

9 MOVIMIENTO PERMANENTE UNIFORME EN CANALES.

9.1 Repaso de conceptos preliminares

A partir de la ecuación de Bernuolli, expresada en la forma:

$$p + \frac{1}{2} \rho V^2 + \rho g z = Cte \tag{9.1.1}$$

dividiendo m.a.m por $\rho g = \gamma$ obtenemos la segunda forma usual de la misma donde γ es el peso específico

$$\frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + z = cte. \tag{9.1.2}$$

Observamos que las unidades de cada término están expresadas en metros (m), con lo cual, podríamos expresar la unidad como: $\frac{m \cdot N}{N} = (\frac{Energía}{Peso})$ sin variar nada

En otras palabras, las alturas en la ecuación de Bernuolli son representativas de la “Energía por unidad de peso del fluido”, que circula por un punto de la línea de corriente, mientras que expresada en la forma [9.1.1]

$$p + \frac{1}{2} \rho V^2 + \rho g z = cte.$$

se visualiza más fácilmente que los términos ahora representan Energías potenciales de presión , Energía Cinética y Energía potencial respectivamente todas en unidades reducibles a: $(\frac{kg}{m^3} \frac{m}{seg^2} \cdot m) = \frac{N \cdot m}{m^3}$ o energía por unidad de volumen.

9.2 Definición de radio hidráulico y profundidad media.

Cuando se tratan problemas con canales de forma irregular o con tuberías de secciones diferentes a la circular y al efecto de cuantizar diversas magnitudes se establecen las definiciones útiles de Radio Hidráulico y Profundidad Media.

En la figura siguiente, se da la sección en corte de un canal irregular, y se definen los siguientes elementos:

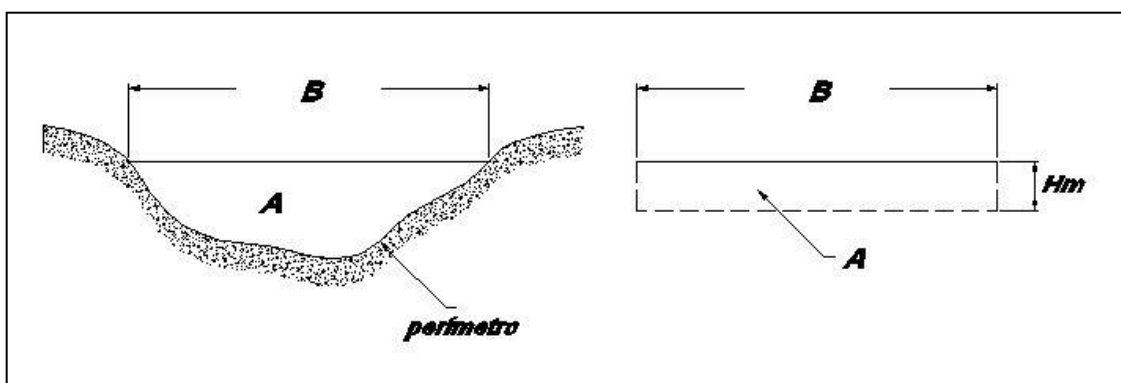


Fig.9.2.1

A: Sección del cauce en $[m^2]$.

p : Perímetro mojado. [m].

B : Ancho del espejo líquido [m].

y definimos

Radio Hidráulico $R = A / p$

Profundidad media $Hm = A / B$

Número de Reynolds para una sección cualquiera: $Re = \frac{4\rho V R}{\mu}$

esta última expresión es fácil de deducir a partir de aplicar la definición de radio hidráulico a una sección circular, y puede usarse aún con secciones irregulares tales como los cursos de agua naturales.

9.3. Piezómetro estático y dinámico:

Un piezómetro es un tubo de pequeño calibre (aunque no capilar), que se coloca dentro de una vena fluida en posición normal a la superficie de referencia de nivel horizontal.

