

1/10/77

# 00483/77

INSTITUTO COLOMBIANO AGROPECUARIO

SECRETARIA

DE BOGOTÁ

INSTITUTO COLOMBIANO AGROPECUARIO  
SUBGERENCIA DE INVESTIGACION  
DIVISION DE INGENIERIA AGRICOLA  
PROGRAMA DE RECURSOS DE AGUA Y TIERRA

CURSO DE RIEGO Y DRENAJE

ESTRUCTURAS HIDRAULICAS PARA RIEGO

POR: CARLOS RODRIGUEZ A.

Tibaitatá, Mayo de 1977

## INTRODUCCION

El uso eficiente del agua en las diversas actividades en las cuales ésta se utiliza (acueductos, generación de energía, recreación, riego, etc.) debe ser una preocupación constante, tanto de los usuarios mismos como de los responsables de su planificación y manejo. Este aspecto tiene cada día más importancia debido principalmente a las demandas crecientes por este recurso natural. Específicamente, en lo relacionado con su uso en la agricultura la importancia radica en la necesidad de lograr adecuados niveles de producción y productividad tanto agrícolas como pecuaria.

Cuando se dispone de una cantidad suficiente de agua, junto con condiciones adecuadas de suelo y un buen manejo, el riego de los cultivos debe asegurar altos rendimientos por unidad de área irrigada. Sin embargo, si el agua es costosa o deficiente en cantidad, el riego debe garantizar las mejores producciones posibles por unidad de agua, en combinación con una juiciosa selección de prácticas agronómicas y de manejo. En ambos casos, el éxito de la práctica del riego depende considerablemente del óptimo funcionamiento de los sistemas de conducción, de regulación, de medida y de protección utilizados, lo cual se logra con base en una buena planeación, diseño y construcción y operación de los mismos. Los factores que gobiernan el diseño y posterior construcción y operación de los sistemas de riego son el recurso de agua disponible, los métodos de entrega de agua a los agricultores y el método seleccionado para la aplicación del agua a los cultivos.

Puede afirmarse que en general se presta demasiada atención al diseño y

selección de estructuras hidráulicas de grandes proporciones por considerar que el costo de las obras pequeñas no amerita la destinación de mayores recursos para su diseño y construcción. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que más del 90% de las estructuras de los distritos riego son pequeñas, i.e. menores de  $2.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$  y que el objetivo final de las mismas es el de aplicar el agua en las fincas de los agricultores. Por lo anterior, es evidente la atención que debe prestarse a las estructuras hidráulicas pequeñas.

El material que aquí se presenta ha sido preparado con el fin de: 1) enunciar de una manera breve los conceptos fundamentales que controlan el diseño y selección de las estructuras hidráulicas; 2) clasificar y describir los diversos tipos de estructuras fundamentales para una adecuada y eficiente utilización del agua de riego en las fincas de los agricultores; y, 3) recopilar, en una forma condensada, parte de un material muy extenso el cual generalmente se presenta en un gran número de textos y publicaciones, muchas veces de difícil adquisición.

Vale la pena aclarar que no se pretende en ningún caso que este material sea la guía absoluta para la selección y utilización de estructuras pero sí ha sido recopilado con la intención de motivar lo suficientemente a los profesionales de asistencia técnica, sobre la necesidad de considerar estos aspectos para beneficio de sus clientes y del desarrollo agropecuario del país.

## REQUERIMIENTOS GENERALES Y CONSIDERACIONES DE DISEÑO

El sistema de riego de una finca debe entenderse como el conjunto de elementos físicos y aspectos organizativos tales que permiten el suministro oportuno de agua para el riego de los cultivos. El sistema en su aspecto físico, consiste básicamente de tres partes: La "entrega" de agua propiamente dicha y la cual hace referencia a la conducción y control del agua desde la fuente de suministro hasta el campo o lugar del riego; la aplicación y distribución del agua en el lote; la recolección de excedentes del riego para posterior utilización o para evacuación final del área de la finca.

### A. Clasificación de las estructuras

La conducción y el control del agua se logran mediante un variado tipo de estructuras hidráulicas las cuales en términos generales pueden clasificarse como:

#### A.1 Estructuras de conducción

A parte de los canales propiamente dichos, se requieren por razones de topografía estructuras en los canales para conducir el agua. Estas son:

1. Estructuras para el cruce de carretables y canales: sifones invertidos, alcantarillas.
2. Acaquias o acueductos para conducir el agua a lo largo de terrenos montañosos.
3. Estructuras de caída para obtener cambios de nivel de agua en los canales.

## A.2 Estructuras reguladoras o de control

El riego es sinónimo de "flujo artificial controlado" de la fuente de agua al cultivo.

Debido a que el propósito fundamental del riego es suministrar oportunamente el agua requerida por los cultivos para su crecimiento, un sistema de riego implica la capacidad para "controlar" la descarga de cada uno de los canales en el momento en el cual el canal debe satisfacer la demanda de los lotes que este sirva. Entre las estructuras reguladoras y de control se encuentran:

1. Estructuras derivadoras y diques en una quebrada, o compuertas en un canal grande.
2. Cajas divisorias de flujo para regular el caudal en las diferentes direcciones.
3. Líques, compuertas u obstrucciones con el fin de elevar el nivel de agua en el canal por sobre el nivel normal, aumentando así su capacidad por encima de la de diseño.

## A.3 Estructuras de medida

Las estructuras de medida son fundamentales con el fin de lograr una distribución equitativa del agua para los diferentes usuarios y evitar el desperdicio de agua. Entre este tipo de estructuras figuran:

1. Los vertederos y cajas derivadoras de vertedero
2. Los medidores tipo Parshall y Parshall modificado
3. Orificios de cabeza constante.

A.4 Estructuras de protección

Estas son necesarias para, proteger externamente el canal de posibles daños debido a la entrada de flujo de escorrentía superficial y para, proteger internamente el mismo por excesos de flujo ocasionados por escorrentía superficial o errores en la operación del sistema. También son requeridas para el control de la erosión en los mismos. Bajo esta categoría se encuentran:

1. Vertederos con compuerta, de sifón y laterales
2. Disipadores de energía: caídas verticales e inclinadas
3. Transiciones.

Vale la pena mencionar que la clasificación anterior en ningún caso es absoluta por cuanto algunas podrían ser clasificadas bajo una diferente categoría. Por ejemplo, los disipadores de energía podrían ser incluidos bajo las estructuras de control y/o de conducción por ser estas parte integral del objetivo de transportar el agua a lo largo de un canal, igual cosa podría decirse de las transiciones en los canales.

B. Consideraciones de diseño

Los varios tipos de estructuras anteriormente mencionadas deben cumplir ciertas condiciones de diseño que las hagan apropiadas, desde todo punto de vista, para el propósito que fueron seleccionadas.

El diseño de una estructura para fines de riego y drenaje debe contemplar aspectos hidráulicos, estructurales y de estabilidad sobre cada uno de los cuales se hace referencia en los párrafos siguientes.

### B.1 Diseño hidráulico

El diseño hidráulico debe suministrar: una adecuada capacidad de descarga con el fin de permitir un flujo de agua a profundidades normales, un borde libre suficiente que permita cierta capacidad adicional para el flujo de caudales superiores a los de diseño en caso de emergencia o de mala operación; y, un dimensionamiento tal que permita la disipación de los excesos de energía con un mínimo de turbulencia.

La Figura No.1 muestra claramente las diferencias entre las dos clases de flujo de agua en estructuras hidráulicas para riego y drenaje: flujo forzado en el caso de tuberías y flujo libre o abierto en canales.

La diferencia fundamental es que en el flujo forzado no hay influencia directa de la presión atmosférica y no existe una superficie libre; en el flujo en canales o flujo abierto, hay una superficie libre sujeta a la presión atmosférica.

La energía total en el flujo de una sección con relación a un nivel de referencia, es igual a la suma de las cabezas de posición  $z$ , la cabeza de presión  $y = p/\gamma$ , y la cabeza de velocidad  $v^2/2g$ . La pérdida de energía ocasionada cuando el agua fluye de la sección 1 a la sección 2, es  $h_f$ . De acuerdo con la información de la Figura No.1 es posible establecer la siguiente igualdad entre los valores de energía de las secciones 1 y 2:

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (1)$$

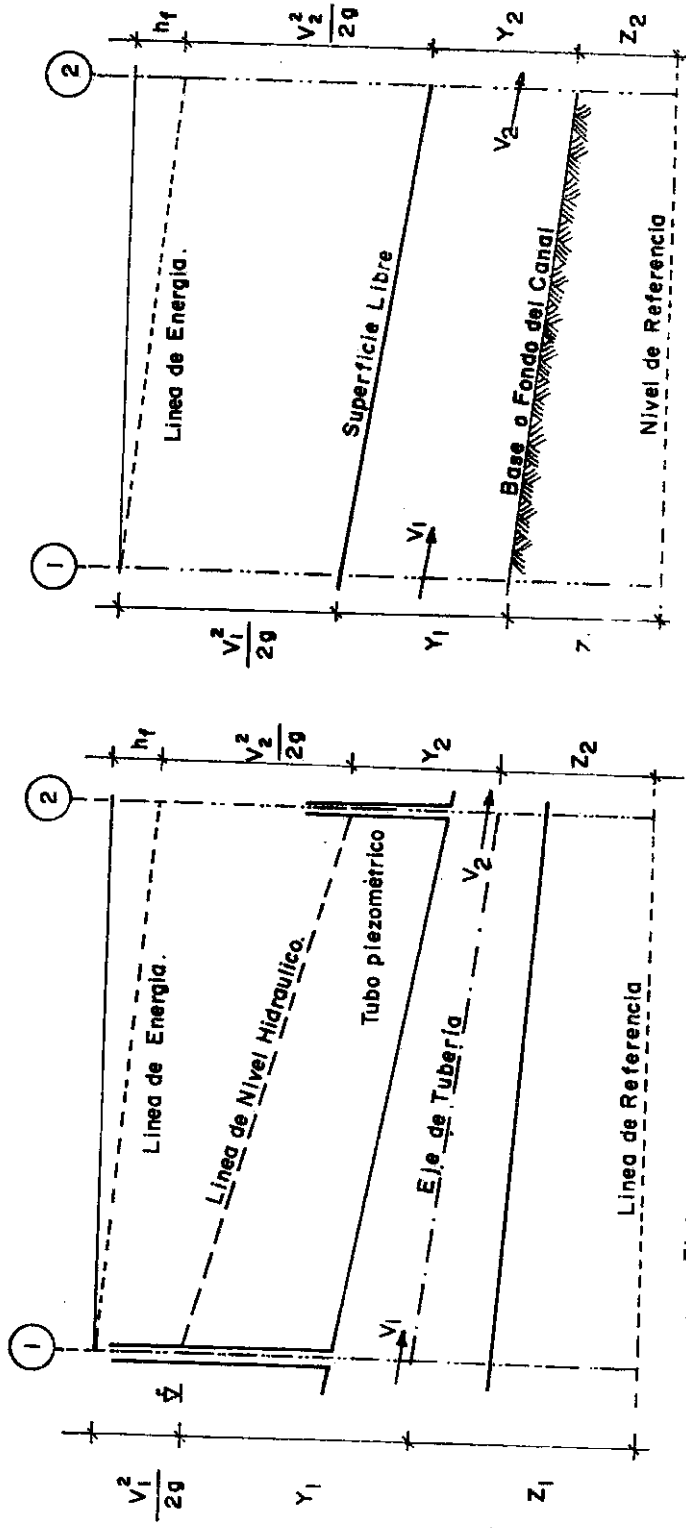


FIG. No. 1 - COMPARACION ENTRE EL FLUJO FORZADO Y EL FLUJO LIBRE O ABIERTO.

