestra el proceso de cálculo para un fluido ideal.

9.4 Pérdidas de energía por rozamiento

Dado que, en la realidad, no existe un fluido ideal, debemos tener en cuenta los efectos del rozamiento y la evaluación del caudal real que pasa por un aforador exige considerar este fenómeno en el canal de entrada, en la transición convergente y en la garganta. El rozamiento que existe en la transición divergente y en el canal de cola no afecta al caudal pero sí incide en el límite del nivel de aguas abajo necesario para mantener el flujo modular (ver la Figura 9.4).

Como se muestra en la Tabla 9.4, se dispone de varios métodos para estimar las pérdidas por rozamiento que tienen lugar en un aforador. Mientras que las funciones expuestas son empíricas, el método de la resistencia de la capa límite tiene diversas ventajas. La ecuación de Manning es de utilidad para muchas aplicaciones en corrientes en canales abiertos. Sin embargo, para una calibración exacta de los aforadores, es inaceptable emplear un valor de n constante para una amplia gama de las condiciones de flujo. Los coeficientes de Chezy (C) y los de resistencia de la capa límite tienen en cuenta la carga de rugosidad absoluta de la superficie del vertedero, la viscosidad cinemática del fluido y el número de Reynolds del flujo. No obstante, la fórmula de Chezy (y la de Darcy-Weisbach, que se basa en conceptos similares) supone que el flujo es uniforme, mientras que la teoría de la capa límite podría indicar un cambio gradual de las condiciones de dicho flujo. Por ello, es preferible el método de la teoría de la capa límite. Ackers y Harrison publicaron en 1963 que, con este método, se obtienen resultados algo mejores que con el del coeficiente de rozamiento de Chezy. Replogle (1975) continuó el trabajo e ideó un modelo de aforador basado en el desarrollo de la capa límite, que se presenta en este capítulo con ligeras modificaciones.

Los efectos del rozamiento podrían asimilarse a un cambio en el área de la sección normal al flujo, algo así como un desplazamiento artificial del espesor de la corriente (Harrison, 1967). Sin embargo, este método no resulta tan fiable como el de la resistencia de la capa límite, ya que este último está más en consonancia con las ecuaciones basadas en cálculos de la energía, utilizadas para determinar el caudal de la corriente.

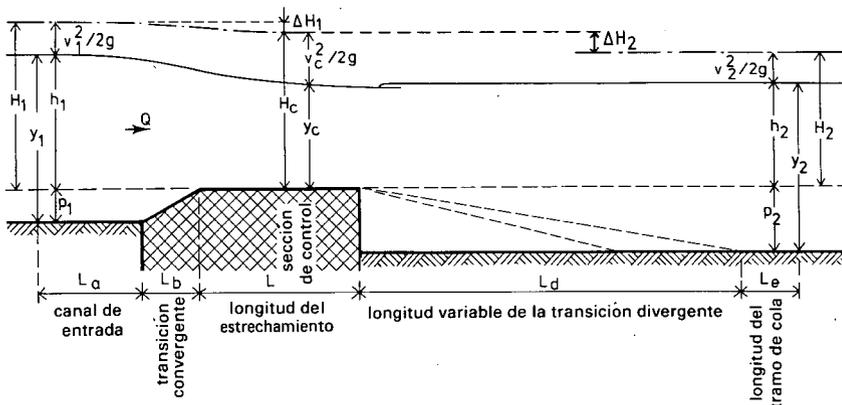


Figura 9.4 Ilustración de la terminología.

Tabla 9.4 Fórmulas para estimar el coeficiente de rozamiento o las pérdidas de carga en un aforador

Fórmula de	Ecuación de la pérdida de carga	Terminología
Manning	$\Delta H = \frac{n^2 L v^2}{C_u^2 R^{4/3}} = \frac{L v^2}{R} \frac{n^2}{C_u^2 R^{1/3}}$	ΔH = pérdida de carga debida al rozamiento L = longitud en la dirección del flujo R = radio hidráulico (area/perímetro mojado)
Chezy	$\Delta H = \frac{L v^2}{C^2 R} = \frac{L v^2}{R} \frac{1}{C^2}$	C = factor de Chezy n = factor de Manning
Resistencia de la capa límite	$\Delta H = \frac{C_F L v^2}{R 2g} = \frac{L v^2}{R} \frac{C_F}{2g}$	C_u = coeficiente unitario para el valor, n, de Manning v = velocidad media de la corriente g = aceleración de la gravedad C_F = coeficiente de resistencia

9.4.1 Teoría de la capa límite

Para el análisis de la capa límite, se supone que la contracción del aforador es una cara de una chapa delgada y de superficie lisa, colocada paralelamente a la dirección de la corriente, la cual ofrece una cierta resistencia al paso del fluido, lo que da lugar a pérdidas de energía o de carga. Se supone que la capa límite da un 'tropezón' al llegar al cambio brusco que existe entre la transición convergente y la contracción del aforador. La teoría de la capa límite indica que el flujo en esa capa límite no es constante, sino que varía a lo largo del recorrido sobre la chapa. Como se muestra en la Figura 9.5 la capa límite comienza en régimen laminar y, posteriormente, evoluciona hacia un régimen turbulento. En realidad, aunque la transición entre ambas condiciones de flujo es gradual, para calcular la resistencia es conveniente suponer que existe un cambio brusco de régimen laminar a turbulento y que éste se produce a una distancia, L_x , de la entrada en el estrechamiento.

Sumando los coeficientes de resistencia de las partes de la capa límite en régimen laminar y en turbulento, se puede obtener el coeficiente de resistencia conjunto, C_F (Schlichting, 1960). La parte turbulenta de la capa límite actúa como si toda ella estuviera en condiciones turbulentas, y por ello el coeficiente de resistencia para el tramo L_x , en el que no existe flujo turbulento, denominado $C_{F,x}$, debe restarse del coeficiente de resistencia por turbulencia, $C_{F,L}$, correspondiente a toda la longitud L. Por tanto, el coeficiente de resistencia conjunto es

$$C_F = C_{F,L} - \frac{L_x}{L} C_{F,x} + \frac{L_x}{L} C_{f,x} \quad (9.13)$$

siendo $C_{f,x}$ el coeficiente de resistencia para la capa límite en régimen laminar a todo lo largo de L_x . Esta distancia, L_x , se puede obtener a partir de una relación empírica que calcula el número de Reynolds para la parte en régimen laminar de la capa límite.

$$Re_x = 350\,000 + \frac{L}{k} \quad (9.14)$$

en donde k = altura de carga correspondiente a la rugosidad absoluta del material. Este número de Reynolds está relacionado con L_x por medio de la expresión

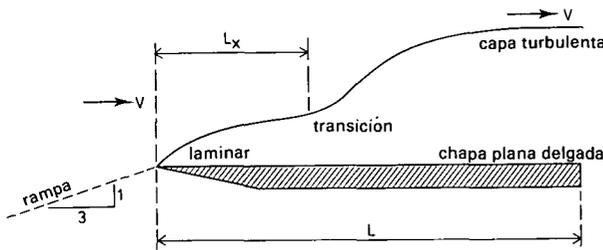


Figura 9.5 Transición de régimen laminar a turbulento en la capa límite.

$$Re_x = \frac{v_c L_x}{\nu_i} \quad (9.15)$$

en donde $v_c = Q/A_c =$ velocidad media de la corriente y $\nu_i =$ viscosidad cinemática del fluido. De igual forma el número de Reynolds, para toda la longitud, L , es igual a

$$Re_L = \frac{v_c L}{\nu_i} \quad (9.16)$$

Harrison (1976), a partir de los trabajos de Granville (1958), obtuvo la siguiente ecuación para calcular los valores de los coeficientes de resistencia de la capa límite en régimen turbulento:

$$C_{F,L} = \frac{0,544 C_{F,L}^{0,5}}{5,61 C_{F,L}^{0,5} - 0,638 - \ln[(Re_L C_{F,L})^{-1} + (4,84 C_{F,L}^{0,5} L/k)^{-1}]} \quad (9.17)$$

Esta expresión puede utilizarse para calcular $C_{F,x}$, sustituyendo los valores de $C_{F,L}$, Re_L y L por los de $C_{F,x}$, Re_x y L_x . Dado que $C_{F,L}$ (o $C_{F,x}$) aparece varias veces en la ecuación, la solución debe obtenerse por aproximaciones sucesivas.

El coeficiente de resistencia para régimen laminar puede calcularse mediante la fórmula propuesta por Schlichting (1960):

$$C_{f,x} = \frac{1,328}{Re_x^{0,5}} \quad (9.18)$$

Si $Re_L < Re_x$, toda la capa límite tendrá régimen laminar y $C_F = C_{f,L}$, tal y como se deduce utilizando la Ecuación 9.18 con el valor de Re_L , en vez del de Re_x .

Para una capa límite enteramente en régimen turbulento, como es de esperar que suceda en el canal de aproximación, en las transiciones convergente y divergente y en el canal de cola (ver la Figura 9.4), se puede tomar como valor del coeficiente de resistencia el de 0,00235. De la ecuación de la Tabla 9.4 puede deducirse la pérdida de carga para la garganta del aforador, siendo

$$\Delta H_L = \frac{C_F L}{R_c} \frac{v_c^2}{2g} \quad (9.19)$$

en donde R_c es el radio hidráulico de la sección de control. Las pérdidas de carga en el canal de aproximación, ΔH_a , y en la transición convergente, ΔH_b , pueden calcularse sustituyendo los valores adecuados de L , R y v en la Ecuación 9.19. La suma de las pérdidas de carga en el canal de aproximación, en la transición convergente

y en la garganta se resta de la carga total de energía en la sección de aforo y el resultado es la carga de energía en la sección crítica, $H_c = H_1 - \Delta H_1$, cambiando la Ecuación 9.6 en la siguiente:

$$y_c = H_1 - \frac{A_c}{2B_c} - \Delta H_1 \quad (9.20)$$

en donde

$$\Delta H_1 = \Delta H_a + \Delta H_b + \Delta H_L \quad (9.21)$$

9.4.2 Rugosidad de los materiales de construcción

Las tablas de aforo que aparecen en este libro están basadas en un coeficiente de rugosidad absoluta de $k = 0,00015$ m, que es el que corresponde a la rugosidad del hormigón alisado con llana. En la Tabla 9.5 se dan los coeficientes de rugosidad absoluta de algunos materiales empleados habitualmente en la construcción de aforadores. El análisis de los efectos de pérdida de carga por rugosidad absoluta muestra que un cambio en el valor de k , de varios órdenes de magnitud, produce una modificación en el caudal menor que el 0,5% (y a menudo menor que el 0,1%). Por tanto, el uso de materiales desde el cristal liso al hormigón áspero apenas afecta a la estimación del caudal. Sin embargo, ésto no debe servir de excusa para realizar una construcción pobre o descuidada, ya que si las superficies que constituyen la sección de control hacen grandes ondulaciones e irregularidades, el caudal medido puede alcanzar errores importantes. Deben, pues, considerarse la rugosidad del material y las tolerancias en la construcción como fuentes diferentes de posibles errores.

Tabla 9.5 Rugosidad absoluta de los materiales empleados en la construcción de aforadores

Material	Valores de k^a
	coeficiente de rugosidad absoluta (m)
Cristal	0,000001 – 0,000010
Metal-pintado o liso	0,000020 – 0,000100
-áspero	0,000100 – 0,001000
Madera	0,000200 – 0,001000
Hormigón-alisado con llana	0,000100 – 0,002000
-áspero	0,000500 – 0,005000

^a En el programa, $k = RK$

9.4.3 Rozamiento y otros efectos en la gama de valores de H_1/L

En el Apartado 7.4.3 se fijó la siguiente limitación en la gama de valores de H_1/L , para la que se puede obtener una medida del caudal razonablemente fiable (Ecuación 7.29):

$$0,1 \leq \frac{H_1}{L} \leq 1,0 \quad (9.22)$$

Estos límites están basados en muchos datos de laboratorio, obtenidos de una gran variedad de aforadores construidos con diversos materiales. Para el intervalo de valores de la Ecuación 9.22, se puede obtener una buena estimación, a partir de la curva empírica que se ajusta a los datos experimentales. Tal como muestra la Ecuación 7.30, los datos se encuentran más agrupados en el intervalo intermedio ($H_1/L = 0,35$ a $0,75$), con un $\pm 4\%$ para el límite de confianza del 95% , y más dispersos en los extremos ($H_1/L = 0,1$ y $H_1/L = 1,0$), con $\pm 5\%$ para igual límite de confianza. El rozamiento es una de las principales razones de esta dispersión de los datos en el intervalo inferior. El modelo de ordenador que se da en este capítulo puede, de forma precisa, considerar los efectos del rozamiento para valores de H_1/L inferiores a $0,05$. Una de las principales razones para que se produzca tan amplia dispersión de datos en el intervalo superior de H_1/L es la curvatura de las líneas de corriente. Debido a dicha curvatura, resulta que los datos de laboratorio se desvían de las predicciones del modelo para valores de H_1/L superiores a $0,5$, haciendo que el intervalo teórico de aplicación del programa de ordenador sea

$$0,05 \leq \frac{H_1}{L} \leq 0,5 \quad (9.23)$$

Se puede conseguir un equilibrio entre ambos intervalos de modo que se obtenga una gama de valores del caudal bastante realista. En primer lugar la rugosidad de los materiales de construcción cambia con el tiempo. Así, aun cuando el modelo puede predecir estos efectos para valores de H_1/L inferiores a $0,05$, se debe permitir cierta tolerancia debida a esos posibles cambios. Además, para valores de H_1/L superiores a $0,75$, los efectos de la curvatura de las líneas de corriente son mínimos y afectan poco al coeficiente de gasto. En consecuencia, un equilibrio razonable entre ambas gamas de valores de H_1/L es

$$0,075 \leq \frac{H_1}{L} \leq 0,75 \quad (9.24)$$

Las tablas de aforo incluidas en este libro corresponden, aproximadamente, a los límites dados en la Ecuación 9.24. Sin embargo, para reducir las necesidades de la obra y el coste de los vertederos móviles del Capítulo 6 y de los vertederos portátiles para canales revestidos del Capítulo 5, se ha ampliado hasta $1,0$ el intervalo de H_1/L .

9.5 Perfiles de velocidad

En las ecuaciones para fluido ideal, deducidas anteriormente en este capítulo, se ha supuesto que el perfil de velocidad era uniforme. Sin embargo, tal y como se observa en la Figura 7.7, puede ser que dicho perfil de velocidad no sea uniforme. Por ello, para tener en cuenta esa falta de uniformidad, se introduce el coeficiente de distribución de velocidad, α , que tiene por valor el cociente entre la altura de la carga de velocidad real y la altura de la carga correspondiente a la velocidad media de la corriente y siempre es mayor que 1 (ver la Ecuación 7.12). En canales prismáticos largos, con un perfil de corriente enteramente desarrollado, el valor de α se acerca a alrededor de $1,04$ (Watts et al., 1967). Se supone que en el canal de aproximación el perfil de velocidad está plenamente desarrollado. Ese valor aproximado de $\alpha_1 = 1,04$ se emplea

sin necesidad de un cálculo adicional, ya que los errores en la altura de la energía y en la altura de velocidad, debidos a errores en el valor de α_1 , son relativamente pequeños. En la sección de control la altura de la carga de velocidad supone una gran parte de la altura de energía total y las distribuciones de velocidad para régimen crítico tienden a ser más uniformes. Esto justifica hacer alguna corrección para el valor de α_c en la sección de control. La ecuación siguiente (Chow, 1959) sirve para estimar el α de un flujo enteramente desarrollado en canales anchos:

$$\alpha = 1 + 3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3 \quad (9.25)$$

en donde $\varepsilon = (v_m/v) - 1$, siendo v_m la velocidad máxima de la corriente. Para una corriente con perfil de velocidad enteramente desarrollado, ε puede calcularse aproximadamente con la fórmula:

$$\varepsilon = 1,77 \sqrt{C_{F,L}} \quad (9.26)$$

Puede suceder que, en la sección de control, ni el canal sea suficientemente ancho ni el perfil de velocidad esté enteramente constituido. Para tener en consideración estas deficiencias, a la Ecuación 9.25 se le añaden dos factores adicionales (Replogle, 1974):

$$\alpha_c = 1 + (3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3) \left(1,5 \frac{D}{R} - 0,5\right) \left(0,025 \frac{L}{R} - 0,05\right) \quad (9.27)$$

siendo $1 \leq [1,5(D/R) - 0,5] \leq 2$ y $0 \leq [0,025(L/R) - 0,05] \leq 1$ en donde D es la profundidad media o hidráulica y los otros términos ya se definieron anteriormente. Esta ecuación produce unos coeficientes de distribución de velocidad que varían de 1,00 a 1,04 dentro de la gama de condiciones utilizadas para elaborar las tablas de gasto de este libro. Esto se ajusta a la realidad, pues diversos investigadores han encontrado perfiles de velocidad casi uniformes en la sección de control de los aforadores de garganta larga (ver la Figura 9.6).