Si en un conducto se instala un piezómetro en distintos puntos que sigan la dirección central de la corriente, como se indica en la Fig. 9.3.1, la altura que alcanza el nivel de líquido en el tubo en los distintos puntos es producida por la energía de presión y nos define un nivel que se llama “nivel piezométrico”, como el tubo está abierto a la atmósfera, es evidente que:

$$(p - p_{at}) = \gamma_{hg} h = p_M \quad \rightarrow \quad h = \frac{p_M}{\gamma_{hg}},$$

es decir que la presión expresada por la línea piezométrica es la presión manométrica

$$p_M = (p - p_{at}).$$

- p_M = presión manométrica.
- P = presión absoluta
- p_{at} = presión atmosférica
- γ_{hg} = peso específico del mercurio.

Colocando el tubo en distintos lugares de la línea de corriente central obtendremos el lugar geométrico llamado “línea de niveles piezométricos” y que si el tubo no es cilíndrico no coincidirá con las líneas de las paredes del tubo sino con de la línea de corriente central.

El piezómetro puede funcionar con cualquier líquido en su interior, normalmente se usa mercurio ya que debido a su gran peso específico las alturas a medir no son mas pequeñas y por tanto la longitud del piezómetro.

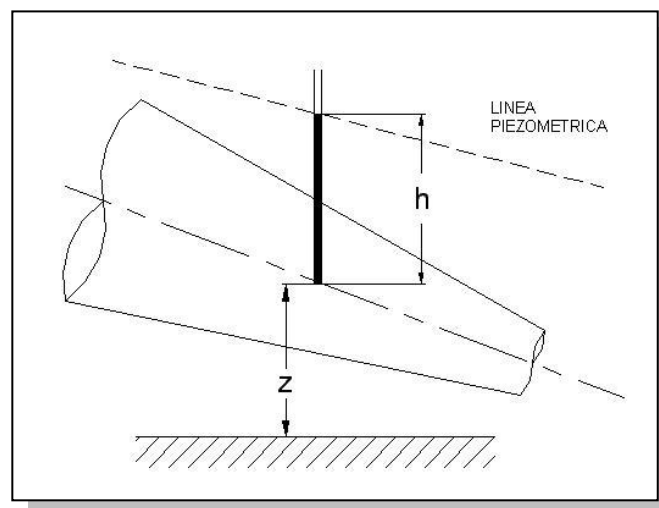


Fig.9.3.1

Piezómetro estático

Si la línea de niveles piezométricos se toma desde la referencia de posición absoluta, o sea

$$\left(z + \frac{P}{\gamma_{hg}}\right)$$

será representativa de la energía total de presión (o energía potencial) por unidad de peso en diversos puntos de la línea de corriente central.

Si ahora colocamos un “piezómetro dinámico”, según se indica en la Fig. 9.2.2, o tubo Pitot básico, el nivel de dicho tubo aumentará ya que censará sumada a la presión estática, la acción de la “presión dinámica”

$$\left(\frac{1}{2}\rho V^2\right) = \frac{V^2 \gamma}{2g}$$

de manera que en este caso h está censando la energía cinética del fluido:

$$\frac{\gamma V^2}{2g} = \gamma \cdot h \quad \rightarrow \quad h = \frac{V^2}{2g}$$

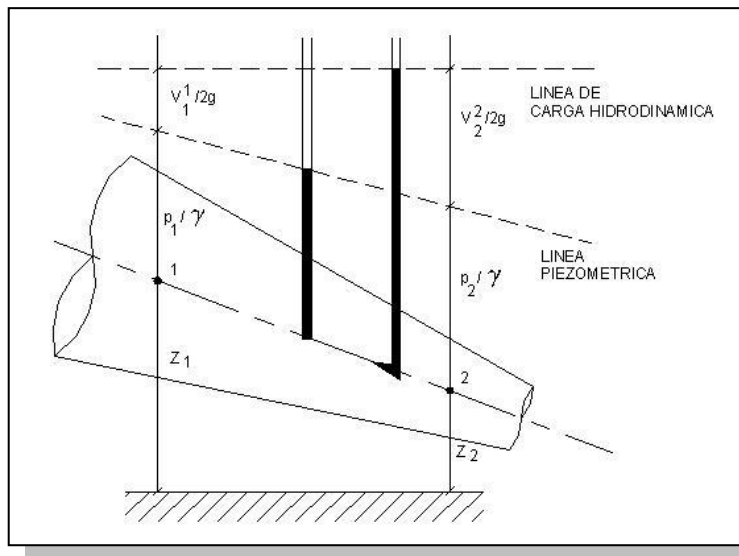


Fig.9.3.2

Piezómetro estático y dinámico

Así la cota de la línea de carga hidrodinámica, que representa la suma de las 3 energías, será una línea horizontal para flujo ideal y por tanto sin pérdidas en el conducto, ya que resume la ecuación de Bernuolli: $\frac{p}{\gamma} + \frac{V^2}{2g} + h = cte.$

Para líquidos reales, la línea de carga hidrodinámica no se mantendrá constante sino que tendrá una pendiente negativa corriente abajo debido a que parte de la energía total se pierde en rozamiento (perdidas primarias de fricción y pérdidas secundarias por accesorios).