La relación anterior es conocida como la ecuación de Bernoulli y es de gran importancia junto con la expresión de la pérdida por fricción,  $h_f$ , entre dos secciones, propuesta por Darcy-Weisbach, para el cálculo de flujo en tuberías:

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \quad (2)$$

en donde,

$f$  = factor de fricción

$L$  = longitud de la tubería [L]

$D$  = diámetro de la tubería, [L]

$v$  = velocidad de flujo, [L/T]

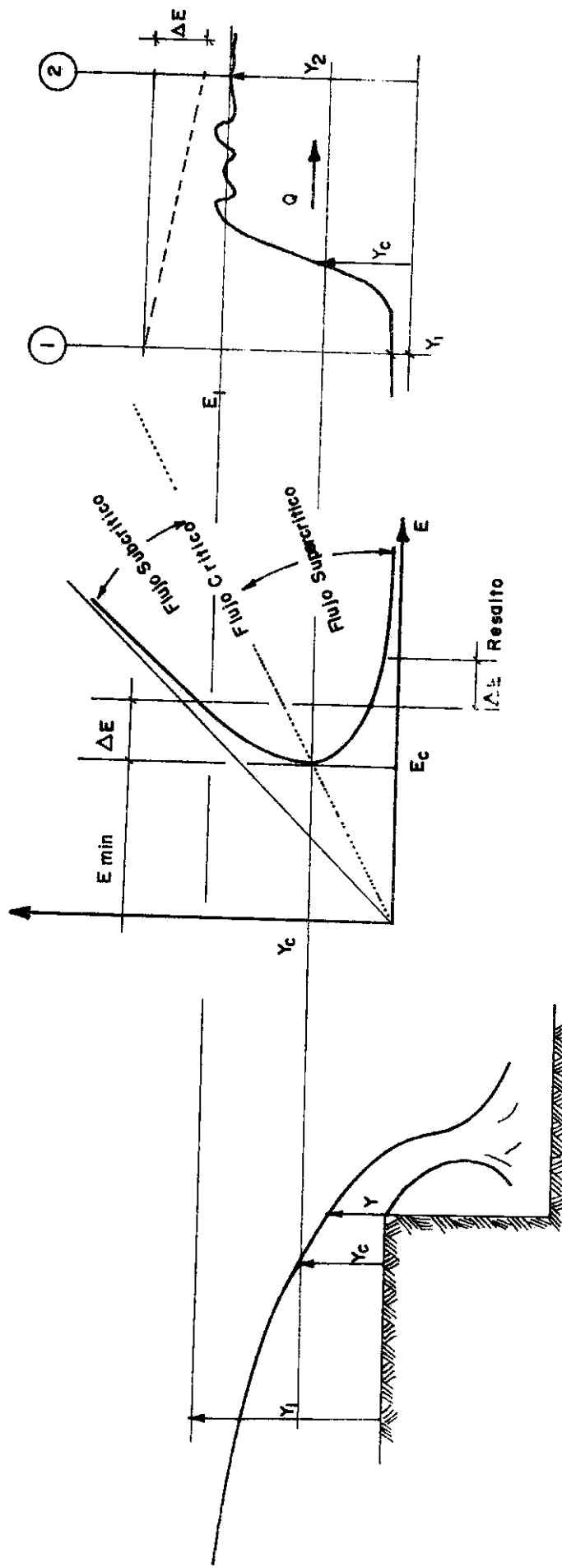
$g$  = aceleración de la gravedad.

Para el estudio del flujo en canales se ha introducido el concepto de energía específica,  $E$  definida como la suma de las cabezas de presión, y de velocidad  $v^2/2g$ , así:

$$E = y + \frac{v^2}{2g} \quad (3)$$

La ecuación (3) es de fundamental importancia ya que permite el análisis de los más importantes fenómenos hidráulicos presentes en las estructuras de los canales, como son el resalto hidráulico y la caída libre.

Una gráfica de los valores de energía específica,  $E$ , en función de la profundidad de flujo  $y$ , para un determinado valor de caudal  $Q$  se muestra en la Figura No.2, sobre la cual debe anotarse el hecho de existir dos valores de profundidad de flujo para un mismo valor de  $E$ , y de poseer un valor mínimo de energía,  $E_{min}$ . Esto último nos permite clasificar el flujo en un canal como: 1) crítico para el valor mínimo de  $E$  con su co-



a) CAIDA LIBRE.

b) ENERGIA ESPECIFICA.

c) RESALTO HIDRAULICO.

FIG. N.º 2 - ENERGIA ESPECIFICA E INTERPRETACION DE FENOMENOS HIDRAULICOS.

correspondiente profundidad de flujo crítica  $y_c$ ; 2) subcrítico cuando la profundidad de flujo  $y$  es mayor que  $y_c$ , y, 3) supercrítico cuando  $y$  es menor que  $y_c$ .

El establecimiento de un flujo definido en un canal origina una relación única entre el nivel de flujo y la descarga del mismo. En ese caso se crea un control o sección de control en el canal lo cual permite una regulación del caudal en el mismo. Esto se logra en general a través del flujo crítico.

En la Figura No.2 se incluye la anterior clasificación y se muestran los fenómenos de resalto hidráulico y caída libre con su respectiva interpretación en términos de la energía específica,  $E$ . Nótese la pérdida de energía en cada caso.

La ecuación de continuidad, la cual relaciona la velocidad y el área en las varias secciones de una tubería o de un canal, es otra de las ecuaciones fundamentales en los cálculos de flujo:

$$Q = V_1 A_1 = V_2 A_2 = \dots = V_i A_i \quad (4)$$

Las ecuaciones anteriores constituyen el conjunto de ecuaciones fundamentales para fines del diseño hidráulico de las estructuras hidráulicas. Posteriormente, al hacer referencia a los canales como una de las estructuras de conducción, se describirá la ecuación para la determinación de la velocidad en estos.

## 8.2 Diseño para estabilidad

La estabilidad de una estructura, independiente de su objetivo, contempla

los siguientes cuatro aspectos: la capacidad portante del terreno; el desplazamiento; el volcamiento y la infiltración.

Normalmente cuando se trata de estructuras hidráulicas pequeñas, la capacidad portante de los distintos tipos de suelos, es superior a las cargas verticales producidas por la estructura. En algunos casos puede requerirse un tratamiento especial principalmente en suelos expansivos y de baja densidad. Los suelos expansivos se deben retirar y reemplazar por suelos de buenas características debidamente compactados; esto previene el movimiento de las estructuras. El tratamiento para suelos de baja densidad consiste en lograr su compactación.

Las estructuras sobre las cuales actúan presiones laterales diferenciales, deben resistir suficientemente la tendencia al deslizamiento. La resistencia a esto se logra mediante la inducción una adecuada resistencia al corte entre la base de la estructura y el suelo que la soporta, o por resistencia interna del suelo al corte.

En el análisis por deslizamiento de pequeñas estructuras, se tiene en cuenta únicamente la fricción que se desarrolla en la base de la estructura y puede mejorarse aumentando el área de cimentación.

Un buen diseño exige un coeficiente de deslizamiento inferior a 0.35; es decir la relación entre la sumatoria de las fuerzas horizontales y la sumatoria de las fuerzas verticales no debe exceder ese valor.

$$\frac{\sum H}{\sum V} \leq 0.35 \quad (5)$$

Para evitar el volcamiento, la suma de los momentos de las fuerzas que lo provocan debe ser inferior a la suma de los momentos de las fuerzas

que estabilizan la estructura.

La resultante de todas las fuerzas que actúan sobre la estructura debe estar localizada dentro del tercio medio de la base de la estructura para suministrar adecuada resistencia al volcamiento y a su vez proporcionar una presión más uniforme sobre la fundación.

Las estructuras hidráulicas deben tener suficiente longitud y adecuada instalación de tablestacas para prevenir la infiltración de agua de una manera inconveniente para la estabilidad de las mismas.

### C. Diseño estructural

Mediante un adecuado diseño estructural se debe proveer la estructura con los espesores de muro y losas y sus respectivos refuerzos con el fin de resistir los momentos de flexión y los esfuerzos de corte resultantes de las cargas impuestas sobre esta.

Las cargas que actúan sobre la estructura son: el peso propio, las presiones laterales hidrostáticas del agua y del suelo y el peso del equipo utilizado durante la construcción.

En general las estructuras hidráulicas pequeñas, cuando son construidas de concreto tienen los espesores y refuerzos mínimos recomendados por las normas estandar para estos casos.

El mínimo espesor de muros es de 15 cm y el mínimo refuerzo estructural corresponde a varillas de 1/2" cada 30 cm.

En estructuras hidráulicas muy pequeñas no se utiliza refuerzo; en ese caso se emplea ladrillo corriente o se prefabrican las estructuras con madera o láminas metálicas.

## ESTRUCTURAS DE CONDUCCION

Como se anotó anteriormente, la conducción eficiente y segura del agua de un lugar a otro, a través de muy variadas condiciones topográficas naturales e introducidas por el hombre, se logra mediante estructuras tales como canales, sifones invertidos, alcantarillas, caídas verticales e inclinadas, etc. En esta sección se discutirán los aspectos sobre el diseño de canales y se harán anotaciones generales sobre las otras estructuras principalmente en lo que respecta a su empleo, ventajas, desventajas y algunas observaciones sobre su diseño.

### 1. Canales

La principal "estructura" de un sistema de riego y drenaje, cualquiera que sea su magnitud es el canal. Generalmente estos se diseñan para flujo uniforme con pendientes tales que, para el caso de riego, se ocasiona un mínimo de pérdida de energía en el canal.

La determinación de la velocidad media de flujo en un canal se hace mediante la fórmula de Manning la cual en el sistema decimal es:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (6)$$

en la cual:

$n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning

$R$  = Radio hidráulico = Area/perímetro [L]

$S$  = Pendiente de la línea de energía

$V$  = Velocidad media de la sección [L/T]

El diseño de los canales se hace en general asumiendo la existencia

de flujo uniforme, es decir, la profundidad de flujo, el área mojada, la velocidad y el caudal se consideran constantes en cada sección del canal; esta es una hipótesis comúnmente aceptada en la práctica. Se considera que el flujo uniforme existe cuando la fricción en el canal o resistencia al flujo está balanceada por las fuerzas de gravedad.

La presencia de estructuras de diverso tipo a lo largo del canal, como se indica en la Figura No.3, ocasiona una variación en la profundidad de agua en el canal, aspecto éste que caracteriza al flujo variado. Este puede ser gradualmente variado como en el caso de la compuerta deslizable de la Figura No.3; rápidamente variado como en el resalto hidráulico y, especialmente graduado cuando se aumenta o disminuye el caudal en el canal como en el caso de vertederos de tipo lateral (no indicado en la Figura No.3).

La eficiencia de conducción para un tramo A-B de canal, es definida como la relación entre el caudal que sale en B,  $Q_B$ , y aquel que entra en A,  $Q_A$ :

$$EC = \frac{Q_B}{Q_A} \cdot 100 \quad (7)$$

Un valor de EC se logra mediante la construcción de canales revestidos, impermeabilizados o de paredes compactadas y cuyo diseño, por tratarse de canales no erodables, se establece con criterios de eficiencia hidráulica, velocidades mínimas para evitar la sedimentación, practicabilidad y consideraciones económicas. Canales de este tipo suelen ser de sección rectangular, trapezoidal, triangular, circular o parabólica, siendo la sección circular la de más eficiencia hidráulica.