Con la añadidura del coeficiente de distribución de velocidad la Ecuación 9.7 se convierte en

$$Q = \sqrt{\frac{gA_c^3}{\alpha_c B_c}} \quad (9.28)$$

y la Ecuación 9.3 se transforma en

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 Q_1^2}{2gA_1^2} \quad (9.29)$$

en las que $\alpha_1 \approx 1,04$ y α_c salen de la Ecuación 9.27. Las fórmulas que dan los radios hidráulicos de las diferentes secciones son:

$$R_1 = \frac{A_1}{b_1 + 2y_1 \sqrt{1 + z_1^2}}$$

$$R_b = \frac{A_b}{b_c + 2y_b \sqrt{1 + z_c^2}} \quad (9.30)$$

altura sobre el fondo de la
contracción del vertedero, en m

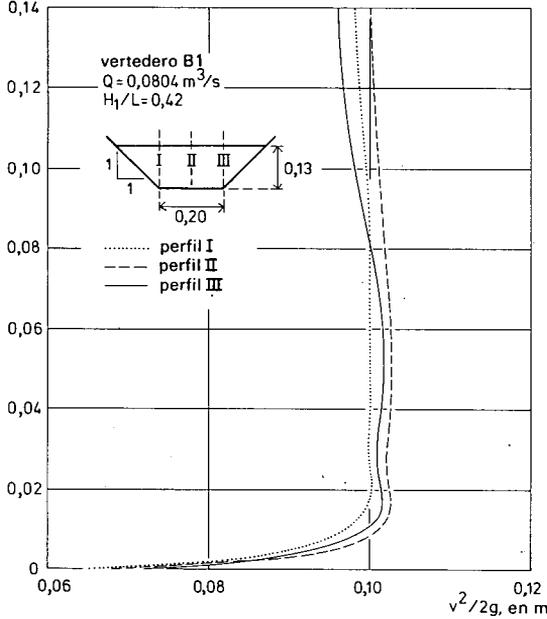


Figura 9.6 Distribución de la velocidad en la sección de control de un aforador de garganta larga (Bos y Reinink, 1981).

$$R_c = \frac{A_c}{b_c + 2y_c \sqrt{1 + z_c^2}}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{b_2 + 2y_2 \sqrt{1 + z_2^2}}$$

donde el subíndice b está referido a la transición convergente de entrada a la garganta (es decir, a la misma forma de la sección transversal que la garganta pero de mayor profundidad, ver la Ecuación 9.33). Las fórmulas para los calados hidráulicos son:

$$D_1 = \frac{A_1}{B_1} \tag{9.31}$$

y

$$D_c = \frac{A_c}{B_c}$$

9.6 Cálculo del caudal real

El cálculo de los caudales reales de la corriente se lleva a cabo de la misma forma que para el caso de flujo ideal, con la diferencia de que las Ecuaciones 9.20, 9.28 y 9.29 sustituyen a las Ecuaciones 9.6, 9.7 y 9.3, respectivamente. El valor de ΔH_1 se

obtiene de las Ecuaciones 9.13 a la 9.19 y el valor de α_c se calcula con la Ecuación 9.27. En primer lugar se calcula el caudal para un fluido ideal, tomándose éste valor como una estimación del gasto real. A continuación se calculan los coeficientes de pérdidas por rozamiento y de distribución de velocidad para el caudal estimado, y con todo ello se obtiene el caudal real de la corriente (Ecuación 9.28) y la profundidad crítica (Ecuación 9.20). El proceso de aproximaciones sucesivas se repite (como en el caso del caudal del fluido ideal) hasta que se acota el valor de y_c . El caudal obtenido se contrasta con los correspondientes a los anteriores valores de ΔH_1 y α_c , comparándose, desde el primero hasta el último, con el valor de Q_i para flujo ideal. Si no llegara a acotarse el valor del caudal se calculan ΔH_1 y α_c con el nuevo Q y se repite el proceso hasta que se logre. En la Figura 9.7 se ilustra gráficamente este procedimiento.

9.6.1 Ejemplo de cálculo del caudal real

Datos de partida: Sean las mismas condiciones que las del ejemplo del fluido ideal (Apartado 9.3.2), al que corresponde $Q_i = 0,0744 \text{ m}^3/\text{s}$, siendo $h_1 = 0,238 \text{ m}$, $y_c = 0,1795 \text{ m}$, $k = 0,0002 \text{ m}$, $v_i = 1,14 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, $L_a = 0,5 \text{ m}$ y $L_b = 0,45 \text{ m}$. Se desea conocer: ¿Cuál es el caudal verdadero, Q ?

Cálculo: Dado que ya se calculó el caudal ideal, comenzaremos el proceso de cálculo obteniendo las pérdidas por rozamiento y el coeficiente de distribución de velocidad.

Cálculo de las pérdidas por rozamiento:

$$v_c = \frac{Q}{A_c} = \frac{0,0744}{0,0681} = 1,0925 \text{ m/s}$$

$$Re_x = 350000 + \frac{L}{k} = 350000 + \frac{0,60}{0,0002} = 353000 \quad (\text{Ec. 9.14})$$

$$Re_L = \frac{v_c L}{v_i} = \frac{(1,0925)(0,60)}{(1,14 \times 10^{-6})} = 575000 \quad (\text{Ec. 9.16})$$

$$L_x = \frac{Re_x v_i}{v_c} = 0,368 \text{ m} \quad (\text{Ec. 9.15})$$

$$C_{f,x} = \frac{1,328}{Re_x^{0,5}} = 0,00224 \quad (\text{Ec. 9.18})$$

Para obtener $C_{F,L}$ a partir de la Ecuación 9.17, se supone un valor inicial de $C_{F,L} = 0,005$, que se introduce en la segunda parte de la igualdad, deduciendo de esta forma un nuevo valor de $C_{F,L}$

$$C_{F,L} = \frac{0,0385}{0,397 - 0,638 - \ln(0,00035 + 0,00097)} = 0,00602$$

Una nueva iteración da un valor de $C_{F,L} = 0,00645$, que, finalmente, converge hacia 0,00672. Si se repite el proceso para $C_{F,x}$, sustituyendo los valores de L y Re_L por los de L_x y Re_x , se obtiene que $C_{F,x} = 0,00652$, que tiende hacia 0,00758. De la Ecuación 9.13 se deduce el coeficiente compuesto de resistencia total:

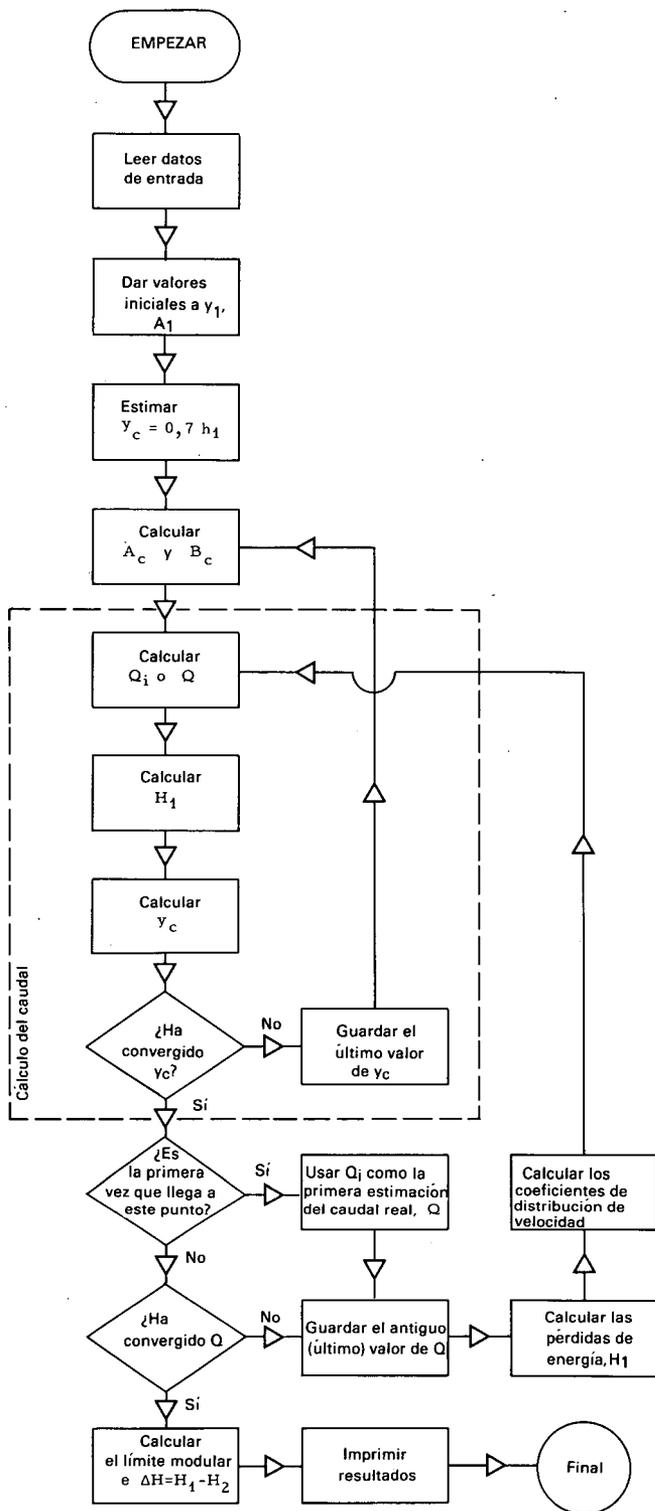


Figura 9.7 Diagrama de flujo para el cálculo del caudal y del límite modular.

$$C_F = C_{F,L} - \frac{L_x}{L} C_{F,x} + \frac{L_x}{L} C_{f,x}$$

$$= 0,00672 - \frac{0,368}{0,6} (0,00758 - 0,00224) = 0,00344$$

El radio hidráulico, R_c , en la garganta del aforador es:

$$R_c = \frac{A_c}{b_c + 2y_c \sqrt{1 + z_c^2}} = \frac{0,0681}{0,708} = 0,0962 \text{ m} \quad (\text{Ec. 9.30})$$

Las pérdidas por rozamiento en la garganta son (Ecuación 9.19):

$$\Delta H_L = \frac{C_F L v_c^2}{2g R_c} = \frac{(0,00344)(0,60)(1,0925)^2}{2(9,81)(0,0962)} = 0,00131 \text{ m}$$

(Obsérvese que se utiliza la longitud total, L , en vez de la distancia a la sección de control, ya que la posición de dicha sección es variable).

Para el canal de aproximación, $C_F = 0,00235$, $v_1 = Q/A_1 = 0,216 \text{ m/s}$. El radio hidráulico es (Ecuación 9.30):

$$R_1 = \frac{A_1}{b_1 + 2y_1 \sqrt{1 + z_1^2}} = 0,216 \text{ m}$$

Las pérdidas por rozamiento en el canal de aproximación son (Ecuación 9.19):

$$\Delta H_a = \frac{C_F L_a v_1^2}{2g R_1} = \frac{(0,00235)(0,50)(0,216)^2}{2(9,81)(0,216)} = 0,00001 \text{ m}$$

La pérdida de carga en la transición de entrada al vertedero se calcula a partir de la resistencia media, es decir,

$$\Delta H_b = \frac{0,00235 L_b}{4g} \left(\frac{v_1^2}{R_1} + \frac{v_b^2}{R_b} \right) \quad (9.32)$$

siendo v_b y R_b respectivamente la velocidad y el radio hidráulico de la corriente en la entrada a la garganta del vertedero, en donde la profundidad del agua es, aproximadamente,

$$y_b = y_c + \frac{5}{8}(h_1 - y_c)$$

$$= 0,1795 + \frac{5}{8}(0,238 - 0,1795) = 0,216 \text{ m}$$

Dado que la sección b tiene la misma área que la sección transversal de la garganta, $A_b = 0,0899 \text{ m}^2$, $v_b = 0,828 \text{ m/s}$, $R_b = 0,111 \text{ m}$, de donde resulta

$$\Delta H_b = \frac{0,00235 (0,45)}{4 (9,81)} \left(\frac{(0,216)^2}{0,216} + \frac{(0,828)^2}{0,111} \right) = 0,00017 \text{ m}$$

La pérdida total de carga, obtenida a partir de la Ecuación 9.21, es:

$$\Delta H_1 = \Delta H_a + \Delta H_b + \Delta H_L = 0,00149 \text{ m}$$

Cálculo del coeficiente de distribución de velocidad: Su valor para el canal de aproximación es $\alpha_1 = 1,04$ y de la Ecuación 9.25 se deduce el que corresponde a la garganta

del vertedero, α_c , por el procedimiento que a continuación se detalla. En primer lugar se calcula con la Ecuación 9.26.

$$\varepsilon = 1,77 \sqrt{C_{F,L}} = 0,145$$

La profundidad media o profundidad hidráulica, D_c , es el cociente de dividir el área de la sección transversal entre la anchura de la superficie del agua (Ecuación 9.31):

$$D_c = \frac{A_c}{B_c} = \frac{0,0681}{0,559} = 0,122 \text{ m}$$

Y, sustituyendo los valores ya conocidos en la Ecuación 9.27, se obtiene

$$\begin{aligned} \alpha_c &= 1 + (3\varepsilon^2 - 2\varepsilon^3) \left(1,5 \frac{D_c}{R_c} - 0,5\right) \left(0,025 \frac{L}{R_c} - 0,05\right) \\ &= 1 + [3(0,145)^2 - 2(0,145)^3] \left(1,5 \frac{0,122}{0,0962} - 0,5\right) \left(0,025 \frac{0,6}{0,0962} - 0,05\right) \\ &= 1,0085 \end{aligned}$$

Cálculo del caudal: Se repite el proceso para el cálculo del caudal ideal aunque, en esta ocasión, se introduce en las ecuaciones los valores de ΔH_1 , α_1 y α_c . Se comienza con un nuevo valor de Q , que se estima utilizando la Ecuación 9.28:

$$Q = \sqrt{\frac{g A_c^3}{\alpha_c B_c}} = \sqrt{\frac{(9,81)(0,0681)^3}{(1,0085)(0,559)}} = 0,0741 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este dato se calcula la carga total aguas arriba, H_1 , a partir de la Ecuación 9.29:

$$H_1 = h_1 + \frac{\alpha_1 Q^2}{2gA_1^2} = 0,238 + \frac{1,04(0,0741)^2}{2(9,81)(0,345)^2} = 0,2405 \text{ m}$$

Empleando la Ecuación 9.20 se obtiene, a continuación, un nuevo valor estimado de y_c :

$$y_c = H_1 - \frac{A_c}{2B_c} - \Delta H_1 = 0,2405 - \frac{0,0681}{2(0,559)} - 0,00149 = 0,1781 \text{ m}$$

Este procedimiento iterativo se repite hasta que y_c converge, lo cual ocurre en nuestro ejemplo para $y_c = 0,1783 \text{ m}$, y para su correspondiente caudal, $Q = 0,0732 \text{ m}^3/\text{s}$.

Continuar el ciclo iterativo para obtener Q . Los nuevos valores estimados de y_c y de Q se utilizan para volver a calcular las pérdidas por rozamiento y el coeficiente de distribución de la velocidad. Así se deduce que $C_F = 0,00343$, $\Delta H_1 = 0,00147 \text{ m}$ y $\alpha_c = 1,0085$. Se repite el proceso obteniendo que $Q = 0,0732 \text{ m}^3/\text{s}$ e $y_c = 0,1783 \text{ m}$. De esta forma se llega a la solución muy rápidamente. El coeficiente de gasto resultante es (Ecuación 9.1):

$$C_d = \frac{0,0732}{0,0744} = 0,984$$

que es casi el mismo que el que se deduce de la Figura 7.13 para $H_1/L = 0,2405/0,60 = 0,401$ (ver el Apartado 7.4.6).

9.6.2 Precisión de los caudales calculados

Para la gama de condiciones establecidas, se exige al modelo de ordenador que dé el valor del caudal real con una precisión superior al 2%. El modelo no responde de los errores en el campo, ya sean de dimensiones del aforador (incluyendo la medida de la carga), ya sean de la medición del caudal determinada por otros procedimientos.

Como se ha mostrado en el ejemplo precedente, las ecuaciones deducidas en los Apartados 9.3 y 7.4.1 para un fluido ideal no son suficientes para determinar el caudal real. Las diferencias entre ambos caudales, ideal y real, son debidas principalmente a los efectos de la viscosidad del fluido (rozamiento, distribuciones de velocidad, efectos debidos a la forma de las secciones, etc.) y a las distribuciones de la presión no hidrostática que tienen lugar por la curvatura de las líneas de corriente (ver el Apartado 7.4.3). En el Capítulo 7 estos efectos se trataron mediante un coeficiente de gasto, C_d , basado en una amplia gama de datos de laboratorio (además de una amplia gama de calibraciones con el ordenador). El conjunto de valores de C_d quedó limitado por la creciente dispersión, debida al rozamiento, para valores bajos de H_1/L y a la curvatura de las líneas de corriente para valores altos de H_1/L . La dispersión de los datos de laboratorio (y de campo) para la relación entre C_d y H_1/L es el resultado de: (1) el escalonamiento de los efectos asociados con la viscosidad, (2) la curvatura de las líneas de corriente (que viene afectada por la forma de la sección transversal y por las condiciones de flujo en la transición divergente) y (3) los errores de medida en el laboratorio. Estos últimos se producen por un dimensionamiento impreciso (por ejemplo, los aforadores de laboratorio sufren desviaciones producidas por el peso del agua), por un ajuste inexacto del cero, por una medida incorrecta de la altura de carga y por una determinación imprecisa del caudal.