9.4. Canales y cursos de agua:

Los canales y cursos de agua son cauces libres, llamados así porque sobre ellos actúa la presión exterior atmosférica.

Es fácil observar que si el espejo de agua está expuesto a la atmósfera, la línea de nivel piezométrico coincide con la superficie libre de líquido, ya que la presión de la línea media, para cada punto $p/\gamma = p_{at}/\gamma$ y además si el líquido está circulando, es porque hay un ángulo de declive respecto a la horizontal α .

Si hay un declive en flujo ideal sería fácil observar que la velocidad debería ir en aumento corriente abajo, sin embargo, es común observar a los canales con velocidad de la corriente constante debido a la fricción interna. Esto hace que el flujo pase en los casos reales de permanente a permanente y uniforme, y la diferencia de energía se consume en el roce sobre las paredes.

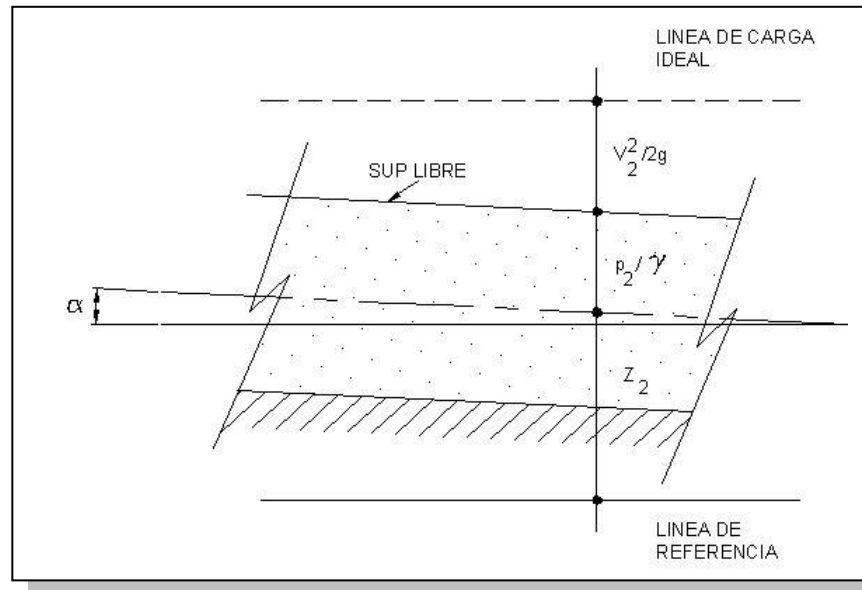


Fig.9.4.1

Los canales y cursos de agua son cauces libres, son llamados así como ya dijimos por la acción de la presión atmosférica sobre el espejo de agua o del líquido que circula. la Fig. 9.4.1, representa una sección del curso de agua, en el mismo se ha dibujado la línea de carga ideal, pero si la velocidad es uniforme, la línea de carga hidrodinámica real sería paralela al curso de agua, y paralela a la línea piezométrica.