La determinación de las dimensiones del canal, conocido el caudal  $Q$ , se hace de la siguiente forma:

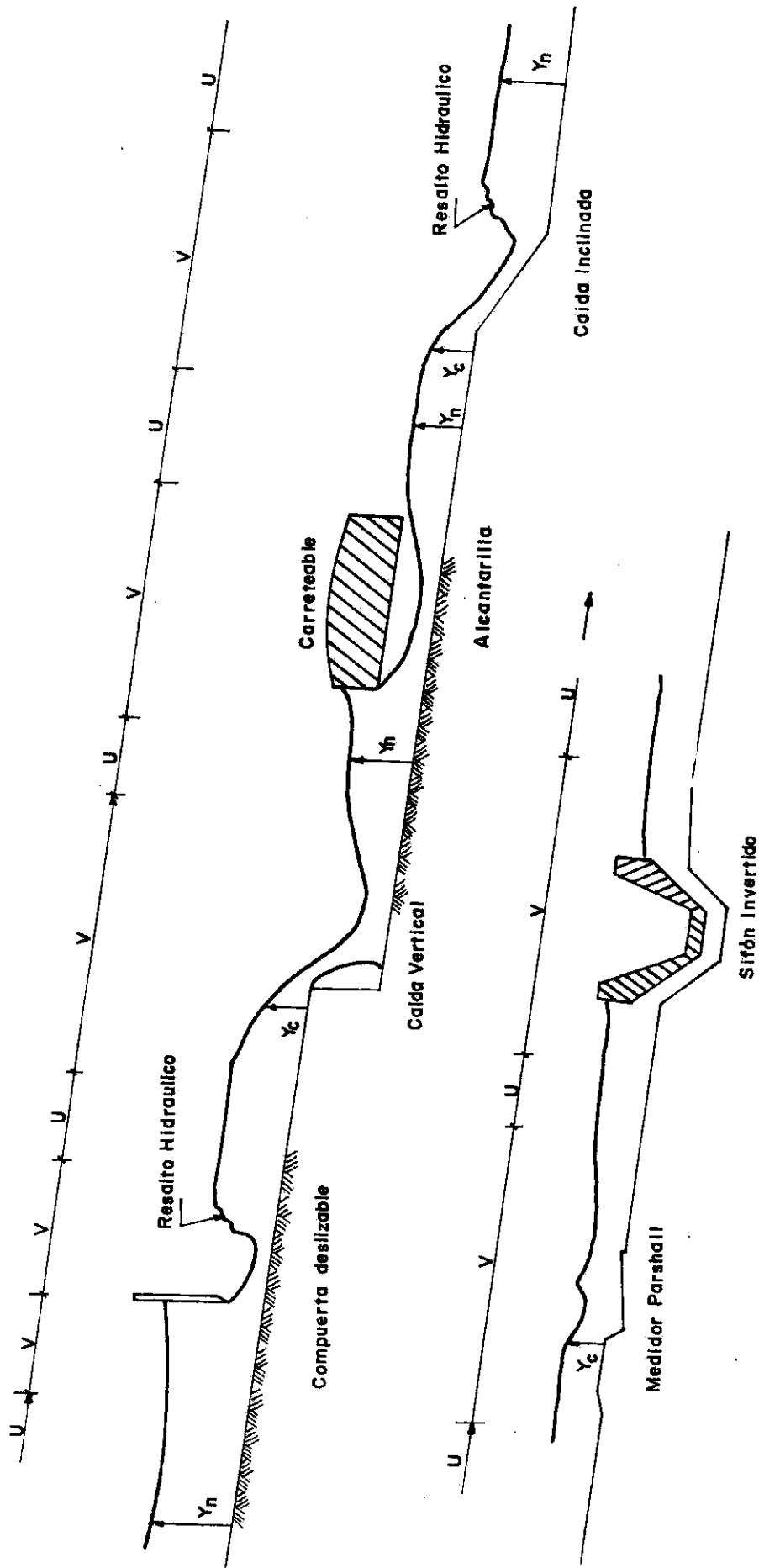


FIG. No 3 - FLUJOS UNIFORME Y VARIADO EN CANALES CON VARIOS TIPOS DE ESTRUCTURAS HIDRAULICAS.

1. Estime el coeficiente de rugosidad  $n$ , para el material del canal (Tabla No. 1 y 2).
2. Seleccione el valor de pendiente del canal,  $S$
3. Calcule el valor de  $AR^{2/3}$  por la siguiente ecuación:

$$AR^{2/3} = \frac{nQ}{\sqrt{S}} ; AR^{2/3} = \frac{nV}{\sqrt{S}}$$

4. Determine el área  $A$  y el radio hidráulico  $R$  en función de la profundidad del flujo  $y$ , para una sección predeterminada y calcule el valor de  $y$  utilizando la misma ecuación anterior.
5. Calcule el valor  $V$  y compárelo con el valor mínimo de velocidad permisible para prevenir sedimentación y crecimiento de vegetación.  
 $V_{\min} = 0.70 \text{ m/seg.}$
6. Modifique la sección si el valor de velocidad es menor de  $V_{\min}$  y repita los pasos del 1 al 5.
7. Adicione un valor adecuado de borde libre.

Para el caso de canales en tierra fácilmente erodables se diseña el canal de acuerdo a criterios de velocidad permisible, es decir, valores máximos de velocidad por debajo de los cuales la estabilidad del canal no se afecta; en estos casos generalmente se usa una sección trapezoidal. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

1. Para la clase de material que conformará el canal estime  $n$ , la pendiente del talud, y la máxima velocidad permisible (Tablas 1 y 2).
2. Calcule, con la fórmula de Manning, el valor de  $R$ :

$$R = \left[ \frac{Vn}{\sqrt{S}} \right]^3$$

3. Conocido  $Q$ , calcule el área de la sección  $A$

$$A = \frac{Q}{V}$$

4. Calcule el perímetro mojado,  $P$

$$P = \frac{A}{R}$$

5. Con las expresiones para  $P$  y  $A$ , en función de la profundidad de flujo, resuelva simultáneamente para  $b$ , y para  $y$  (ver Figura No.4)

6. Añada el valor apropiado de borde libre y modifique la sección con criterio práctico y por costo.

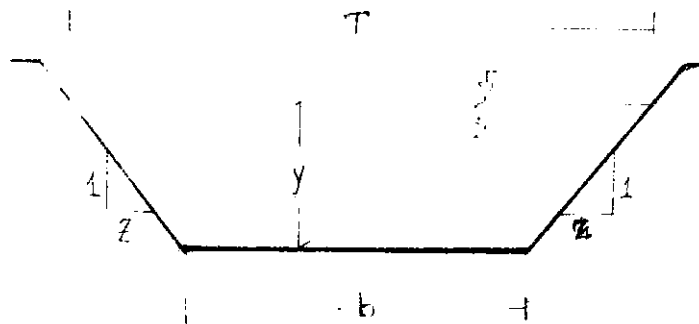


Figura No.4 Canal trapezoidal; definición de términos.

Para el caso de sección transversal trapezoidal las expresiones relacionadas con la nomenclatura que se indica claramente en la Figura No.4, permiten los cálculos a que ha hecho referencia.

$$\text{Área, } A = (b + zy) y$$

$$\text{Perímetro mojado, } P = b + 2y \sqrt{1 + z^2}$$

$$\text{Radio hidráulico, } R = \frac{(b + zy) y}{b + 2y \sqrt{1 + z^2}}$$

TABLA No.1 Pendientes de talud para canales en diversas clases de material

Material	Pendiente del talud (Z:1)
Roca	Vertical
Suelos orgánicos	1/4 : 1
Arcilla dura o tierra con revestimiento de concreto	1/2 : 1 a 1 : 1
Tierra con revestimiento de piedra o tierra para canales grandes	1 : 1
Arcilla firme o tierra para canales pequeños	1 1/2 : 1
Tierra arenosa suelta	2 : 1
Limo arenoso o arcilla porosa	3 : 1

TABLA No.2 Velocidades máximas permisibles para evitar la erosión del canal y sus correspondientes valores de rugosidad, n.

Material	n	Agua clara m/seg	Agua con limos coloidales m/seg
Arena fina, coloidal	0.020	0.45	0.75
Franco arenoso	0.020	0.50	0.75
Franco limoso	0.020	0.60	0.90
Limos aluviales, no coloidales	0.020	0.60	1.10
Ordinario franco firme	0.020	0.75	1.10
Cenizas volcánicas	0.020	0.75	1.10
Arcilla dura	0.025	1.10	1.50
Limos aluviales, coloidales	0.025	1.10	1.50
Pizarras y arcillas compactas	0.025	1.60	1.60
Grava fina	0.020	0.75	1.50
Gradado de franco a canto rodado, no coloidal	0.030	1.10	1.50
Gradado de limos a canto rodado, coloidal	0.030	1.20	1.65
Grava gruesa no coloidal	0.025	1.20	1.90
Cantos rodados y ripio	0.035	1.50	1.65

alcantarillas, etc.

#### a. Sifones invertidos y alcantarillas

Para el cruce de carreteras y canales se emplean los sifones invertidos y las alcantarillas. Los primeros consisten en un tubo o conducto cerrado diseñado para operar lleno de agua y a presión. Los componentes de un sifón invertido son la tubería sobre cuya selección es importante tener en cuenta las presiones de trabajo para las cuales se construyen y las transiciones de entrada y de salida cuyo objeto es el de reducir la posibilidad de erosión en el canal.

Para sifones invertidos cortos la velocidad de diseño no debe exceder 1.00 m/seg; si el canal al cual desagua el sifón es un canal en tierra, muy importante es el diseño y selección de la transición de salida para prevenir la erosión del canal.

Las transiciones y control de la erosión serán tratados en la última sección. Para la selección de la tubería del sifón debe en lo posible lograrse que la diferencia de nivel de aguas entre los dos extremos del sifón sea sensiblemente mayor que las pérdidas en el sifón. Las pérdidas que se deben considerar en un diseño son: pérdidas por convergencia en la transición de entrada; pérdidas por la presencia de un control o retención a la entrada si éste se instala; pérdidas por fricción y por cambio de dirección en la tubería; pérdidas por divergencia a la salida del sifón. Es práctica común aumentar en un 10% las pérdidas totales calculadas con lo cual se disminuye la posibilidad de generar una curva de remanso aguas arriba del sifón invertido.

Los sifones invertidos son más económicos que los puentes los cuales se emplean para carretables sobre canales de caudales superiores a  $20 \text{ m}^3/\text{seg.}$

El empleo de alcantarillas es mucho más adecuado para el paso de canales de drenaje bajo carretables y canales de riego en terraplen que para el paso de canales de riego bajo carretables. Sin embargo, es práctica común utilizarlas indistintamente por lo que es importante seleccionar adecuadamente las dimensiones de la tubería a emplear, de tal manera que se eviten represamientos aguas arriba del cruce. Esto favorecería la sedimentación con el consiguiente deterioro de la capacidad de conducción del canal.

Cuando la alcantarilla se emplea en el cruce de un canal en terraplen deben instalarse una serie de muros interceptores a su alrededor con el fin de disminuir la infiltración y los daños que ésta puede causar en la estructura. Las transiciones de entrada y salida son también importantes para garantizar una buena capacidad de la alcantarilla y prevenir la erosión aguas abajo de la misma.

El cruce de carretables y canales en terraplen del tipo alcantarilla es el sistema más económico, fácil de diseñar y de instalar.

El diseño hidráulico de un cruce de este tipo consiste básicamente en seleccionar el diámetro de la tubería que resulte en un máximo de velocidad a través de la misma de  $1.00 \text{ m/seg}$  para transiciones en tierra o de  $1.50 \text{ m/seg.}$  si se emplean transiciones en concreto. La pendiente mínima para la tubería debe ser de  $0.5\% \text{ m/m}$ . En general debe proveerse un mínimo de  $60 \text{ cm.}$  de recubrimiento para carretables dentro de la finca y de  $1.00 \text{ m}$  para aquellos con un tránsito considerable.

