

TABLA DE CONTENIDO

CAPITULO 11	302
OBRAS DE TOMA.....	302
11.1 INTRODUCCION	302
11.2 OBRAS DE TOMA DE DERIVACIÓN DIRECTA	303
11.2.1 Disposición de las obras	303
11.2.2 Consideraciones hidráulicas	304
11.2.3 Consideraciones sobre el flujo secundario en una obra de toma.....	306
11.3 OBRA DE TOMA TIPO TIROLESA.....	311
11.3.1 Diseño hidráulico de la cámara de captación.....	311
11.4 TOMAS LATERALES	314
11.5 GALERIAS FILTRANTES	316
11.5.1 Definición	316
11.5.2 Localización y orientación de la galería	317
11.5.3 Dominio del área a ser servida	317
11.5.4 Estabilidad del río	317
11.5.5 Profundidad de la galería.....	317
11.5.6 Derechos de terceros	319
11.5.7 Orientación de la galería	319
11.5.8 Investigaciones del sitio.....	321
11.5.9 Métodos de construcción	325
11.5.10 Diseño hidráulico, flujo superficial.....	326
11.5.11 Flujo subsuperficial.....	327
11.5.12 Localización de ranuras y área ranurada	330
11.5.13 Diseño del filtro	331
11.6 TOMAS LATERALES POR MEDIO DE TUBERÍA.....	332
11.6.1 Consideraciones hidráulicas	332
11.6.2 Cálculos hidráulicos.....	333
11.6.3 Procedimiento de cálculo	335
11.7 COMPUERTAS DE FLUJO POR DEBAJO.....	336
11.8 EJEMPLOS DE APLICACIÓN.....	340
11.9 EJERCICIOS PROPUESTOS.....	344
11.10 BIBLIOGRAFIA.....	345

CAPITULO 11

OBRAS DE TOMA

11.1 INTRODUCCION

La obra de toma es la estructura hidráulica de mayor importancia de un sistema de aducción que alimentará un sistema de generación de energía hidroeléctrica, riego, agua potable, etc. A partir de la obra de toma, se tomarán decisiones respecto a la disposición de los demás componentes de la obra. Los diferentes tipos de obras de toma han sido desarrollados sobre la base de estudios en modelos hidráulicos, principalmente en aquellos aplicados a cursos de agua con gran transporte de sedimentos.

En el caso de sistemas en cuencas de montaña, debido a las condiciones topográficas, las posibilidades de desarrollo de embalses son limitadas. Por tal motivo, es usual la derivación directa de los volúmenes de agua requeridos y conducirlos a través de canales, galerías y/o tuberías, para atender la demanda que se presenta en el sistema de recepción (agua potable, riego, energía, etc.).

Cada intervención sobre el recurso hídrico, origina alteraciones en el régimen de caudales, aguas abajo de la estructura de captación, por lo que su aplicación deberá considerar al mismo tiempo la satisfacción de la demanda definida por el proyecto y los impactos sobre sectores ubicados en niveles inferiores. En general la obra de toma está constituida por un órgano de cierre, estructuras de control, estructuras de limpieza, seguridad y la boca toma. Cada uno de los elementos indicados cumple una función o misión específica, a saber:

- El órgano de cierre tiene por objeto elevar el nivel de las aguas de manera de permitir el desvío de los volúmenes de agua requeridos.
- Las estructuras de control permitirán la regulación del ingreso de las aguas a la obra de conducción.
- Las estructuras de limpieza serán elementos estructurales que puedan evacuar los sedimentos que se acumulan inmediatamente aguas arriba del órgano de cierre.
- Las estructuras de seguridad evacuarán las aguas que superen los volúmenes requeridos por el sistema receptor.
- La boca toma será el elemento que permita el ingreso de agua de captación hacia la estructura de conducción.

El funcionamiento de estos elementos, ya sea de manera combinada o individual, deberá lograr el objetivo principal de su aplicación y al mismo tiempo no deberá originar fenómenos negativos a la propia seguridad de las obras civiles ni al medio físico que se encuentra bajo su influencia directa o indirecta.

En general, el diseño de la obra de toma debe considerar los siguientes aspectos:

- No debe generar perturbaciones excesivas.
- No debe generar choques excesivos sobre las paredes de las estructuras.
- No debe generar cambios bruscos en la dirección general de escurrimiento.
- Debe devolver las aguas en exceso al río sin originar solicitaciones que excedan las que puede resistir el medio físico.

- Debe permitir una transición gradual del flujo desde el curso natural hacia la bocatoma.

Naturalmente, no es posible, en muchos casos, cumplir todas las condiciones al mismo tiempo, por lo cual se sacrificarán algunas bajo compromiso, es decir, tomando medidas complementarias que logren mitigar las eventuales consecuencias negativas. Los tipos de obra de toma adquirirán una conformación según la naturaleza del recurso que se pretende utilizar. En general se pueden considerar tres tipos:

- **TOMA SUPERFICIAL**

- Tomas directas
- Toma tirolesa, y su respectiva obra de limpieza (Desarenador)
- Toma lateral

- **TOMA SUBSUPERFICIAL**

- Galerías filtrantes

- **TOMA SUBTERRÁNEA.**

- Aducción por Bombeo¹

11.2 OBRAS DE TOMA DE DERIVACIÓN DIRECTA

Esta forma de toma, es de las más antiguas y cuyo concepto aún se mantiene en vigencia como alternativa primaria para el riego de parcelas aledañas a ríos o quebradas. El diseño más rudimentario consiste en una simple apertura en el curso natural, orientando el flujo hacia sistema de conducción (normalmente un canal). Para proteger la toma de caudales en exceso y materiales de arrastre durante crecidas, la toma se orienta aproximadamente de manera perpendicular a la dirección de flujo.

Las tomas tradicionales que se utilizan para el riego de pequeñas parcelas incorporan además bloques de piedra, alineados diagonalmente cubriendo en muchos casos toda la sección. En estos casos, la toma es ubicada frecuentemente utilizando los accidentes naturales del terreno de manera que pueda servir de ayuda frente a las crecidas. En muchos casos las "obras complementarias" tienen carácter temporal, por cuanto su duración se limita a la época de estiaje; en la época de lluvias aquellas serán deterioradas o destruidas.

11.2.1 Disposición de las obras

Cuando no es posible orientar la toma de manera aproximadamente perpendicular al flujo o cuando se requiere proteger la pequeña toma, se construye un muro transversal sobre un sector de la sección del río inmediatamente aguas arriba de la toma.

Dada la gran complejidad de la hidráulica, morfología de los ríos y lo impredecible de su misma naturaleza, las tomas directas solo son recomendables en los siguientes casos:

¹ Este tipo de toma esta desarrollado en el texto base de la materia de “Sanitaria I”, de UMSS.

- a. Cuando el lecho es de roca y el río está confinado
- b. Cuando se trata de estructuras temporales

En cualquier otro caso, las tomas siempre deberán estar acompañadas por un azud (vertedero).

11.2.2 Consideraciones hidráulicas

Consideremos un sector de un curso de agua, en el cual se quiere aplicar una obra de toma. Hidráulicamente, se presenta:

- Derivación del caudal de toma $Q_a = Q_0 - Q_u$ (11-1)
- Modificación de la dirección de flujo $0^\circ < \alpha < 180^\circ$

Además la derivación puede ser

- De superficie libre
- Sumergida

El proceso puede ser descrito con ayuda de las conocidas ecuaciones que gobiernan el flujo sobre vertederos, descritas a detalle en el capítulo 5.

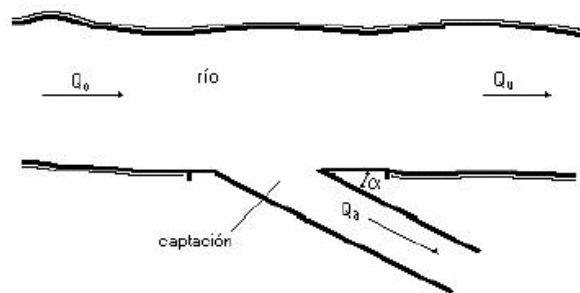


Figura 11.1 Esquema de una toma superficial directa

Esquematicemos la toma de superficie libre:

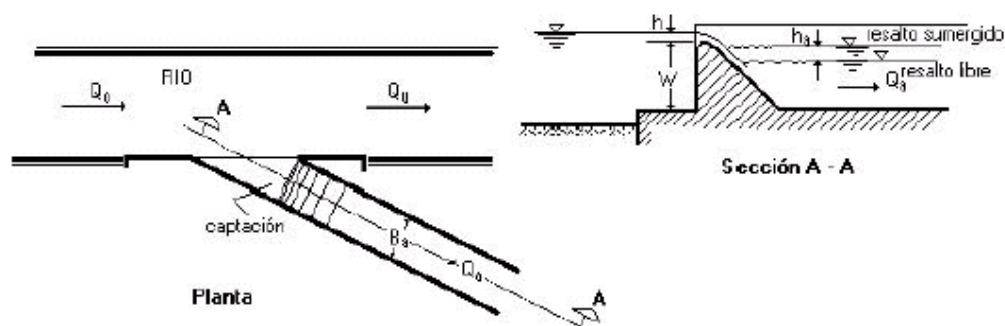


Figura 11.2 Toma a superficie libre

Para una toma sumergida, la capacidad de captación se calcula con base en la ecuación de **Galilei – Schülers Toricelli**, obteniendo la conocida expresión:

$$Q_a = k \cdot \mu_d \cdot a \cdot B_a \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (11-2)$$

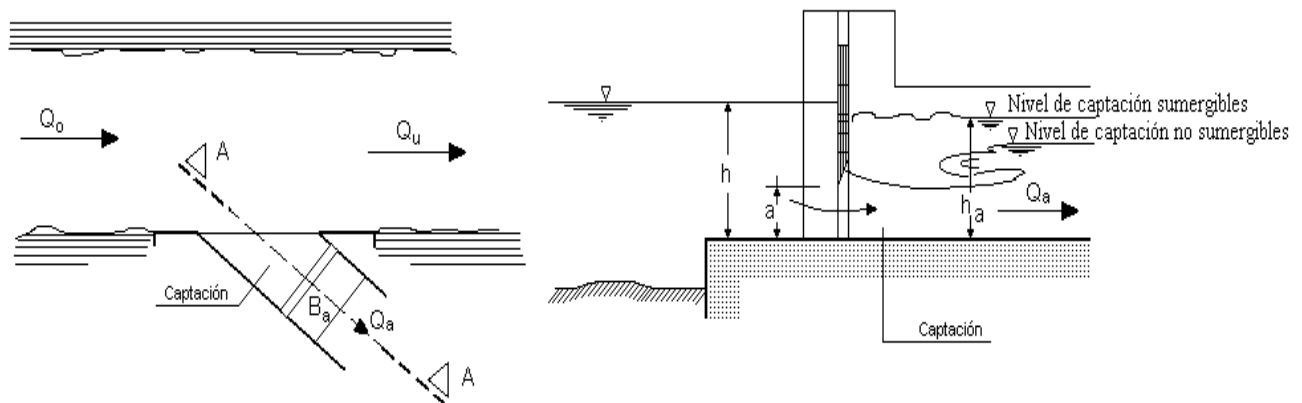


Figura 11.3 Obra de toma con captación sumergida

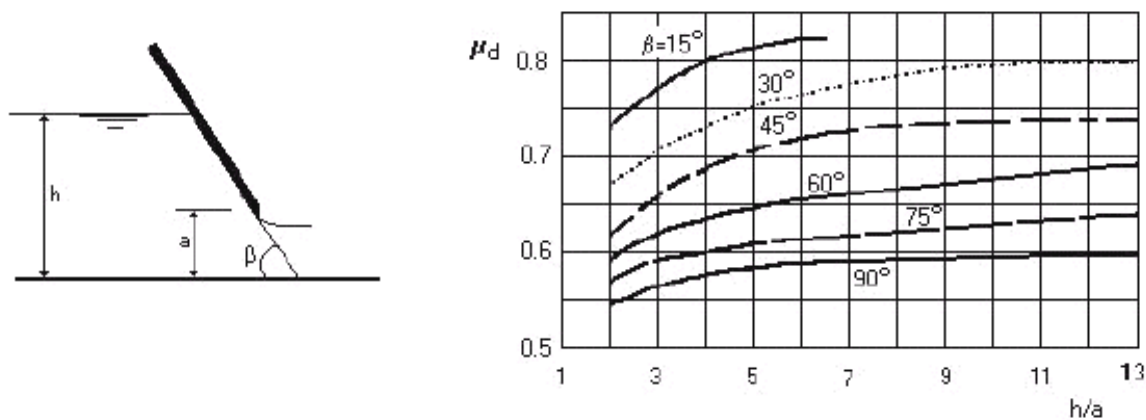


Figura 11.4 Coeficiente de descarga μ_d según Gentilini

Dónde:

μ_d = Coeficiente de descarga para flujo sumergido

k = factor de reducción por flujo sumergido

a = Abertura de la compuerta en m.

El coeficiente de descarga μ_d depende principalmente de las condiciones de abertura del orificio, tal como se muestra en el diagrama de la Figura 11.4, que resume las investigaciones de **Gentilini**. El factor de corrección k expresa, en analogía con una toma a superficie libre, la influencia del flujo que se desarrolla aguas abajo del elemento considerado. Para flujo no sumergido, k toma el valor de $k = 1$. Para flujo sumergido se puede utilizar el diagrama del Anexo 11.1 en el que k se muestra en función del cociente (h/a) según **Schmidt**.

11.2.3 Consideraciones sobre el flujo secundario en una obra de toma

El movimiento de sedimentos en la zona de influencia de la toma aún no está definido con claridad, sin embargo, el comportamiento del material de arrastre juega un papel relevante en el éxito o el fracaso de una obra de toma en un río de montaña.

La ubicación de la toma y su disposición en relación a la dirección de flujo, será de verdadera influencia para el comportamiento del movimiento de los sedimentos. **Habermas**, realizó investigaciones de las relaciones entre la derivación de caudales líquidos y sólidos con las formas de captación superficial. Este investigador comparó una gran cantidad de formas de río y obras de toma, demostrando la gran influencia entre las condiciones de movimiento de sedimentos y la ubicación de la toma.

Se iniciará el análisis considerando el caso de un curso natural rectilíneo, en el que se aplica una derivación con un determinado ángulo respecto al eje del río.

La derivación del caudal desarrolla un punto de remanso, en el cual se presenta la separación del flujo en dos partes, una parte con un caudal Q_u , cuyo movimiento sigue la trayectoria original y una segunda con un caudal derivado Q_a . A consecuencia de la separación del flujo y a partir del punto de remanso se forma una línea-frontera que cubre un sector en el que se presenta la separación de las líneas de escurrimiento. El punto de remanso abarca una zona que se desplaza hacia aguas arriba, disminuyendo gradualmente su influencia, formando de esta manera una línea-frontera o plano-frontera.

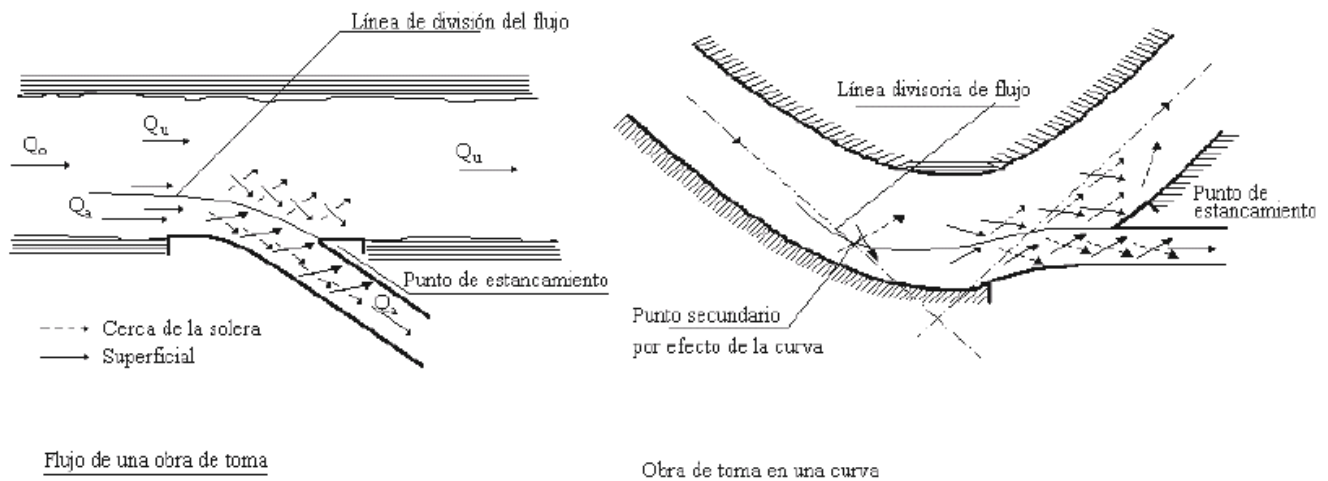


Figura 11.5 Orientación del flujo en una obra de toma superficial

El caudal Q_a origina cambios en la dirección de flujo, que da lugar a la formación de una corriente secundaria, la cual con la superposición del flujo principal genera un movimiento en espiral que se desplaza desde la superficie hasta la solera.