Para un líquido real que circule por un cauce libre, la constancia que supone la igualdad de velocidades iniciales y finales, motiva que no aparezca una diferencial de presión entre las secciones estudiadas y el equilibrio que impone la condición de aceleración nula:

$$a = 0 \rightarrow V = cte.$$

se debe al equilibrio de fuerzas que actúa ($\sum F = 0$), a saber, la componente axial de la masa líquida en la sección y la resistencia a la circulación, como se indica en la Fig.9.4.2 siguiente:

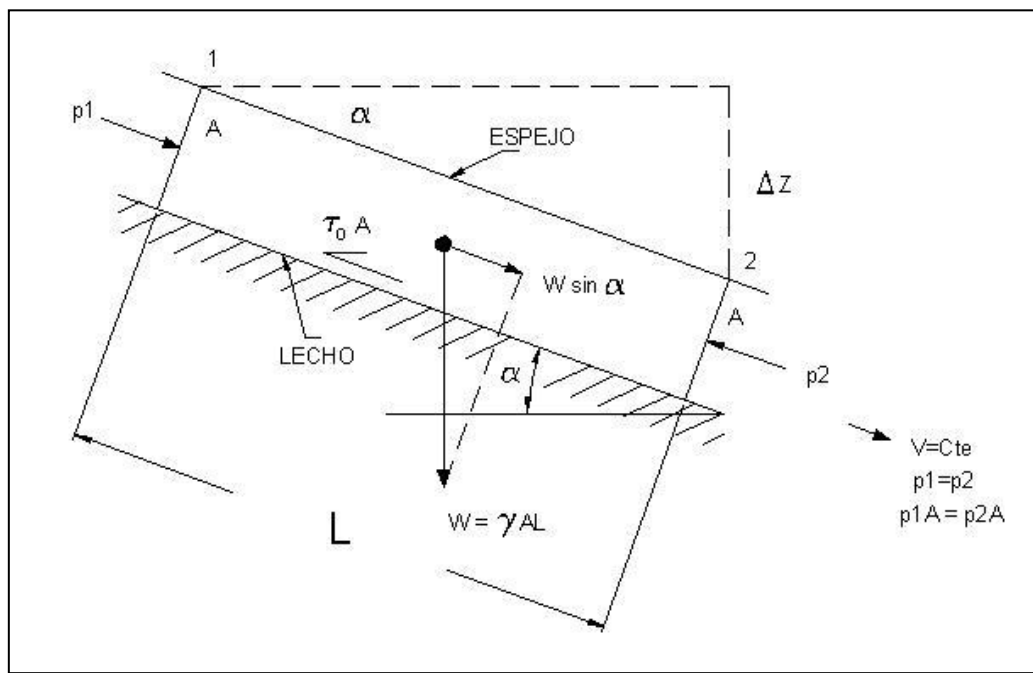


Fig.9.4.2

Las magnitudes de las fuerzas están dadas por unidad de ancho del canal.

Recordemos que el perímetro mojado es la línea poligonal o continua donde el líquido toca las paredes (excluyendo la superficie libre del líquido). También recordemos que a la relación $R = A/p$ se la llama radio hidráulico.

Si el promedio de tensión sobre las paredes lo llamamos T_0 , la ecuación general de equilibrio será:

$$(p_1 - p_2)A + \gamma A L \operatorname{sen} \alpha = \tau_0 L P \quad \text{y como: } p_1 = p_2$$

$$\gamma A L \operatorname{sen} \alpha = \tau_0 L P \quad \text{como: } L \operatorname{sen} \alpha = \Delta Z$$

$$\gamma A \Delta Z = \tau_0 L P \quad \text{y dividiendo m.a.m. por A:}$$

$$\gamma \frac{A \Delta Z}{A} = \frac{\tau_0 L P}{A}$$

$$\boxed{\frac{\gamma \Delta Z}{L} = \frac{\tau_0}{R}} \quad 9.4.1$$

Por otra parte, nosotros sabemos del estudio de capa límite, que dada la longitud del canal, el flujo permanente y uniforme será necesariamente turbulento y que la resistencia al movimiento de un cuerpo en flujo turbulento viene dado, en general, por la ley de Rayleigh:

$$F_R = C_D \frac{1}{2} \rho V^2 S$$

En el estudio de los canales y cursos libres de agua es común reemplazar la nomenclatura del coeficiente de arrastre C_D por λ ; también es fácil ver que la tensión es expresable como $T_0 = F_R / S \rightarrow$

$$\tau_0 = \lambda \frac{1}{2} \rho V^2 = \lambda \frac{1}{2} \frac{\gamma}{g} V^2 \quad 9.4.2$$

Debe notarse que esta velocidad debe considerarse como el promedio de las velocidades para cada sección, con el concepto de promedio de velocidades que daremos en la próxima sección.