En este capítulo se ha desarrollado un modelo matemático (programa de ordenador) que intenta corregir los efectos escalonados asociados con la viscosidad. No se pretende acabar con los errores debidos a la curvatura de las líneas de corriente o a medidas incorrectas. Los efectos de la curvatura de las líneas de corriente se minimizan restringiendo la gama de valores de H_1/L (ver el Apartado 9.4.3).

La capacidad de los modelos matemáticos para predecir exactamente los procesos físicos está limitada por la precisión de las ecuaciones, y de los coeficientes relacionados con ellas, utilizadas para describir dichos procesos. Siempre que sea posible, y razonablemente práctico, los modelos se basan en principios físicos fundamentales, junto con coeficientes que responden de forma bien definida a los factores ambientales. Esta exposición es un intento para un modelo elaborado de la forma citada.

Replogle (1978) efectuó la calibración de 17 aforadores de garganta larga con secciones transversales triangulares, rectangulares y trapezoidales, contrastando las mediciones por un sistema de básculas con depósito para pesar el agua, con una fuerza máxima de 7000 kg, obteniendo una buena concordancia con el modelo dentro de unos límites aproximados del $\pm 2\%$. En todos los casos el autor fue capaz de atribuir las desviaciones superiores al 1 o 2% a causas específicas, tales como variaciones de la obra o errores en la medida de la altura de carga. Replogle (1975, 1978) y Replogle et al. (1983) también citan calibraciones hechas en el campo con contadores corrientes de aforadores de mayor tamaño. En todos los casos las comparaciones con los resultados del programa indican su validez dentro de los límites de error aceptados. Se citan estas comparaciones para apoyar la afirmación de que las predicciones del modelo

no sobrepasen los límites del 2%. Como ya se ha citado anteriormente, este error no incluye ni los errores dimensionales no descubiertos ni los posibles referidos al registro del cero. Probablemente podrían introducirse perfeccionamientos adicionales en el programa para obtener una precisión mayor, pero ésto exigiría más datos de campo (por ejemplo, una mejor estimación del coeficiente de distribución de velocidad a la entrada, α_1). Dado que la precisión del modelo es mayor que las necesidades de precisión en el campo para la mayoría de los casos, esas modificaciones adicionales no están muy justificadas, en particular si requieren un análisis adicional de las condiciones locales concretas.

Como las tablas de aforo citadas en este libro se obtuvieron con este programa, los caudales expuestos se encuentran dentro de los límites del $\pm 2\%$ de los caudales reales. Además, en la mayoría de las tablas se introducen unas desviaciones sistemáticas del 1% para permitir variaciones en las dimensiones del medidor y, de esta forma, la tabla de aforo puede usarse para una cierta gama de condiciones. Unas medidas del caudal más precisas (con errores inferiores al $\pm 2\%$ a $\pm 3\%$) son improbables en el campo, incluso con dispositivos previamente calibrados en el laboratorio, ya que las condiciones concretas del emplazamiento siempre influirán sobre la corriente.

9.7 Determinación de los niveles aceptables del agua de cola

Para cualquier caudal, mantener un flujo modular exige que la carga total aguas abajo del vertedero sea algo inferior que la carga total en la sección crítica. Las condiciones del canal y de las obras aguas abajo del vertedero controlan la citada carga total a la salida del mismo. Por tanto, se debe diseñar el aforador de modo que la carga en la sección crítica (y en el canal de entrada) sea lo suficientemente grande como para asegurar el régimen modular.

Se define como límite modular el máximo valor de la relación entre la carga total de energía a la salida y a la entrada, referidas ambas al resalto o cresta del vertedero, en el que el régimen se mantiene aún modular. En el Apartado 9.4 se presentan métodos para calcular la pérdida de carga que se produce entre la sección de aforo y el final de la contracción del vertedero. En este apartado se tratará el cálculo de las pérdidas de carga que tienen lugar aguas abajo de dicha contracción. Estas pérdidas de carga tienen dos orígenes: (a) pérdidas por rozamiento y (b) pérdidas por la turbulencia debida a la rápida expansión de la corriente. Las pérdidas por rozamiento aguas abajo de la garganta del vertedero son relativamente pequeñas, si se comparan con las pérdidas por turbulencia. Por ello, basta con realizar una estimación grosera de las mismas. Las pérdidas de carga por rozamiento pueden estimarse con suficiente precisión empleando los métodos de cálculo de la resistencia de la capa límite, ya discutidos en el Apartado 9.4.1. Como en el caso del canal de aproximación, puede unirse un coeficiente de resistencia constante e igual a 0,00235. No se dispone de información como para estimar α_2 , por lo que se supondrá que es igual a la unidad, ya que, además, tiene poco efecto, en comparación con las pérdidas de energía por turbulencia.

La pérdida total de energía en la parte final de la obra es:

$$\begin{aligned} \Delta H_2 &= \Delta H_d + \Delta H_e + \Delta H_k \\ &= \Delta H_f + \Delta H_k \end{aligned} \tag{9.34}$$

donde ΔH_f es la pérdida por rozamiento aguas abajo del vertedero, ΔH_d es la pérdida por rozamiento en la transición posterior, ΔH_c es la pérdida por rozamiento en la parte del canal de cola y ΔH_k es la pérdida de carga debida a la expansión rápida de la corriente. Las pérdidas por rozamiento se calculan con la Ecuación 9.19.

De la Ecuación 7.41 se obtiene la pérdida de energía que tiene lugar en la expansión de la corriente (transición divergente), aguas abajo de la garganta del vertedero:

$$\Delta H_k = \frac{\xi (v_c - v_2)^2}{2g} \quad (9.35)$$

donde ξ puede extraerse de la Figura 7.21 o calcularse con la ecuación:

$$\xi = \frac{\log_{10} \left[114,59 \arctan \left(\frac{1}{m} \right) \right] - 0,165}{1,742} \quad (9.36)$$

en la que \log_{10} es el logaritmo en base diez, \arctan es el arco tangente, expresado en radianes, y m es la relación de expansión, tal y como se definió anteriormente. Para vertederos que tienen únicamente contracción en la solera, como los en pared gruesa descritos en el Capítulo 3, calcular la relación de expansión es sencillo; simplemente, viene definida por el cociente entre la longitud de la transición y la altura del resalto. Sin embargo, no es tan fácil calcular la citada relación para vertederos con contracción lateral o para aquellos que tienen a la vez contracción lateral y en la solera. La expansión en la solera del vertedero tiene mayor efecto en la pérdida de energía y en la recuperación que la contracción lateral. Por ello, en el caso de vertederos con contracción considerable en la solera, para calcular las pérdidas de carga se deberá tener en cuenta la expansión en el fondo. Cuando la contracción es principalmente lateral se utilizará la relación de expansión para las paredes laterales. Obviamente, en algunos casos ambas contracciones juegan su propio papel. Sin embargo, los valores de ξ que pueden deducirse de la Figura 7.21 o de la Ecuación 9.36 son más bien conservadores, si los comparamos con los datos experimentales y, en consecuencia, pueden utilizarse para la mayoría de los vertederos.

El diseñador, normalmente, deseará hallar el máximo nivel del agua de cola y la carga total de energía, H_2 , para los que existe flujo modular. Esto se obtiene calculando la pérdida de energía mínima que tiene lugar en la obra. Resolviendo la Ecuación 7.41 para H_2 , se obtiene (ver la Figura 9.4):

$$\begin{aligned} H_2 &= H_c - \Delta H_f - \Delta H_k \\ &= H_c - \Delta H_2 \\ &= H_1 - \Delta H_1 - \Delta H_2 \end{aligned} \quad (9.37)$$

Las pérdidas por rozamiento en la garganta, aguas abajo de la sección de control, están incluidas en ΔH_1 más bien que en ΔH_f . Así, ΔH_f solamente incluye las pérdidas por rozamiento en la transición divergente y en el canal de cola. Dados un aforador (con su relación de expansión), la geometría del canal, la carga hidráulica aguas arriba y el caudal, se pueden calcular H_c e ΔH_f siguiendo el procedimiento expuesto en los Apartados 9.3 a 9.5. Puesto que se conocen el caudal y las dimensiones del canal, v_2 y, en consecuencia, H_2 e ΔH_k son funciones de h_2 . Por ello, se puede resolver la

Ecuación 9.37 por aproximaciones sucesivas, con h_2 como incógnita, calculándose el límite modular por

$$ML = \frac{H_2}{H_1} \quad (9.38)$$

Ejemplo

Datos: Sea el ejemplo del Apartado 9.6.1, con $h_1 = 0,238$ m, $Q = 0,0732$ m³/s y con una expansión aguas abajo de 6:1 ($m = 6$).

Se pide: La pérdida de carga, ΔH , que se produce en el vertedero y el límite modular, H_2/H_1 . Hallar los mismos valores para el caso de una expansión rápida o súbita.

Solución: De la Ecuación 9.37 se obtiene el máximo nivel del agua de cola, H_2 , referido al resalto del vertedero. Del ejemplo anterior sabemos que $H_1 = 0,2404$ m e $\Delta H_1 = 0,00147$. De la Ecuación 9.34 se deduce un valor de ΔH_2 (o de ΔH_r e ΔH_k) por el siguiente procedimiento.

Pérdidas por rozamiento aguas abajo. Las pérdidas de carga por rozamiento en la parte de aguas abajo de la obra se obtienen de la Ecuación 9.19, para $C_F = 0,00235$ y valores de v y R , calculados a partir del caudal y de las dimensiones de la sección transversal. Para este vertedero es aceptable suponer que las pérdidas de carga son principalmente debidas a la contracción de la solera. Las longitudes aguas abajo se obtienen a partir de

$$\begin{aligned} L_d &= p_2 \text{ m} \\ &= (0,15)(6) = 0,9 \text{ m} \end{aligned} \quad (9.39)$$

y para proporcionar una longitud razonable aguas abajo del medidor

$$\begin{aligned} L_c &= 10 \left(p_2 + \frac{L}{2} \right) - L_d \\ &= 10 (0,15 + 0,3) - 0,9 = 3,6 \text{ m} \end{aligned} \quad (9.40)$$

Este resultado asegura que el punto donde se mide H_2 está suficientemente alejado, aguas abajo, del final de la transición divergente, y no tan lejos como para que las pérdidas por rozamiento sean excesivas.

Para obtener el máximo valor de H_2 , se requiere un proceso de aproximaciones sucesivas. Una estimación inicial, razonable, es que $h_2 = h_c$. En este ejemplo, para el canal de cola, se cumple que $p_1 = p_2$, $b_1 = b_2$ y $z_1 = z_2$.

$$y_2 = h_2 + p_2 = 0,1783 + 0,15 = 0,3283 \text{ m}$$

$$A_2 = y_2(b_2 + z_2 y_2) = 0,272 \text{ m}^2$$

$$v_2 = \frac{Q}{A_2} = 0,269 \text{ m/s}$$

$$R_2 = \frac{A_2}{b_2 + 2 y_2 \sqrt{1 + z_2^2}} = 0,190 \text{ m}$$

Sustituyendo estos valores en la Ecuación 9.19 se obtiene que

$$\Delta H_e = \frac{0,00235 L_c v_2^2}{2gR_2} = \frac{0,00235(3,6)(0,269)^2}{(2)(9,81)(0,190)} = 0,00016 \text{ m}$$

Para la transición divergente, la pérdida de carga por rozamiento se obtiene a partir de la resistencia media (Ecuación 9.32):

$$\Delta H_d = \frac{0,00235 L_d}{4g} \left(\frac{v_c^2}{R_c} + \frac{v_2^2}{R_2} \right)$$

donde se supone que v_c y R_c representan, aproximadamente, las condiciones del extremo final de la garganta. De este modo

$$y_c = 0,1783 \text{ m, obtenido en el ejemplo anterior}$$

$$A_c = y_c(b_c + z_c y_c) = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$v_c = \frac{Q}{A_c} = 1,084 \text{ m/s}$$

$$R_c = \frac{A_c}{b_c + 2 y_c \sqrt{1 + z_c^2}} = 0,096 \text{ m}$$

$$\Delta H_d = \frac{0,00235 (0,9)}{4(9,81)} \left[\frac{(1,09)^2}{0,096} + \frac{(0,269)^2}{0,190} \right]$$

$$\Delta H_d = 0,00068 \text{ m}$$

Sumando las dos pérdidas por rozamiento se obtiene

$$\Delta H_f = \Delta H_d + \Delta H_e = 0,00084 \text{ m}$$

Pérdidas en la expansión. Se pueden calcular directamente a partir de las Ecuaciones 9.35 y 9.36, resultando:

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{\log_{10} \left(114,59 \arctan \frac{1}{m} \right) - 0,165}{1,742} \\ &= \frac{\log_{10}(114,59 \arctan \frac{1}{6}) - 0,165}{1,742} \\ &= \frac{\log_{10}[114,59(0,1651 \text{ radianes})] - 0,165}{1,742} \\ &= 0,64 \end{aligned}$$

(Aun cuando de la Figura 7.18 se obtenga que $\xi \simeq 0,66$ se considera que esta diferencia es poco importante.) Sustituyendo todos estos valores en la Ecuación 9.35 se deduce que

$$\Delta H_k = \xi \frac{(v_c - v_2)^2}{2g} = \frac{0,64(1,084 - 0,269)^2}{2(9,81)} = 0,0217 \text{ m}$$

La pérdida de carga, ΔH_2 , es

$$\Delta H_2 = \Delta H_f + \Delta H_k = 0,00084 + 0,0217 = 0,0225 \text{ m}$$

Comprobación del balance de energía. De los cálculos anteriores el primer valor de tanteo, H_{2T} , para la carga total aguas abajo, H_2 , es

$$\begin{aligned} H_{2T} &= H_1 - \Delta H_1 - \Delta H_2 = 0,2404 - 0,00147 - 0,0225 \\ &= 0,2164 \text{ m} \end{aligned}$$

El valor estimado de H_2 es

$$\begin{aligned} H_2 &= h_2 + \frac{v_2^2}{2g} = 0,1783 + \frac{(0,269)^2}{2 \times 9,81} \\ &= 0,1820 \text{ m} \end{aligned}$$

Por tanto, la primera estimación de h_2 ha sido demasiado baja. Sustituyendo los valores anteriores en el segundo miembro de la Ecuación 9.41 se obtiene una nueva estimación de y_2 y, con él, se lleva a cabo un nuevo proceso de tanteo de la siguiente forma:

$$y_2(\text{nuevo}) = y_2 \frac{(H_{2T} + p_2)}{(H_2 + p_2)} = 0,3623 \text{ m} \quad (9.41)$$

Esta ecuación da una buena estimación de y_2 , ya que $v_2^2/2g$ es pequeño con relación a y_2 .

Se repite el proceso completo hasta que se equilibre el valor de H_2 , lo que ocurre para $\Delta H_2 = 0,0243 \text{ m}$, $H_2 = 0,2146 \text{ m}$, $y_2 = 0,3618 \text{ m}$ y $h_2 = 0,2118 \text{ m}$. Por tanto, el límite modular es

$$ML = \frac{H_2}{H_1} = \frac{0,2146}{0,2404} = 0,893$$

con

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 0,026 \text{ m}$$

Expansión rápida. Para esta situación $L_d = 0$, $\Delta H_d = 0$, $L_e = 4,5 \text{ m}$, $\Delta H_f = \Delta H_e$ y $\xi = 1,2$. Los cálculos arrojan los siguientes valores:

$$\Delta H_e = 0,0002 \text{ m}$$

$$\Delta H_k = 0,0408 \text{ m}$$

$$\Delta H_2 = 0,0410 \text{ m}$$

$$H_{2T} = 0,1980 \text{ m}$$

$$H_2 = 0,1820 \text{ m}$$

Los cuales tienden finalmente hacia

$$\Delta H_2 = 0,0426 \text{ m}$$

$$H_2 = 0,1964 \text{ m}$$

$$y_2 = 0,3431 \text{ m}$$

$$h_2 = 0,1931 \text{ m}$$

$$ML = 0,817 \text{ m}$$

$$\Delta H = 0,044 \text{ m}$$

La expansión rápida o súbita hace variar la pérdida de carga mínima, ΔH , de 0,026 m a 0,044 m, lo que supone un incremento de, aproximadamente, 0,02 m. Para cada obra debe decidirse si esta pérdida adicional de carga se producirá elevando el resalto del vertedero (su coronación) o construyendo una expansión 1:6. Esta decisión depende de factores tales como la disponibilidad de una tabla de aforo, de la pérdida de carga disponible (resguardo) y del coste de construcción de otras obras alternativas.

En este contexto el lector debe observar que la rugosidad hidráulica de los paramentos del canal cambia con la antigüedad del material de construcción, con las estaciones del año, etc. Para evitar que se produzca un régimen no modular en el vertedero o en el aforador se debe considerar la máxima rugosidad hidráulica del canal de aguas abajo con el fin de obtener el mínimo valor previsto de v_2 y el máximo valor correspondiente de la profundidad del agua, y_2 .