El caudal Q_u conlleva a una ampliación de la sección, generando como consecuencia un flujo secundario a manera de espiral desde la base hacia la superficie. De esta forma se produce dos flujos en espiral con gran turbulencia a lo largo de la línea-frontera, en un primer caso conduciendo los sedimentos hacia el sistema de aducción en proporción directa al caudal Q_a y en segundo caso alejando de la misma línea por el caudal Q_u . La magnitud de los volúmenes de sedimento en

movimiento será función también de los valores que alcancen las velocidades de flujo que se desarrollen y por lo tanto de las consiguientes tensiones de corte.

Por lo anteriormente indicado, es necesario considerar dos aspectos para reducir el ingreso de material al sistema de aducción:

- Favorecer al desarrollo del flujo con caudal Q_u .
- Reducir las posibilidades de formación del flujo con caudal Q_a .

La materialización de estos criterios dependerá de las condiciones particulares que presente el proyecto bajo consideración. En los casos en los que el caudal de derivación es pequeño en comparación con el caudal del curso natural, estos criterios carecen de significado.

El desarrollo de una curva favorece a la generación del flujo secundario. La disposición de la toma en la ribera exterior de una curva permite a este sector ser el más favorable para emplazar la toma por cuanto el flujo secundario se expresa en su plenitud a consecuencia del efecto de curva. Según **Garbrecht**, el efecto de curva se manifiesta hacia abajo en una distancia equivalente a dos veces el ancho del río desde el vértice de la curva.

No es recomendable ubicar la toma en la ribera interior de un curso de agua, por cuanto no es posible evitar que en este sector se presenten procesos de sedimentación, que inhabiliten rápidamente el sistema de captación.

La magnitud del flujo secundario en una curva y la intensidad del movimiento del sedimento, dependen del radio y del ángulo de curvatura. Para curvas suaves (Radio: Ancho $> 7:1$) y/o curvas muy cortas ($\alpha < 30^\circ$), el efecto de curva no se desarrolla plenamente, siendo necesario considerar obras complementarias para generar un mejor desarrollo del efecto de curva.

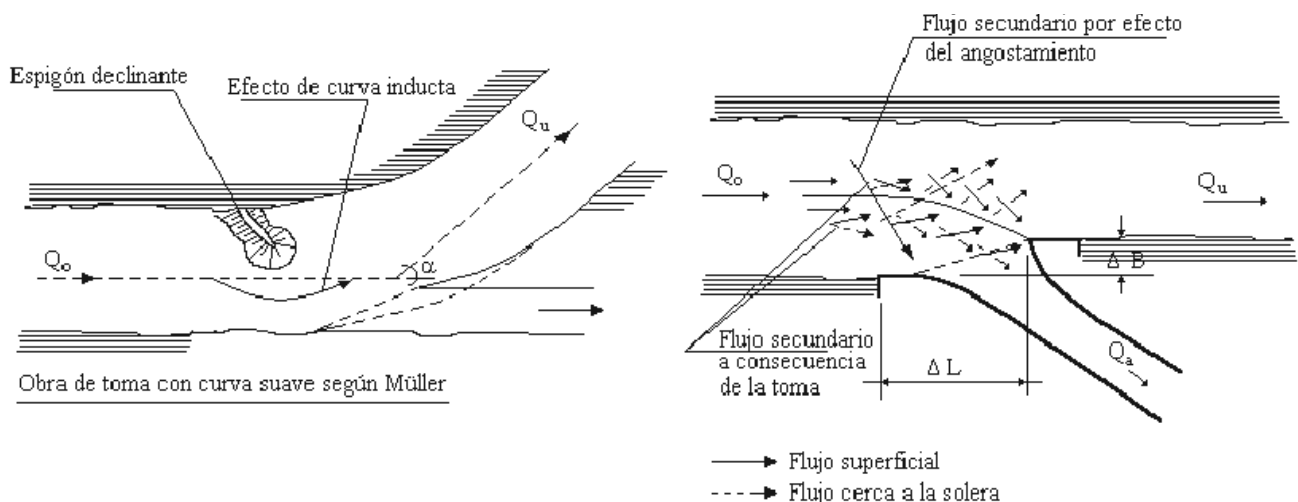


Figura 11.6 Obras de toma en una curva suave (Müller) y en un angostamiento

La incorporación de un espigón declinante en la ribera interior, puede forzar el efecto de curva y por lo tanto generar la desviación del sedimento hacia el sector interior de la curva.

En tramos relativamente rectilíneos se presentan normalmente dificultades de ubicación de la toma, principalmente en aquellos con pendiente pronunciada; en estos casos se podría buscar un tramo más angosto. En un estrechamiento se generan corrientes secundarias, que se intensifican en la solera cerca a la toma, lo cual tiene como consecuencia el movimiento del sedimento hacia la ribera contraria. Este efecto es aún más intensivo mientras mayor magnitud alcance la relación. De manera aproximada, estrechamientos con $\Delta B/\Delta L \leq 1/10$ prácticamente no originan corrientes secundarias, funcionando de la misma manera que un curso rectilíneo.

En los casos en los que no sea posible aplicar la anterior solución, se podría considerar medidas de corrección en el curso de agua que generen situaciones similares al escurrimiento en curvas.

Esta medida artificial (crear una curva en un tramo recto) trae consigo nuevas solicitaciones sobre el perímetro mojado, expresadas en erosiones locales que podrían profundizar el lecho. Por consecuencia será necesario tomar medidas complementarias de protección en zonas ubicadas aguas abajo y aguas arriba de la obra de toma.

Otra posibilidad de utilizar un tramo recto, es dada por **Habermas**. Este investigador recomienda considerar alternativamente la construcción de un canal lateral que cumpla las condiciones favorables que ofrece un tramo en curva.

Tendrá que estudiarse en cada caso, las posibilidades físicas de aplicación de esta solución, resolviendo al mismo tiempo las consecuencias sobre el escurrimiento en el tramo considerado, principalmente en lo que al transporte de sedimentos se refiere. Para la elección del tipo de obra de toma, considerando el movimiento de los sedimentos es necesario considerar los dos siguientes conceptos:

- Desviación de los sedimentos: Para este caso los estudios de investigación indican que el sedimento, a través de la aplicación de obras apropiadas (traviesas, muros guía, esclusas de fuga, canales de fuga), puede ser alejado de la toma con éxito, dependiendo del diseño de estas obras.
- Conducción del sedimento: Con este método, se logra conducir las dos fases de flujo (flujo líquido y flujo sólido) a la toma y luego separar la fase sólida para su posterior evacuación. Para tal propósito podrá utilizarse sistemas de toma con doble solera y muros de separación horizontales.

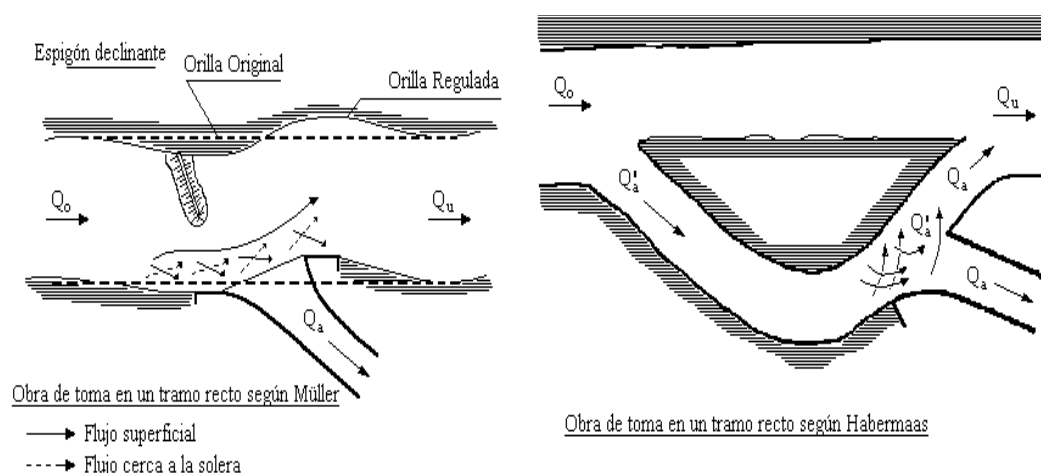


Figura 11.7 Obras de toma según Müller y Habermas

Además de lo indicado, debe considerarse la incorporación de obras hidráulicas (desgravadores y desarenadores) que permiten atrapar el sedimento para luego evacuarlos del sistema de aducción. Esta posibilidad no se enmarca dentro de los principios de captación de agua sin material de arrastre, sino que se mantiene como obra complementaria, dependiendo de la calidad del agua.

Grischin plantea una pared curvada a manera de espigón, cuya misión es conducir las aguas hacia la toma y al mismo tiempo generar corrientes secundarias.

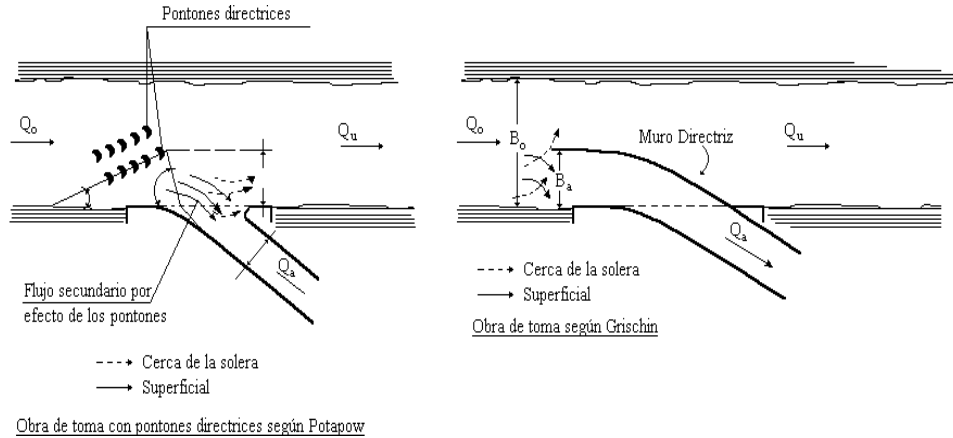


Figura 11.8 Obras de toma según Potapov y Grischin

La diferencia principal con un espigón convencional consiste en que esta obra pretende dosificar el caudal de toma. Lo cual se consigue manteniendo las siguientes relaciones:

$$\frac{Q_a}{B_a} < \frac{Q_0}{B_0} < \frac{Q_u}{B_0 - B_a} \quad (11-3)$$

Rouvé plantea un principio similar que consigue el mismo efecto buscado por Grischin, pero al mismo tiempo logra una gran independencia del caudal de toma. Para este caso se recomienda mantener las siguientes relaciones:

$$\frac{Q_a}{B_a} < \frac{Q_0}{B_0} < \frac{Q_0 - Q_a}{B_0 - B_a} \quad (11-4)$$

Con la ayuda del órgano de regulación es posible alcanzar mejores condiciones de la relación Q_a/B_a en correspondencia con las condiciones límites que establecen los caudales Q_0 y Q_a .

Una clásica solución para desviación del sedimento es la incorporación de un travesaño de fondo delante de la entrada a la bocatoma.

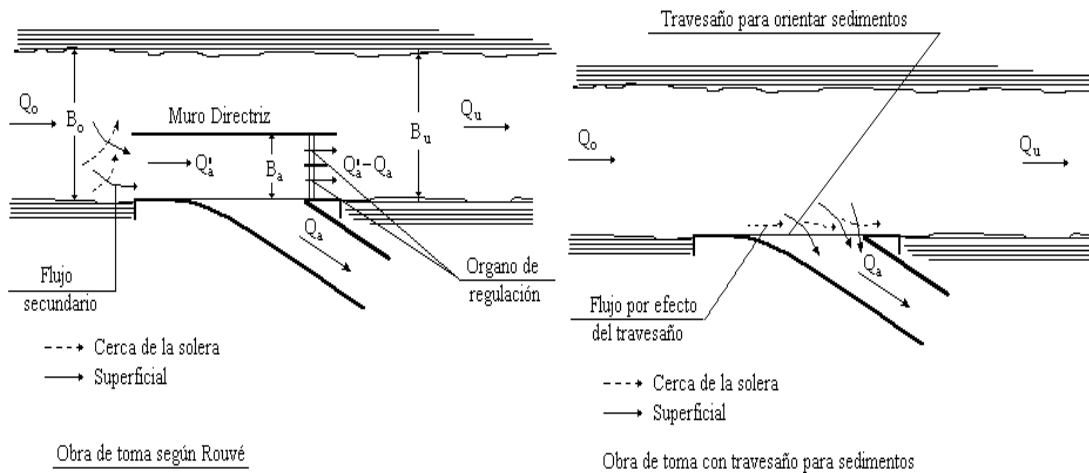


Figura 11.9 Obras de toma con travesaño para sedimentos (Rouve)

Con este sencillo método se busca generar también un flujo secundario, por cuanto en la solera el escurrimiento agua-sedimento continúa según la trayectoria original, mientras que en la zona de influencia directa de la bocatoma el flujo presenta un desvío hacia la misma, reduciendo las posibilidades de ingreso de material de acarreo. Sin embargo en la práctica el desarrollo del flujo es más complejo, por cuanto será función de factores como: Caudal sólido, caudal líquido, altura del travesaño, inclinación de la toma, rugosidad de la solera, rugosidad del perímetro mojado del sistema de aducción, etc.

El travesaño por si solo, no logrará los objetivos deseados, por lo que en general se complementa con una estructura transversal que incorpore al mismo tiempo un vertedero de excedencias y una estructura de limpieza de sedimentos. La incorporación de los elementos indicados tiene los siguientes efectos:

- La combinación de la toma con una estructura transversal o azud otorga gran flexibilidad frente a un sistema sin regulación y permite asimismo tomar medidas de limpieza.
- La incorporación del azud logra una desviación del flujo similar al logrado por una curva.
- El travesaño oblicuo refuerza este efecto en combinación con compartimentos que habilitan las pilas intermedias del azud sin modificar en gran manera la sección útil del flujo.
- Con ayuda del canal de limpieza entre el azud y la toma se logrará controlar la evacuación del sedimento que logre sedimentar en la zona de la toma.

Teniendo en cuenta todo lo anterior, estas obras de toma de derivación directa son las más adecuadas para cuencas de montaña, por lo cual son las que nos interesan en el caso de obras hidráulicas en laderas andinas. Sin embargo, existen otros dos tipos de obras de toma superficiales, que en algunos casos podrían utilizarse.

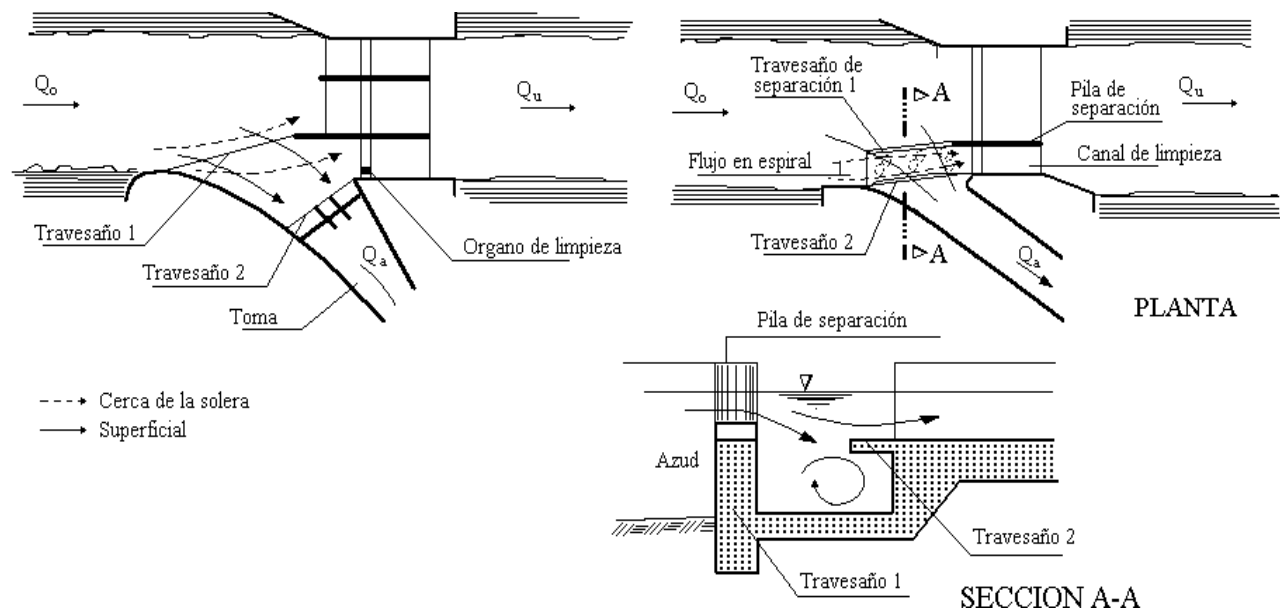


Figura 11.10 Obras de toma con travesaño y órgano de limpieza

11.3 OBRA DE TOMA TIPO TIROLESA

El principio de este tipo de obra de toma radica en lograr la captación en la zona inferior de escurrimiento. Las condiciones naturales de flujo serán modificadas por medio de una cámara transversal de captación. Esta obra puede ser emplazada al mismo nivel de la solera a manera de un travesaño de fondo. Sobre la cámara de captación se emplazará una rejilla la misma que habilitará el ingreso de los caudales de captación y limitará el ingreso de sedimento. El material que logre ingresar a la cámara será posteriormente evacuado a través de una estructura de purga. La obra de toma en solera se denomina también azud de solera u obra de toma tipo Tirolesa y puede ser empleada en cursos de agua con fuerte pendiente y sedimento compuesto por material grueso. Este tipo de obra de toma ofrece como ventajas una menor magnitud de las obras civiles y un menor obstáculo al escurrimiento.