### 3. Acequias para terrenos de montaña

Para la conducción del agua a lo largo de terrenos montañosos o para el cruce de quebradas o drenajes naturales se emplean las acequias o acueductos. La Figura No.5 indica dos tipos de acequias para el caso de terrenos montañosos. Cuando no se emplea la solución con tubería, la conducción se hace normalmente en concreto con una sección rectangular como se muestra en la Figura No.5. Se ha demostrado que la sección rectangular más eficiente corresponde a una relación de ancho a profundidad,  $b/y$ , igual a 2. Sin embargo la práctica recomienda que una solución económica se logra con valores de  $b/y$  entre 1 y 3 debido a que los correspondientes valores de velocidad, área y perímetro mojado son casi idénticos para cualquier pendiente entre 0.0001 y 0.10 y para caudales hasta de  $2.80 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Es muy importante proporcionar un adecuado control de infiltraciones con el fin de garantizar la estabilidad de la estructura.

### 4. Estructuras de caída

El objetivo de las estructuras de caída es el de conducir el agua en terrenos de gran pendiente con el fin de controlar la velocidad de flujo del agua dentro de los límites recomendables para evitar la erosión del canal.

Las estructuras de caída pueden ser de varias clases: a) inclinadas rectangulareso, trapezoidales construídas en cemento o en madera; b) verticales, igualmente de madera, concreto o de tubo. Generalmente están provistas de una pozeta en la parte inferior de la estructura con el fin, no solo de facilitar la disipación de la energía

sino de procurar la sedimentación de material proveniente de aguas arriba.

Cuando los requerimientos de caídas verticales exijan su localización de la una muy próxima a la otra, es preferible utilizar las caídas inclinadas con las cuales es posible vencer mayores diferencias de nivel. Las estructuras inclinadas se emplean más comúnmente para caídas entre 1.00 y 5.00 mts; debe verificarse la resistencia al deslizamiento por ser estas las más susceptibles a fallar por ese concepto.

Las caídas para desniveles hasta de 5.00 m, pueden también ser diseñadas con tubería. En este caso, para evitar posibles taponamientos debe proveerse una rejilla para retener cualquier material extraño; de lo contrario se corre un alto peligro de taponamiento de esta estructura.

Para pequeñas caídas verticales en la finca, pueden emplearse canecas de 55 gal. tal como se indica en la Figura No.6. La Figura No.6 incluye también otros tipos de caída. Las caídas verticales se clasifican más como estructuras de protección.

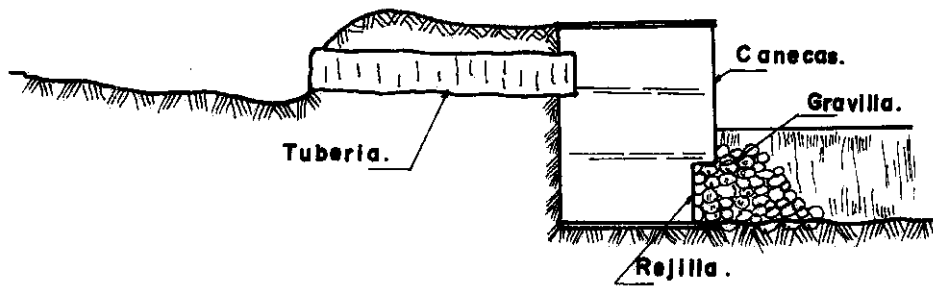
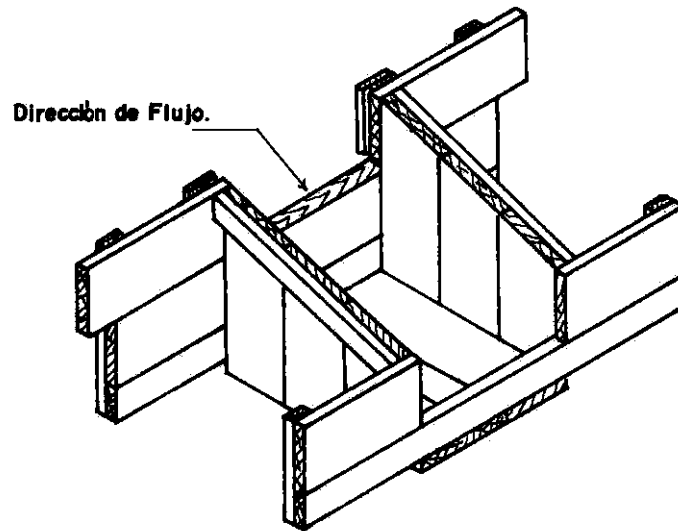
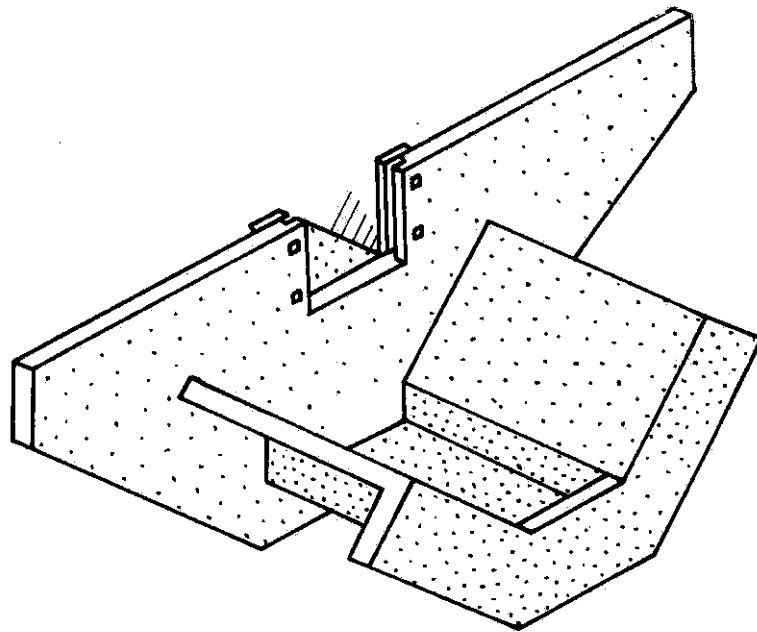


FIG. N.º 6 - ESTRUCTURAS DE CAIDA VERTICAL .

## ESTRUCTURAS REGULADORAS Y DE CONTROL

El objetivo de estas estructuras es el de admitir y regular el caudal que se utilizará en la finca y permitiendo al mismo tiempo en muchos casos, ser estructuras de medición del flujo.

### 1. Tomas o derivaciones

Estas pueden ser del tipo bocatoma cuando se localizan en una quebrada o en un canal de cierta magnitud o del tipo compuerta simplemente. El dimensionamiento de las bocatomas requiere de ciertas consideraciones como el caudal a derivar, contenido de sedimentos en el agua que será derivada en cuyo caso la estructura debe reducir al máximo la entrada de estos al canal de riego. Es muy variado el tipo de estructuras en esta categoría y casi puede decirse que cada situación es un caso particular.

Las estructuras derivadoras de compuerta pueden ser del tipo alcantarillas y equipadas con un sistema de medición por orificio sumergido; sobre estos últimos se discutirá en la próxima sección dada su gran utilización como estructura de medida.

Las tomas pueden consistir simplemente de un tubo normal a la dirección del flujo, cuya operación se controla mediante un sistema de compuerta deslizable. Las hay de varios diámetros; inclusive de 2" en caso de que estas sean requeridas. La descarga por este sistema se calcula mediante la ecuación para el flujo a través de un orificio sumergido:

$$Q = CA \sqrt{2gh} \quad (8)$$



La toma del agua de un canal de cabecera puede hacerse directamente mediante el empleo de sifones los cuales operan debido a la existencia de una cabeza hidráulica. Se emplean sifones de pequeño diámetro (hasta 2 y  $2\frac{1}{2}$  pulgadas) para el riego por surcos y de gran diámetro para el riego por melgas.

Para la determinación del caudal derivado por un sifón se puede, conocido su diámetro y la cabeza hidráulica de operación, emplear las Figuras 7 y 8. Para eso debe tenerse en cuenta que el sifón debe estar construido con tuberías lisas tipo PVC o aluminio. La Figura 7 es aplicable a tubos y sifones cuya longitud  $L$  es mayor de veinte veces su diámetro; la Figura 8 para tubos y sifones cuya longitud está entre seis y veinte veces su diámetro.

### 3. Diques, compuertas y obstrucciones

Los diques, compuertas y obstrucciones se emplean con el fin de regular el paso de agua a través de una estructura, para controlar el nivel del agua en el canal aguas arriba o para ambos objetivos. Cuando, por alguna circunstancia el canal conduce una capacidad inferior a la capacidad de diseño del mismo, el control se opera de tal manera que sea posible derivar el agua para fines de riego aguas arriba de la estructura. Estas estructuras son igualmente importantes en el caso de emergencia en una porción del canal para reducir el flujo de tal manera que puedan realizarse las reparaciones necesarias.

El espaciamiento entre estructuras de control depende de: 1) la pendiente del canal; 2) requerimientos de almacenamiento de agua en el

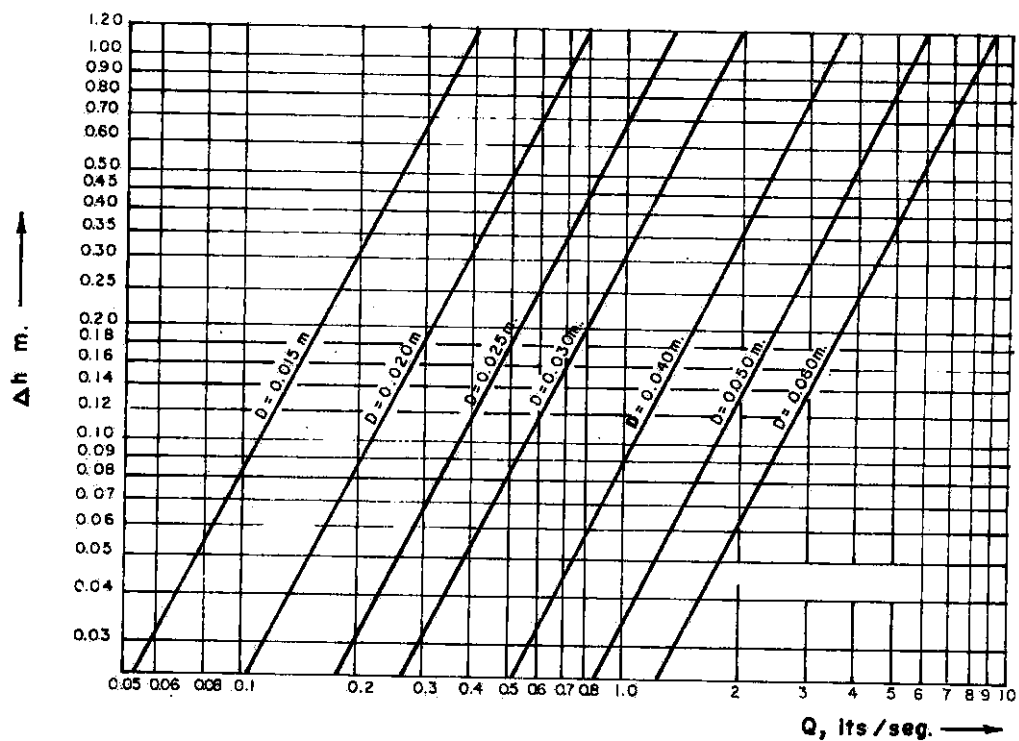


FIG. N.º 7 - SIFONES DE PEQUEÑO DIAMETRO,  $1.0\text{m} < L < 1.5 \text{m}$   
 $L > 20 D$