9.8 Listado del programa de ordenador

Este programa se ha desarrollado para un miniordenador Hp, serie 1000. Para ser utilizadas en este programa se han añadido las líneas 1, 2, 59, 61, 63, 65 y de la 332 a la 336, que pueden ser modificadas o suprimidas si se emplean otros sistemas. Así mismo, el símbolo !, que se utiliza para añadir comentarios al final de una línea de cálculo, puede tener que cambiarse para ajustarse al sistema que se utilice (o para borrar el comentario). El listado es el siguiente:

LISTADO DEL PROGRAMA

```

0001 FTN4X,L
0002 PROGRAM C9DSP
0003 C*****
0004 C PROGRAM PARA CALCULAR EL CAUDAL REAL SOBRE AFORADORES DE
0005 C GARGANTA LARGA POR A.J. CLEMMENS.-ACTUALIZACION 1 JULIO 1983
0006 C*****
0007 C LAS INSTRUCCIONES EN ESTE PROGRAMA SIGUEN LA TEORIA
0008 C EXPUESTA EN EL CAPITULO 9 DE "AFORADORES DE CAUDAL EN
0009 C CANALES ABIERTOS" POR BOS, REPLOGLE Y CLEMMENS
0010 C LOS DATOS DE ENTRADA SON LOS SIGUIENTES:
0011 C
0012 C SECCIONES TRANSVERSALES UNIDADES
0013 C CANAL DE APROXIMACION
0014 C B1 = ANCHURA DE SOLERA METROS
0015 C Z1 = TALUDES (HORIZONTAL A VERTICAL) ----- A 1
0016 C GARGANTA
0017 C BC = ANCHURA DE SOLERA METROS
0018 C ZC = TALUDES ----- A 1
0019 C CANAL DE COLA
0020 C B2 = ANCHURA DE SOLERA METROS
0021 C Z2 = TALUDES ----- A 1
0022 C
0023 C PERFILES LONGITUDINALES
0024 C AL = DISTANCIA ENTRE RAMPA Y LIMNIMETRO METROS
0025 C BL = LONGITUD DE LA RAMPA DE CONVERGENCIA METROS
0026 C TL = LONGITUD DE LA GARGANTA METROS
0027 C
0028 C P1 = ALTURA DEL RESALTO(AGUAS ARRIBA) METROS
0029 C P2 = ALTURA DEL RESALTO(AGUAS ABAJO) METROS
0030 C EM = RELACION TRANSIC DIVERGENTEZ(HOR/VERT) ----- A 1

```

```

0031 C
0032 C          RUGOSIDAD DEL MATERIAL = RK                      METROS
0033 C
0034 C          GAMA DE MEDIDAS DE LA ALTURA DE CARGA Y CAUDAL
0035 C          HLOW = ALT. DE CARGA MINIMA(H1) A UTILIZAR      METROS
0036 C          HINC = INCREMENTO DE VALORES DE CARGA(INCLUSO MM) METROS
0037 C          HHIGH = ALT. DE CARGA MAXIMA A UTILIZAR         METROS
0038 C          QINC = INCREMENTO DE VALORES DELCAUDAL          M3/SEG
0039 C
0040 C          FUNCIONES
0041 C
0042 C          A(X) = AREA DE SECCION X                          M2
0043 C          B(X) = ANCHURA SUPERIOR DE LA SECCION X         METROS
0044 C          WP(X) = PERIMETRO MJADO DE LA SECCION X          METROS
0045 C
0046 C          SECCIONES
0047 C          1      DEL CANAL DE APROXIMACION
0048 C          2      DEL CANAL DE COLA
0049 C          3      DE LA SECCION DE CONTROL
0050 C          4      DE ENTRADA EN LA CONTRACCION
0051 C
0052 C*****
0053 C          LECTURA DE LOS DATOS DE ENTRADA                      *
0054 C*****
0055          COMMON B1,Z1,BC,ZC,B2,Z2,Y1,YC,Y2,YB
0056          DIMENSION IDN(10),ITIME(5),QG(100),HG(100)
0057          IO=6
0058 5      II=5
0059          WRITE(1,'(25HDESCRIPCION DEL RECORRIDO)')
0060          READ(II,2000) (IDN(I),I=1,10)
0061          WRITE(1,'(17HB1,Z1,BC,ZC,B2,Z2)')
0062          READ(II,*) B1,Z1,BC,ZC,B2,Z2
0063          WRITE(1,'(20HAL,BL,TL,P1,P2,EM,RK)')
0064          READ(II,*) AL,BL,TL,P1,P2,EM,RK
0065          WRITE(1,'(20HLOW,HINC,HHIGH,QINC)')
0066          READ(II,*) HLOW,HINC,HHIGH,QINC
0067          DL=EM*P2
0068          EL=10.*(P2+TL/2.)-DL
0069          IF(P1.EQ.0.) GO TO 1
0070          EN=BL/P1
0071          GO TO 2
0072 1      EN=99.99
0073 2      ILOW=HLOW*1000.+0.5
0074          IINC=HINC*1000.+0.5
0075          IHIGH=HHIGH*1000.+0.5
0076          WRITE(IO,2001) (IDN(J),J=1,10)
0077          WRITE(IO,1000) AL
0078          WRITE(IO,1001) B1,BL
0079          WRITE(IO,1002) Z1,TL
0080          WRITE(IO,1003) DL,EL
0081          WRITE(IO,1004) BC,ZC,P1
0082          WRITE(IO,1005) EN
0083          WRITE(IO,1006) B2,P2
0084          WRITE(IO,1007) Z2,EM
0085          WRITE(IO,1008) RK
0086 C*****
0087 C          SECCION DE ADVERTENCIAS                      *
0088 C*****
0089          IF(ILOW.LE.0) ILOW=IINC
0090          IF(IINC.LE.0) GO TO 4
0091          INO=(IHIGH-ILOW)/IINC
0092          IF(INO.GT.200) GO TO 4

```

```

0093      IF(ILOW.GT.0) GO TO 3
0094      IF(ILOW.LE.IHIGH) GO TO 3
0095  4     WRITE(IO,1043) HLOW,HINC,HHIGH
0096      GO TO 150
0097  3     IW=0
0098      I=0
0099      Y1=P1+HLOW
0100      YC=HLOW
0101      Y2=P2+HLOW
0102  300  IF(A(1).GT.A(3)) GO TO 310
0103      IW=1
0104      WRITE(IO,1030)
0105      GO TO 150
0106  310  IF(A(1)/A(3).GT.(B(1)/B(3)/0.7)**(1./3.)) GO TO 320
0107      IW=1
0108      WRITE(IO,1031)
0109  320  IF(A(2)/A(3).GT.1) GO TO 330
0110      IW=4
0111      WRITE(IO,1034)
0112  330  IF(I.EQ.1) GO TO 340
0113      I=1
0114      Y1=P1+HHIGH
0115      YC=HHIGH
0116      Y2=P2+HHIGH
0117      GO TO 300
0118  340  IF(P1.EQ.0) GO TO 360
0119      IF(EN.LE.3.01) GO TO 350
0120      IW=2
0121      WRITE(IO,1032) EN
0122  350  IF(EN.GE.1.99) GO TO 360
0123      IW=3
0124      WRITE(IO,1033) EN
0125  360  DP=P2-P1
0126      IF(DP.GT.-0.001) GO TO 370
0127      IW=5
0128      WRITE(IO,1035)
0129  370  IF(EM.LE.10.) GO TO 380
0130      IW=6
0131      EM=10
0132      WRITE(IO,1036)
0133  380  IF(RK.GE.0.000001) GO TO 390
0134      IW=7
0135      WRITE(IO,1040)
0136  390  IF(RK.LE.0.01) GO TO 400
0137      IW=7
0138      RK=0.0002
0139      WRITE(IO,1042)
0140  400  IF(HLOW.GE.0.07*TL) GO TO 410
0141      IW=9
0142      WRITE(IO,1044)
0143  410  IF(HHIGH.LE.0.7*TL) GO TO 420
0144      IW=9
0145      WRITE(IO,1045)
0146  420  IF(IW.EQ.0) WRITE(IO,1037)
0147  C***** ESCRIB ENCABEZAMIENTOS *****
0148      WRITE(IO,1009)
0149      WRITE(IO,1010)
0150      WRITE(IO,1011)
0151  C
0152  C*****
0153  C   DAR VALORES INICIALES *
0154  C*****

```

```

0155      N=0
0156      DO 100 J=ILOW,IHIGH,IINC
0157      SH1=FLOAT(J)/1000.
0158      KOUNT=0
0159      G=9.807
0160      VK=1.14E-6
0161      IDEAL=0
0162      ALF1=1.0
0163      ALFC=1.0
0164      DH1=0.0
0165      Y1=PI+SH1                                ! EQ. 9.11
0166      C
0167      C*****
0168      C      SECCION DE CAUDAL CRITICO *
0169      C*****
0170      YC=0.7*SH1                                ! EQ. 9.12
0171      C***** CONSERVAR EL ULTIMO YC *****
0172      10      YCOLD=YC
0173      C***** CALCULO DE Q *****
0174      Q=SQRT(C*A(3)**3/B(3)/ALFC)                ! EQ. 9.7, 9.28
0175      C***** CALCULO DE YC *****
0176      H1=SH1+ALF1*(Q/A(1))**2/2./G              ! EQ. 9.3, 9.29
0177      YC=H1-A(3)/2./B(3)-DH1                    ! EQ. 9.6, 9.20
0178      C***** HA CONVERGIDO YC ? *****
0179      RER=(YC-YCOLD)/YC
0180      KOUNT=KOUNT+1
0181      IF(KOUNT.LE.100) GO TO 15
0182      .IF(RER.GT.0.005) GO TO 14
0183      YC=(YC+YCOLD)/2.
0184      Q=(Q+QOLD)/2.
0185      QOLD=Q
0186      GO TO 16
0187      14      WRITE(IO,1038) YC,YCOLD,Q,QOLD
0188      GO TO 150
0189      15      IF(ABS(RER).GT.0.0001) GO TO 10
0190      C
0191      C*****
0192      C      PRIMERA VEZ QUE SE LLEGA A ESTE PUNTO ? *
0193      C*****
0194      16      IF(IDEAL.EQ.1) GO TO 20
0195      C
0196      C*****
0197      C      ESTABLECER QI IDEAL = Q *
0198      C*****
0199      QI=Q
0200      IDEAL=1
0201      GO TO 30
0202      C
0203      C*****
0204      C      HA CONVERGIDO Q ? *
0205      C*****
0206      20      RER=(Q-QOLD)/Q
0207      IF(ABS(RER).LT.0.0001) GO TO 70
0208      C
0209      C*****
0210      C      CONSERVAR EL ULTIMO Q *
0211      C*****
0212      30      QOLD=Q
0213      C
0214      C*****
0215      C      CALCULO DE PERDIDAS POR ROZAMIENTO *
0216      C*****

```

```

0217      VC=Q/A(3)
0218      RL=VC*TL/VK                                ! EQ. 9.16
0219      RX=350000.+TL/RK                            ! EQ. 9.14
0220      XL=RX*VK/VC                                  ! EQ. 9.15
0221      CFXL=1.328/SQRT(RX)                         ! EQ. 9.18
0222      CFL=0.005
0223      IF(RX,LE,RL) GO TO 40
0224      CF=1.328/SQRT(RL)                            ! EQ. 9.18
0225      GO TO 60
0226  40    CTEMP=FL
0227      TEMP1=0.544*SQRT(CFL)                       ! EQ. 9.17
0228      TEMP2=5.61*SQRT(CFL)-0.638                 ! " "
0229      TEMP3=1./(RX*CFX)+1./(4.84*SQRT(CFL)*TL/RK) ! " "
0230      CFL=TEMP1/(TEMP2-ALOG(TEMP3))              ! " "
0231      RER=(CFL-CTEMP)/CFL
0232      IF(ABS(RER).GT.0.00001) GO TO 40
0233      CFX=0.005
0234  50    CTEMP=CFX
0235      TEMP1=0.544*SQRT(CFX)                       ! EQ. 9.17
0236      TEMP2=5.61*SQRT(CFX)-0.638                 ! " "
0237      TEMP3=1./(RX*CFX)+1./(4.84*SQRT(CFX)*XL/RK) ! " "
0238      CFX=TEMP1/(TEMP2-ALOG(TEMP3))              ! " "
0239      RER=(CFX-CTEMP)/CFX
0240      IF(ABS(RER).GT.0.00001) GO TO 50
0241      CF=CFL-XL*(CFX-CFXL)/TL                     ! EQ. 9.13
0242  60    RC=A(3)/WP(3)                             ! EQ. 9.30
0243      DHL=CF*TL*VC*VC/(2.*RC*G)                  ! EQ. 9.19
0244      V1=Q/A(1)
0245      R1=A(1)/WP(1)                                ! EQ. 9.30
0246      DHA=0.00235*AL*V1*V1/(2.*R1*G)            ! EQ. 9.19
0247      YB=YC+5.*(SH1-YC)/8.                       ! EQ. 9.33
0248      VB=Q/A(4)
0249      RB=A(4)/WP(4)                                ! EQ. 9.30
0250      DHB=0.00235*BL*(V1*V1/R1+VB*VB/RB)/(4.*G) ! EQ. 9.32
0251      DH1=DHA+DHB+DHL                            ! EQ. 9.21
0252  C
0253  C*****
0254  C   CALCULO DE COEFICIENTES DE DISTRIBUCION DE ENERGIA *
0255  C*****
0256      E=1.77*SQRT(CFL)                            ! EQ. 9.26
0257      DC=A(3)/B(3)                                ! EQ. 9.31
0258      WIDE=1.5*(DC/RC)-0.5                        ! EQ. 9.27
0259      IF(WIDE.LT.1.0) WIDE=1.0                    ! " "
0260      IF(WIDE.GT.2.0) WIDE=2.0                    ! " "
0261      FULL=0.025*(TL/RC)-0.05                     ! " "
0262      IF(FULL.LT.0.) FULL=0.0                     ! " "
0263      IF(FULL.GT.1.0) FULL=1.0                     ! " "
0264      ALFC=1.+(3.*E*E-2.*E**3.)*WIDE*FULL        ! " "
0265      ALF1=1.04
0266      GO TO 10
0267  C
0268  C*****
0269  C   CALCULO DEL LIMITE MODULAR *
0270  C*****
0271  70    Y2=YC+P2
0272      KOUNT=0
0273      EKSI=1.2
0274      IF(EM.LE.0) GO TO 80
0275      EKSI=(ALOG10(114.59*ATAN(1/EM)-0.165))/1.742 ! EQ. 9.36
0276  80    V2=Q/A(2)
0277      H2T=Y2-P2+V2*V2/(2.*G)

```

```

0278      R2=A(2)/WP(2)                ! EQ. 9.30
0279      DHE=0.00235*EL*V2*V2/(2.*R2*G) ! EQ. 9.19
0280      DHD=0.00235*DL*(VC*VC/RC+V2*V2/R2)/(4.*G) ! EQ. 9.19
0281      DHK=EKSI*(VC-V2)**2/(2.*G)      ! EQ. 9.35
0282      DH2=DHE+DHD+DHK                ! EQ. 9.34
0283      H2=H1-DH1-DH2                  ! EQ. 9.37
0284      RER=(H2-H2T)/H2
0285      IF(ABS(RER).LT.0.001) GO TO 90
0286      Y2=Y2*(H2+P2)/(H2T+P2)          ! EQ.9.41
0287      KOUNT=KOUNT+1
0288      IF(KOUNT.GT.100) GO TO 85
0289      GO TO 80
0290  85  WRITE(IO,1041) H2,H2T
0291      H2=(H2+H2T)/2.
0292  C
0293  C*****
0294  C  IMPRIMIR LOS DATOS DE SALIDA      *
0295  C*****
0296  90  FML=H2/H1                        ! EQ. 9.38
0297      DH=H1-H2
0298      CV=(H1/SH1)**1.5*(BC+ZC*YC)/(BC+ZC*YC*SH1/H1)
0299      D1=A(1)/B(1)                      ! EQ. 9.31
0300      FRN=Q/A(1)/SORT(G*D1)             ! EQ. 7.33
0301      IF(FRN.GT.0.5) WRITE(IO,1039)
0302      CD=Q/QI                            ! EQ. 9.1
0303      N=N+1
0304      QG(N)=Q
0305      HG(N)=SH1
0306      H1L=H1/TL
0307      WRITE(IO,1012) SH1,Q,FRN,H1L,CD,CV,DH,Y2,FML
0308  100  CONTINUE
0309  C***** CALCULO DATOS LIMNIMETRO *****
0310      I=1
0311      IF(QINC.LE.0.) GO TO 150
0312      NQ=QG(N)/QINC
0313      IF(NQ.GT.200) GO TO 150
0314      QINT=QINC
0315  110  IF(I.GT.N) GO TO 150
0316      IF(QINT.GE.QG(I)) GO TO 120
0317      QINT=QINT+QINC
0318      GO TO 110
0319  120  IF(QIT.GT.QG(N)) GO TO 150
0320      WRITE(IO,1020)
0321      DO 140 I=2,N
0322  130  IF(QG(I).LT.QINT) GO TO 140
0323      BEXP=ALOG(HG(I)/HG(I-1))/ALOG(QG(I)/QG(I-1))
0324      SH1=HG(I-1)*(QINT/QG(I-1))**BEXP
0325      Y1=SH1
0326      SHS=WP(5)
0327      WRITE(IO,1025)QINT,SH1,SHS
0328      QINT=QINT+QINC
0329      GO TO 130
0330  140  CONTINUE
0331  150  K=0
0332      IF(IW.NE.0) WRITE(1,('COMPRENDE ADVERTENCIA',I4)) IW
0333      WRITE(1,('SIGUIENTE RECORRIDO ? SI(1) NO(0)'))
0334      READ(5,*) K
0335      WRITE(IO,'(IHI)')
0336      IF(K.EQ.1) GO TO 5
0337      STOP