11.3.1 Diseño hidráulico de la cámara de captación

La hidráulica del sistema diferencia dos estados de flujo a saber:

- Flujo a través de las rejillas
- Flujo en la cámara de captación.

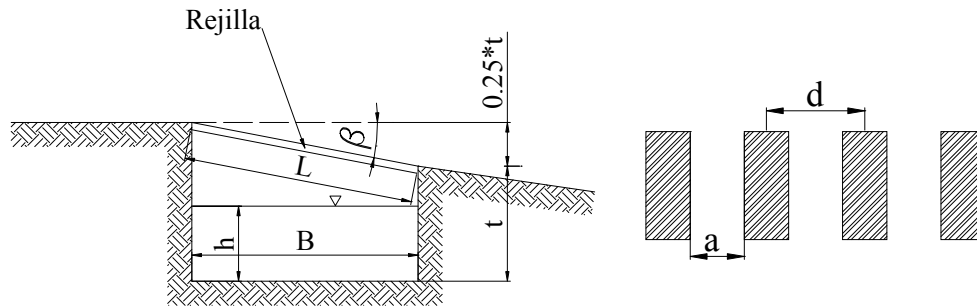


Figura 11.11 a) esquema dimensiones de la cámara de captación; b) sección rejilla.

Donde:

t : máximo nivel en el canal.

$0.25 \cdot t$: borde libre mínimo.

B : ancho de colección.

L : longitud de la reja.

a : distancia entre barras de la rejilla.

d : separación entre ejes de las barras de la rejilla.

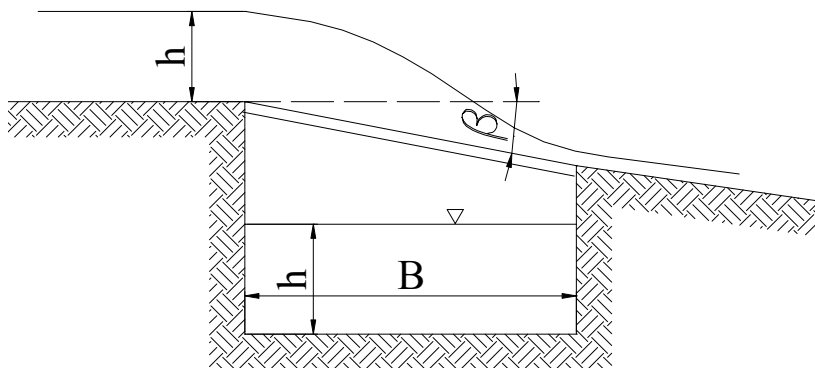


Figura 11.12 Esquema flujo sobre la rejilla.

Del esquema con energía constante, el caudal que pasa por las rejillas se tiene:

$$Q = 2/3 \cdot C \cdot \mu \cdot b \cdot L \sqrt{2g \cdot h} \quad 11-5$$

Donde:

b : ancho de la toma (puede ser ancho del río).

h : altura sobre la rejilla.

Q : caudal de derivación o caudal de la toma.

El coeficiente m depende de la forma de las barras de la rejilla y del tirante. Para rejillas de perfil rectangular, las investigaciones de **Nosedá** dan como resultado los siguientes valores.

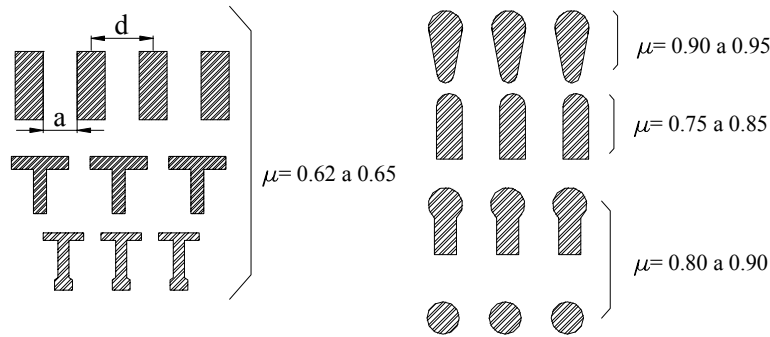


Figura 11.13 Coeficiente m para los tipos de barra

El coeficiente C depende de la relación de espaciamiento entre barras y el ángulo β de la rejilla con la siguiente formula:

$$C = 0.6 \cdot a / d \cdot \cos^{3/2}(\beta) \quad 11-6$$

Al inicio de la rejilla, a pesar de ser la sección con energía mínima, en la práctica el tirante resulta algo inferior al tirante crítico, a saber:

$$h = K \cdot h_{\text{lim}} = 2/3 \cdot K \cdot H_E \quad 11-7$$

Donde:

H_E : altura sobre la rejilla = altura de energía.
 K : factor de reducción.

El factor de reducción K es dependiente de la pendiente de las condiciones geométricas de la rejilla que para una distribución hidrostática de la presión, se tiene la ecuación:

$$2 \cdot \cos \alpha \cdot K^3 - 3 \cdot K^2 + 1 = 0$$

α grados	K	α grados	K
0	1.0	14	0.879
2	0.980	16	0.865
4	0.961	18	0.831
6	0.944	20	0.887
8	0.927	22	0.826
10	0.910	24	0.812
12	0.894	26	0.800

Cuadro 11.1 Factor de reducción en función de la pendiente según Frank.

La construcción de la cámara de captación, debe seguir las siguientes recomendaciones de acuerdo a la experiencia:

- El largo de construcción de la rejilla debe ser $1.20 \cdot L$ de diseño.
- El canal debe tener un ancho: $B = L \cdot \cos \beta$.
- $t \cong B$ para tener una relación.
- La sección de la cámara es más o menos cuadrada.

La pendiente del canal de la cámara esta dada de acuerdo a:

$$S = 0.20 \cdot \frac{d^{9/7}}{q^{6/7}} \quad 11-8$$

$$q = v \cdot h \quad 11-9$$

Donde:

H: máximo valor que puede tener t.

V: velocidad del agua.

H: profundidad o tirante de agua en el canal de recolección.

D: diámetro (tamaño) del grano en (m).

La rejilla, limita el paso de las partículas de diferentes tamaños de acuerdo a las características que tiene cierto tramo de río en los lugares de ubicación de la toma.

11.4 TOMAS LATERALES

La toma con Vertedero lateral, es la estructura de captación de un sistema de estructuras que acompañan a la toma, como se muestra en la Figura 11.14, el diseño del vertedero lateral consiste en calcular la longitud del vertedero para un caudal de diseño que se pretende tomar de un canal o un río.

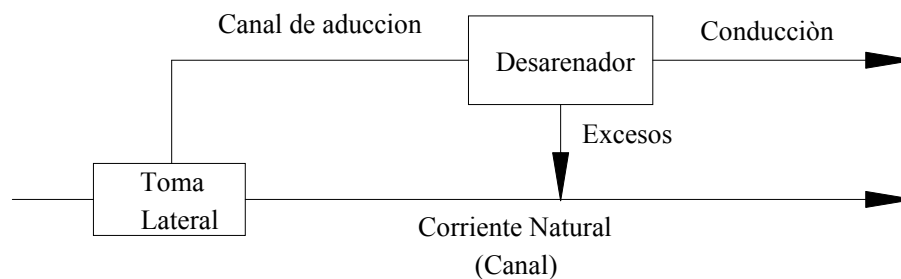


Figura 11.14 Sistema de toma con vertedero lateral

El método de cálculo que se presenta utiliza el criterio de la Energía Específica constante y está basado en la formula de De Marchi². La aplicación de este método sencillo de cálculo para la solución de un problema que incluye una gran cantidad de variables debe considerar una serie de restricciones que faciliten los cálculos sin que la precisión de los resultados se vea afectada de una manera notable.

Para el caso particular de un vertedero lateral en un canal rectangular de baja pendiente y sección constante las limitaciones que se consideran son las siguientes:

Régimen en el canal es Subcrítico inmediatamente antes y después del vertedero.

El régimen de flujo en una sección determinada de un canal se clasifica en función del Número de Froude,

² Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow

- Régimen en el canal es Subcrítico inmediatamente antes y después del vertedero. El régimen de flujo en una sección determinada de un canal se clasifica en función del Número de Froude:
 - En el régimen supercrítico ($NF > 1$) el flujo es de alta velocidad, propio de canales de gran pendiente o de ríos de montaña.
 - El flujo subcrítico ($NF < 1$) corresponde a un régimen tranquilo, propio de tramos de llanura.
 - El flujo crítico ($NF = 1$) es un estado teórico en canales y representa el punto de transición entre los regímenes subcrítico y supercrítico.
- La cresta del vertedero lateral es horizontal y la pendiente del canal en el tramo ocupado por el vertedero es despreciable.
- El canal es de sección rectangular, de ancho constante.
- La cresta del vertedero tiene Perfil de Cimacio. El coeficiente C_v es próximo a 2.2 (hallado en base al diseño de vertederos del capítulo 5)
- La Energía Específica (E) en el canal a lo largo del vertedero es constante. $E = Y + V^2 / 2g$

Las formulas para el diseño de Marchi, suponen energía constante Figura 11.15, esta formula viene dada de la solución de la ecuación general del flujo espacialmente variado obteniendo la siguiente ecuación:

$$X = \frac{b \cdot (2g)^{1/2}}{C_v} \left\{ \frac{2 \cdot E - 3 \cdot P}{E - P} \cdot \left(\frac{E - Y}{Y - P} \right)^{1/2} - 3 \cdot \arcsen \sqrt{\frac{E - Y}{Y - P}} \right\} + C \quad 11-10$$

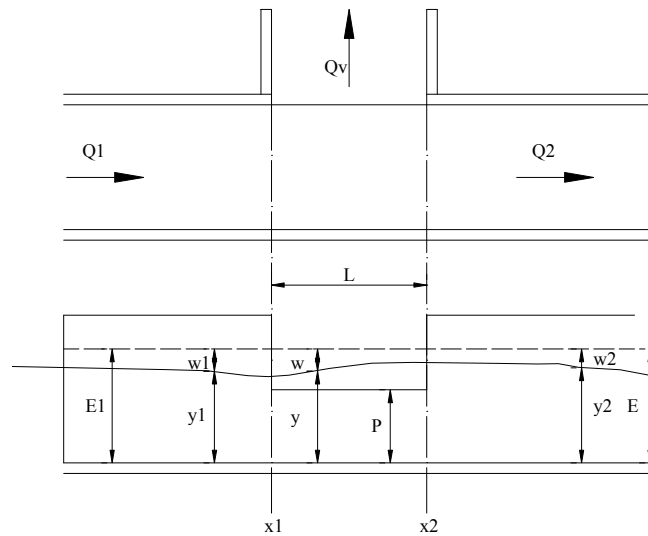


Figura 11.15 Perfil de flujo en vertederos laterales

Donde la longitud del vertedero $L = x_2 - x_1$, donde x_1 y x_2 son las abscisas correspondientes a las profundidades Y_1 y Y_2 respectivamente.

Cuando el flujo es subcrítico la profundidad Y_2 (Figura 11.15) es conocida y es igual a la profundidad normal de flujo del canal de aguas abajo. X_2 se fija arbitrariamente. Conocidos Y_2 , X_2 se calcula la constante de integración C de la ecuación (11-10).

Para este método de diseño del vertedero lateral, se recomienda usar la ecuación aproximada de Salamanca, (1970):

$$Q_v = \frac{L(2 \cdot Z_m)^{3/2}}{1.27} \quad 11-11$$

Dónde:

$$Z_m = \frac{(Y_1 - P) + (Y_2 - P)}{2} \quad 11-12$$

La ecuación se aplica en sistema métrico y utiliza un coeficiente $C_v = 2.2$ para el vertedero. En la práctica el coeficiente es menor por efecto del cambio de dirección del flujo que vierte y de su choque contra las paredes del vertedero. El coeficiente corregido toma la forma:

$$C_v = 2.2(1 - K \cdot Q_2 / Q_1) \quad 11-13$$

Donde k es un factor que se determina experimentalmente. En vertederos pequeños k es del orden de 0.15.

La altura del vertedero lateral P puede tomar un valor de hasta $2/3$ de la altura de agua, aguas abajo Y_2 . Entonces la altura de la lámina de agua sobre el vertedero tiene hasta $1/3$ de Y_2 .

11.5 GALERIAS FILTRANTES³

11.5.1 Definición

Una galería filtrante es un conducto perforado construido en profundidad en el lecho permanente de un río. Las galerías se diseñan para captar el flujo subsuperficial que escurre a través del material permeable del río, o adicionalmente el flujo superficial. Las galerías pueden descargar su flujo ya sea por gravedad o por bombeo.

Las galerías son uno de los dos métodos más frecuentes usados para captar el flujo de los lechos de los ríos. El otro es el de los azudes o tomas directas. La descarga puede ser por gravedad, a niveles más bajos que la galería, aunque para esto se necesita recorrer una cierta distancia hasta salir a la superficie. Otra forma es por bombeo desde una cámara situada a un extremo de la galería.

El uso de galerías filtrantes es adecuado en los siguientes casos:

- a) Cuando una toma superficial no es confiable
- b) Cuando la construcción de una galería podría ser la forma más barata de captar el flujo temporal subsuperficial o superficial.
- c) Cuando no es posible fundar la presa derivadora en material impermeable, lo que puede causar pérdidas de agua.

Una alternativa a las galerías es el tajamar, que puede ser considerado como una presa subterránea. Además tiene la ventaja de proveer algún almacenamiento, aunque pequeño. El diseño de presas derivadoras es bastante conocido. El diseño de las galerías es lo menos. Las investigaciones en el sitio requieren determinar las condiciones del suelo y la disponibilidad de

³ Diseño de Galerías Filtrantes, Programa Nacional de Riego (PRONAR)

agua, lo cual es caro, consume tiempo y no da resultados exactos. Además las propiedades de los lechos de los ríos son altamente variables y no pueden ser descritas exactamente.

A pesar de las precauciones que se tomen en la estimación de los parámetros de diseño, errores del orden del 10 al 30 % pueden ocurrir fácilmente. Aún bajo las circunstancias más favorables, se deben esperar como mínimo desviaciones del 5 %. Por un lado esto significa que se debe tomar el máximo cuidado en las investigaciones hidrogeológicas preliminares, pero por otro, no se requiere gran exactitud en los cálculos y en muchos casos un método complicado puede ser reemplazado por uno simple, menos exacto, sin afectar materialmente la influencia de los resultados.

11.5.2 Localización y orientación de la galería

Existen varios factores de igual importancia que afectan la orientación y ubicación de una galería. Las principales características que afectan la selección del sitio de ubicación, la profundidad de la galería y su orientación son:

- Dominio del área a ser servida
- Estabilidad del río
- Profundidad del agua y profundidad de socavación
- Derechos de terceros
- Orientación de la galería

Al considerar la ubicación de una galería, se debe analizar cada uno de estos puntos en detalle. Si la galería no cumple con todos estos criterios, se debe buscar un nuevo sitio. Si no se encuentra otro sitio con estos criterios, entonces deberá analizarse otro tipo de solución.