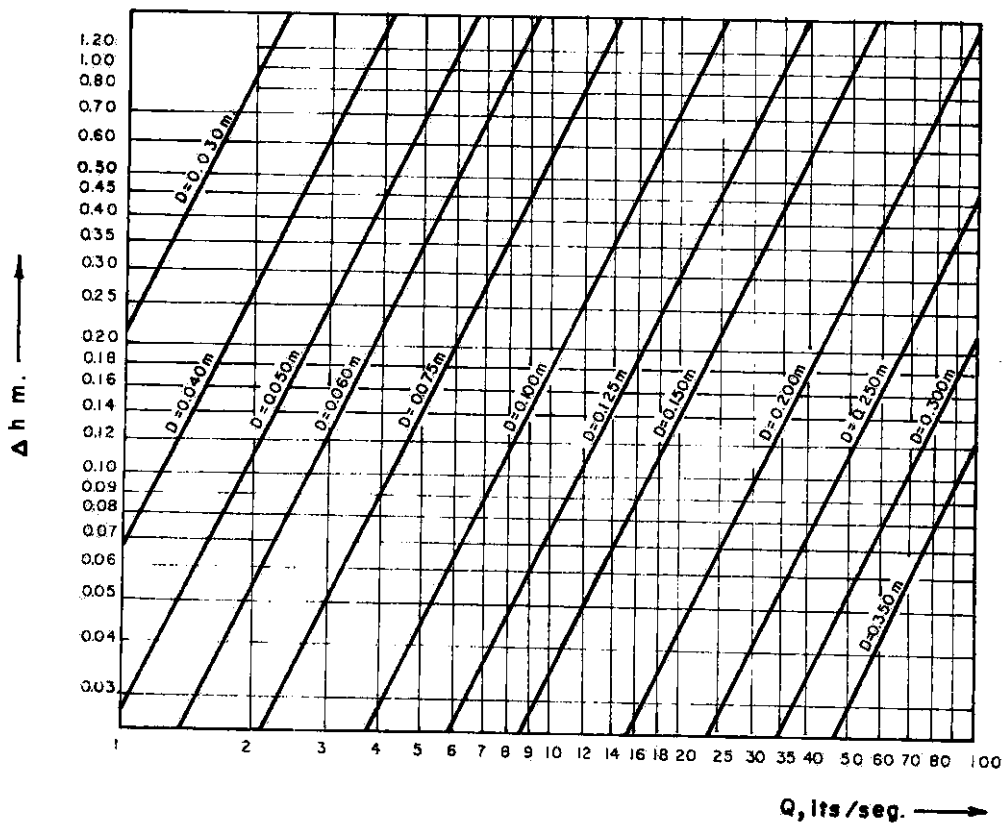


FIG. N.º 8 - SIFONES DE GRAN DIAMETRO,  $6 D < L < 20 D$

canal lográndose mayor capacidad con controles más próximos uno del otro; 3) por el tiempo requerido para que el personal que opera las estructuras viaje de una a otra; 4) cambios en las dimensiones del canal y/o capacidad de los mismos.

Es posible combinar las funciones de una caída vertical y un control de tal manera que se tenga un nivel adecuado de agua arriba de la estructura y se disipe el exceso de energía con la caída vertical. Para estos casos puede utilizarse una compuerta deslizante o regulable. Este tipo de estructura debe ser diseñada para soportar las fuerzas hidráulicas resultantes de un almacenamiento de agua, aguas arriba de la estructura y nada de agua en la parte aguas abajo de esta. Se debe en consecuencia tener precaución de verificar el diseño para deslizamiento y volcamiento. Por lo anterior la longitud de la estructura aguas abajo debe ser tal que contrarreste esos efectos.

La combinación de control y caída vertical debe limitarse a un cambio de nivel de 1.00 m. cuando se instalan sobre un canal en tierra. Con canales revestidos es posible utilizarlos hasta 2.50 m. Debe pensarse en otro tipo de estructura cuando el desnivel es mayor de 2.50 m.

En el caso de controles temporales en los canales pequeños se emplean diques contruidos con bultos de tierra o de arena o simplemente con una lámina plástica o lona gruesa. El empleo de una u otra depende de las disponibilidades de los distintos materiales requeridos.

## ESTRUCTURAS DE MEDIDA

El perfeccionamiento de los métodos que permiten un conocimiento más exacto de los contenidos de humedad del suelo, y las otras propiedades relacionadas con el riego, permite el diseño de los sistemas de riego necesarios para una correcta aplicación de las cantidades de agua requeridas, en el tiempo apropiado, y a las tasas adecuadas con miras a lograr la más alta eficiencia de aplicación. Esto no es posible y esas actividades serían infructuosas si no se mide la cantidad de agua con una precisión razonable. Es por esto sin lugar a dudas, las estructuras de medida son las más importantes en un sistema de riegos.

Las unidades de medida más comúnmente empleadas son:

$m^3/\text{seg}$	=	1000 litros/seg	=	4.40 gpm
litros/seg	=	15.84 gpm		
galones/minuto	=	0.06308 litros/seg		

La determinación del caudal de agua en un canal puede hacerse simplemente conociendo el área de la sección transversal del canal y la velocidad media del flujo a través de esta; en ese caso se usa la ecuación:

$$Q = VA$$

$$V = \text{Velocidad en m/seg} \quad [L/T]$$

$$A = \text{Área de la sección en } m^2 \quad [L^2] \quad (9)$$

$$Q = \text{Caudal en } m^3/\text{seg} \quad [L^3/T]$$

Si el canal es pequeño puede emplearse un balde de volumen conocido cuyo tiempo de llenado se mide con un reloj; el caudal es entonces:

$$Q \left[ \frac{L^3}{T} \right] = \frac{\text{Volumen del balde} \left[ L^3 \right]}{\text{Tiempo de llenado} \left[ T \right]} \quad (10)$$

Los métodos anteriores son sencillos y pueden emplearse sin mayor dificultad; sin embargo, para fines de una eficiente aplicación debe recurrirse a métodos más precisos en los cuales el caudal se determina directamente sin tener en cuenta la velocidad de flujo. Estos métodos requieren una adecuada calibración y condiciones especiales para su instalación. En términos generales emplean un flujo definido (ver página 8) con el cual se tiene una relación única entre el nivel del flujo y la descarga; es decir debe establecerse un control de flujo en el canal, conocido como flujo crítico.

#### 1. Vertederos

El vertedero es una de las más antiguas y sencillas estructuras utilizadas en la medición del caudal en un canal. Tiene la ventaja de que sus partes críticas se inspeccionan fácilmente y su mantenimiento es mínimo, aparte del reducido costo de construcción e instalación. Otras de las ventajas de los vertederos es que pueden emplearse en combinación con cajas derivadoras, y pueden ser fijos o portátiles. Desafortunadamente producen mayores pérdidas que cualquier otro tipo de estructuras de medición y pueden ser "alterados" fácilmente lo que resulta en asignaciones de agua no previstas.

Dependiendo de la forma de la abertura, el vertedero puede ser rectangular, trapezoidal, triangular, etc. También son de borde puntigudo, de borde ancho o de borde corto. La Figura No.9 muestra los distintos tipos de vertederos según esta última clasificación. En

general, los más comunes son los de borde puntiagudo, conocidos como vertedero estandar, pero en caso de que su mantenimiento sea muy difícil dada su localización, puede emplearse el de borde ancho construido en concreto para así obviar esa dificultad.

Cuando el nivel del agua aguas abajo del vertedero está lo suficientemente abajo de la cresta del vertedero para permitir la entrada de aire bajo el chorro de agua, se dice que el flujo es libre. En estas condiciones el caudal se determina al medir un solo valor de la cabeza de flujo, conocida la forma y las dimensiones del vertedero.

Si el flujo no es aireado, este es sumergido y la descarga se puede aumentar en razón a la baja presión que se presenta debajo del chorro de agua. Esto ocurre principalmente cuando el nivel de agua aguas abajo del vertedero asciende sobre la cresta del mismo a más de 66% del valor de cabeza aguas arriba de este; se requieren en estos casos los valores de cabeza aguas arriba y aguas abajo.

Generalmente se presenta una contracción horizontal del flujo cuando este se aproxima a la cresta del vertedero; es importante que la construcción sea lo más suave posible para que no afecte la determinación del caudal. Este tipo de vertedero se llama vertedero construido para lo cual los extremos del vertedero deben localizarse de las paredes del canal, a una distancia mayor de dos veces la cabeza del vertedero.

En muchas ocasiones se requiere la instalación de un vertedero rectangular en un canal cuyos taludes son los extremos del vertedero; este se llama "vertedero suprimido o contenido".

Es importante tener presente las siguientes recomendaciones para que las

determinaciones de caudal que se hagan con un vertedero sean lo más exactas posibles:

1. La cara anterior del vertedero y del borde metálico debe ser verticales y perpendiculares a la dirección del flujo.
2. La cresta del vertedero debe estar nivelada y ser una superficie lisa. El espesor de la cresta debe ser entre 1 y 2 mm.
3. La distancia a la cresta desde el fondo del canal en su parte posterior debe no ser menor de dos veces la profundidad de agua arriba de la cresta pero en ningún caso inferior a 30 cm.
4. La medida de la cabeza hidráulica en el vertedero debe ser tomada como la diferencia en elevación entre la cresta y la superficie del agua, aguas arriba del vertedero, a una distancia de cuatro veces la cabeza máxima sobre la cresta.
5. Los lados de la cresta de un vertedero Cipolletti deben tener una pendiente de 4 a 1.

En relación con la selección de los vertederos, una vez estimado el rango de caudales que deben medirse, se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones:

1. La mínima cabeza en un vertedero debe ser de 6 cm.
2. La longitud de los vertederos rectangular y Cipolletti debe ser por lo menos de tres veces la cabeza.
3. El vertedero triangular en  $90^{\circ}$  es el más exacto para la medición de caudales menores a 30 litros/seg.

Ecuaciones para calcular la descarga en los vertederos:

- Vertedero rectangular:

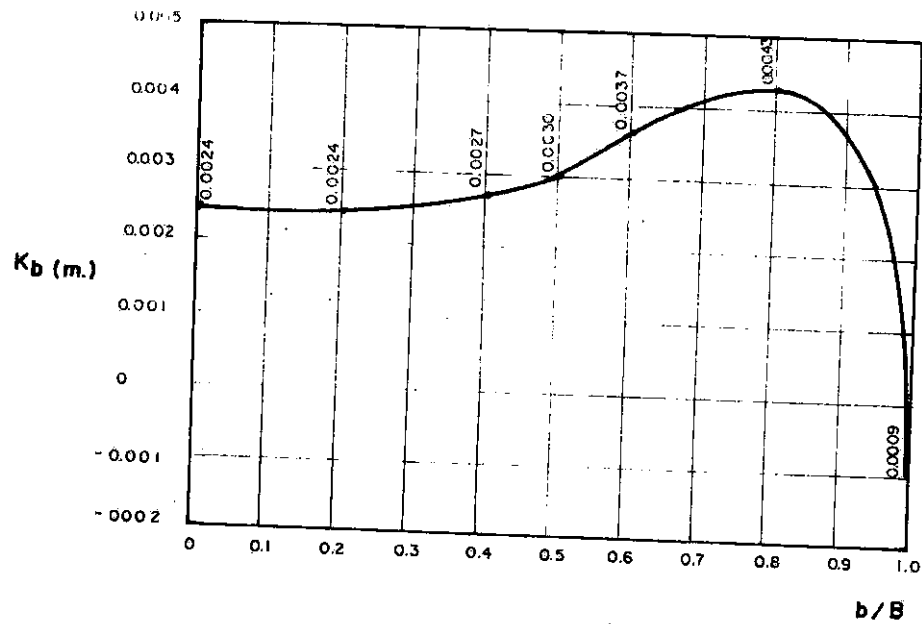


FIG. No.10 - VALORES DE  $K_b$  EN FUNCION DE  $b/B$ .