```

```

0338 C*****
0339 C   INSTRUCCIONES DE FORMATO   *
0340 C*****
0341 1000 FORMAT(/,5X,30HDATOS DE LA SECCION DE CONTROL,5X,
0342 *20HDATOS LONGITUDINALES/8X,16HCANAL DE ENTRADA,16X,
0343 *30H  DISTANCIA AL LIMNIMETRO AL=,F7.3,2H M)
0344 1001 FORMAT(10X,21HANCHURA DEL FONDO B1=,F7.3,2H M,3X,
0345 *27HLONGITUD RAMPA CONV.  BL=,F7.3,2H M)
0346 1002 FORMAT(10X,23HPENDIENTE TALUDES Z1= ,F4.2,3H :1,3X,
0347 *27HLONGITUD DE LA GARGANTA TL=,F7.3,2H M)
0348 1003 FORMAT(40X,31H  LONGITUD RAMPA DIV.  DL=*,F6.3,2H M/
0349 *8X,8HGARGANTA,26X,29H DISTANCIA A SECCION 2  EL=*,F6.3,2H M)
0350 1004 FORMAT(10X,22HANCHURA DEL FONDO BC= ,F6.3,2H M/10X,
0351 *23HPENDIENTE TALUDES ZC= ,F4.2,3H :1,3X,
0352 *29HALTURA RESALTO CONV.  P1= ,F5.3,2H M)
0353 1005 FORMAT(40X,31H  PENDIENTE RAMPA CONV.  EN=*,F5.2,3H :1/8X,
0354 *15HCANAL DE SALIDA)
0355 1006 FORMAT(10X,22HANCHURA DEL FONDO B2= ,F6.3,2H M,3X,
0356 *29HALTURA RESALTO CONV.  P2= ,F5.3,2H M)
0357 1007 FORMAT(10X,23HPENDIENTE TALUDES Z2= ,F4.2,3H :1,3X,
0358 *28HPENDIENTE RAMPA DIV.  EM= ,F5.2,3H :1)
0359 1008 FORMAT(/5X,27HRUGOSIDAD DEL MATERIAL RK= ,F8.6,2H M,1X,
0360 *37H* NO SON DATOS DE ENTRADA DEL USUARIO/)
0361 1009 FORMAT(///7X,5HCARGA,45X,16HPERD.  MAX.PROF./7X,6HREFER.,
0362 *3X,13H  NUM. ,9X,16H COEF.  COEF. ,8H CARGA,
0363 *17H  AGUA  LIMITE)
0364 1010 FORMAT(6X,23HRESALTO CAUDAL FROUDE,10X,16H DESC.  VELOC. ,
0365 *25H REQUER.  COLA  MODULAR)
0366 1011 FORMAT(8X,3HSH1,6X,1HQ,6X,3HFR1,4X,5HH1/TL,5X,2HCD,6X,2HCV,
0367 *7X,2HDH,6X,2HY2/9X,1HM,7X,4HM3/S,37X,1HM,7X,1HM)
0368 1012 FORMAT(5X,F7.3,2X,F7.4,2X,F5.3,3X,F5.3,4X,F5.3,3X,
0369 *F5.3,3X,F5.3,2X,F6.3,3X,F5.3)
0370 1020 FORMAT(/18X,13HCARGA  DIST./10X,23H  REFER.  SENALES/
0371 *10X,24HCAUDAL  RESALTO EN PARED/11X,1HQ,7X,3HSH1,5X,3HSHS/
0372 *10X,4HM3/S,6X,1HM,7X,1HM/)
0373 1025 FORMAT(9X,F6.4,2X,F6.3,2X,F6.3)
0374 1030 FORMAT(/10X,22HADVERTENCIA  IWARN = 1/15X,15HERROR EN CORTE ,
0375 *31HTRANSVERSAL DATOS - AREA DILATAR/15X,19HTERMINA EL PROGRAMA)
0376 1031 FORMAT(/10X,20HADVERENCIA  IWARN = 1/15X,15HCAUTELA - ALTO ,
0377 *30HFROUDE NUMERO  PODER RESULTADO/15X,20HO PROGRAMA PODER NO ,
0378 *9HCONVERGIR/15X,22HVERIFICAR INPUTO DATOS)
0379 1032 FORMAT(/10X,27HCAUTELA  IWARN = 2  EN =,F6.2/15X,
0380 *23HRAMPA ES LLANA DE 3 A 1/15X,
0381 *23HCALIBREACION QUEDA BUENO)
0382 1033 FORMAT(/10X,30HADVERTENCIA  IWARN = 3  EN =,F6.2/15X,
0383 *27HRAMPA ES ESCARPADO DE 2 A 1/15X,12HCALIBREACION ,
0384 *31HPODER ESTA EN ERROR A CAUSA DE /15X,21HCORRIENTE SEPARACION ,
0385 *15H- ALARGAR RAMPA/15X,22HO EMPLEAR RAMPA RONDA )
0386 1034 FORMAT(/10X,22HADVERTENCIA  IWARN = 4/15X,13HCANAL NO PUDE,
0387 *33HENSANGHAR BASTANTE CORIENTE ABAJO/15X,15HDE ESTRUCTURA. ,
0388 *48HLOS CALCULOS SOBRE LOS LIMITES DE FUNCIONAMIENTO/15X,
0389 *51HY SOBRE LAS PERDIDAS DE CARGA PUEDEN NO SER EXACTOS)
0390 1035 FORMAT(/10X,21HADVERTENCIA  IWARN = 5/15X,16HCANAL DE SALIDA ,
0391 *20HFONDO SOBRE ACERARSE/15X,26HCANAL FONDO FUNCIONAMIENTO,
0392 *16HY LIMITE MODULAR/15X,29HCALULACION PUDE ESTA EN ERROR)
0393 1036 FORMAT(/10X,18HCAUTELA  IWARN = 6/15X,19HDIVERGIR TRANSICION,
0394 *23H TAMBIEN LLANO DIVERGIR/15X,21HRAMPA DECLIVE PONERSE,
0395 *16H CERCA DE 10 A 1)
0396 1037 FORMAT(/10X,15HNO ADVERTENCIAS)
0397 1038 FORMAT(/15X,34HHONDURA Y DESCARGA NO SE CONVERGEN/20X,
0398 *28HVERIFICAR ADVERTENCIAS ARRIBA/20X,5HYC = ,F8.6,4H = ,F8.6/20X,

```

```

0399      *5HQ = ,F8.6,4H = ,F8.6/20X,19HTERMINA EL PROGRAMA)
0400 1039 FORMAT(15X,34HCAUTELA - FROUDE NUMERO MAS DE 0.5)
0401 1040 FORMAT(/10X,18HCAUTELA IWARN = 7/15X,
0402      *42HVALOR APROXIMADO ESTA AFUERA DEL EXTENSION)
0403 1041 FORMAT(10X,47HCALCIONAS DE LIMITE MODULAR NO SE CONVERGEN H2=,
0404      *F7.4,5H H2T=,F7.4)
0405 1042 FORMAT(/10X,18HCAUTELA IWARN = 7/15X,
0406      *42HVALOR APROXIMADA ESTA ARUERA DEL EXTENSION/15X,
0407      *18HPONERSE A 0.0002 M)
0408 1043 FORMAT(/10X,21HADVERTENCIA IWARN = 8/15X,
0409      *34HERROR EN LIMITES DE FUNCIONAMIENTO/15X,6HHLOW =,F8.4/15X,
0410      *6HHINC =,F8.4/15X,6HHHIGH=,F8.4/15X,19HTERMINA EL PROGRAMA)
0411 1044 FORMAT(/10X,18HCAUTELA IWARN = 9/15X,
0412      *29HH1/L PROPORCION MENOS DE 0.07)
0413 1045 FORMAT(/10X,18HCAUTELA IWARN = 9/15X,
0414      *26HH1/L PROPORCION MAS DE 0.7)
0415 2000 FORMAT(10A2)
0416 2001 FORMAT(5X,10A2/)
0417      END
0418 C*****
0419 C
0420 C      FUNCIONES
0421 C
0422 C*****
0423 C      FUNCIONES PARA CALCULAR LA SECCION DE LA CORRIENTE
0424 C*****
0425      FUNCTION A(I)
0426      COMMON B1,Z1,BC,ZC,B2,Z2,Y1,YC,Y2,YB
0427      GO TO (10,20,30,40),I
0428 C***** AREA ENEL CANAL DE APROXIMACION *****
0429 10      A=Y1*(B1+Z1*Y1)
0430      RETURN
0431 C***** AREA EN EL CANAL DE COLA *****
0432 20      A=Y2*(B2+Z2*Y2)
0433      RETURN
0434 C***** AREA DE LA SECCION DE CONTROL *****
0435 30      A=YC*(BC+ZC*YC)
0436      RETURN
0437 C***** AREA DE LA CORRIENTE A L ENTRADA EN LA GARGANTA *****
0438 40      A=YB*(BC+ZC*YB)
0439      RETURN
0440      END
0441 C*****
0442 C      FUNCIONES PARA CALCULAR ANCHURA LIBRE DE LA CORRIENTE
0443 C*****
0444      FUNCTION B(I)
0445      COMMON B1,Z1,BC,ZC,B2,Z2,Y1,YC,Y2,YB
0446      GO TO (10,20,30),I
0447 C***** ANCHURA LIBRE EN LA APROXIMACION *****
0448 10      B=B1+2.*Z1*Y1
0449      RETURN
0450 20      B=0
0451      RETURN
0452 C***** ANCHURA LIBRE EN LA SECCION DE CONTROL *****
0453 30      B=BC+2.*ZC*YC
0454      RETURN
0455      END
0456 C*****
0457 C      FUNC. PARA CALCULO PERIMETRO MOJADO Y DIST. AL LIMNIM.
0458 C*****
0459      FUNCTION WP(I)

```

```

0460      COMMON B1,Z1,BC,ZC,B2,Z2,Y1,YC,Y2,YB
0461      GO TO (10,20,30,40,50),I
0462 C***** PERIMETRO MOJADO EN LA APROXIMACION *****
0463 10      WP=B1+2.*Y1*SQRT(1.+Z1*Z1)
0464      RETURN
0465 C***** PERIMETRO MOJADO EN CANAL DE COLA *****
0466 20      WP=B2+2.*Y2*SQRT(1.+Z2*Z2)
0467      RETURN
0468 C***** PERIMETRO MOJADO EN LA SECCION DE CONTROL *****
0469 30      WP=BC+2.*YC*SQRT(1.+ZC*ZC)
0470      RETURN
0471 C***** PERIMETRO MOJADO A LA ENTRADA DE LA GARGANTA *****
0472 40      WP=BC+2.*YB*SQRT(1.+ZC*ZC)
0473      RETURN
0474 C***** DISTANCIA AL LIMNIMETRO *****
0475 50      WP=Y1*SQRT(1.+Z1*Z1)
0476      RETURN
0477      END

```

Bibliografía

- Ackers, P., y Harrison, A.J.M. 1963. Critical depth flumes for flow measurements in open channels. Hydraulic Research Paper No. 5, Department of Industrial and Scientific Research. Hydraulic Research Station, Wallingford, Berkshire, England. 50 pp.
- ARMCO Steel Corporation. 1977. ARMCO Water Control Gates, Middleton, Ohio, 190 pp.
- Balloffet A. 1951. Critical flow meters (Venturi flumes). Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 81, Paper 743.
- Bazin, H.E. 1896. Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir. Annales des Ponts et Chaussées, Vol. 7, pp. 249-357.
- Belanger, J.B. 1849-1850. Notes sur le cours d'hydraulique (Notes on the course in hydraulics), Mémoire, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.
- Bendegom, L. van, et al. 1969. Principles governing the design and construction of economic revetments for protecting the banks of rivers and canals for ocean and inland navigation. 20th International Navigation Congress, Paris, France, 43 pp.
- Berry, N.K. 1948. The start of bed load movement. Ph.D. thesis presented to the University of Colorado, Boulder, Colorado.
- Bertram, G.E. 1940. An experimental investigation of protective filters. Publications of the Graduate School of Engineering, Harvard University, No. 267
- Blau, E. 1960. Die modelmäßige Untersuchung von Venturikanälen verschiedener Grösse und Form. Veröffentlichungen der Forschungsanstalt für Schifffahrt, Wasser und Grundbau 8. Akademie-Verlag, Berlin, German Democratic Republic
- Bondurant J.A., Humpherys, A.S., y Robinson, A.R. 1969. Cast-in-place concrete trapezoidal measuring flumes, United States Department of Agriculture, ARS-41-115. U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 16 pp.
- Bos, M.G. 1974. The Romijn broad-crested weir. In: Small Hydraulic Structures by D.B. Kraatz and I.K. Mahajan. Irrigation and Drainage Paper No. 26, Vol. 2, F.A.O., Rome, Italy, pp. 203-217.
- Bos, M.G. 1977a. The use of long-throated flumes to measure flows in irrigation and drainage canals. Agricultural Water Management. Vol. I, No. 2, pp. 111-126.
- Bos, M.G. 1977b. Discussion of 'Venturi flumes for circular channels' by M.H. Diskin. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. IR3, pp. 381-385.
- Bos, M.G., Ed. 1978. Discharge measurement structures. 2nd ed. Publication No. 20, International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI, Wageningen, The Netherlands, 464 pp.
- Bos, M.G. 1979. Standards for irrigation efficiencies of ICID. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 105, No. IR1, pp. 37-43.
- Bos, M.G., y Reinink, Y. 1981. Head loss over long-throated flumes. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 107, No. IR1, pp. 87-102.
- Bradley, J.N., y Peterka, A.J. 1957. The hydraulic design of stilling basins. Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 83, No. HY5, pp. 1401-1405.
- Brakensiek, D.L., Osborn, H.B., y Rawls, W.J., Coordinators. 1979. Field manual for research in agricultural hydrology. Agricultural Handbook No. 224, U.S. Department of Agriculture, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 550 pp.
- British Standards Institution, 1969. Measurement of liquid flow in open channels. Part 4: Weirs and flumes. 4B: Long base weirs. British Standard 2680. London, England. 39 pp.
- Butcher, A.D. 1921/22. Clear overfall weirs. Ministry of Public Works, (Hydraulic and Sediment Research Institute, Delta Barrage) Cairo, Egypt.
- Butcher, A.D. 1923. Submerged weirs and standing wave weirs. Ministry of Public Works, (Hydraulics and Sediment Research Institute, Delta Barrage) Cairo, Egypt. 17 pp.
- Chow, V.T. 1959. Open-Channel Hydraulics, McGraw-Hill Book Co., New York, 680 pp.
- Clemmens, A.J., y Replogle, J.A. 1980. Constructing simple measuring flumes for irrigation canals. U.S. Department of Agriculture, Farmers Bulletin No. 2268, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 13 pp.