11.5.3 Dominio del área a ser servida

La galería debe estar ubicada por encima del área que se propone regar, a menos que se planifique bombeo. Esta altura debe comprender naturalmente el canal o tubería de conducción entre la galería y la zona de riego. Dada la inexactitud de los métodos para determinar la disponibilidad de flujo subsuperficial, se recomienda que el sistema de descarga sea diseñado para un flujo 25 % más grande que el flujo máximo calculado.

11.5.4 Estabilidad del río

El río debe ser estable, es decir que no tenga meandros y que no sea susceptible a erosión. Un río que sedimenta es más aceptable para una galería, mientras que en general no lo es para una presa derivadora. Los signos de que el río es erosionable o sedimentable son difíciles de determinar. Los habitantes de la zona son la mejor fuente de información. Es preferible un lecho bien definido, sin muchos brazos, mejor si esta confinado entre dos serranías.

11.5.5 Profundidad de la galería

La profundidad de la galería viene determinada por cinco factores:

- La profundidad a la cuál se puede captar el máximo flujo.
- La profundidad de la roca en el lecho

- La máxima profundidad de excavación posible
- La máxima profundidad desde la cuál se puede dominar el área de riego
- La mínima profundidad para evitar problemas de erosión.

Sin embargo la profundidad máxima también estará limitada por la profundidad del lecho aluvial. El costo también condiciona la profundidad a la cual se considera económicamente conveniente realizar las excavaciones. Pequeños montos de excavación adicional podrán incrementar el costo de los trabajos, ya que se incrementa también la excavación de la conducción y el costo del bombeo durante la construcción.

La profundidad mínima puede ser también condicionada por la máxima profundidad de socavación. Cuando la galería se encuentra por debajo de la profundidad de socavación, no necesita protección contra daños de crecidas. Cuando esta por encima, se deben hacer protecciones. La experiencia de los profesionales en nuestro país sugiere que es preferible construir la galería siempre por debajo. La ecuación de Lacey es una de las más usadas para calcular la profundidad de socavación:

$$S_{\max} = X \cdot R - Y \quad 11-14$$

Dónde:

S_{\max} = Socavación máxima en pies

X = Factor que depende del tipo de tramo, según el cuadro 11.3.

Y = Profundidad mínima del flujo aguas abajo de la estructura, en pies.

$$R = 0.9 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{1/3} \quad 11-15$$

Dónde:

q = descarga máxima en pies³/seg.

f = factor de aluvión de Lacey, según el cuadro 11.3.

Cuadro 11.2, Valores de x

Tipo de tramo	Valor medio de "X"
Recto	1.25
Con curvas moderadas	1.50
Con curvas bruscas	1.75
Curvas en ángulo recto	2.00

Cuadro 11.3 Factor de aluvión de Lacey

Tipo de suelo	Factor de aluvión de Lacey “ <i>f</i> ”
Grandes pedrones y cantos rodados	20.0
Piedras y cantos rodados	15.0
Piedra y grava	12.5
Piedras, cantos rodados y grava	10.0
Grava y gravilla	9.0
Gravilla	4.75
Gravilla y arena	2.75
Arena gruesa	2.0
Arena media	1.75
Limo común	1.0
Limo medio	0.85
Limo fino	0.6
Limo muy fino	0.4
Arcilla	5.0

11.5.6 Derechos de terceros

Dónde se va a construir una galería, deben estar bien definidos los derechos de terceros, tanto al agua como al sitio de la galería y del canal de salida. Para esto se recomienda un recorrido general del río, tanto aguas arriba como aguas abajo, a fin de determinar si no se presentarán reclamos.

11.5.7 Orientación de la galería

Depende del tipo y ubicación del flujo a ser captado y otras condiciones del sitio. Se distinguen tres tipos de orientación (ver Figura 11.16).

- La orientación más apropiada para captar flujo subsuperficial es atravesando el río, ya que intercepta todo el flujo. Se debe investigar si el flujo subsuperficial ocupa todo el lecho del río.
- Para captar flujo superficial, se debe presentar máxima área de filtro al flujo, entonces se prefiere galería longitudinal, colocada donde se mantiene el flujo permanente. Si el flujo se mueve, es mejor una galería diagonal.
- La galería diagonal es también adecuada cuando se deben captar tanto flujo superficial como subsuperficial, pero es mejor la combinación de galerías, una galería en T, donde la longitudinal capta flujo superficial y la transversal flujo subsuperficial.

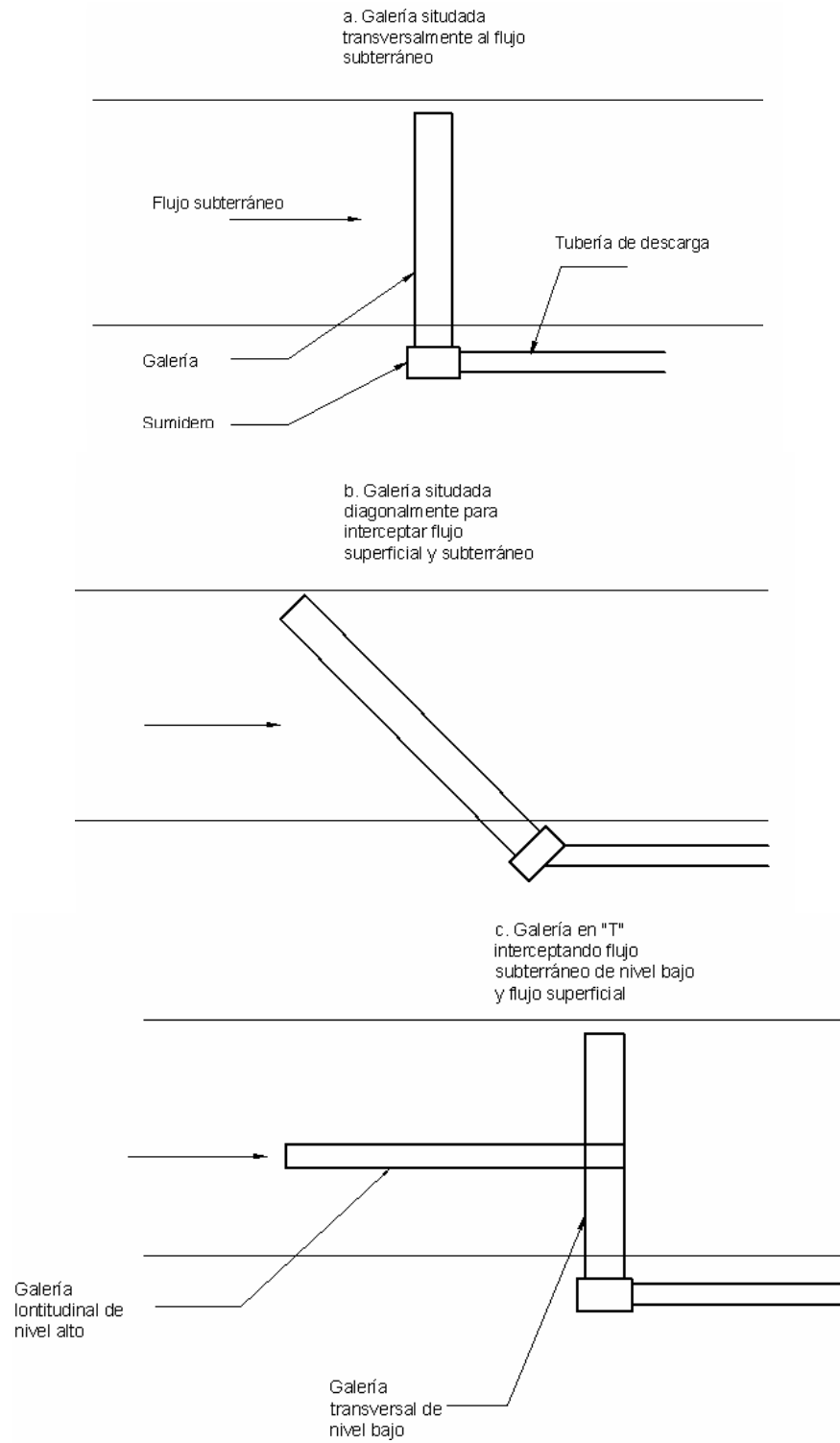


Figura 11.16 Posibles orientaciones de galerías filtrantes

11.5.8 Investigaciones del sitio

Se hace para determinar la naturaleza del sitio y la cantidad de agua disponible potencialmente. No es lo mismo que la cantidad de flujo a ser captado por la galería, que se determinará con el diseño.

a. MEDICIONES TOPOGRÁFICAS

Son actividades caras, entonces tiene que estar bien definida la ubicación de la galería antes de hacer la topografía. Existe la tendencia de enviar primero al topógrafo, lo que es un error: se debe analizar con cuidado la ubicación, hablar con los interesados y definir toda el área a ser servida. Primero se deben colocar Benchmarks (por lo menos 3)⁴, bien marcados en el sitio y en los planos con las cotas bien definidas. Las escalas apropiadas de planos varían entre 1:200, 1:100 ó 1:50, con curvas de nivel cada metro o cada 0.50 metros. El plano debe ser preparado con detalle, incluyendo las características del lecho del río, como límites del cauce y del área de inundación en crecidas. Es importante tomar secciones transversales del río par analizar crecidas máximas, señalando las marcas dejadas por las mismas.

b. INVESTIGACIONES PRELIMINARES

Las investigaciones detalladas son caras y en una primera instancia se debe aplicar un método económico para determinar si un sitio en particular es adecuado para la construcción de una galería filtrante. Donde se va a captar flujo subsuperficial, se necesita determinar como primeros datos la profundidad y pendiente del nivel freático. Si este nivel esta a más de 1.80 m., se debe analizar bien la construcción por los costos.

Se debe excavar un pozo en el eje de la galería y otros dos, uno aguas arriba y otro aguas abajo, a unos 50 m. del eje. Así se determina la pendiente del nivel freático. El flujo aproximado se puede entonces determinar utilizando la ecuación de Darcy, que se explicará más adelante. Los coeficientes de permeabilidad para diferentes muestras de suelo, se encuentran detalladas en el cuadro 11.4.

Cuadro 11.4 Coeficientes de permeabilidad para diferentes muestras de suelo

Material	k cm./seg.	k en m/día (aprox.) ⁵
Grava limpia	> 1	> 1000
Arena gruesa limpia	1 a 10^{-2}	1000 a 10
Mezcla de arena	10^{-2} a $5 \cdot 10^{-3}$	10 a 5
Arena fina	$5 \cdot 10^{-3}$ a 10^{-3}	5 a 1
Arena limosa	$2 \cdot 10^{-4}$ a 10^{-4}	2 a 0.1
Limo	$5 \cdot 10^{-4}$ a 10^{-5}	0.5 a 0.001
Arcilla	$< 10^{-6}$	< 0.001

El grado de compactación puede afectar notablemente

Si esta estimación preliminar muestra resultados satisfactorios, entonces se debe hacer investigaciones mas detalladas.

⁴ Apuntes de Obras Hidráulicas I, Ing. Juan Carlos Rocha

⁵ El factor de conversión es 864 pero se ha redondeado a 1000

c. DISPONIBILIDAD DE AGUA SUPERFICIAL

Cuando la galería se propone para captar una porción importante de flujo superficial, entonces este debe ser monitoreado por un período suficiente para determinar el flujo disponible a lo largo del año y la variación entre años. Se debe averiguar la existencia de información disponible de estaciones cercanas. Se debe aforar el agua disponible el día de la visita y preguntar sobre su variación a lo largo del año, averiguar si hay agua en el período crítico de estiaje (octubre) y su cantidad. Por comparación con registros de estaciones confiables, se debe analizar si el año medido corresponde al año seco, lluvioso o medio. Se pueden relacionar los valores con estaciones vecinas.

d. INVESTIGACIONES SUBSUPERFICIALES

Se hacen para determinar cuatro parámetros:

- La profundidad y el perfil de la roca madre, a fin de determinar la profundidad de flujo y la máxima profundidad a la cuál se puede fundar la galería.
- La profundidad del nivel freático.
- Para confirmar y cuantificar la cantidad del flujo subsuperficial, aplicando la ecuación de Darcy. Para esto se debe determinar el área del flujo, la pendiente del nivel freático y la permeabilidad del material.
- Para determinar los parámetros físicos de los materiales del lecho del río para el diseño del filtro de la galería y la profundidad de socavación.

Estos parámetros se determinan excavando un número de pozos y realizando ensayos. Otro número de pozos será requerido para determinar las propiedades físicas del material del lecho del río (Figura 11.17). La permeabilidad se determina entonces por pruebas de bombeo, o por una serie de “slug tests”. La prueba de bombeo es más cara, pero permite medir la permeabilidad en una amplia zona del río. El “slug test” es mucho más barato y simple, pero menos exacto; sin embargo, si se efectúan varios, los resultados mostrarán la variación de permeabilidad en diferentes áreas del lecho del río. Se recomienda la participación de un ingeniero con experiencia para hacer estas pruebas.

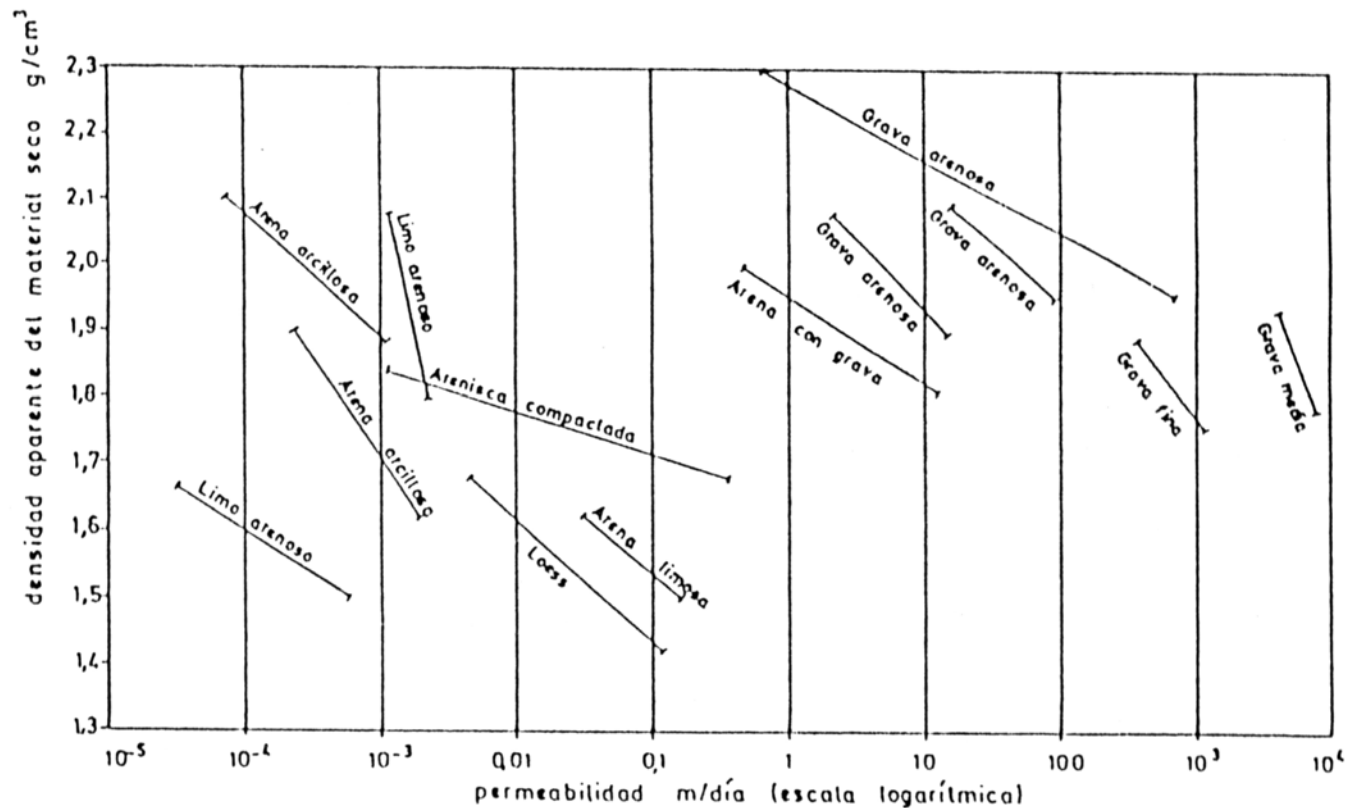


Figura 11.17 Relación entre la permeabilidad y la compactación⁶

e. PROFUNDIDAD Y PENDIENTE DEL NIVEL FREÁTICO Y PROFUNDIDAD A LA ROCA

Una vez que los pozos han sido excavados, es fácil registrar la profundidad del nivel freático. Sin embargo, esto debería ser realizado al menos 24 horas después de que el pozo ha sido concluido, a fin de evitar los efectos de la construcción.