Vinculando los resultados 3.1 y 3.2 queda finalmente:

$$\frac{\gamma \Delta z}{L} = \frac{\lambda V^2 \cdot \gamma}{R 2g} \rightarrow \frac{\Delta z}{L} = \frac{\lambda V^2}{R 2g} = i \quad 9.4.3$$

Como ΔZ está expresado en $[m]$ es posible considerarlo como una pérdida de energía por unidad de peso $[\frac{N \cdot m}{N}]$

queda llamando i a la pérdida de energía por unidad de peso y longitud::

$$i = \frac{\lambda V^2}{2g R} \rightarrow V = \sqrt{\frac{2g}{\lambda} R i} = \sqrt{\frac{2g}{\lambda}} \sqrt{R i} = c \sqrt{R i} \quad 9.4.4$$

para flujo uniforme, y como surge de su definición [9.4.3] i es la pendiente del canal. La ecuación [9.4.4] se conoce como "Fórmula de Chezy".

La estimación del coeficiente c se hace experimentalmente a través del criterio o fórmula de "Ganguillet Kutter".

$$c = \frac{23 + (1/n) + (0.00155/i)}{1 + [23 + (0.00155/i)] \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

donde los valores de n están dados en la tabla 9.1 en función de los diferentes materiales que conforman el lecho del canal, al final de este módulo.

9.5 Criterio de Manning.

Para el movimiento permanente uniforme y por tanto de velocidad constante para un canal artificial prismático abierto, se utiliza con mucha frecuencia la fórmula de Manning.

$$c = \frac{0.823}{n} R^{1/6}$$

9.5.1

donde n es el mismo coeficiente "Ganguillet Kutter" de esta manera reemplazando para la velocidad media del canal, queda:

$$V = \frac{0.823}{n} R^{2/3} i^{1/2}$$

9.5.2

El coeficiente n se considera como un coeficiente absoluto de resistencia, pero realmente depende del tamaño y la geometría de la sección transversal del canal y se dan en la tabla 9.1.

Por otra parte, es fácil ver que :

$$i = (\Delta p \gamma + \Delta z)$$

pero como $\Delta p \approx 0$, i es la pendiente de la línea piezométrica que en este caso coincide con la pendiente del espejo del canal. También es importante tener en cuenta que es necesario trabajar en MKS para obtener validez en los resultados, ya que los coeficientes están obtenidos para este sistema.

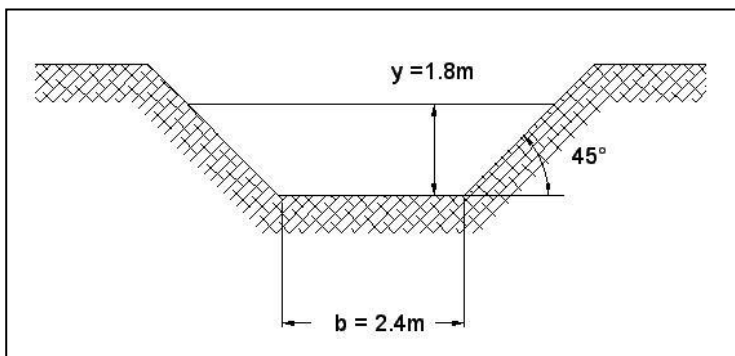
cuando a la ecuación [9.5.2] la afectamos por la sección recta del canal, de área A obtenemos el caudal nominal.

$$Q = \frac{0.823}{n} A R^{2/3} i^{1/2}$$

9.5.3

Ejemplo 1.

Determinar el caudal de un canal de sección trapezoidal indicado en la figura siguiente, siendo el ancho del fondo $b = 2.40m$ inclinación de los laterales 45° , la profundidad del agua $y = 1.8m$ y la pendiente $i = 0.001$ (o 1 metro cada 1000 metros). El material del canal es hormigón bien terminado.