- Clemmens, A.J., Bos, M.G., y Replogle, J.A. 1984. RBC broad-crested weirs for circular sewers and pipes. In: G.E. Stout and G.H. Davis, Eds., *Global Water: Science and Engineering - The Ven Te Chow Memorial Volume*, Journal of Hydrology, Vol. 68, pp. 349-368.
- Cone, V.M. 1917. The Venturi flume. *Journal of Agricultural Research*, Vol. 9, No. 4, pp. 115-129.
- Diskin, M.H. 1963a. Temporary flow measurements in sewers and drains. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 89, No. HY4, pp. 141-159.
- Diskin, M.H. 1963b. Rating curves for Venturi flumes with exponential throats. *Water Power*, Vol. 15, pp. 333-337.
- Diskin, M.H. 1976. Venturi flumes for circular channels. *Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 102, No. IR3, pp. 383-387.
- Donnelly, C.A., y Blaisdell, F.W. 1954. Straight drop spillway stilling basin. Technical Paper No. 15, Series B. University of Minnesota Saint Anthony Falls Hydraulic Laboratory.
- Dort, J.A. van., y Bos, M.G. 1974. Main drainage systems. Chapter 29. In: *Drainage Principles and Applications*. International Institute for Land Reclamation and Improvement. Publication 16, Vol. IV. Wageningen, The Netherlands, pp. 124-224.
- Engel, F.V.A.E. 1934. The Venturi flume. *The Engineer*, Vol. 158, August 3, pp. 104-107; August 10. pp. 131-133.
- Englund, F., y Hansen, E. 1967. A monograph on sediment transport in alluvial streams. Teknisk Forlag Copenhagen, Denmark.
- Fane, A.B. 1927. Report on flume experiments on Sirhing Canal. Punjab Irrigation Branch, Paper 110, Punjab Engineering Congress, Lahore, India (Pakistan) pp. 37-51, plates A - G.
- Forster, J.W., y Skrinde, R.A. 1950. Control of the hydraulic jump by sills. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 115, pp. 973-987.
- Fullerform. 1977. Fullerform Manufacturing and Welding Irrigation Supplies, Phoenix, Arizona, 17 pp.
- Granville, P.S. 1958. The frictional resistance and turbulent boundary layer of rough surfaces, Report No. 1024, David Taylor Model Basin, Washington, DC., 47pp.
- Hall, G.W. 1967. Analytic determination of the discharge characteristics of broad-crested weirs using boundary layer theory. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Paper 6607, pp. 177-190.
- Harrison, A.J.M. 1967. Boundary-layer displacement thickness on flat plates. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, No. HY4, pp. 79-91; *Closure*, Vol. 95, No. HY3, pp. 1048-1051.
- Harrison, A.J.M. 1967. The streamlined broad-crested weir. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Vol. 38, pp. 657-678.
- Henderson, F.M. 1966. *Open channel flow*. Macmillan Co., New York, 522 pp.
- ICID, 1979. Recommendation for design criteria and specifications for machine-made lined irrigation canals. Committee on Irrigation and Drainage Techniques, International Commission on Irrigation and Drainage Bulletin, Vol. 28, No. 2, pp. 43-55.
- Inglis, C.C. 1928. Notes on standing wave flumes and flume meter falls. Technical Paper 15, Bombay, India, P.W.D., 35 pp.
- Jameson, A.H. 1930. The development of the Venturi flume. *Water and Water Engineering*, March 20, pp. 105-107.
- King, H.W., y Brater, E.F. 1954. *Handbook of Hydraulics*. 5th ed. McGraw-Hill Book Co., New York, 570 pp.
- Kinghorn, F.C. 1975. Draft proposal for an ISO standard on the calculation of the uncertainty of a measurement of flowrate. Doc. No. ISO/TC 30/WG-14:24 E., International Organization for Standardization, Geneva, Switzerland.
- Knapp, F.H. 1960. *Ausfluss, Uberfall und Durchfluss im Wasserbau*. Verl. G. Braun, Karlsruhe.
- Kraijenhoff van de Leur, D.A. 1972. *Hydraulica I*. Class lecture Notes, Agricultural University, Wageningen, The Netherlands, 285-2C, 105 pp.
- Mavis, F.T., y Laushey, L.M. 1948. A reappraisal of the beginnings of bed movement-competent velocity. *Proceedings of the International Association for Hydraulic Research*, Stockholm, Sweden, pp. 213-218.
- Meijer-Peter, E., y Müller, R. 1948. Formulas for bed-load transport. *Proceedings of the Second Meeting of the International Association for Hydraulic Research*, Stockholm, Sweden, Vol. 2, No. 2., pp. 39-64.
- Moore, W.L. 1943. Energy loss at the base of a free overfall. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 108, pp. 1343-1392.
- Nagler, F.A. 1929. Discussion of 'Precise weir measurements' by E.E. Schoder and K.B. Turner. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 93, pp. 1114.

- Noegy, B.N. 1960. Tests on broad-crested weir of trapezoidal cross section. MS. thesis presented to the University of Wisconsin, Madison, Wisconsin, USA.
- Palmer, H.K., y Bowlus, F.D. 1936. Adaptions of Venturi flumes to flow measurements in conduits. Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 101, pp. 1195-1216.
- Peterka, A.J. 1964. Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators. U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Water Resources Technical Publication Engineering Monograph No. 25, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 223 pp.
- Replogle, J.A. 1970. Flow meters for water resource management. Water Resources Bulletin, Vol. 6, No. 3, pp. 345-374.
- Replogle, J.A. 1971. Critical-depth flumes for determining flow in canals and natural channels. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, Vol. 14, No. 3, pp. 428-433.
- Replogle, J.A. 1974. Tailoring critical-depth measuring flumes. In: Flow: Its Measurement and Control in Science and Industry, R.B. Dowdell, Ed., Vol. 1, Instrument Society of America, Pittsburgh, PA, pp. 123-132.
- Replogle, J.A. 1975. Critical flow flumes with complex cross section. In: Irrigation and Drainage in an Age of Competition for Resources. Specialty Conference Proceedings, American Society of Civil Engineers, Logan, Utah, Aug. 13-15, pp. 366-388.
- Replogle, J.A. 1977a. Discussion of 'Venturi flumes for circular channels' by M.H. Diskin. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 103, No. IR3, pp. 385-387.
- Replogle, J.A. 1977b. Compensating for construction errors in critical flow flumes and broad-crested weirs. In: Flow Measurement in Open Channels and Closed Conduits, L.K. Erwin, Ed., National Bureau of Standards Special Publication No. 434, Vol. 1, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, pp. 201-218.
- Replogle, J.A. 1978. Flumes and broadcrested weirs: mathematical modeling and laboratory ratings. In: Flow Measurement of Fluids, H.H. Dijkstra and E.A. Spencer, Eds., North-Holland Publishing Co., Amsterdam, The Netherlands, pp. 321-328.
- Replogle, J.A., y Bos, M.G. 1982. Flow measurement flumes: application to irrigation water management. In: Advances in Irrigation, Vol. 1, D. Hillel, Ed., Academic Press, New York, pp. 147-217.
- Replogle, J.A., y Clemmens, A.J. 1979. Broad-crested weirs for portable flow metering. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, Vol. 22, No. 6, pp. 1324-1328.
- Replogle, J.A., y Clemmens, A.J. 1980. Modified broad-crested weirs for lined canals. In: Irrigation and Drainage - Today's Challenges, Specialty Conference Proceedings, American Society of Civil Engineers, Boise, Idaho, July 23-25, pp. 463-479.
- Replogle, J.A., Clemmens, A.J., Tanis, S.W., y McDade, J.H. 1983. Performance of large measuring flumes in main canals. In: Advances in Irrigation and Drainage: Surviving External Pressures, Specialty Conference Proceedings, American Society of Civil Engineers, Jackson, Wyoming, July 20-22, pp. 530-537.
- Replogle, J.A. Reikerk, H., y Swindel, B.F. 1978. Flow metering flumes monitor water in coastal forest watershed. Water and Sewage Works Journal, Vol. 125, No. 7, pp. 64-67.
- Robertson, A.I.G.S. 1966, imprimado de nuevo, 1970. The magnitude of probable errors in water level determination at a gauging station. Water Resources Board. TN 7, Reading, England.
- Robinson, A.R. 1966. Water measurement in small irrigation channels using trapezoidal flumes. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, Vol. 9, No. 3, pp. 382-385, 388.
- Robinson, A.R. 1968. Trapezoidal flumes for measuring flow in irrigation channels. U.S. Department of Agriculture, ARS 41-141, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 15pp.
- Robinson, A.R., y Chamberlain, A.R. 1960. Trapezoidal flumes for open-channel flow measurements. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers, Vol. 3, No. 2, pp. 120-124, 128.
- Romijn, D.G. 1932. Een regelbare meetoverlaat als tertiaire aftapsluis. De Waterstaatsingenieur, Bandung, No. 9.
- Romijn, D.C. 1938. Meetsluizen ten behoeve van irrigatiewerken. Handleiding door 'De Vereniging van Waterstaats Ingenieurs in Nederlandsch Indië', 58 pp.
- Schlichting, H. 1960. Boundary Layer Theory, McGraw-Hill Book Co., New York. New York. 647 pp.
- SCS, 1977. Design of open channels. Technical Release No. 25, U.S. Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Washington, DC, 260 pp.
- Singer, J.C. 1936. Discussion on 'Adaption of Venturi flumes to flow measurement' by H.K. Palmer and F.D. Bowlus, Transactions of the American Society of Civil Engineers, Vol. 101, pp. 1229-1231.

- Smith, C.D., y Liang, W.S. 1969. Triangular broad-crested weirs. *Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 95, No. IR4, pp. 493-502; closure Vol. 97, No. IR4, 1971, pp. 637-640.
- Stevens, J.C. 1919. The accuracy of water-level recorders and indicators of the float type. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 83, pp. 894-903.
- Thomas, C.W. 1957. Common errors in measurement of irrigation water. *Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 83, No. IR2, pp. 1-24.
- U.S. Army Corps of Engineers, 1955. Drainage and erosion control-subsurface drainage facilities for air-fields. Part XIII, Chapter 2, *Engineering Manual, Military Construction*, Washington, DC, 15 pp.
- USBR, 1967. Design standards number 3 – Canals and related structures. U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, Engineering Research Center, Denver, CO. 80225, 247 pp.
- USBR, 1973. Design of small dams. 2nd ed., U.S. Department of Interior, Bureau of Reclamation, U.S. Government Printing Office, Washington, DC, 816 pp.
- Voortgezet onderzoek van registrerende waterstands meters. 1966. *Hydraulica Laboratorium, Nota No. 4*, Agricultural University, Wageningen, The Netherlands, 15 pp.
- Watts, F.J., Simson, D.B., y Richardson, E.V. 1967. Variation of α and β values in a lined open channel. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 97, No. HY6, pp. 217-234.
- Wells, E.A., y Gotaas, H.B. 1958. Design of Venturi flumes in circular conduits. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 123, pp. 749-771.
- Wenzel, H.G. 1968. A critical review of methods of measuring discharge within a sewer pipe. *Urban Water Resources Research Program, Technical Memorandum No.4*, American Society of Civil Engineers, New York, 20 pp.
- Wenzel, H.G. 1975. Meter for sewer flow measurements. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 101, No. HY1, pp. 115-133.
- Woodburn, J.G. 1930. Tests of broad-crested weirs. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 56, No. 7, pp. 1583-1612. También *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 96, 1932, pp. 387-408.

Apendice I

Lista de simbolos†

†En caso de omisión de subíndices, consúltese la relación de los mismos al final de esta lista

A	=	área de la sección normal a la corriente (sección mojada)
A*	=	área de una sección mojada imaginaria en la sección de control, suponiendo una altura de agua igual a la de la corriente en el canal de aproximación
ΔA	=	incremento de la sección mojada
a	=	aceleración centrífuga de la partícula de agua
B	=	anchura de la lámina de agua de una corriente
b	=	anchura de la solera
C	=	coeficiente de la fórmula de Chezy
C_d	=	coeficiente de gasto
C_F	=	coeficiente de resistencia del agua
$C_{F,L}$	=	coeficiente de resistencia en régimen turbulento para la distancia L
$C_{F,x}$	=	coeficiente de resistencia en régimen turbulento para la distancia L_x
$C_{f,x}$	=	coeficiente de resistencia en régimen laminar para la distancia L_x
C_u	=	coeficiente unitario para la fórmula de Manning
C_v	=	coeficiente de velocidad de aproximación
D	=	profundidad media o hidráulica
D_a	=	diámetro característico de la partícula
d	=	profundidad del canal
d	=	diámetro del tubo o del flotador
d_5	=	diámetro de los orificios de la criba que dejan pasar el 5% del peso total de la muestra
d_{15}	=	diámetro de los orificios de la criba que dejan pasar el 15% del peso total de la muestra
d_{50}	=	diámetro de los orificios de la criba que dejan pasar el 50% del peso total de la muestra
d_{85}	=	diámetro de los orificios de la criba que dejan pasar el 85% del peso total de la muestra
E	=	carga de energía total de la partícula referida a una cota arbitraria
F	=	resguardo del canal
F	=	flexibilidad de dos obras
F	=	fuerza centrífuga
F	=	fuerza de elevación
F	=	fuerza de tensión en la banda de suspensión del flotador
Fr	=	número de Froude
ΔF	=	variación de la fuerza de tensión en la banda del flotador
f	=	distancia focal de la sección de control parabólica
f	=	coeficiente de rozamiento

g	= aceleración de la gravedad
H	= altura de energía de la corriente referida al resalto del vertedero
H_b	= altura del triángulo en secciones de control de forma compleja
H_d	= altura de energía de la corriente en el canal de cola, referida al fondo del cuenco de disipación de energía
H_i	= altura de energía de la corriente en la sección de control, referida al fondo del cuenco de disipación de energía
ΔH	= pérdida de altura de energía en el aforador o vertedero
ΔH_1	= pérdida de energía por rozamiento en la parte de aguas arriba de la obra de medición
ΔH_2	= pérdida de energía en la parte de aguas abajo del medidor
ΔH_L	= pérdida de energía por rozamiento en la garganta
ΔH_a	= pérdida de energía por rozamiento entre la sección de medida limnimétrica y el comienzo del tramo convergente (L_a)
ΔH_b	= pérdida de energía por rozamiento en el tramo convergente (L_b)
ΔH_d	= pérdida de energía por rozamiento en el tramo divergente
ΔH_e	= pérdida de energía por rozamiento en una parte del canal de cola
ΔH_f	= pérdida de energía por rozamiento en la parte de aguas abajo de la obra
ΔH_k	= pérdida de energía debida a la turbulencia en la expansión de aguas abajo
h	= carga de la corriente referida al resalto del vertedero
h_s	= distancia inclinada sobre el cajero para marcar escalas limnimétricas de lectura directa
Δh	= variación a lo largo del aforador de la profundidad de la corriente referida al resalto
Δh_1	= diferencia entre los valores medido y verdadero de h_1
Δh_1	= retardo en la posición del flotador
k	= altura de carga absoluta por rugosidad del material
L	= longitud de la garganta.
L	= longitud
L_B	= longitud del cuenco de disipación de energía
L_a	= distancia de la estación de aforo al comienzo del tramo convergente
L_b	= longitud del tramo convergente
L_d	= longitud del tramo divergente
L_e	= longitud del canal de cola desde la transición hasta que recupera su sección normal (ver el Apartado 2)
L_j	= longitud del salto hidráulico
L_p	= longitud desde la garganta del aforador a la sección U en la obra de disipación de energía
L_x	= distancia a la transición entre las capas límite del régimen laminar y turbulento
ML	= límite modular
m	= masa de la partícula de fluido
m	= relación de expansión o de la transición divergente (horizontal/vertical)
n	= coeficiente de rozamiento de Manning
n	= altura del escalón o del extremo del resalto desde el fondo del disipador de energía
n_3	= altura de los bloques de amortiguación

P	= presión sobre la partícula de agua
p	= altura del resalto desde la solera del canal
Δp	= variación de la altura del resalto o de la caída de solera del canal, a través del vertedero o del aforador
Q	= caudal real o gasto
Q_i	= caudal de un fluido ideal
$Q_{o,1}$	= Q_o para la obra 1
$Q_{o,2}$	= Q_o para la obra 2
$Q_{o,3}$	= Q_o para la obra 3
$Q_{s,1}$	= Q_s para la obra 1
$Q_{s,2}$	= Q_s para la obra 2
$Q_{s,3}$	= Q_s para la obra 3
ΔQ	= volumen que pasa a través del tubo de corriente (incremento de caudal)
ΔQ	= variación del caudal
q	= gasto o caudal por unidad de anchura
R	= radio hidráulico (área mojada/perímetro mojada)
Re_L	= longitud del número de Reynolds basado en L
Re_x	= longitud del número de Reynolds basado en L_x
r	= radio: de la polea del flotador, del círculo, del tubo, de la curvatura de la línea de corriente o de la transición entre dos superficies planas
S	= sensibilidad de un dispositivo de medición
S_b	= pendiente de la solera del canal
S_f	= gradiente hidráulico
T	= capacidad de transporte de sedimentos
T	= presión horizontal en las compuertas móviles
T_f	= par resistente debido al rozamiento en el eje de la polea del flotador
t	= temperatura de la partícula de agua
t	= exponente de la ecuación carga-caudal
u	= velocidad real de la partícula de agua
ΔV	= cambio del volumen de la sección sumergida de un flotador
v	= velocidad media de la corriente
W	= peso del vertedero móvil
X	= distancia de la estación de aforo al comienzo de la garganta
X_c	= error de caudal debido a las ecuaciones o a las tablas de aforo
X_{hl}	= error en la altura de carga aguas arriba referida al resalto
X_Q	= error en la medición del caudal
Y	= parámetro de flujo para el transporte de sedimentos
y	= calado o profundidad real del agua
y_d	= profundidad de la corriente en el canal de cola referido a la solera del disipador de energía
y_{sub}	= profundidad de la corriente en régimen subcrítico
y_{super}	= profundidad de la corriente en régimen supercrítico
Z	= cota de la partícula de agua
ΔZ	= diferencia de cota entre la cresta del vertedero y la solera del disipador de energía

z	= pendiente de los cajeros del canal (relación horizontal/vertical)*
α	= coeficiente de distribución de la velocidad
γ	= relación entre los valores máximo y mínimo de los caudales que han de ser medidos con un aforador
$\delta_{hi} \rightarrow \delta_{h\infty}$	= errores aleatorios en la medida de la altura de carga
ε	= factor de velocidad relativa
ϕ	= ángulo que se forma desde el centro de un tubo a los bordes del resalto instalado en un canal circular
ξ	= coeficiente de pérdida de energía para la transición de aguas abajo
μ	= factor de ondulación
π	= pi = 3,141592...
ρ	= peso específico del agua
ρ_r	= densidad relativa
ρ_s	= densidad de los sedimentos
ν_i	= viscosidad cinemática del fluido
θ	= ángulo de abertura para los canales prismáticos
θ	= ángulo que se forma desde el centro de un canal circular a los bordes de la lámina de agua

* N.del T. En España y en otros países, contrariamente a la costumbre sajona, adoptada en este libro, la pendiente se expresa por la relación de distancias vertical/horizontal.