La parte superior, fondo y nivel freático deben ser referenciados a un BM (Benchmark) y cuidadosamente registrados. Además se deben relacionar los estratos de un pozo a otro. Así se puede determinar fácilmente la pendiente del nivel freático. El pozo de bombeo y los piezómetros deberían ser perforados hasta la roca madre, excepto cuando la roca se encuentra a más de 1.25 veces la máxima profundidad de la galería. Cuando la roca está más arriba, entonces el perfil de la roca determinará el área del flujo subsuperficial y la máxima profundidad a la que puede instalarse la galería.

f. DETERMINACIÓN DEL FLUJO SUBSUPERFICIAL

La determinación del flujo subsuperficial se basa en la ecuación de Darcy:

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad 11-16$$

dónde:

Q = caudal en m³/s

k = coeficiente de permeabilidad en m/s

⁶ Según Cedergren, 1967

i = gradiente hidráulico

A = área de la sección transversal del flujo (m^2)

El área de la sección transversal se determina fácilmente de los perfiles de los pozos. El gradiente hidráulico del flujo subsuperficial se debe determinar de los niveles de agua en los piezómetros. La permeabilidad se determina de las pruebas de bombeo. Cuando la permeabilidad varía ampliamente a través del río, se debe aplicar la ecuación por secciones, con su propia área, permeabilidad y nivel freático y sumar todas las áreas bajas. Este método también permite definir bien donde ubicar la galería.

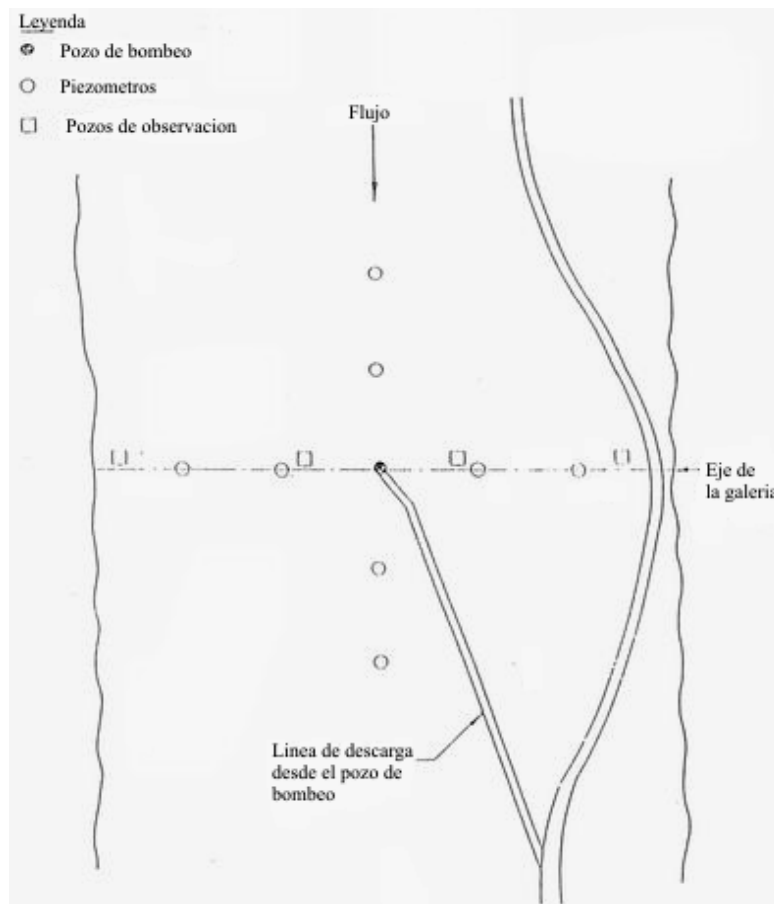


Figura 11.18 Patrón de perforaciones en la investigación para galerías filtrantes

g. PARÁMETROS FÍSICOS DEL MATERIAL DEL LECHO DEL RÍO

La granulometría del material del lecho del río se debe determinar para:

- La estimación preliminar de la permeabilidad
- Para el diseño del filtro
- Para la estimación de la profundidad de socavación

Las muestras se deben tomar de los pozos, o se debe cavar expresamente con este propósito si se ha presentado mucha mezcla del material. Además los pozos permiten ver claramente los

diferentes perfiles del río. La granulometría se determina por medio de tamices de muestras representativas del río. Se puede aplicar la serie estándar americana.

h. VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN

Cuando se propone captar también el flujo superficial por la galería, será necesario determinar la velocidad a la cuál el flujo superficial se puede infiltrar en el material del lecho del río. Esto se debería hacer usando un infiltrómetro, ya sea de doble anillo, o uno solo de gran diámetro (> 1.20 m). Los bordes del infiltrómetro deben ser hincados unos 20 cm. en el material del lecho del río. Entonces el infiltrómetro se debe llenar siempre que sea posible a la misma altura que alcanza el agua en el río. Se registra entonces la velocidad de infiltración, manteniendo el nivel de agua más o menos constante hasta que alcance un solo nivel, este proceso toma varias horas. Se determina entonces la velocidad constante de infiltración. Como una idea de la velocidad de infiltración, se tienen los siguientes datos:

Cuadro 11.5 Velocidad de infiltración para distintos tipos de suelo

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN	
Muy arenoso	20-25 mm/h
Arenoso	15-20 mm/h
Limo-arenoso	10-15 mm/h
Limo-arcilloso	8-10 mm/h
Arcilloso	< 8 mm/

Fuente: www.elriego.com

i. CAUDALES DE CRECIDA

La magnitud de los caudales para diferentes períodos de retorno debe ser determinados, principalmente para estimar la profundidad de socavación en el río. Se debe usar un período de retorno de por lo menos 50 años.

11.5.9 Métodos de construcción

El BMIADP ha investigado los métodos de construcción de galerías, de dónde considera a los siguientes 4 como los más importantes:

1. Secciones de caja de alcantarilla de H°A°, con ranuras o agujeros
2. Cajas de alcantarilla con paredes de mampostería, piso y cubierta de concreto
3. Tubos de concreto perforados
4. tubos de drenaje de acero galvanizado corrugados y perforados

Se considera que el segundo tipo es el de mayores ventajas por ser más rápido de construir y porque disminuye el peligro de daños por crecidas. Los dos últimos son más baratos pero tienen varias desventajas. Las galerías necesitan ser limpiadas periódicamente. La frecuencia de la limpieza depende de la calidad del diseño de los filtros y del tamaño de las ranuras de la galería. Por esta razón los tubos ranurados o perforados de PVC de 12" de diámetro que algunos proponen, no se consideran adecuados. Dado que la galería tiene que permitir la entrada de un

hombre, la galería debe tener por lo menos 1.20 m de altura y 0.90 m de ancho. En caso de usar tubería, debe tener por lo menos 4 pies de diámetro.

11.5.10 Diseño hidráulico, flujo superficial

Las galerías que captan flujo superficial se colocan generalmente en posición longitudinal o diagonal al lecho del río. Se encuentran rodeadas por filtros graduados altamente permeables que se extienden desde la superficie del río. La infiltración del flujo superficial al filtro y a la galería se ve limitada por 3 condiciones:

- La velocidad de infiltración del río en el filtro
- La permeabilidad del filtro
- El flujo en las ramas de la galería

Para diseñar una galería y el filtro es necesario revisar cada una de estas condiciones. Primero, la velocidad de infiltración determinada anteriormente, esto porque después de unas pocas crecidas sobre el filtro, la velocidad de infiltración en la capa superior del filtro tomará la del curso natural del río.

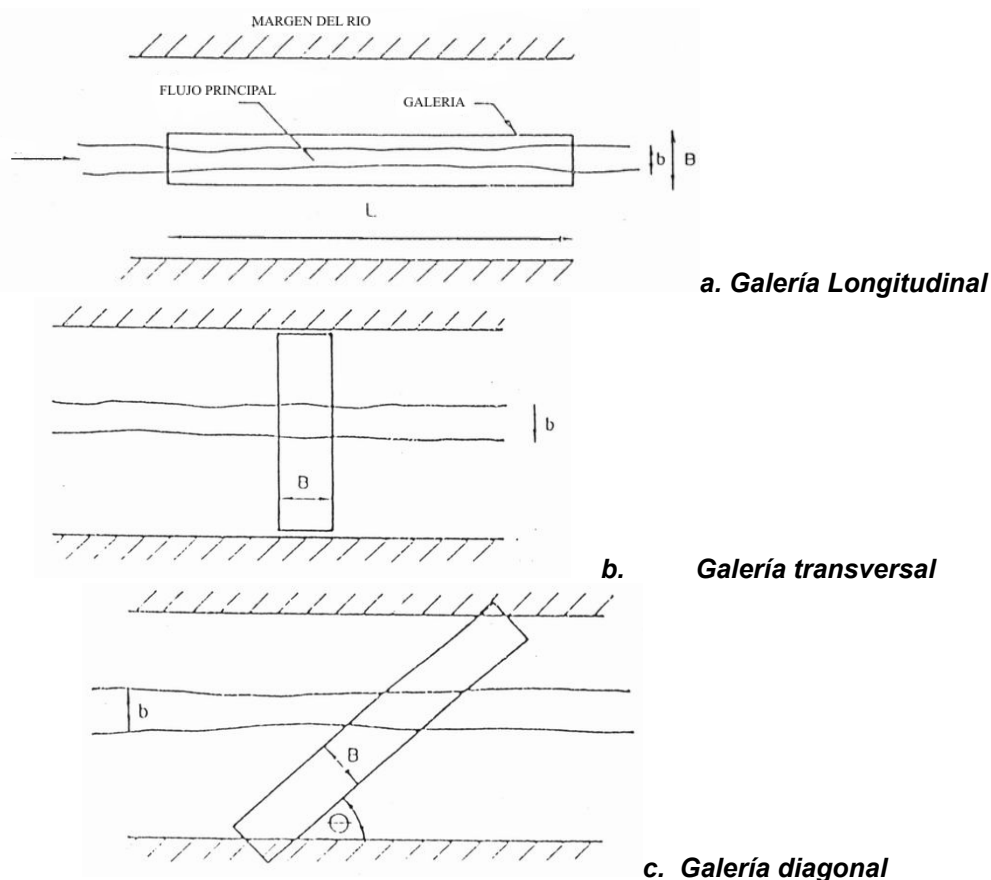


Figura 11.19 Paso del flujo superficial a través de diferentes galerías

Para obtener la tasa de infiltración, se debe multiplicar la velocidad de infiltración por el área del filtro sobre la cuál la corriente estará en contacto. Como se muestra en la Figura 11.19, el área de

contacto depende del ancho de la corriente, la orientación de la galería, el ancho del filtro en la superficie y la movilidad de la corriente. Los posibles casos son los siguientes:

- Para la galería longitudinal, si la corriente es más delgada que el filtro, el área es $L \cdot b$, y si es más ancha, es $L \cdot B$ (Ver figura 11.19.a)
- Para una galería transversal dónde la corriente puede ser móvil o fija, el área es de $b \cdot B$ (Ver figura 11.19.b).
- Para una galería diagonal dónde la corriente puede ser móvil o fija, el área es $A = \left(\frac{B}{\sin \alpha} \right) \cdot b$

Para la segunda condición, es decir para determinar la tasa de flujo a través se la capa de filtro, se debe usar la siguiente ecuación:

$$Q_u = \frac{2\pi \cdot k \cdot H}{\ln\left(\frac{2d}{r}\right)} \quad 11-16$$

Dónde:

Q_u = caudal que se puede obtener por unidad de longitud de galería

d = profundidad del centro de la galería por debajo del lecho del río.

r = radio de una galería circular, o la media de la mitad de la altura y ancho de la galería rectangular.

k = Permeabilidad de la capa del filtro

H = Profundidad del flujo sobre la galería, desde el nivel del agua.

El caudal total será: $Q = Q_u \cdot L$ 11-17

Construyendo las ranuras de la galería según las recomendaciones dadas, la entrada del flujo no será un factor limitante, entonces el flujo a la galería de una longitud dada será el menor de los calculados con los dos procedimientos.

11.5.11 Flujo subsuperficial

La Figura 11.20.a muestra una galería filtrante colocada en la parte profunda de un lecho de río con pendiente, formado por un material aluvial a la que subyace una capa impermeable. Como todo flujo de agua subterránea originado de fuentes externas de aguas arriba, podemos aplicar la ecuación de Darcy. El flujo por ancho unitario a través de la sección transversal A es:

$$q_1 = k \cdot H \cdot \tan x \quad 11-17$$

Y a través de la sección B:

$$q_1 = k \cdot h_1 \cdot \tan(x + y) \quad 11-18$$

Dónde:

q_1 = flujo por unidad de ancho (pies³/s/pie)

k = permeabilidad (pies/s)

H = espesor saturado del flujo, no afectado por la galería.

h_1 = nivel freático encima de la caja impermeable, afectado por la galería.

$\tan x$ = pendiente del lecho del río

$\tan y$ = pendiente del nivel freático después de la instalación de la galería

Para pequeños valores de los ángulos x e y se puede escribir:

$$\tan(x + y) = \tan x + \tan y = \tan x + \frac{dh}{dx} \quad 11-19$$

Reemplazando la ecuación (11-19) en la ecuación (11-18) tenemos:

$$q_1 = k \cdot h_1 \cdot \left(\tan x + \frac{dh}{dy} \right) \quad 11-20$$

Igualando las ecuaciones (11-17) y (11-20), reemplazando h_1 por h , tenemos:

$$\tan x dx = \frac{h}{H - h} dh \quad 11-21$$

Integrando esta ecuación para las condiciones de borde $x = 0$ y $h = D_0$

$$X = \frac{1}{\tan x} H \cdot \frac{\ln(H - D_0)}{H - h} - (h - D_0) \quad 11-22$$

Se puede ver en esta ecuación (11-22) que, teóricamente hablando, el dren tiene una influencia infinita porque se obtiene un valor infinito de x para $h=H$. Sin embargo, si asumimos que la distancia correspondiente a $h = 0.9H$ es la distancia efectiva sobre la cual el dren ejerce un significativo abatimiento, podemos escribir, haciendo $D_0=a \cdot H$:

$$X_{efectivo} = \frac{H}{\tan x} \cdot \frac{\ln(1-a)}{0.1} - (0.9-a) = b \cdot \frac{H}{\tan x} \quad 11-23$$

Se han calculado valores de b para valores crecientes de a :

a	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
b	1.40	1.40	1.38	1.35	1.29	1.21	1.09	0.90	0.59	0.00

De estos valores se observa que para un dren instalado en forma que $D_0 < 0.5 H$, podemos escribir, con alguna aproximación, para la distancia efectiva de abatimiento pendiente arriba:

$$X_{efectivo} = \frac{4}{3} \cdot \frac{H}{\tan x} \quad 11-24$$

El abatimiento pendiente abajo iguala aproximadamente la altura de agua en la galería, suponiendo que la resistencia radial es despreciable.

$$h_2 \approx D_0 \quad 11-25$$

La descarga de la galería por unidad de longitud puede entonces expresarse como:

$$q_{descarga} = q_1 - q_2 = \frac{H - h_2}{H} \cdot q_1 \quad 11-26$$

Dónde:

$$q_1 = k \cdot H \cdot \tan x = \text{Descarga aguas arriba por longitud unitaria}$$

$$q_2 = k \cdot h_2 \cdot \tan x = \text{Descarga aguas abajo por longitud unitaria}$$

Si la resistencia radial es baja, entonces $h_2 = D_0$ y por tanto:

$$q_{descarga} = \frac{H - D_0}{H} \cdot q_1 \quad 10-27$$

El caudal de entrada a la galería se puede entonces calcular multiplicando el caudal unitario por la longitud de la galería. Cuando la permeabilidad varía significativamente a través del río, entonces la ecuación (11-27) se debe aplicar individualmente a las varias secciones, y las descargas parciales sumadas, para conseguir el flujo total de la galería.

La ecuación (11-27) es válida solo si la resistencia radial de la galería es baja, que es el caso usual de las galerías rodeadas por un filtro altamente permeable y el área abierta de la galería se diseña como se recomienda más adelante.

Sin embargo, si la resistencia radial es alta y no puede ser despreciada, una parte del agua que pasa por debajo del dren retorna, como se muestra en la Figura 11.19.b. A la derecha del punto P, donde el nivel del agua alcanza su máxima altura encima de un plano horizontal de referencia, el agua fluye atrás, hacia la galería, mientras que a la izquierda, el agua fluye pendiente abajo. Las ecuaciones (11-24) y (11-25) son igualmente válidas, tomando en cuenta que h_2 es mayor a D_0 . Si la resistencia radial tiene que ser tomada en cuenta, se requieren modelos computacionales para determinar la forma del nivel freático.