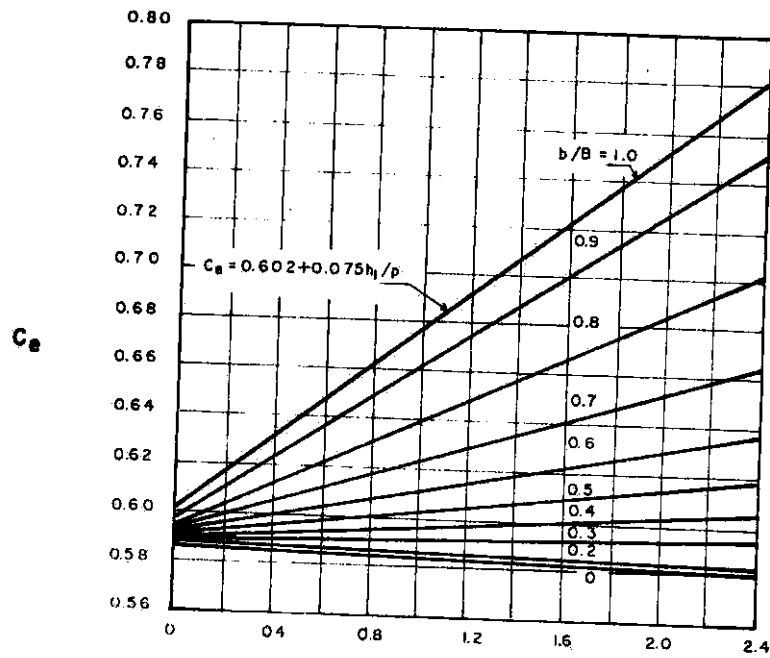


FIG. No.11 - VALORES DE  $C_e$  EN FUNCION DE  $h_1/p$

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{1.5} \quad (11)$$

en la cual:

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

$C_e$  = Coeficiente de descarga efectivo; es función de las relaciones  $b/B$  y  $h_1/p$

$b_e = b + K_b$

$h_e = h_1 + 0.001$

$K_b$  = Factor de corrección por fenómenos de viscosidad y tensión superficial.

$b$  = Longitud de la cresta del vertedero, m

$B$  = Superficie libre del agua en el canal, m.

$h_1$  = Cabeza sobre el vertedero, m

$p$  = Profundidad del canal medida desde la cresta del vertedero, m.

Las Figuras 10 y 11 se pueden emplear para calcular los valores de  $k_b$  en función de  $b/B$  y de  $C_e$  para valores de  $h_1/p$  respectivamente.

#### - Vertedero Cipolletti

$$Q = C_d C_v \frac{2}{3} \sqrt{2g} b h_1^{1.5} \quad (12)$$

para lo cual:

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

$C_d$  = Coeficiente de descarga; igual a 0.63

$C_v$  = Coeficiente de velocidad, función de  $C_d A^*/A_1$

$b$  = Longitud de la cresta del vertedero, m

$A^*$  = Área mojada sobre la cresta del vertedero

$A_1$  = Área mojada en la estación de medida de  $h_1$

Despreciando el valor de  $C_v$ , (es decir tomando  $C_v = 1.0$ ) se puede determinar el caudal con base a la Tabla la cual presenta valores de descarga por metro de longitud de cresta del vertedero Cipolletti.

- Vertedero triangular a  $90^\circ$ :

$$Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_e^{2.5} \quad (13)$$

en la cual:

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

$C_e$  = Coeficiente efectivo de descarga, 0.578

$h_e = h_1 + 0.8$

de donde, la ecuación (13) se transforma en:

$$Q = 1.36 h_e^{2.5} \quad (14)$$

TABLA No.3 Descarga de un vertedero Cipolletti en  $m^3/\text{seg-m}$ .

Cabeza $h_1$	Descarga $m^3/\text{seg-m}$	Cabeza $h_1$	Descarga $m^3/\text{seg-m}$
0.06	0.0273	0.31	0.321
0.07	0.0344	0.32	0.337
0.08	0.0421	0.33	0.352
0.09	0.0502	0.34	0.369
0.10	0.0588	0.35	0.385
0.11	0.0678	0.36	0.402
0.12	0.0773	0.37	0.418
0.13	0.0871	0.38	0.435
0.14	0.0974	0.39	0.453
0.15	0.1080	0.40	0.470
0.16	0.119	0.41	0.488
0.17	0.130	0.42	0.506
0.18	0.142	0.43	0.524
0.19	0.154	0.44	0.543
0.20	0.166	0.45	0.561
0.21	0.179	0.46	0.580
0.22	0.192	0.47	0.599
0.23	0.205	0.48	0.618
0.24	0.219	0.49	0.638
0.25	0.232	0.50	0.657
0.26	0.247	0.51	0.677
0.27	0.261	0.52	0.697
0.28	0.275	0.53	0.717
0.29	0.290	0.54	0.738
0.30	0.306	0.55	0.758

TABLA No.4 Dimensiones en mm. para medidores Marshall (Ver figura 12)

	b	A	B	C	D	E	L	G	K	M	N	P	R	X	Y
1"	25.4	363	356	93	167	229	76	203	19	-	29	-	-	8	13
2"	50.8	414	406	135	214	254	114	254	22	-	43	-	-	16	25
3"	76.2	467	457	178	259	457	152	305	25	-	57	-	-	25	38
6"	152.4	621	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	406	51	76
9"	228.6	879	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	406	51	76
1'	304.8	1372	1343	610	845	914	610	914	76	381	229	1492	508	51	76
1-6"	457.2	1448	1419	762	1026	914	610	914	76	381	229	1676	508	51	76
2'	609.6	1524	1495	914	1206	914	610	914	76	381	229	1854	508	51	76
3'	914.4	1676	1645	1219	1572	914	610	914	76	381	229	2222	508	51	76
4'	1219.2	1829	1494	1524	1937	914	610	914	76	457	229	2711	610	51	76
5'	1524.0	1981	1943	1829	2302	914	610	914	76	457	229	3080	610	51	76
6'	1828.8	2134	2092	2134	2667	914	610	914	76	457	229	3442	610	51	76
7'	2133.6	2286	2242	2438	3032	914	610	914	76	457	229	3810	610	51	76
8'	2438.4	2438	2391	2743	3397	914	610	914	76	457	229	4172	610	51	76

## 2. Medidores Parshall y Parshall modificados

Los medidores Parshall son estructuras especialmente calibradas para la determinación del caudal en un canal abierto. Consiste en una sección de convergencia con su fondo nivelado, una garganta con pendiente hacia abajo y una sección de divergencia con piso de pendiente ascendente.

La geometría del medidor fuerza el flujo de condiciones normales a flujo crítico cerca de la cresta de este, de tal manera que con una sola profundidad de flujo  $h_a$ , es posible determinar el caudal. Esta condición es válida al tener flujo libre en el medidor; si la profundidad de flujo agua abajo del medidor excede ciertos límites, se presenta flujo sumergido lo que requiere de dos niveles de flujo para la determinación del caudal.

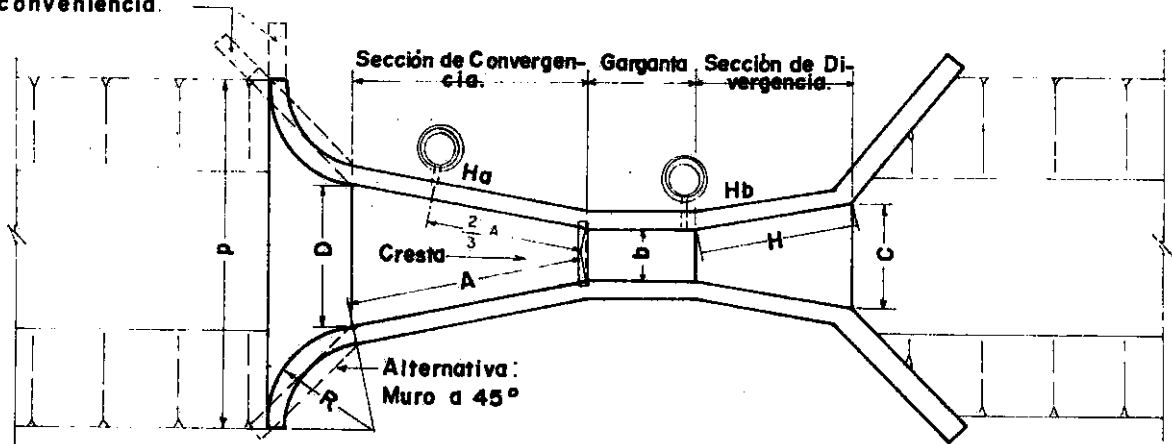
Entre las ventajas de estos medidores se tienen: 1) su capacidad de medir el flujo con gran precisión y sin mayores pérdidas de cabeza bajo condiciones de flujo libre y sumergido; 2) debido a su geometría y a la velocidad en la garganta se mantiene libre de sedimentos; 3) no se puede alterar fácilmente; 4) no se afecta por la velocidad de flujo la cual se controla automáticamente si se construye de las dimensiones correctas y se siguen las recomendaciones para su empleo.

Estos medidores se deben localizar solamente en tramos rectos de canal en los cuales el flujo es uniforme; se deben localizar próximos a compuertas reguladoras de flujo en el canal pero tan lejos de estas que el flujo este libre de turbulencia y desuniformidades en el flujo.

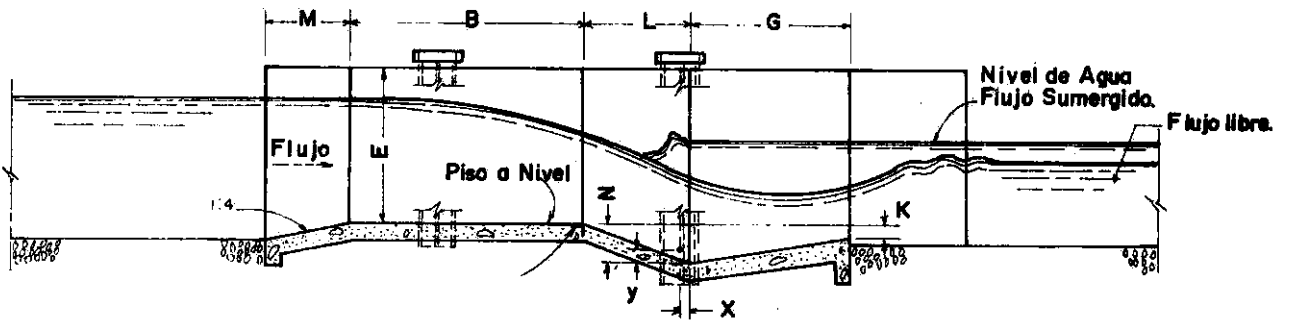
Generalmente son mucho más costosos de construir, no se pueden emplear



Los Muros pueden extenderse a conveniencia.



PLANTA.



ELEVACION.

FIG. No 12 - DIMENSIONES DEL MEDIDOR PARSHALL.