Subíndices

1	corresponde a la sección de medida de la carga o estación de aforo corresponde al emplazamiento 1 del tubo de corriente
2	corresponde a la sección en el canal de cola, aguas abajo de la obra corresponde al emplazamiento 2 del tubo de corriente
b	corresponde a la sección a la entrada de la contracción del aforador
c	corresponde a la sección de control, dentro de la garganta del vertedero o del aforador
d	corresponde a la sección, dentro del dissipador de energía, aguas abajo del salto hidráulico
o	corresponde a la obra de toma
s	corresponde a la obra en el canal abastecedor que continúa
u	corresponde a la sección U del dissipador de energía
min	corresponde al mínimo caudal de diseño previsto
max	corresponde al máximo caudal de diseño previsto

Indice alfabético por materias

· Aceleración centrípeta, 7.3

Aforador

- en canales de tierra, 4.1, 4.2, 4.5
- circular, fig. 7.18
- definición del, fig. 1.2
- forma de la sección de control del, tabla 1.3, fig. 7.18
- en forma de U, 7.4.5, fig. 7.18
- gama de aplicación del, 7.4.3
- de garganta larga, fig. 1.2
- parabólico, fig. 7.18
- portátil
 - diseños para su construcción, fig. 5.2
 - para canales de tierra, 5.2.1
 - tabla de aforo para el, tabla 5.2
- procedimiento de elección del, 1.3.2
- rectangular, 4.2, fig. 7.18
- relación carga-caudal del, fig. 7.18
- trapezoidal, 3.2, 4.4, fig. 7.18
- triangular, 4.5, fig. 7.18
- ventajas del, 1.1
- ver Obra hidráulica y Vertedero

Aforador de garganta larga, ver Aforador

Agua

- curva carga-caudal, fig. 1.8, fig. 1.18
- perfiles superficiales del (sobre el resalto de los vertederos), fig. 7.12
- reparto del, 1.2.5
- suministro del (a continuación), 1.2.5
- volumen del (que circula por un canal), 2.3.4

Agua de cola

- nivel del, 1.2.2
- profundidad del, 1.2.2

Arrastres

- de fondo, 1.2.6. Ver Sedimentos
- de sólidos en suspensión, 1.2.6

Balsa de almacenamiento, 6.2.1

Banda del flotador, ver Flotador

Bernoulli, ver Ecuación

Bifurcación, 1.2.5, 6.1, fig. 6.21

Bloques de disipación de energía (o amortiguadores), 8.2.3. Ver Disipador de energía

Cajeros

- rebosamiento sobre los, 1.2.5, 3.2.1
- prevención de averías en los, 8.3

Calado normal del agua en un canal, 3.2.4

Canal

de aproximación, 1.1, 3.2, 4.2

longitud del, 1.3.1

velocidad de la corriente en el, 1.2.2, 3.2.3

averías en el fondo del (prevención de), 8.3

bifurcación del, 1.2.5, 6.1, fig. 6.21. Ver Bifurcación

cajeros del (rebosamiento sobre los), 1.2.5, 3.2.1

de cola, 1.1, 4.2

curva del, 1.2.2

velocidad de la corriente en el, 1.2.2, 7.5.1

resguardo del, 3.2.1, 3.2.2

revestido, 3.1

de riego, 1.1, 1.2.3, 1.2.5

derivado, 1.2.5, 6.1

funcionamiento del sistema, 1.2.5, 6.1

gama de caudales del, 1.2.3

instalación de limnógrafo en paredes laterales del, 2.9.2

tamaños del, 3.2.1, 4.1

tipo de obra utilizada en el, 1.3.2, 3.2.3, 4.1

vertederos ajustados al, 3.2.1

en zonas llanas, 6.1, 8.1

de tierra, 4.1

salto en la solera del (aguas abajo), 3.2.3, 8.1

Características hidráulicas de un lugar, 1.3.2

Capa límite, 9.4, 9.4.1

Carga

aguas arriba referida al resalto, 1.1, 1.2.2, 2.1

formas de medida de la (aforador portátil), 1.2.8, 2.1, 5.2.1, 5.4

precisión de la medida de la, 1.2.8

altura de, 6.3, 7.3, fig. 6.7

diferencial

métodos de medida de la, 6.3

medidor de la, fig. 6.7

ecuación de la carga-caudal (o del gasto), 7.4.2, fig. 7.18. Ver Caudal

error en la lectura de la, 1.2.8, 2.8

estación de aforo de la, ver Estación de aforo

estación de medida de la, 1.1, 2.1. Ver Estación de aforo

medida de la, 2.1

método de, 1.2.8, 2.1, 2.5

elección del dispositivo de, 2.8

pérdida de, 1.2.2, 7.5, 9.7

en la obra

disponible, 1.2.2, 7.5, 9.7

necesaria, 1.2.2, 1.2.6, 3.2, 4.3, 7.5, 9.7

en el tubo de entrada, 1.2.8

piezométrica, 7.3

de presión, 7.3

relación carga-caudal (o del gasto), fig. 1.8, fig. 1.18
total, 7.3

nivel de la, 7.3

en una caída pequeña, 8.2.3

en la estación limnimétrica o sección de aforo, 7.3 fig. 7.8

en un salto grande 8.2.5

en la sección de control, 7.3, fig. 7.8

debida a la velocidad, 1.2.2, 7.3

Carga de finos, 1.2.6. Ver Sedimentos

Carga sólida total, 1.2.6. Ver Sedimentos

Caudal

coeficiente del, ver Coeficiente

de la corriente

división del, 1.2.5

error en la determinación del, 1.2.4, 7.3

lecturas directas del (vertedero móvil), 6.3

máximo, 1.2.3

medida del (precisión de la), 1.2.4

mínimo, 1.2.3

curvas de

adaptación de las, 1.2.6, 3.2.3

ajuste de las, 3.2.4

contadores totalizadores del, 2.3.4

ecuación carga-caudal (o del gasto), 7.4.2, fig. 7.18

para cualquier sección de control, fig. 7.18

general, 7.4.2

para un sección de control rectangular, 7.4.2

ejemplos de cálculo del, 7.4.6, 9.3.2, 9.6.1

error del, tabla 1.4. Ver Error

intervalo de medida del, 1.2.3

máximo (límites del), 3.2.1

medida del, 1.2.1

obras para la medición del, 1.3.2. Ver Obra hidráulica

real (cálculo del), 9.6.1

regulación del, 1.2.1

relación de, 1.2.3

relación carga-caudal, fig. 7.18

de retorno (control del), 4.5

tabla de aforo del, ver Tabla de aforo

ver Flujo; Régimen

Cinta del flotador, ver Flotador

Coeficiente

de caudal, 1.2.3, 1.2.8, 7.4.3, 9.3

definición del, 7.4.2

error del, tabla 1.4

valores del, 7.4.3

de distribución de velocidad, 7.3, 9.5

- de pérdida de carga, 7.5.1, fig. 7.21, 9.7
- de rozamiento, 6.7.1
- de velocidad de entrada, 7.4.2, 7.4.4, 7.4.6
- Colocación del cero, 2.9
 - equipo para la (en un canal vacío), 2.9.1
 - error en la, 1.2.8. Ver Error
 - índice para la, 6.3
 - en un limnógrafo, ver Limnógrafo
 - procedimiento de, 2.9, 5.2.1, 5.3.2, 6.3
- Compuerta, 6.2.1
 - borde de las guías de la, 6.6
 - de fondo, 6.2.1
 - superior, 6.2.1
 - de un vertedero móvil, 6.6
- Construcción
 - de aforadores (con contracción), 4.5
 - de aforadores portátiles, fig. 5.2
 - errores relacionados con la, ver Error
 - de vertederos
 - en canales revestidos, 3.3.1, 3.3.4
 - en canales sin revestir, 4.2, 4.4
 - de vertederos portátiles, fig. 5.8
- Contracción, ver Garganta
- Control del nivel a distancia, 6.7.1
- Corriente
 - cómo evitar la partición de la, 8.2.5
 - ver Caudal; Flujo; Régimen
- Cuenco amortiguador, 8.1. Ver Disipador de energía
- Curva
 - profundidad-caudal, 1.2.6, tabla 3.3
 - de tamizado, ver Tamiz
- Densidad del fluido, 7.3
- Derivación, 1.2.5, 6.1, fig. 6.21. Ver Toma
- Desbordamiento, ver Rebosamiento
- Diámetro
 - del flotador, 2.5.3, tabla 2.2. Ver Flotador
 - de la varilla, 5.2.1. Ver Varilla
- Dique, ver Cajeros
- Disipador de energía, 8.2
 - cuenco, 8.1
 - con bloques amortiguadores, 8.2.3
 - escalón final del, 8.2.1
 - longitud del, 8.2.1, 8.2.3, 8.2.6
 - nivel del fondo del, 8.2.1
 - trazado del, 8.2.1
 - cuenco tipo III del USBR, 8.2.7
 - elección del, 8.1, 8.2.7

salto inclinado (o rápido), 8.2.5, 8.2.6

salto vertical, 8.2.1

Disposición de las guías, 6.6. Ver Vertedero móvil

Ecuación

de Bernoulli, 7.3, 7.4.1, 9.3.1

de capacidad de transporte de sedimentos, 1.2.6

de carga-caudal (o del gasto), 7.4

para cualquier sección de control, 7.4.5

general, 7.4.1

para una sección de control rectangular, 7.4.2

de continuidad, 7.2, 7.4.1, 9.3.1

del flujo ideal, 9.3.1

de la fuerza elevadora, 6.7.1

del límite modular, 7.5.1, 9.7

de Manning, 1.2.2, 3.2.4, 7.5.1

del número de Froude, 1.3.1, 3.2.1

Elección

del disipador de energía, 8.1, 8.2.8

del dispositivo de medida, 1.3.2

del dispositivo de medida de carga, 2.8

del lugar de medida, 1.3.1, tabla 1.5

del mecanismo elevador, 6.7.1

de la obra de aforo, 1.3, fig. 1.22

procedimiento de (vertedero/aforador), fig. 1.22

Elevador

de gato, 6.7.2

de piñón y cremallera, 6.7.2

por volante manual, 6.7.2

ver Vertedero móvil

Empedrado:

mezcla del, 8.3.1

permeabilidad al agua del, 8.3.2

protección del, 8.3

por evitación de deterioro, 8.3.2

por el tamaño de las piedras, 8.3.1

Encachado, ver Empedrado

Energía

cinética, 7.3, 7.5.1

conversión de la (en la transición de salida), 7.5.1

disipación de la, 8.1

por turbulencia, 8.2.3

por turbulencia y rozamiento, 8.2.5

potencial, 7.3

Error

aleatorio, 1.2.8, 2.8

del caudal de la corriente, 1.2.4

del coeficiente de caudal, 1.2.8, 7.4.3

- de colocación del cero, 1.2.8
- combinación de, 1.2.8
- control del (en vertederos en pared gruesa), 3.2
- por equivocación, 1.2.8
- fuentes de, 1.2.8
- en la lectura de la altura de carga, 1.2.8
- en la medida de la carga, 1.2.8, tabla 2.2, 2.9.2
- de nivelación
 - de la garganta, 1.2.8
 - del resalto, 1.2.8
- admisible en obras en canales de tierra, 4.3.1
- del registro del nivel de agua, 2.3.1, 2.3.3, 2.4
- relacionado con la construcción, 1.2.8
- por retardo en el pozo amortiguador, 1.2.8
- sistemático, 1.2.8, 2.4, 2.8
- Escala, 6.3
 - en centímetros, 6.3
 - colgante (o suspendida) (colocación del cero), 6.3
 - en litros, 6.3
 - longitud de la, 6.3
- Escala limnimétrica, 2.2, 2.5.2, tabla 2.2
 - colocación de la (procedimiento), 2.9.2
 - lecturas de la (error en), tabla 2.2
 - móvil, 6.3.2
 - soporte de la, 2.2
- Estación de aforo (o limnimétrica), 1.1, 1.2.2, fig. 7.2, fig. 7.8
 - emplazamiento de la, fig. 2.1
 - nivel de carga en la, fig. 7.8
- Estrechamiento, ver Garganta
- Exactitud, ver Precisión
- Exigencias hidráulicas, 1.2, 1.3.2
- Expansión, ver Transición
- Filtro
 - construcción del, 8.3.4
 - graduación del, 8.3.2
 - impedir la obturación del, 8.3.2
 - juntas del (con la obra), 8.3.4
 - material del, 8.3.2, 8.3.4
- Flexibilidad, 1.2.5. Ver Bifurcación
- Flotador, 2.3, 2.5
 - cinta (o banda) del
 - calibrado de la, 2.3.3
 - fuerza tensora en la, 2.4
 - diámetro del, 2.4
 - limnógrafo accionado por, 2.3.3. Ver Limnógrafo
 - retraso del, 2.4
- Flúido

- constante, 7.2
- ideal
 - ecuación del, 9.3.1
 - ejemplo de cálculo del, 9.3.2
 - procedimiento de cálculo del, 9.3.1
- modelo del, 7.3
- ver Caudal; Régimen
- Fórmula, ver Ecuación
- Formulario para la descripción hidráulica de un lugar, tabla 1.5
- Froude, ver Número de Froude
- Fuerza
 - centrípeta, fig. 7.5
 - elevadora (para vertederos móviles), 6.7.1
 - tensora (en la cinta del flotador), fig. 2.7
- Gama
 - de caudales a medir, 1.2.3
 - de la relación carga-longitud de la garganta, 7.4.3, 9.4.3
- Garganta
 - longitud de la, 7.4.3
 - nivelación de la (error de), 1.2.8
- Gasto, ver Caudal
- Indice
 - aguja indicadora del (en la cinta calibrada), 2.3.3
 - establecimiento del cero del (escala suspendida), 6.3.4
- Instrumentos
 - cubierta de, 2.6
 - garita de, 2.6
 - ver Limnógrafo
- Juntas
 - entre el filtro y el canal sin recubrir, 8.3.4
 - entre la obra y el filtro, 8.3.4
 - en vertederos
 - de caída libre (o de salto), 6.6
 - con compuerta de fondo, 6.6
- Límite modular, 1.2.2, 3.2, 7.5.1, 9.2.3
 - ejemplo de cálculo del, 4.3.3, 9.7
 - evitar sobrepasarlo, 3.2, 4.3
 - máximo, 7.5.1
 - mínimo, tabla 1.2
 - procedimiento de estimación del, 7.5.2, 9.6.2
- Limnógrafo
 - accionado por un flotador, 2.3.3, 2.5, tabla 2.2
 - evitación de error sistemático en el, 2.4
 - automático, 2.3, 6.3
 - ventajas del, 2.3
 - de burbujeo, 2.3.2, tabla 2.2
 - de cámara flexible, 2.3.1, tabla 2.2

- de carga diferencial (automático), 6.3
- cinta
 - calibrada del flotador, 2.3.3, 2.9.1
 - índice de señalización de la, 2.3.3
- error del (en la medida de la carga), 1.2.4, 1.2.8
- garita protectora del, 2.6
- calibración del, 2.9
 - en un canal en funcionamiento, 2.9.1
 - en un canal en seco, 2.9.1
 - en un tramo de canal embalsado, 2.9.1
- polea del, 6.3
 - altura de la, 6.3
 - diámetro de la, 6.3
- de presión, 2.3.1
 - para registros temporales, 2.3.1
- rozamientos internos del, 2.4
- totalizador de volumen, 2.3.4, tabla 2.2
- Limnómetro**
 - en el canal de aproximación, 6.3
 - emplazamiento del, 2.9
 - escala del, ver Escala limnimétrica
 - inclinado, 2.2
 - instalación del (sobre el cajero), 2.9.2
 - instalado en el cajero del canal, 2.2
 - de lectura directa, 2.2
 - de lectura lineal, 2.2
 - en el pozo amortiguador, 6.3
 - de presión, 2.3.1
 - procedimiento de ajuste del, 1.2.8, 2.9.1
 - de punzón (o de aguja), 1.2.8, fig. 5.7
 - cero del, 5.3.2
- Línea de corriente**, 7.2
 - curvatura de la, 7.3
- Manning**, ver Ecuación
- Mecanismo elevador**, 6.7.1
 - elección del, 6.7.1
 - manual, 6.7.2
 - ver Vertedero móvil
- Medida**
 - de la carga, 2.1. Ver Carga
 - del caudal (frecuencia), 1.2.1, 2.1, 2.8
 - en canales revestidos, 3.2
 - en canales sin revestir, 4.1
 - precisión de la, 1.2.8, 7.4.3, 9.6.2
 - estación de, 1.1, 2.1
 - lugar de, 1.3.1
 - temporal, 5.1