La anterior teoría bidimensional se aplica bien a una galería en un lecho de río restringido, como cuando el río pasa a través de una garganta de roca y es confinado en ambos lados: cuando el río se sitúa en una amplia planicie aluvial, entonces el flujo puede pasar por el material aluvial a ambos lados del cauce, así como por el lecho mismo. Donde las investigaciones muestran que este es el caso, se puede hacer una aproximación a la cantidad adicional de flujo a la galería debido al efecto de arista, ploteando el plano de flujo, como muestra la Figura 11.20. Este tipo de flujo es difícil de plotear manualmente, pero puede ser hecho por computadora. Se muestra en la Figura 11.20 que la longitud efectiva de la galería es L' y no L , siendo L' la longitud a usarse para calcular el flujo de la galería en las anteriores ecuaciones.

Muchas galerías se diseñan para captar ambos flujos, superficial y subsuperficial. Donde este sea el caso, la hidráulica del flujo a través del filtro se debe tomar en forma independiente y entonces los dos flujos se suman para conseguir el flujo total de la galería. Esta es una aproximación satisfactoria, ya que los flujos tienen origen en diferentes áreas del filtro. Sin embargo, al calcular el área de las ranuras de la galería se deben sumar ambos flujos.

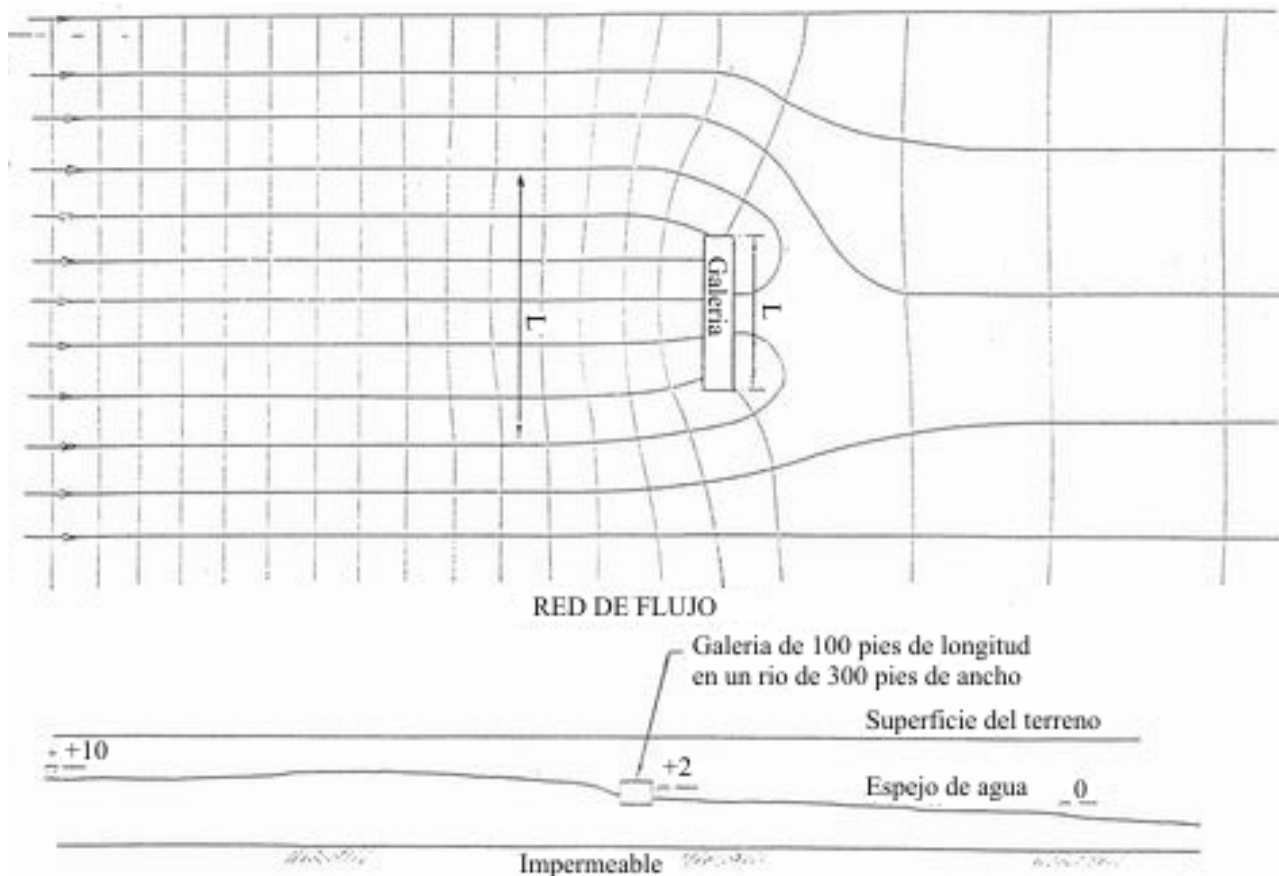


Figura 11.20 Red de flujo hacia la galería en un plano aluvial ancho

11.5.12 Localización de ranuras y área ranurada

La localización de las ranuras y el área abierta de la galería dependerán de:

1. La cantidad de flujo
2. La orientación de la galería
3. La forma de entrada de flujo
4. El flujo que debe pasar aguas debajo de la galería
5. La integridad estructural de la galería

A fin de asegurar que las pérdidas por entrada a la galería sean pequeñas se recomienda que la velocidad de entrada a las ranuras se limite a un máximo de 0.1 pies/s (0.03m/s). Se sugiere que esta velocidad se mantenga incluso con el 50% de las áreas ranuradas bloqueadas.

El ancho de las ranuras debe ser como máximo de 1" y debe diseñarse de acuerdo con el diseño de la capa del filtro adyacente, de modo que este material no pueda pasar por las ranuras.

Dónde se diseña una galería para captar el flujo superficial, las ranuras se deben abrir en ambos lados de la galería y en la parte superior. Donde se diseña una galería transversal para captar flujo subsuperficial y se ha asumido una galería de baja resistencia radial en el diseño, entonces todas las ranuras se deben hacer en la parte de aguas arriba. Sin embargo, se deben hacer también

algunas ranuras en la cara de aguas abajo, que en teoría operaran si se tapan las ranuras de aguas arriba.

Se debe dejar sin ranuras la parte más baja de ambas paredes, para formar el canal de flujo por la galería al punto de descarga. Se debe también tomar en cuenta la integridad estructural de la galería al diseñar las ranuras. A fin de lograr esto, no se debe abrir más del 6% del área de las paredes. Cuando el área abierta es insuficiente para satisfacer las condiciones hidráulicas descritas anteriormente, y que satisfagan la máxima velocidad de entrada, entonces se debe alargar la galería.

Nota: Según el manual panameño, $v_0 = 0.05$ a 0.10 m/s y $C_c = 0.55$.

11.5.13 Diseño del filtro

Las galerías requieren ser cubiertas por un filtro gradado, usualmente de varias capas. El filtro se diseña par dar una alta permeabilidad rodeando a la galería para asegurar la mínima resistencia hidráulica para el flujo que entra y evitar de esta manera que el material del río entre a la galería a través de las ranuras.

Para una galería que capta flujo subsuperficial, el diseño de los filtros es como se muestra en el anexo 11.2. La capa más fina se coloca hacia afuera y la más gruesa hacia adentro. La gradación de los filtros debe cumplir siempre las siguientes reglas, establecidas por Terzaghi:

$$\frac{d_{15\text{ filtro}}}{d_{85\text{ filtro}}} < 5 \quad 40 > \frac{d_{15\text{ filtro}}}{d_{15\text{ filtro}}} > 5 \quad \frac{d_{50\text{ filtro}}}{d_{50\text{ filtro}}} < 25 \quad 11-28$$

Estos criterios dan respectivamente:

- Estabilidad para prevenir el movimiento de las partículas del suelo
- Permeabilidad
- Uniformidad

Cuando se grafican las curvas granulométricas, las curvas del filtro deben ser aproximadamente paralelas a las curvas del suelo subyacente. El filtro debe contener menos del 5% del material que pasa por el tamiz N° 200 (0.074 mm).

Para las capas internas del filtro, la capa debe ser diseñada con estos criterios, dónde los parámetros del suelo se reemplazan por los parámetros relativos al filtro de abajo. Para la capa más interna, la gradación debe ser suficientemente gruesa como para prevenir que el material pase por las ranuras de la galería. Para asegurar esto, se debe seguir las siguientes reglas:

$$\frac{D_{85\text{ filtro}}}{a_R} > 2 \quad D_0 \text{ filtro} > \text{tamaño de la ranura } (a_R) \quad 11-29$$

El espesor mínimo de la capa de filtro debe ser de 25 cm.

Cuando una galería capta flujo superficial, las capas del filtro deberían alcanzar la superficie del río (ver Anexo 11.1). Pero si el material fino se colocará más arriba, sería fácilmente lavado por la primera crecida, entonces el estrato superior se diseña como una cubierta de protección, ya sea de

gaviones o de grandes piedras. El filtro resulta entonces más fino, a fin de atrapar el material grueso que pueda moverse.

Cuando se usan piedras como material de protección encima del filtro, deben tener su tamaño de acuerdo a la siguiente fórmula del USBR⁷:

$$v = 2.57 \cdot d^{0.5} \quad 11-30$$

Dónde:

v = velocidad de flujo en pies/s

d = diámetro de las piedras (tamaño de los bloques) en pulgadas.

11.6 TOMAS LATERALES POR MEDIO DE TUBERÍA

Las obras de toma para canales (o reguladores de cabecera), son dispositivos hidráulicos contruidos en la cabecera de un canal de riego. La finalidad de estos dispositivos es derivar y regular el agua procedente del canal principal a los laterales o de estos a los sublaterales y de éstos últimos a los ramales. Estas obras pueden servir también para medir la cantidad de agua que circula por ellas. Para obtener una medición exacta del caudal a derivar, estas tomas se diseñan dobles, es decir, se utilizan dos baterías de compuerta; la primera denominada compuerta de orificio y la segunda compuerta de toma y entre ellas un espacio que actúa como cámara de regulación.

Para caudales pequeños y considerando el aspecto económico, se utilizan tomas con una sola compuerta con la cual la medición del caudal no será muy exacta pero si bastante aproximada.

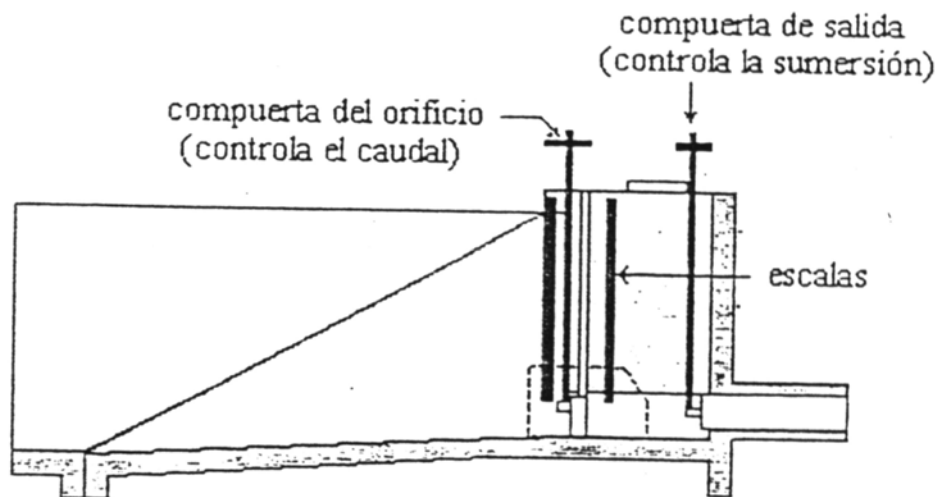


Figura 11.21 Toma con doble compuerta

11.6.1 Consideraciones hidráulicas

En una red de riego, en especial en los canales secundarios o terciarios, las tomas se instalan normales al canal alimentador, lo que facilita la construcción de la estructura. Generalmente se

⁷ Ecuación adecuada para piedras con peso específico de 2.65

utilizan compuertas cuadradas las que se acoplan a una tubería. Las dimensiones de las compuertas, son iguales al diámetro de la tubería y ésta tendrá una longitud variable dependiendo del caso específico, por ejemplo, cuando la toma tenga que atravesar una carretera o cualquier otra estructura, se puede fijar una longitud de 5 metros para permitir un sobre ancho de la berma del canal en el sitio de toma por razones de operación.

11.6.2 Cálculos hidráulicos

a. Ecuación de las pérdidas de la carga total (Δh)

Aplicando la ecuación de Bernoulli en las secciones 1 (entrada al conducto), 2 (salida), y considerando como nivel de referencia al eje del conducto (Figura 11.22), se tiene:

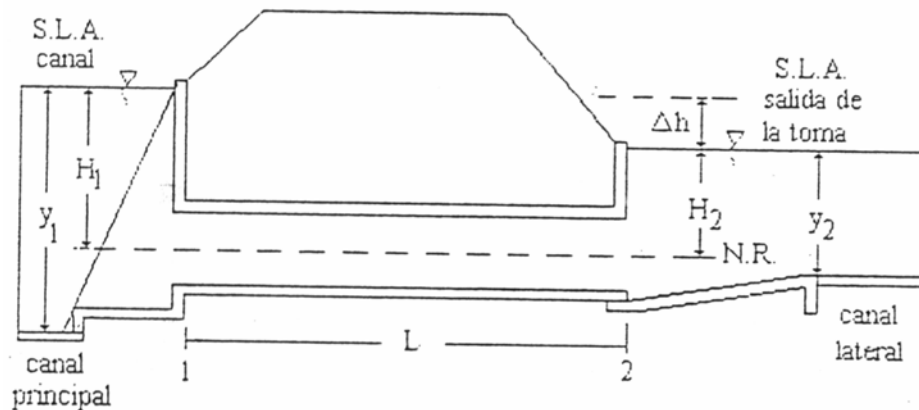


Figura 11.22 Esquema de una toma lateral

$$H_1 + \frac{v_1^2}{2g} = H_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2} q$$

Ya que $v_1 \approx 0$ (en relación a la salida), se tiene:

$$H_1 = H_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

$$H_1 - H_2 = \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

De la figura 3: $\Delta h = H_1 - H_2$

$$\Delta h = \frac{v_2^2}{2g} + \sum h_{1-2} \quad 11-31$$

Dónde:

Δh = carga total, diferencia de altura entre la superficie libre de agua en el canal principal y el canal lateral

$\frac{v_2^2}{2g}$ = Altura de velocidad en el conducto

$\sum h_{1-2}$ = Sumatoria de pérdidas entre los puntos 1 y 2.

En la sumatoria de pérdidas se tienen que considerar, pérdida de carga por entrada (h_e), pérdida de carga por fricción (h_f) y pérdida de carga por salida (h_s), siendo esta última despreciable, por lo cual se tiene:

$$\sum h_{1-2} = h_e + h_f \quad 11-32$$

1. Las pérdidas por entrada se calculan con la siguiente relación:

$$h_e = K_e \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad 11-33$$

Dónde:

v_2 = Velocidad en la tubería

K_e = Coeficiente que depende de la forma de entrada (Cuadro 11.2)

Forma de entrada	K_e
Compuerta en pared delgada, contracción suprimida en los lados y en el fondo	1.00
Tubo entrante	0.78
Entrada con arista en ángulo recto	0.50
Entrada con arista ligeramente redondeada	0.23
Entrada con arista completamente redondeada $r/D = 0.15$	0.10
Entrada abocinada circular	0.004

Cuadro 11.2 Valores de K_e

2. Las pérdidas por fricción se calculan con la ecuación:

$$h_f = S_E \cdot L$$

Para una tubería que trabaja llena:

$$h_f = \frac{124.579 \cdot n^2 \cdot L}{D^{4/3}} \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad 11-34$$

Dónde:

L = Longitud de la tubería

D = Diámetro de la tubería.