TABLA No.5 Rango de descargas y coeficientes  $K$  y  $u$  para el cálculo de la descarga en medidores Parshall.

Garganta b	Rango de descarga lts/seg		K	u	Rango de cabeza m.	
	Mínima	Máxima			Mínima	Máxima
1"	0.09	6.6	0.0604	.55	0.015	0.21
2"	0.18	13.2	0.1207	.55	0.015	0.24
3"	0.77	32.1	0.1771	.55	0.03	0.33
6"	1.50	111	0.3812	.58	0.03	0.45
9"	2.50	251	0.5354	.53	0.03	0.61
1'	3.32	457	0.6909	.522	0.03	0.76
1'6"	4.80	695	1.056	.538	0.03	0.76
2'	12.1	937	1.428	.550	0.046	0.76
3'	17.6	1427	2.184	.566	0.046	0.76
4'	35.8	1923	2.953	.578	0.06	0.76
5'	44.1	2424	3.732	.587	0.06	0.76
6'	74.1	2929	4.519	.595	0.076	0.76
7'	86.8	3438	5.312	.601	0.075	0.76
8'	97.2	3449	6.112	.607	0.076	0.76

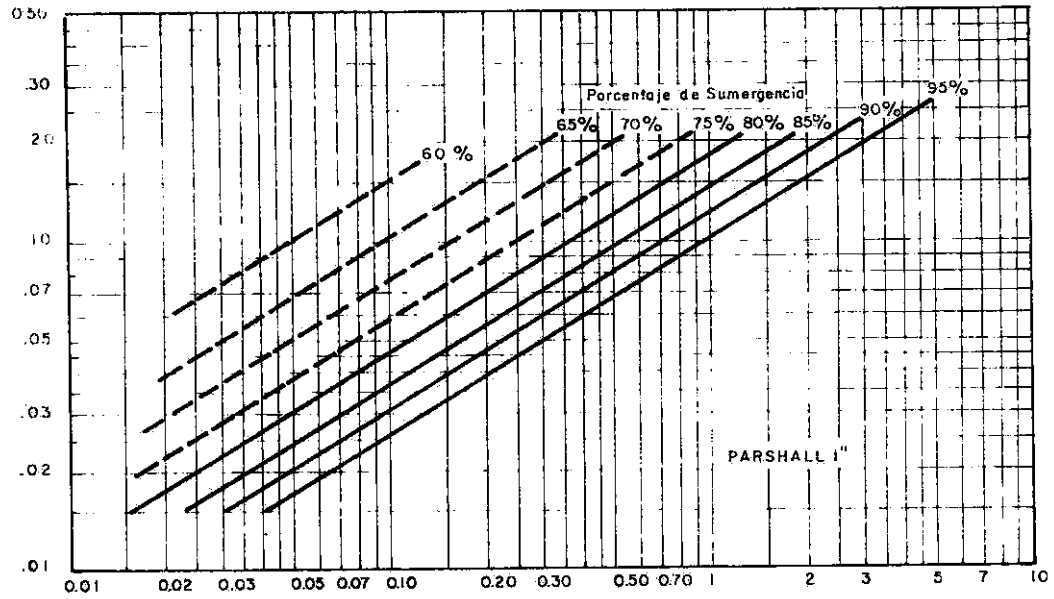


FIG. No 13 - CAUDAL DE CORRECCION PARA FLUJO SUMERGIDO,  $Q_c$  en lts/seg.

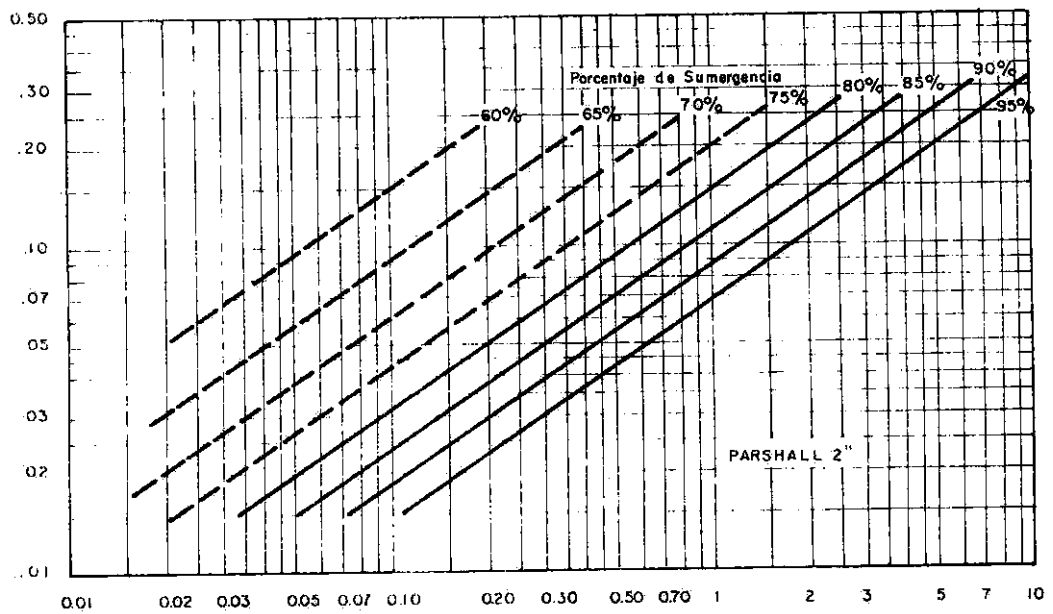


FIG. No 14 - CAUDAL DE CORRECCION PARA FLUJO SUMERGIDO,  $Q_c$  en lts/seg.

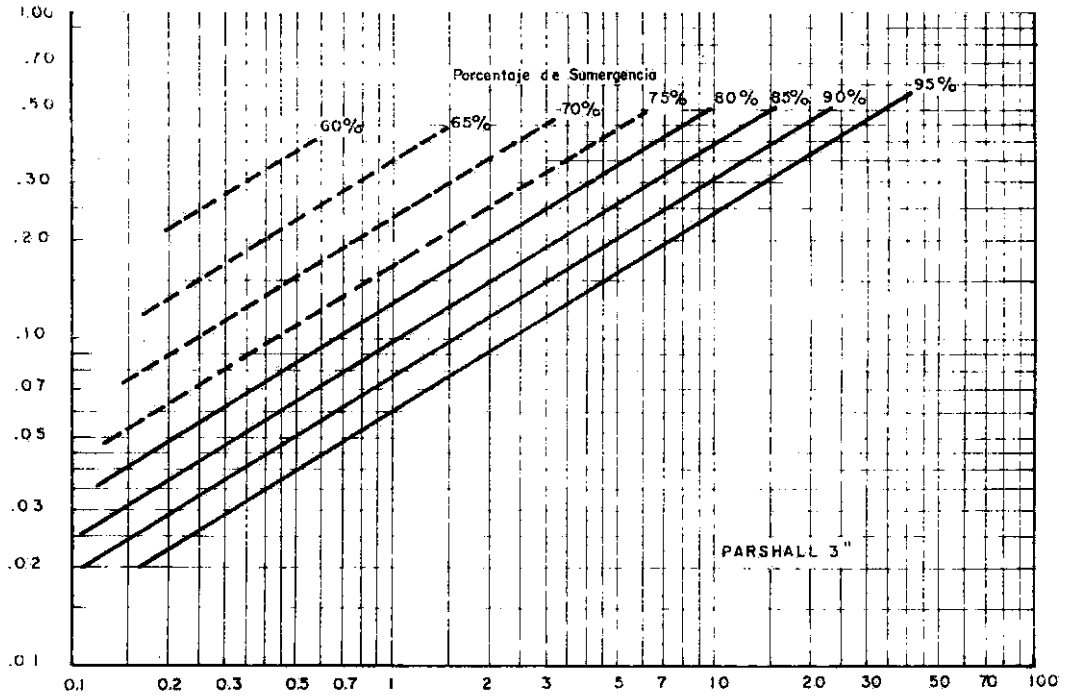


FIG. No. 15 - CAUDAL DE CORRECCION PARA FLUJO SUMERGIDO,  $Q_E$  en lts/seg.

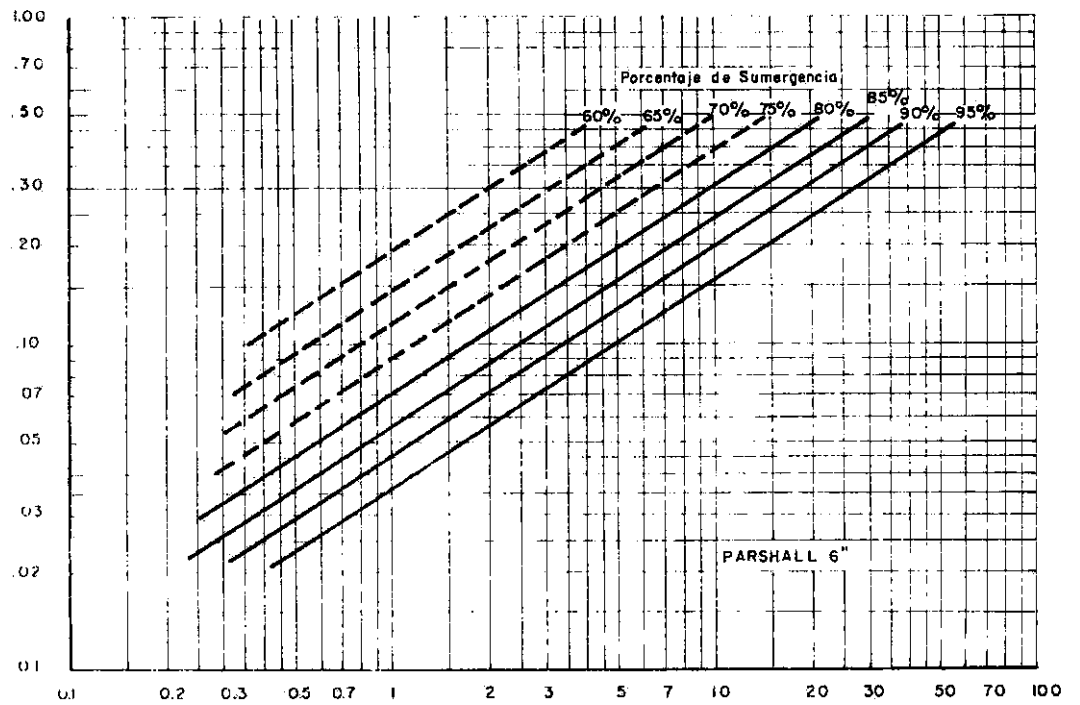


FIG. No. 16 - CAUDAL DE CORRECCION PARA FLUJO SUMERGIDO,  $Q_E$  en lts/seg.