- Modelo matemático de la relación carga-caudal, 9.1
- Nivel del agua, 1.1, 2.5
 - en la sección de aforo, 2.1
 - error en el registro del, 1.2.8, 2.5
 - medida del, 2.1
 - registrador del, 2.3. Ver Limnígrafo
 - ver Carga
- Nivel piezométrico, 7.3, 7.3
 - registro del, 2.5
- Número de Froude, 1.3.1, 3.2.1, 3.2.1, 8.1, tabla 9.2
 - del dissipador de energía, 8.1
 - limitación del, fig. 3.3
- Número de Reynolds, 9.4.1
- Obra hidráulica
 - de medida
 - en canales de tierra
 - altura del resalto de la, 4.3.1
 - criterios de diseño de la, 4.3.1
 - dimensiones de la, 4.2
 - errores tolerables en, 4.3.1
 - de garganta trapezoidal, 4.4
 - de garganta triangular (construcción de la) 4.5
 - partes fundamentales de la, 4.2
 - procedimiento de diseño de la, 4.3.1
 - de sección de control rectangular, 4.3
 - elección de la, 1.3
 - emplazamiento más conveniente para la, 1.3.1
 - flexibilidad de la, 1.2.5
 - funciones de la, 1.2.1
 - lo que se le pide a, 1.2
 - móvil, 6.1. Ver Vertedero; Vertedero móvil
 - movimientos de sedimentos en la, 3.2.3, 3.2.3
 - permanente, 1.2.1
 - portátil, 5.1
 - en canales revestidos de hormigón, 5.3.1
 - en canales de tierra, 5.2.1
 - conveniencia de la, 5.1
 - en surcos, 5.1
 - rebosamiento sobre, 1.2.5, 3.2.1
 - rectangular (en canales revestidos), 3.3.4
 - sensibilidad de la, 1.2.4
 - sumersión de la (comprobación de), 1.2.2
 - de protección
 - capas estabilizadoras de la, 8.3.2
 - permeabilidad al agua de la, 8.3.2
 - ver Tamiz
 - de salto, 8.1

- altura de la, fig. 8.1
- inclinado (caída inclinada), 8.2.5
- vertical, 8.2.1
- ver Disipador de energía
- Pérdida de energía, 7.3, 7.4.3**
 - aguas arriba de la sección de control, 7.5.1, 7.5.1
 - coeficiente de, 7.5.1
 - en las diferentes partes de la obra, 7.5.1
 - en la expansión de salida, 7.5.1, 7.5.1, 9.7
 - por rozamiento, 7.3, 7.4.3, 9.4
 - por turbulencia, 7.3, 7.4.3, 7.5.1, tabla 9.4
- Pilas, 6.2.1**
 - intermedias, 1.2.7, 6.2.1
- Pocillo (o pozo) amortiguador, 1.2.8, 2.5, tabla 2.2**
 - anchura del, 2.5
 - área de la sección transversal del, 2.5
 - cazoleta del, 2.9.1, 5.3.2
 - ejemplo de, fig. 2.8
 - error por retardo del, 1.2.8
 - estanco (sin filtraciones) del, 2.5
 - fondo del, 2.5
 - limnómetro del, 2.5. Ver Limnómetro
 - longitud del, 2.5
 - motivos para trasladarlo, 5.2.1
 - nivel de cimentación del, 2.5
 - objetivo de su uso, 2.5
 - para escala limnimétrica, 2.2
 - para limnógrafo de flotador, 2.3.3
 - para varilla limnimétrica, 2.5, 5.2.1
 - protección del (contra heladas), 2.7
 - puerta de acceso del, 2.5
 - tubo de entrada, 2.5
- Pozo medidor, ver Pocillo amortiguador**
- Precisión, 1.2.8. Ver Error**
- Presión**
 - cámara flexible de, 2.3.1
 - carga de, 7.3
 - distribución de la
 - en la curvatura de la línea de corriente, fig. 7.6
 - hidrostática, 7.3
 - llave de (instalación de la), 2.5
 - manómetro de, 2.3.1
 - registrador de (de funcionamiento temporal), 2.3.1
- Profundidad**
 - crítica, 7.4.1, fig.18
 - para una sección de control circular, fig. 7.18, tabla 7.2
 - para una sección de control trapezoidal, tabla 7.1

- normal, fig.3.7
- Programa de ordenador (relación de condiciones-caudal)
 - advertencias del, 9.2.2, tabla 9.2
 - detalles del, 9.2.4
 - entradas del, 9.2.1
 - listado del, 9.8
 - salidas del, 9.2.3, tabla 9.3
- Protección
 - contra heladas, 2.7
 - contra deterioro de márgenes, 8.3
 - empedrado de, 8.3
- Rápido, ver Salto
- Rebosamiento, 1.2.5, 3.2.1
- Régimen
 - crítico, 7.4.1
 - modular, 1.2.2, 7.4.1, 7.5.2
 - mantenimiento del, 1.2.2, 1.2.6, 7.5.1, 9.7
 - pérdida de carga necesaria para, 1.2.2, 1.2.6, 7.5.1, 9.7
 - subcrítico, 7.4.1
 - supercrítico, 7.4.1
 - ver Caudal; Flujo
- Registrador de la altura del nivel del agua, 2.3. Ver Limnógrafo
- Regulación del caudal, 1.1, tabla 3.1. Ver Caudal
- Relación
 - de expansión, tabla 1.2, fig. 7.21
 - de sumersión, fig. 1.8
 - de superficies, 7.4.4
- Resalto
 - altura del (afectada por), 3.2.4
 - altura del, 1.2.2
 - en un canal de tierra, 4.3.1
 - carga de referencia del, 1.1, 2.8
 - aguas arriba, 1.1
 - error de lectura de la, tabla 2.2
 - situación de la, fig. 1.7
 - nivel de referencia del, 2.1
 - nivelación del (error de), 1.2.8
- Resguardo
 - del canal, 3.2.2
 - en canales no revestidos, 4.3.1
 - necesidades de, 3.2.2
- Reynolds, ver Número de Reynolds
- Rozamiento
 - interno (registrador del), 2.4
 - pérdidas de carga por, 7.3, 7.4.3, 9.4
- Rugosidad
 - absoluta de los materiales de construcción, 9.4.2

- coeficiente de Manning, 3.2.4, tabla 9.4
- Salto
 - hidráulico, 8.1
 - estable, 8.2.2
 - longitud del, 8.2.1
 - relaciones adimensionales del, tabla 8.1
 - inclinado (o rápido), 8.2.5
 - simple, 8.2.1
 - vertical, 8.2.1
 - ver Disipador de energía
- Sección de aforo, ver Estación de aforo
- Sección de control, 1.1, 1.2.2, 2.1, 7.3, 7.4.4
 - altura de carga de la, fig. 7.8
 - forma de la, tabla 1.3, 3.2, 3.3.4, 4.1, fig. 7.18
 - longitud de la, 1.2.2, 3.2.3, 4.3, 5.2.1, 5.3.1, 6.2.2, 7.4.3, 9.4.1
 - profundidad crítica para la, 7.4.5, fig. 7.18
- Sedimentación, 1.2.6
- Sedimentos
 - cantidad de
 - carga de finos, 1.2.6
 - en el lecho, 1.2.6
 - en suspensión, 1.2.6
 - total, 1.2.6
 - capacidad de transporte de (ecuación de), 1.2.6
 - deposición de (evitación de), 1.2.6
 - eliminación/evacuación de:
 - aptitud de, 1.2.6
 - capacidad de, 1.2.6
 - origen de, 1.2.6
- Sensibilidad de la obra, 1.2.4, 1.2.5. Ver Obra hidráulica
- Sonda de burbujeo, 2.3.2
- Soporte de la escala limnimétrica, 2.9.2. Ver Escala limnimétrica
- Sumersión
 - obras en (comprobación de), 1.2.2
 - relación de, 1.2.2, 3.2, 9.2.3
 - ver Límite modular; Régimen
- Surcos
 - medida del caudal en, 5.2.1
- Tabla de aforo (o de gasto)
 - ajustes de la, 7.4.7
 - errores de la, tabla 1.4
 - precisión de la, 1.2.4, 9.6.2
 - para aforadores
 - en canales sin revestir, 4.4
 - portátiles, 5.2.1
 - para vertederos
 - en canales revestidos, tabla 3.1

en canales sin revestir, 4.3

móviles, 6.1

portátiles, 5.3.1

Tamiz

apertura (diámetro) del, 8.3.2

curva de, 8.3.3

ejemplo de ajuste de la, 8.3.3

Toma 1.2.4, 6.1, fig. 6.21. Ver Derivación

Totalizador de volumen, 2.3.4, tabla 2.2. Ver Limnógrafo; Caudal

Transición

convergente, 1.1, 9.4.1

divergente, 1.1

de salida, 1.1, 1.2.2, 7.5.1

conversión de energía en la, 7.5.1, 9.7

longitud de la, 7.5.1, 7.5.1

relación de expansión recomendada para la, 1.2.2, 7.5.1

truncada, 1.2.2, 7.5.1

Tubo

de corriente, 7.2

de entrada, ver Pocillo amortiguador

foso para el (en el pocillo limnimétrico), 2.5

sensor (vertedero móvil), 5.3.1

Umbral, ver Resalto

Varilla, 1.2.8, 2.5, tabla 2.2, 5.2.1

Velocidad

de aproximación, 7.4.2, 7.4.4

variación de la, 6.5

carga de, 1.2.2, 7.3

coeficiente de, ver Coeficiente

de la corriente

del agua de cola, 1.2.2

en el canal de aproximación, 1.2.2

ver Flúido

distribución de la, ver Coeficiente

media, 7.2

perfil de, fig. 7.7, 9.5

Ventajas

del aforador, 1.1

del limnógrafo automático, 2.3

del vertedero, 1.1

del vertedero en pared gruesa, 3.2

del vertedero móvil, 6.1

Vertedero

en canales de tierra

dimensiones del, 4.2

de forma optativa, 4.1

partes fundamentales del, 4.2

- tabla de aforo para el, 4.3
- condiciones de manejo del, 6.5
- construido 'in situ', 3.3.1
- definición del, 1.1
- elección del (para canales revestidos), 3.2.3
- gama de aplicaciones del, 7.4.3, 9.4.3
- grande (construcción del), 3.4
- lateral, 1.2.5
- longitud del resalto del, tabla 1.4, 3.2.3, 4.3, 7.4.3, 9.4.3
- metálico de uso temporal, 3.3.3
- móvil, 6.1
 - de activación automática, 6.7.2
 - anchura practicable del, 6.4
 - de compuerta, adosado a un salto de agua, 6.2.1, 6.2.2
 - desplazamiento limitado del, 6.2.2, 6.6
 - dimensiones del, 6.4
 - diseño del, 6.3
 - de doble compuerta (con compuerta de fondo), 6.2.1
 - operación del, 6.7.1
 - tabla de aforo para el, 6.5
 - ventajas del, 6.1
- en pared gruesa, 1.1
 - ventajas del, 3.2
- portátil
 - en canales revestidos, 5.3.1
 - diseños para su construcción, fig. 5.2, fig. 5.8
 - dispositivo para la lectura de carga en el, 5.2.1, 5.3.2, 5.4
 - instalación del, 5.2.1, 5.3.2
 - tabla de aforo para el, tabla 5.2, tabla 5.3
 - utilización del, 5.2.1, 5.3.2, 5.4
- prefabricado de hormigón, 3.3.2
- procedimiento de elección del, 1.3.2
- regulación del, 1.2.1
- tamaños opcionales del, tabla 3.1
- teoría del, 7.2, 7.4.1, 9.3
 - ecuaciones de carga-caudal, 7.4, fig. 7.18
- trapezoidal, 3.1
 - construcción del, 3.3.1, 3.4, 4.4
 - control de errores en el, 3.2
 - elección del, 3.2.3
 - tabla de aforo para el, tabla 3.2, 3.4
 - ventajas del, 1.1
- ver Aforador; Obra hidráulica
- Vertedero móvil, 6.1
 - de compuerta en un salto de agua, 6.2.2
 - de doble compuerta, 6.2.1
 - disposición de las guías del, 6.6

con elevador de piñón y cremallera, 6.7.2

con gato elevador, 6.7.2

con volante manual elevador, 6.7.2

Vertedero en pared gruesa, 1.1. Ver Vertedero



Currently available ILRI publications

No.	Publications	Author	ISBN No.
11	Reclamation of salt-affected soils in Iraq.	P. J. Dieleman (ed.)	-
14	Irrigation requirements for double cropping of low-land rice in Malaya.	G. A. W. van de Goor and G. Zijlstra	90 70260 840
15	Planning of service centres in rural areas of developing countries.	D. B. W. M. van Dusseldorp	-
16	Drainage principles and applications (in 4 volumes)	-	90 70260 123, -131, -62 X and -63 8
16 ^S	Principos y aplicaciones del drenaje (en 4 volúmenes).	-	-
17	Land evaluation for rural purposes.	R. Brinkman and A. J. Smyth	90 70260 859
19	On irrigation efficiencies.	M. G. Bos and J. Nugteren	90 70260 875
20	Discharge measurements structures.	M. G. Bos	-
21	Optimum use of water resources.	N. A. de Ridder and A. Erez	-
22	A framework for land evaluation.	R. Brinkman and A. Young	-
23	Land evaluation for agricultural development.	K. J. Beek	-
24	Drainage and reclamation of salt-affected soils.	J. Martínez Beltrán	-
25	Proceedings of the International Drainage Workshop.	J. Wesseling (ed.)	90 70260 549
26	Framework for regional planning in developing countries.	J. M. van Staveren and D. B. W. M. van Dusseldorp	90 70260 832
27	Land reclamation and water management.		90 70260 689
29	Numerical modelling of groundwater basins: A user-oriented manual.	J. Boonstra and N. A. de Ridder	90 70260 697
30	Proceedings of the Symposium on Peat Lands Below Sea Level.	H. de Bakker and M. W. van den Berg	90 70260 700
31	Proceedings of the Bangkok Symposium on Acid Sulphate Soils.	H. Dost and N. Breeman (eds.)	90 70260 719
32	Monitoring and evaluation of agricultural change.	Josette Murphy and Leendert H. Sprey	90 70260 743
33	Introduction to farm surveys.	Josette Murphy and Leendert H. Sprey	90 70260 735
34	Evaluation permanente du développement agricole.	Josette Murphy and Leendert H. Sprey	90 70260 891
35	Introduction aux enquêtes agricoles en Afrique	Josette Murphy and Leendert H. Sprey	90 70260 956
36	Proceedings of the International Workshop on Land Evaluation for Extensive Grazing (LEEG).	W. Siderius (ed.)	90 70260 948
37	Proceedings of the ISSS Symposium on 'Water and solute movement in heavy clay soils'.	J. Bouma, P. A. C. Raats (ed.)	90 72060 972
38	Aforadores de caudal para canales abiertos.	M. G. Bos, J. A. Replogle and A. J. Clemmens	90 70260 921
39	Acid Sulphate Soils: A baseline for research and development.	D. Dent	90 70260 980
40	Land evaluation for land-use planning and conservation in sloping areas.	W. Siderius (ed.)	90 70260 999
No.	Bulletins		
1	The auger hole method.	W. F. van Beers	90 70260 816
4	On the calcium carbonate content of young marine sediments.	B. Verhoeven	-
6	Mud transport studies in coastal water from the Western Scheldt to the Danish frontier.	A. J. de Groot	-

No.	Bulletins	Author	ISBN No.
8	Some nomographs for the calculation of drain spacings.	W. F. J. van Beers	-
9	The Managil South-Western Extension: An extension to the Gezira Scheme.	D. J. Shaw	-
10	A viscous fluid model for demonstration of groundwater flow to parallel drains.	F. Homma	90 70260 824
11	Analysis and evaluation of pumping test data.	G. P. Kruseman and N. A. de Ridder	90 70260 808
11 ^S	Análisis y evaluación de los datos de ensayos por bombeo.	G. P. Kruseman and N. A. de Ridder	-
11 ^F	Interprétation et discussion des pompages d'essai.	G. P. Kruseman and N. A. de Ridder	-
12	Gypsiferous Soils.	J. G. van Alphen and F. de los Rios Romero	-
13	Groundwater hydraulics of extensive aquifers.	J. H. Edelman	90 70260 794
No. Bibliographies			
7	Agricultural extension in developing countries.	C. A. de Vries	-
8	Bibliography on cotton irrigation.	C. J. Brouwer and L. F. Abell	-
9	Annotated bibliography on surface irrigation methods.	S. Raadsma, G. Schrale	-
10	Soil Survey interpretation.	R. H. Brook	-
13	Abstract journals on irrigation, drainage and water resources engineering.	L. F. Abell	-
18	Drainage: An annotated guide to books and journals.	G. Naber	90 70260 93 X
Other publications			
	Papers International Symposium		90 70260 751
	Polders of the World (3 volumes).		76 X and -778
	Final Report Symposium Polders of the World.	-	-