Sustituyendo 11-33 y 11-34 en 11-32, resulta:

$$\sum h_{1-2} = K_e \cdot \frac{v_2^2}{2g} + \frac{124.579 \cdot n^2 \cdot L}{D^{4/3}} \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad 11-35$$

Reemplazando 11-35 en 11-31, se obtiene:

$$\Delta h = \left(1 + K_e + \frac{124.579 \cdot n^2 \cdot L}{D^{4/3}} \right) \cdot \frac{v_2^2}{2g}$$

Además considerando que se trata de una tubería de concreto con coeficiente de rugosidad de $n = 0.015$, y que existe entrada con arista en ángulo recto, es decir que, $K_e = 0.5$, se tiene:

$$\Delta h = \left(1.5 + 0.028 \cdot \frac{L}{D^{4/3}} \right) \cdot h_v \quad 11-36, \text{ siendo } h_v = \frac{v_2^2}{2g}$$

b. Velocidad en el conducto (v_2)

Según el Bureau of Reclamation, la velocidad en el conducto no debe superar a 1.07 m/s.

c. Diámetro (D) y área (A) del conducto:

Aplicando la ecuación de continuidad $Q = A \cdot v$, ó $A = Q/v$ (11-37). Por otro lado $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$,

entonces $D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$ (11-38). Para cálculos con el dato del caudal Q y suponiendo $v = 1.07$ m/s,

de la ec. 11-37 se encuentra A ; con la ec. 11-38 se determina D , este valor se redondea de acuerdo al diámetro inmediato superior que ofrecen los fabricantes. Con este valor se recalcula A y posteriormente v .

d. Sumergencia a la entrada (S_{me})

Puede usarse cualquiera de los siguientes criterios:

$$S_{me} = D \quad 11-39$$

$$S_{me} = 1.78 h_v + 0.0762 \text{ m} \quad 11-40$$

e. Sumergencia a la salida

$$S_{ms} = 0.0762 \text{ m}$$

f. Ancho de la caja de entrada a la toma (B)

$$B = D + 0.305 \quad 11-41$$

g. Carga en la caja (h)

Se calcula como un vertedero de pared delgada (Ver Capítulo 5):

$$Q = 1.84 \cdot B \cdot h^{1.5} \quad \rightarrow \quad h = \left(\frac{Q}{1.84 \cdot B} \right)^{2/3} \quad 11-42$$

11.6.3 Procedimiento de cálculo

El diseño de la toma lateral implica dar dimensiones a la tubería (diámetro y longitud), calcular la velocidad en el conducto, las dimensiones de la caja, la sumergencia a la entrada y salida, las dimensiones de la transición de salida, su inclinación y las cotas de fondo correspondientes, conforme se indica en la Figura 11.15.

El U.S. Bureau of Reclamation proporciona ciertas recomendaciones para el diseño, del cual se ha adaptado el siguiente proceso de cálculo.

2. Aceptar la recomendación para la velocidad del conducto $v = 1.07$ m/s para iniciar cálculos.
3. Calcular el área $A = Q/v$
4. Calcular el diámetro de la tubería $D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}}$
5. Redondear el diámetro a uno superior inmediato que se encuentre disponible en el mercado
6. Recalcular el área. $A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$
7. Recalcular la velocidad $v = Q/A$.
8. Calcular la carga de velocidad en la tubería. $h_v = \frac{v^2}{2g}$
9. Calcular la carga total Δh .
10. Calcular la sumergencia a la entrada (Sm_e)

$$Sm_e = 1.78 \cdot h_v + 0.25 \text{ pies}$$

$$Sm_e = 1.78 \cdot h_v + 0.0762 \text{ m}$$

11. Calcular la sumergencia de la salida ($Sm_s = 0.0762$ m)
12. Calcular los lados de la caja de entrada. $B = D + 0.305$
13. Calcular la carga en la caja (ver capítulo 5., vertederos de pared delgada)
14. Calcular cotas:

- $SLAC = \text{cota fondo del canal} + y_1$
- $\text{Cota A} = SLAC - h$
- $\text{Cota B} = SLAC - Sm_e - D$
- $\text{Cota B}' = \text{Cota B} + D$
- $\text{Cota C} = \text{Cota B} - 4 \text{ pulg.}$
- $SLAL = SLAC - \Delta h$
- $\text{Cota D} = SLAL - Sm_s - D$
- $\text{Cota E} = SLAL - y_2$

15. Calcular la longitud de salida, $L_{\min} = 1.525$ m.

$$\text{De acuerdo a Hinds: } L = \frac{T - D}{2 \cdot \tan(22.5^\circ)}$$

Dónde:

T = espejo de agua en el canal lateral

D = diámetro de la tubería

Calcular el talud de la transición de salida. Talud máximo 4:1

11.7 COMPUERTAS DE FLUJO POR DEBAJO

Ciertas compuertas de control en canales pueden llamarse **compuertas de flujo por debajo** debido al hecho de que el agua pasa por debajo de la estructura. Ejemplos comunes son la

compuerta deslizante, la compuerta Tainter (o radial) y la compuerta de rodillo (Ver Figura). En el diseño de estas compuertas el ingeniero hidráulico está interesado en dos aspectos importantes: la relación altura-caudal y la distribución de presiones sobre la superficie de la compuerta en diferentes posiciones de ésta y diferentes formas del labio de la compuerta. La forma del labio no solo afectará las distribuciones de velocidades y de presiones, la pérdida de energía en el flujo a través de la abertura de la compuerta, sino que también desarrollará vibraciones muy perturbadoras que deben evitarse durante la operación de la compuerta. Como el diseño del labio varía de manera considerable, a menudo que se necesita hacer una investigación independiente sobre el labio para un diseño particular.

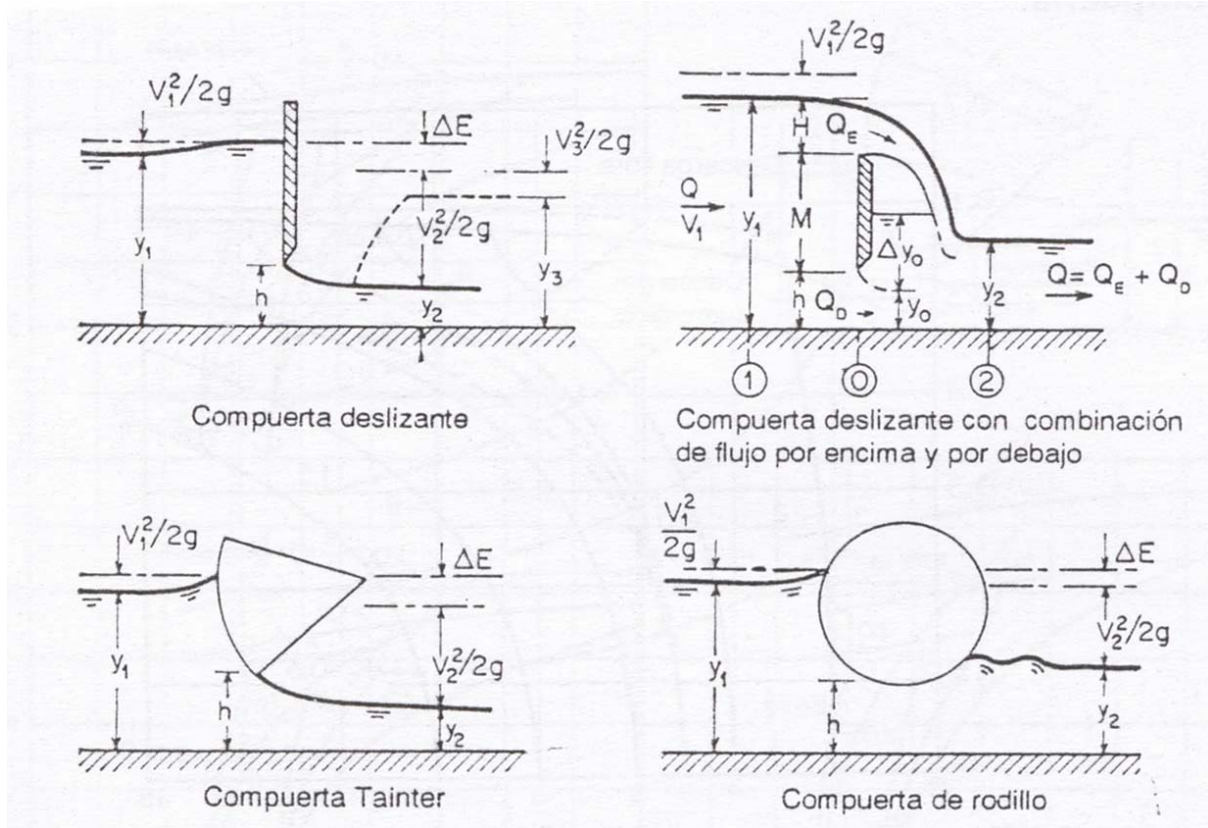


Figura 11.23 Compuertas con flujo por debajo

Mediante la ecuación de energía puede demostrarse que el caudal a través de una compuerta de flujo por debajo puede expresarse como:

$$Q = CLh \sqrt{2g \left(y_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \right)} \quad 11-43$$

Donde C es el coeficiente de descarga, L es la longitud de la compuerta, h es la altura de la abertura de la compuerta, y_1 es la profundidad de flujo aguas arriba y el último término en el radical es la altura de velocidad del flujo de aproximación. El flujo a la salida de la compuerta puede ser libre o sumergido, según la profundidad de salida. Para flujo sumergido, y_1 en la ecuación anterior

debe reemplazarse por la altura efectiva o diferencia entre las profundidades de aguas arriba y de aguas abajo.

Para el propósito de estudios experimentales, el término de altura de velocidad en la ecuación (11-43) puede omitirse y su efecto puede incluirse en el coeficiente C. Luego,

$$Q = CLh\sqrt{2gy_1} \quad 11-44$$

dónde C es un coeficiente que depende de la geometría de la estructura y de las profundidades aguas arriba y aguas abajo. La forma de esta ecuación es igual para flujo libre y sumergido.

Para la compuerta deslizante vertical, en la figura 11.24 se muestran curvas que representan el valor de C. La línea punteada A representa el resultado obtenido mediante la ecuación 11-43 con base en el principio de energía; la línea punteada B se obtiene por el principio de Momentos. El valor de F_0 es el número de Froude del flujo a través de la abertura de la compuerta.

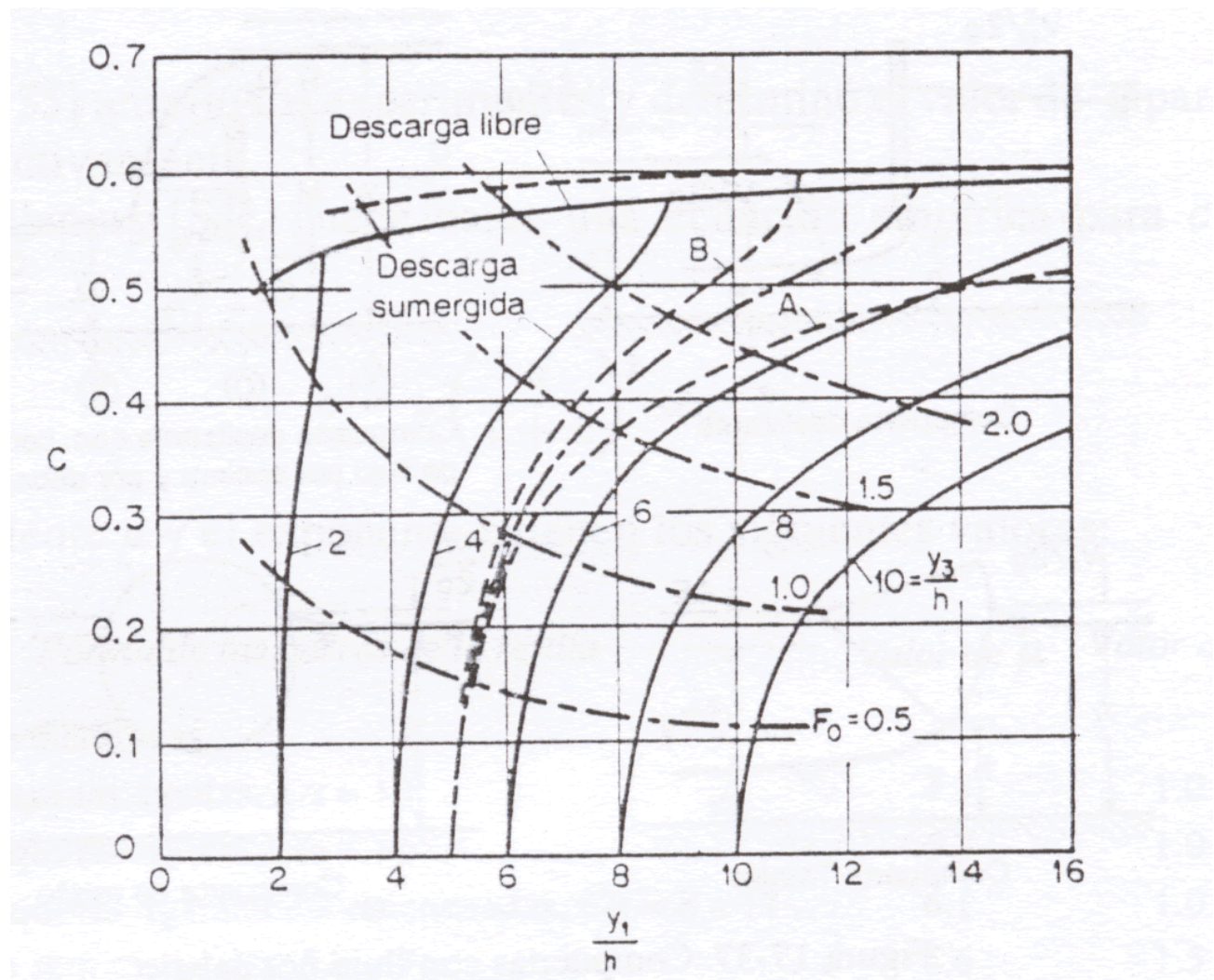


Figura 11.24 Coeficientes de descarga para compuertas deslizantes verticales (según Henry)

Toch determinó curvas similares para la compuerta Tainter con base en un estudio experimental, que incluye la altura del pivote como una variable adicional a las que utilizó Metzler en un análisis anterior.

En el caso de una compuerta deslizante con una combinación de flujos por encima y por debajo (fig. 11.23), el caudal por encima Q_E es solo una función de H , pero el caudal por debajo Q_D es una función de $y_0 + \Delta y_0$ y de y_1 . Si $\Delta y_0 = 0$ y si el chorro inferior es libre, el caudal total $Q = Q_E + Q_D$ es independiente de la profundidad de salida y_2 . Si Δy_0 es mayor que cero, el chorro inferior se ahoga. El problema puede resolverse utilizando las ecuaciones de continuidad y de momentos entre las secciones transversales 0 y 2. En condiciones normales, y_2 es una función de Q . Tanto $y_0 + \Delta y_0$ como Q_D son incógnitas que deben satisfacer una ecuación de energía similar a la 11-43. El uso de la ecuación de momentos automáticamente incluye cualquier pérdida por fricción. El par de ecuaciones debe resolverse mediante un proceso de ensayo y error o por medio de gráficas. El resultado de esta manera coincide con lo que dedujo Escande experimentalmente.