($i = 1$ metro cada 1000 metros)

Resolución:

de la tabla tomamos $n = 0.01$

el área de la sección vale::

$$A = [(B + b) h] / 2 = (6 + 2.4) 1.8 / 2 = 2.56 \text{ m}^2$$

el perímetro mojado es:

$$p = 2.4 + 2 \sqrt{2} \cdot 1.8 = 7.5 \text{ m}$$

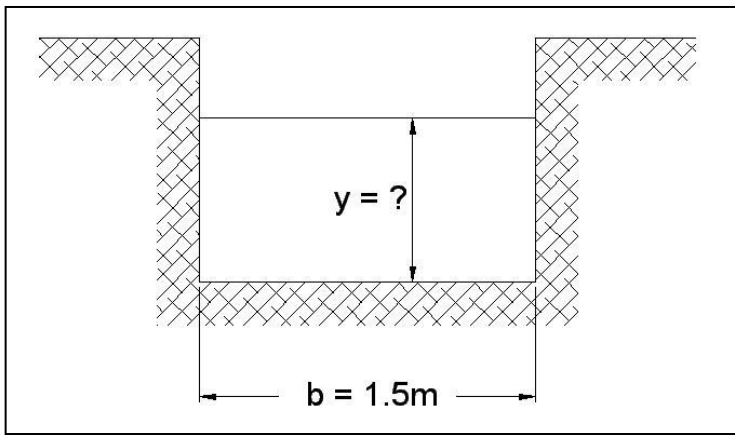
sustituyendo en la ecuación [9.5.3]:

$$Q = \frac{0.823}{n} A R^{2/3} i^{1/2} = \frac{0.823}{0.01} 2.56 \left(\frac{7.56}{7.50} \right)^{2/3} (0.01)^{1/2} = 19.8 \text{ m}^3 / \text{seg}$$

donde se tomó radio hidráulico $R = A / p$

Ejemplo 2

Que profundidad requerirá un canal rectangular a construirse de madera cepillada, de ancho de base 1.5 m , para establecer un caudal de $4 \text{ m}^3 / \text{seg}$ y con una pendiente de solera de $i = 0.002$.



Resolución:

si la profundidad es y , el área de la sección será: $A = 1.5 y$ y perímetro mojado: $p = 1.5 + 2y$

De la tabla: $n = 0.01$

Sustituyendo en la ecuación [9.5.3]:

$$Q = \frac{0.823}{n} A R^{2/3} i^{1/2} =$$

queda:

$$4 = \frac{0.823}{0.01} \cdot 1.5 y \left(\frac{1.5 y}{1.5 + 2 y} \right)^{2/3} (0.002)^{1/2}$$

operando, queda:

$$y \left(\frac{y}{1 + 1.33 y} \right)^{2/3} = 0.725$$

Esta es una ecuación trascendente, la podemos resolver aplicando logaritmicación o por tanteos, por ejemplo:

$$\text{para } y = 1.1 \quad f(y) = 0.643$$

$$\text{para } y = 1.2 \quad f(y) = 0.717$$

podemos aceptar este valor como válido, entonces;

$$y = 1.2 \text{ m}$$

9.6. Variaciones de velocidad en vertical para los cursos de agua naturales.

En general, la velocidad, o el perfil de velocidades varía de una vertical a otra de la misma sección, en los cursos de agua naturales. Como además la longitud de los canales y cursos de agua es mayor a la longitud de transición de

flujos laminar a turbulento, aun para velocidades pequeñas, el flujo en los canales los consideramos turbulentos, y tendremos por tanto en las proximidades del fondo velocidades comparables a la velocidad media (recordar perfil para flujo turbulento en conductos).

En la figura siguiente Fig.9.6.1 , a la izquierda se observa un corte del curso natural y la representación de una línea que une los puntos de igual velocidad, estas líneas se denominan “isotacas”. Para la determinación de las mismas es necesario la realización de muchos diagramas de distribución o perfiles de velocidad vertical en diferentes cortes, en la figura se han indicado tres cortes, y para cada uno se requerirían al menos 10 mediciones en distintos puntos de la vertical , por lo cual la tarea es bastante complicada.

Para cada vertical las velocidades notables son las siguientes:

- V_s : velocidad en superficie.
- V_1 : velocidad máxima
- \bar{V} : velocidad media V_{pf} : velocidad próxima al fondo.