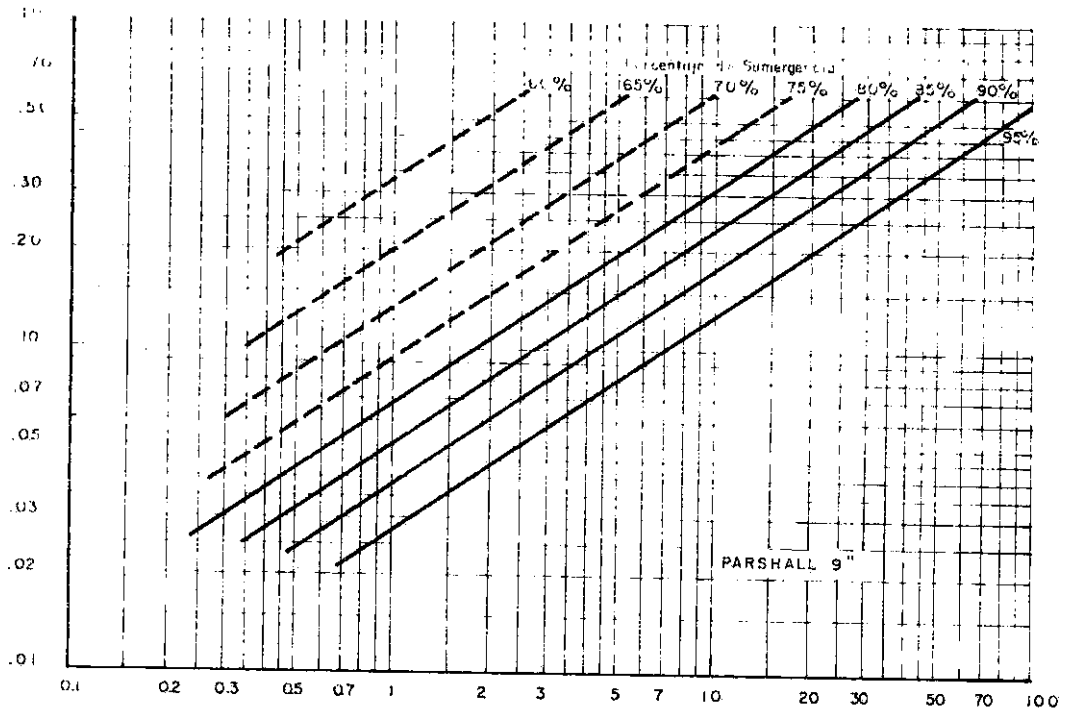


FIG. N.º 17 - CAUDAL DE CORRECCION POR FLUJO SUMERGIDO,  $Q_c$  en lts/seg.

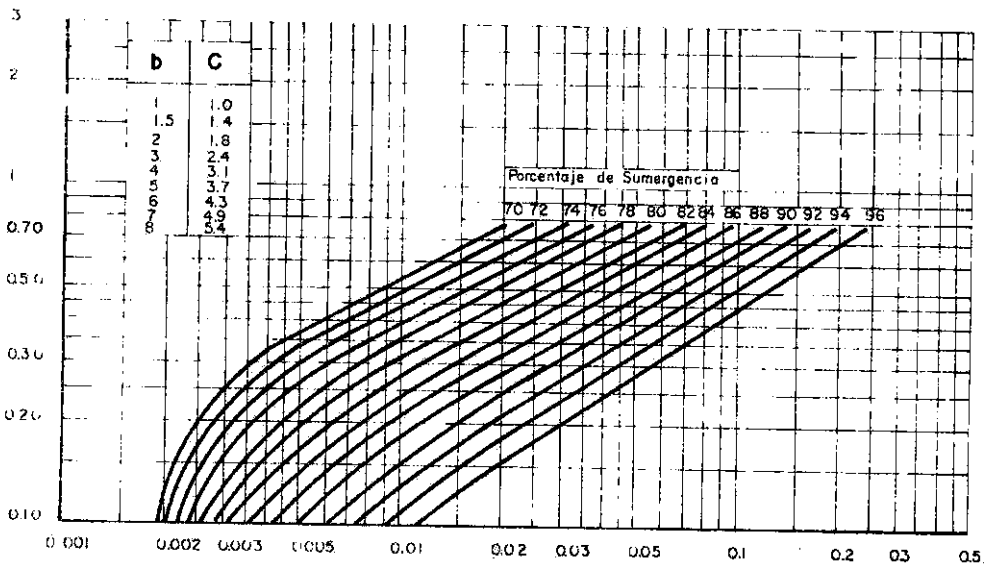


FIG. N.º 18 - CAUDAL DE CORRECCION POR FLUJO SUMERGIDO,  $Q_c$  en  $m^3/seg.$

Existen unos medidores cuyo fondo es completamente horizontal y cuya garganta se ha suprimido; estos requieren la medida de la profundidad en flujo aguas arriba y aguas abajo de la garganta. Estos se vienen desarrollando desde 1967 y su uso aún no es muy amplio.

### 3. Orificios

Como orificios se clasifican las aberturas de cualquier forma y dimensión a través de la cual pasa el agua permitiendo la determinación del caudal. Los orificios pueden ser de flujo libre o de flujo sumergido dependiendo de la altura del nivel de agua, aguas abajo de estos. El caudal se calcula con la siguiente expresión general:

$$Q = C_e A \sqrt{2g\Delta h} \quad (17)$$

en donde:

$C_e$  = Coeficiente de descarga efectiva =  $C_d C_v$

$C_v$  = Coeficiente de velocidad

$A$  = Area del orificio

$\Delta h$  = Diferencia de niveles de agua, igual a  $(h_1 - h_2)$  para flujo sumergido e igual a  $h_3$  para flujo libre.

$C_d$  = Coeficiente de descarga.

Las alturas  $h_1$  y  $h_2$  se miden desde un plano de referencia cualquiera y  $h_3$  desde el eje del orificio.

Los orificios más importantes para la medición del flujo en un canal están constituidos por las compuertas deslizables y el orificio de cabeza constante, los cuales se presentan a continuación.

Si para una compuerta con flujo libre, 'a' es la abertura de la misma y

Y: el nivel del agua arriba de la compuerta, se define  $n$  como  $y_1/a$ , la descarga a través de ésta, está dada por:

$$Q = KA \sqrt{2ga} \quad (18)$$

para la cual el coeficiente  $K$  está dado como una función de  $n$  de acuerdo a la tabla 6.

TABLA No.6 Coeficiente  $K$  para descarga libre a través de compuertas deslizables.

$n = y_1/a$	$K$
1.50	0.614
1.55	0.641
1.70	0.665
1.80	0.689
1.90	0.713
2.00	0.735
2.20	0.780
2.40	0.823
2.60	0.865
2.80	0.905
3.00	0.944
3.50	1.038
4.00	1.124
4.50	1.204
5.00	1.279

Los vertederos sumergidos deben instalarse y mantenerse de tal manera que la velocidad de llegada del agua al vertedero sea despreciable y en consecuencia  $C_v$  (coeficiente de velocidad) se aproxima a 1.0 y el coeficiente de descarga  $C_d$  es igual a 0.61. En consecuencia puede directamente aplicarse la ecuación (17).

Para el orificio de cabeza constante se requieren dos compuertas: la primera o de aguas arriba controla el tamaño del orificio rectangular y la segunda controla el nivel del agua aguas abajo del orificio y se opera de tal manera que se mantenga una diferencia de niveles constante para el orificio, comúnmente esta diferencia,  $h$  es igual a 0.06 m.

La descarga a través del orificio se calcula con la ecuación (17) para la cual  $C_e = 0.66$ ,  $h = 0.06$ ; o sea que:

$$Q = 0.716 A \quad (19)$$

## ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN

Este tipo de estructuras tiene por objeto el proteger el canal y sus terrenos adyacentes contra daños que pueden resultar por exceso de caudal en el canal debido a operaciones deficientes o aguas de escorrentía que entran directamente a este. Entre las estructuras de esta categoría se pueden clasificar aquellas cuyo fin es el de prevenir la erosión en los canales debido a la operación u otras estructuras; por ejemplo las transiciones y los revestimientos del canal.

### 1. Estructuras para evacuación de excedentes

La variedad de situaciones para las cuales las estructuras de este tipo pueden ser requeridas exige que se le de tratamiento individual a cada una. En general el diseño y selección esta regulado por la magnitud de los excedentes que se esperan recibir; el caudal de entrada a los canales proveniente del drenaje de sistemas localizados aguas arriba debe en lo posible limitarse a un 20% de la capacidad de diseño del canal.

Debe existir un sistema de drenaje adecuado para recibir los excedentes provenientes del sistema por lo que la localización de estas estructuras depende de este factor de manera considerable. La capacidad del diseño puede estar limitada a la capacidad del canal de drenaje.

De esta clase son: los vertederos de tipo lateral para evacuación de cantidades limitadas de excedentes; las desviaciones de flujo por compuerte diseñadas para desviar el caudal total del canal para casos de emergencia.

## 2. Disipadores de energía

Este tipo de estructuras se emplean para disipar la energía que posee el agua que fluye en un canal. Esta energía se adquiere en donde la velocidad de flujo es grande como en las caídas inclinadas para lo cual se incorpora en sus diseños los disipadores. Un disipador eficiente de energía debe retardar el flujo sin daño a la estructura misma ni al canal aguas abajo de la misma.

Los disipadores de energía pueden ser del tipo de resalto hidráulico o de impacto; en estos últimos la energía del flujo se disipa al dirigir el agua por una serie de obstrucciones que luego la distribuyen en todas direcciones. En el resalto hidráulico, el agua que fluye a velocidades supercríticas se fuerza a formar un resalto hidráulico por cuya turbulencia se disipa la energía en exceso. Los disipadores de energía han sido estudiados extensivamente a través de modelos hidráulicos y puede concluirse que los del tipo de impacto dan soluciones más económicas.

La disipación por impacto puede lograrse por medio de tabiques verticales, de dimensiones apropiadas, colocados en una caída inclinada; igualmente por medio de una caja de concreto con un tabique completamente enfrentado a la dirección del flujo, contra el cual choca el agua y una pozeta para el almacenamiento temporal del agua con fines de disipación por turbulencia generada por el golpeteo del agua en la estructura. Estos dos tipos de disipador se muestran en la Figura No.19

## 3. Transiciones

Las transiciones son estructuras fundamentales a la entrada y salida

las demás estructuras con el propósito de suministrar un flujo controlado a la entrada de la estructura, reducir las pérdidas de energía, minimizar la erosión en los canales, suministrar estabilidad adicional a las estructuras de diverso tipo por concepto de resistencia adicional a la percolación.

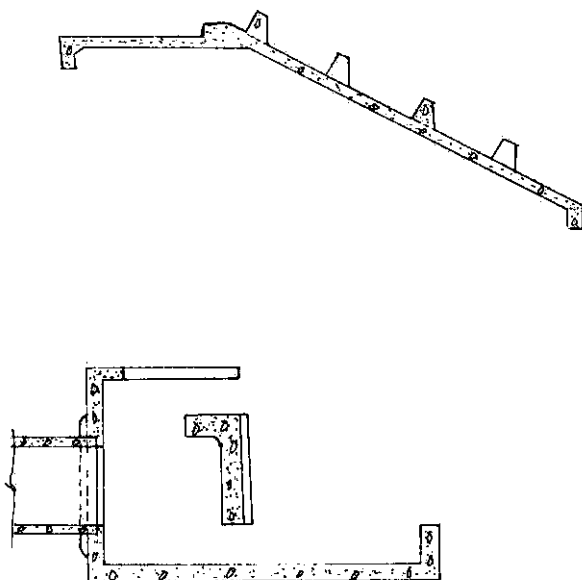


FIG.N.º19 - DISIPADORES DE ENERGIA .

## BIBLIOGRAFIA

1. Aisenbrey, A.J.Jr., Hayes, R.B., et al, "Design of small Canal Structures"  
United States Bureau of Reclamation Denver, 1974.
2. Chow, Ven Te, "Open Channel Hydraulics", International Student Edition,  
McGraw Hill book Company. Inc., Tokyo, 1969.
3. FAO, "Small Hydraulics Structures", Irrigation and Drainage papers 26/1  
and 26/2 food and Agricultural Organization of the United Nations,  
Rome. 1975
4. International Institute for Land Reclamation and Improvement/ILRI. "Dis-  
charge Measurement Structures". Publication 20, 1976.
5. Israelsen, O. and Vaughn, H., "Irrigation Principles and Practices",  
Third Ed. John Wiley & Sons., New York. p.75-146 y 313-330