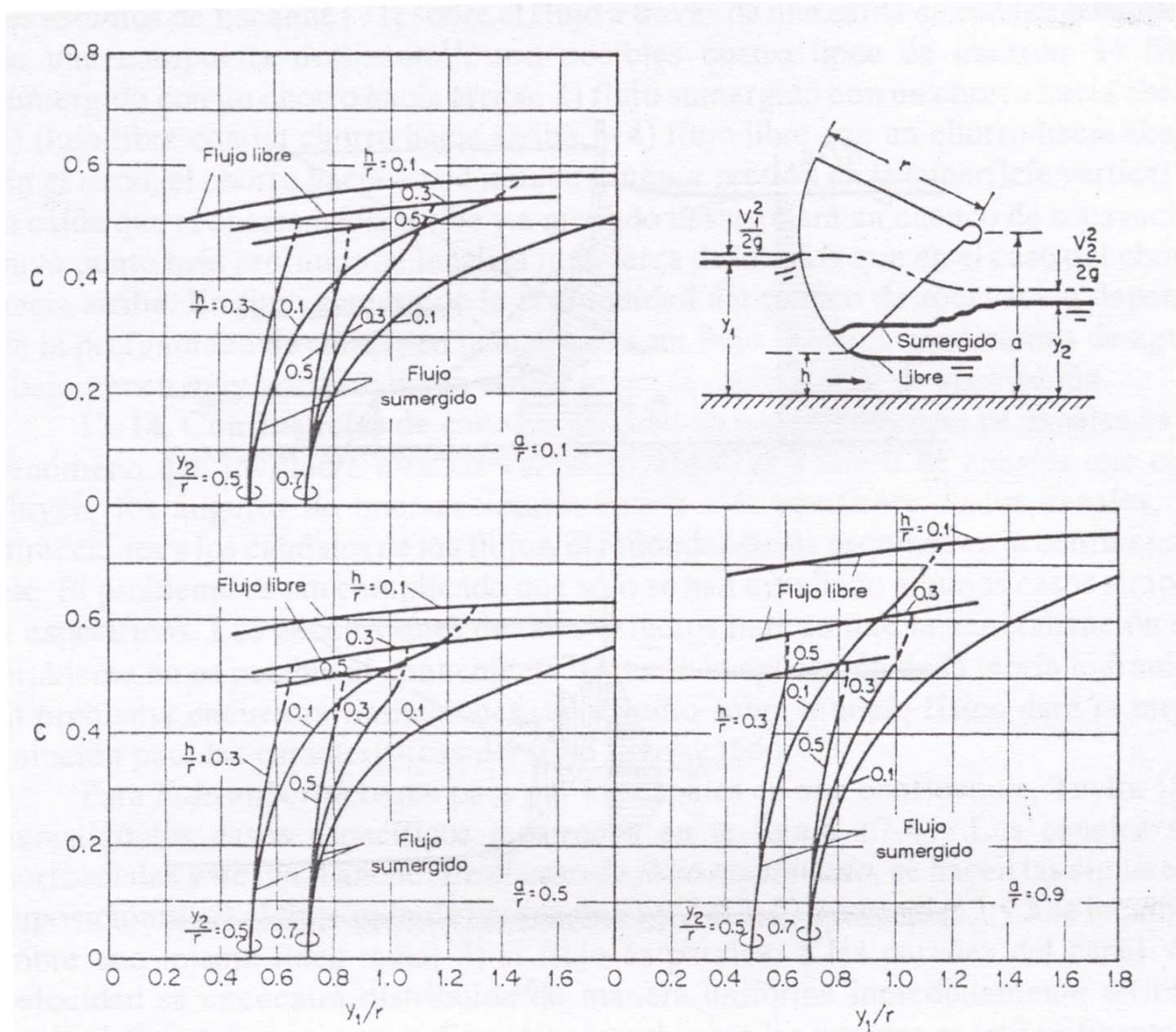


Figura 11.25 Coeficientes de descarga para compuertas Tainter o radiales (según Toch)

Calcular la pendiente de la cámara de captación: con la ecuación de Manning:

$$v = Q / A = 1 / n * R_h^{2/3} S^{1/2}$$

De la Figura 11.11 se tiene: $L = 0.70\text{ m}$, $B = 0.70\text{ m}$, $b = 8^\circ$, $t = h = 0.70\text{ m}$.

$A = B * h = 0.7 * 0.7 = 0.49\text{ m}^2$, $Q = 0.85\text{ m}^3/\text{s}$,
Perímetro $= 0.7 * 2 + 0.7 = 2.1\text{ m}$.

Entonces en la ecuación de Manning:

$$0.85 / 0.49 = 1 / 0.013 (0.49 / 2.1)^{2/3} S^{1/2} \Rightarrow S = 0.0035 = 0.35\%$$

Calculo del diámetro de las partículas a retener por la rejilla: $S = 0.20 \cdot \frac{d^{9/7}}{q^{6/7}}$

Donde: $q = v \cdot h$ reemplazando valores: $q = 0.85 / 0.49 * 0.7 = 1.21\text{ (m}^2/\text{s/m)}$

Entonces: $0.0035 = 0.20 \cdot \frac{d^{9/7}}{1.12^{6/7}} \Rightarrow d = 0.0488\text{ (m)}$

Entonces el diámetro mínimo que retiene la rejilla es $d = 0.05\text{ m}$.

EJEMPLO 2

Diseñar un vertedero lateral para derivar un caudal de $0.5\text{ m}^3/\text{s}$ en un canal rectangular de concreto liso que tiene un ancho de 2 m y una pendiente longitudinal de 0.1% . El caudal de entrada al canal es de $3.0\text{ m}^3/\text{s}$.

Solución:

Datos:

$Q_1 = 3.0\text{ m}^3/\text{s}$.
 $Q_v = 0.50\text{ m}^3/\text{s}$
 $b = 2.00\text{ m}$.
 $S_o = 0.001$
 $n = 0.014$ (concreto liso).

Paso 1) Calcular valores aguas abajo:

Hallar Q_2 de la relación: $Q_2 = Q_1 - Q_v = 3.0 - 0.50 = 2.50\text{ m}^3/\text{s}$.

Hallar Y_2 , con la ecuación de Manning: $n \frac{Q}{A} = \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S_o^{1/2}$, tal que $A = b * Y$, y $P = b + 2 * Y$

Entonces reemplazando valores $Y_2 = 0.91\text{ m}$ (profundidad normal).

Hallar V_2 , de la ecuación de continuidad: $V_2 = Q/A = 2.5 / (2 * 0.91) = 1.38\text{ m/s}$.

Comprobar el tipo de flujo aguas abajo, con el número de Froude:

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{gY_2}} = \frac{1.38}{\sqrt{9.8 \cdot 0.91}} = 0.461$$

Como Fr_2 es menor a 1, entonces flujo subcrítico.

$$\text{Hallar } E = Y_2 + V_2^2/2g = 0.91 + 1.38^2/19.6 = 1.01 \text{ m.}$$

Paso 2) Hallar altura del vertedero lateral **P**:

$$P = 2/3 \cdot Y_2 = 2/3 \cdot 0.91 = 0.606, \text{ entonces tomar } P = 0.6 \text{ m.}$$

Paso 3) Hallar X_2 , este valor toma un valor arbitrario, para este ejemplo asumir $X_2 = 10.0$ m.

Paso 4) Calcular C de la ecuación de Di Marchi conocidos los valores de X_2 , Y_2 , E, P, en la ecuación los ángulos deben expresarse en radianes

Reemplazando valores $C = 16.437$

Paso 5) Mediante iteraciones tomando un valor de X_1 , hacer la siguiente tabla donde se halla la longitud del vertedero lateral:

Asumir un valor de $Y_1 = 0.85$ m.

Y_1 (m)	X_1 (m)	$L=X_2-X_1$	$2Zm$	L (m)
0.85	7.369	2.631	0.56	1.732
0.87	8.275	1.725	0.58	1.643
0.871	8.319	1.639	0.581	1.639
0.872	8.363	1.637	0.582	1.634

De la tabla: la columna 1, son los valores de Y_1 asumidos.

Columna 2, valores de X_1 de la ecuación de Di Marchi, ecuación (10-38).

Columna 3, longitud de la cresta hallada con la diferencia de cotas, X_2-X_1 .

Columna 4, es el calculo del coeficiente $2Zm = (Y_1 - P) + (Y_2 - P)$

Columna 5, es el cálculo de la longitud de la cresta del vertedero con la ecuación:

$$Q_v = \frac{L(2 \cdot Zm)^{3/2}}{1.27}$$

la solución del problema, para derivar un caudal de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, la longitud de cresta del vertedero es 1.65 m.

EJEMPLO 3

Calcular el flujo regional (Q) a través de un acuífero de arena fina usando la Ley de Darcy. La sección de arenisca considerada, tiene un espesor de 200 m por 10 km de ancho. La distancia del área de recarga a los puntos descarga es de 20 km, y la caída o diferencial de carga hidráulica de un punto a otro es de 60 m.

Solución:

La ley de Darcy esta definida por la ecuación: $Q = k \cdot i \cdot A$, por lo tanto los pasos a seguir para determinar el caudal o flujo subterráneo, son los siguientes:

1. Encontramos el coeficiente de permeabilidad, según el material del suelo. Entonces $k = 5 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s} = 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$.
2. Determinamos el gradiente hidráulico, o la relación entre la carga diferencial hidráulica y la longitud entre los puntos de descarga. Por lo tanto el gradiente hidráulico será:

$$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{60}{20000} = 3 \cdot 10^{-3}$$

3. Luego el área por dónde fluye el agua es: $A = 200 \cdot 10000 = 2 \cdot 10^6 \text{ m}^2$.
4. Por lo tanto el caudal que circula es de: $Q = 5 \cdot 10^{-5} \times 3 \cdot 10^{-3} \times 2 \cdot 10^6 = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$

EJEMPLO 4

Se desea captar agua de un río de 45 m de ancho, para lograr este propósito se va a instalar una galería filtrante. El lecho del río está conformado por piedras y cantos rodados. Por medio de aforos se ha determinado que el caudal del río es de $75 \text{ m}^3/\text{s}$. Determinar la profundidad a la cuál se desea ubicar la galería filtrante, si la profundidad mínima del flujo aguas abajo de la estructura es de 0.75 m.

Solución:

Como se mencionó en este capítulo la profundidad mínima puede ser condicionada por la máxima profundidad de socavación. La ecuación de Lacey es una de las más usadas para calcular la profundidad de socavación:

$$S_{\max} = X \cdot R - Y$$

Dónde:

S_{\max} = Socavación máxima en pies

X = Factor que depende del tipo de tramo, según el cuadro 11.3.

Y = Profundidad mínima del flujo aguas debajo de la estructura, en pies.

1. Se recomienda (en este capítulo) que la galería filtrante este ubicada en un tramo recto del río, por lo tanto $X=1.25$.
2. El factor de aluvión según Lacey es $f = 15.0$, para un suelo conformado por piedra y cantos rodados.

$$3. \text{ Por lo tanto } R = 0.9 \cdot \left(\frac{q^2}{f} \right)^{1/3} = 0.9 \cdot \left(\frac{2648.6}{15} \right)^{1/3} = 5.049$$

4. La socavación máxima equivale a $S_{\max} = 1.25 \cdot 5.05 - 2.46 = 3.85 \text{ pies}$

La galería debe estar ubicada por lo menos a 1.2 m por debajo del lecho del río.

11.9 EJERCICIOS PROPUESTOS

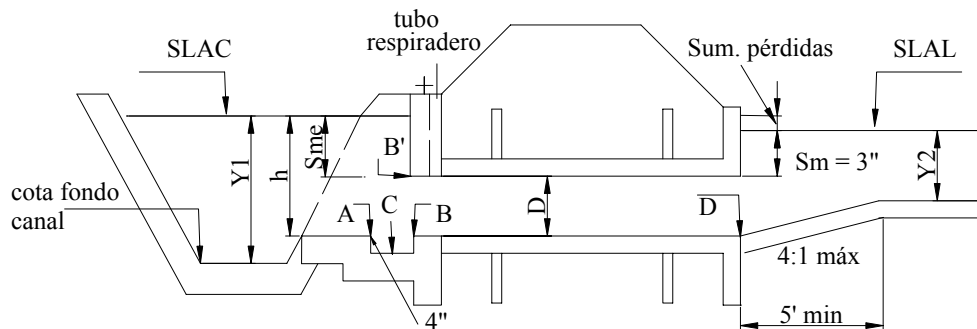
11.1 De un canal trapezoidal con las siguientes características:

- $Q = 1 \text{ m}^3/\text{s}$
- $b = 0.80 \text{ m}$
- $S = 0.001$
- $Z = 1$
- $n = 0.025$
- $y = 0.8406 \text{ m}$
- $v = 0.725 \text{ m/s}$

Se desea derivar a un canal lateral un caudal de 200 l/s , las características de este canal lateral son:

- $b = 0.30 \text{ m}$
- $S = 0.001$
- $Z = 1$
- $n = 0.025$
- $y = 0.5098$
- $v = 0.4844 \text{ m/s}$

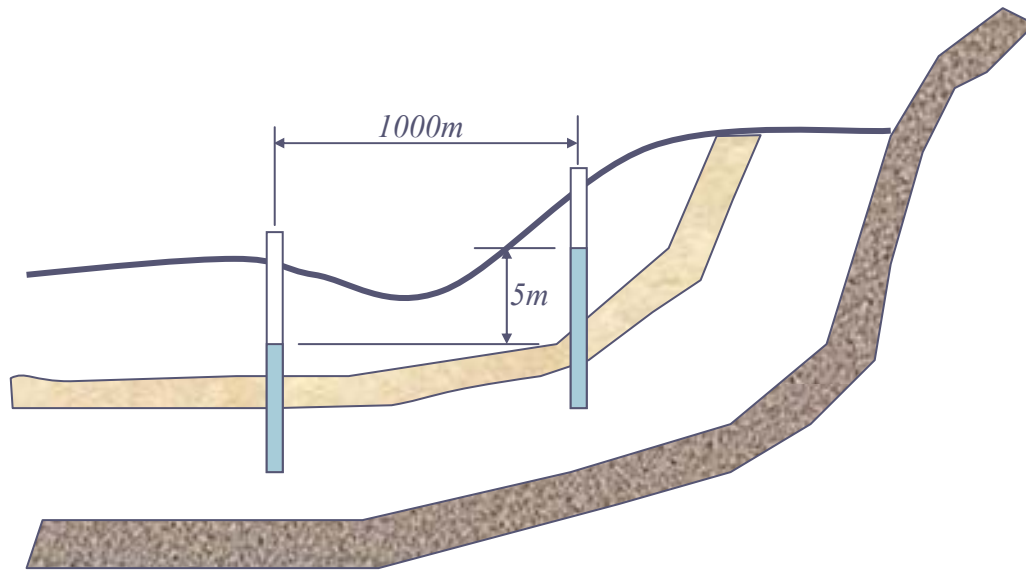
Diseñar una obra de toma, como se muestra en la figura, que cumpla con este objetivo, sabiendo que la cota de fondo del canal principal en el sitio de toma es de 100 m.s.n.m. y que la longitud de la tubería es de 5 m .



11.2 Diseñar un vertedero lateral para derivar un caudal de 1000 lps en un canal rectangular de concreto liso que tiene un ancho de 2.5 m y una pendiente longitudinal de 0.2% . El caudal de entrada al canal es de $4.0 \text{ m}^3/\text{s}$. el coeficiente del vertedero es $C_v = 1.97$. (asumir $X_2 = 14 \text{ m}$).

11.3 El acuífero mostrado en la figura tiene una conductividad hidráulica de 50 m/día y una porosidad de 0.2 . El nivel piezométrico de dos pozos separados 1000 m es de 55 m y 50 m respectivamente desde un punto de referencia común. El espesor promedio del acuífero es de 30 m y un ancho promedio de 5 Km . Determine:

- Flujo a través del acuífero.
- El tiempo de viaje desde la zona de recarga del acuífero a un punto localizado a 4 Km aguas abajo.



11.4 Diseñar una toma tirolesa para captar un caudal de $1.25 \text{ m}^3/\text{s}$. la toma esta ubicada en un canal de 6 m. de ancho, y un tirante de estiaje de 0.6 m, la toma tiene una rejilla cuyas barras serán rectangulares ($m = 0.62$), con una distancia entre ellas de 3 cm. y una separación entre ellas de 4.5 cm.

11.5 Se desea captar agua de un río de 30 m de ancho, para lograr este propósito se va a instalar una galería filtrante. El lecho del río está conformado por piedras y gravas. Por medio de trazadores se ha determinado que el caudal del río es de $75 \text{ m}^3/\text{s}$. Por medio de estudios hidrológicos se ha determinado que el caudal máximo supera en un 35 % al caudal medido. Determinar la profundidad a la cuál se desea ubicar la galería filtrante, si la profundidad mínima del flujo aguas abajo de la estructura es de 0.43 m.


11.6 Diseñar un filtro para una galería filtrante, utilizando la curva de gradación (respuesta) del ejemplo 5 del capítulo 9.





11.7 Diseñar una toma lateral para derivar 250 l/s de un canal de sección trapezoidal a un canal lateral. La longitud de tubería es de 6 m y la cota de fondo del canal principal en el sitio de toma es de 150 m.s.n.m.

El canal trapezoidal será excavado en un suelo no cohesivo que contiene cantos rodados y ripios de cantera, 25% de los cuales tienen un diámetro de 28 mm. o mayor. Los lados del canal están planificados para un talud de 2. El canal conduce un caudal de $3 \text{ m}^3/\text{s}$ (105.94 cfs) y tiene una pendiente del 0.82 %.

El canal lateral tiene un ancho de 0.30 m, una pendiente de 0.002, un coeficiente de Manning de 0.025, un tirante máximo de 0.460 m. y una velocidad de flujo de 0.8 m/s.

11.10 BIBLIOGRAFIA

-  Programa Nacional de Riego PRONAR, "Diseño de Obras de Toma y Galerías Filtrantes". Cochabamba, Bolivia. Año 2002

-  Mattos Ruedas Rogel. “Pequeñas Obras Hidráulicas”. PHI/UNESCO. Montevideo, Uruguay
Vínculo en Internet: <http://www.unesco.org.uy/phi/libros/obrashidraul>
-  Villón Béjar Máximo. “Diseño de estructuras hidráulicas”. Instituto Tecnológico de Costa Rica
– Departamento de Ingeniería Agrícola. Primera edición, agosto del 2000.
-  Sviatoslav Krochin. “Diseño Hidráulico”. Edición en español 1982.
-  Ven Te Chow. “Hidráulica de Canales Abiertos”. Editorial McGraw Hill. Año 1994