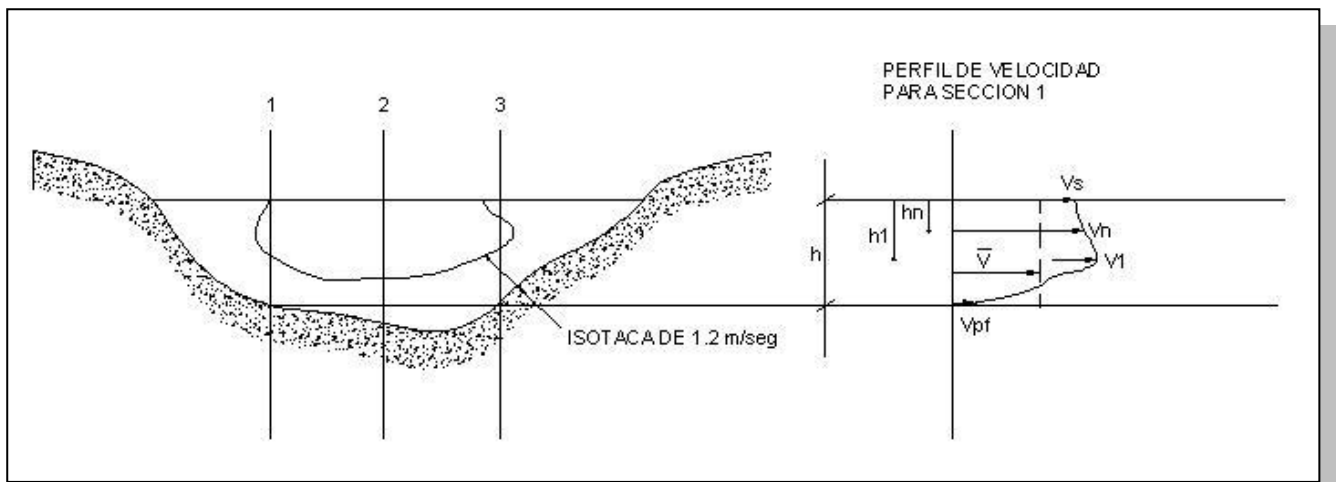


Fig: 9.6.1

En general podemos, después de efectuar las mediciones, establecer un perfil de velocidad y obtener la V_{max} de esa vertical a partir de:

$$\bar{V}_i \cdot h = \int_0^h V_n dh \rightarrow \bar{V}_i = \frac{\int_0^h V_n dh}{h}$$

como esta fórmula anterior se aplica a la obtención de las velocidades medias de cada vertical , la velocidad media de la sección, será el promedio de las mediciones individuales:

$$\bar{\bar{V}} = \frac{\sum \bar{V}_i}{n^\circ \text{ de verticales}}$$

en nuestro esquema, $n = 3$

Como ya dijimos, resulta evidente que si bien el método nos da una buena aproximación, requiere muchas mediciones por lo cual resulta engorroso. En los canales naturales, si el ancho excede cinco veces la profundidad máxima, es decir $a \geq 5 h_{mx}$ se puede usar la fórmula aproximada de Bazin (1855)

$$V_n = V_1 - \frac{20 \sqrt{h \cdot i}}{\left(1 - \frac{h_1}{h}\right)^2 h^2} (h_n - h_1)^2$$

la fórmula permite conocer sin medir explícitamente, una estimación de de la velocidad genérica V_n a una profundidad hn , para una sección dada y una vertical dada dentro de ella, conociendo:

- h: profundidad máxima para la sección.
- h1: profundidad correspondiente a la velocidad máxima.
- V1: velocidad máxima para la sección.
- i: pendiente de la superficie del espejo.
- hn: profundidad para la cual se desea estimar la velocidad.
- Vn: velocidad de la corriente en la profundidad hn

Si el espejo de agua está congelado con hielo superficial, se hacen dos mediciones al 20% desde la cota de superficie y a 80% de la misma, entonces se calcula V1 con la siguiente fórmula:

$$V_1 = \frac{1}{2}(V_{0.2} + V_{0.8})$$

y luego se aplica la fórmula anterior [9.6.1].

una vez realizado todo el proceso y obteniendo al menos tres perfiles por sección pueden trazarse las líneas isotacas por sección, caracterizar el mismo y estimar la velocidad media y caudal de todo el curso de agua.

9.7 Canales óptimos.

A partir de la fórmula:

$$Q = A c \sqrt{R i}$$

un canal óptimo se obtiene haciendo máximo a R (radio hidráulico), en este caso, para i dado, Q será máximo, y para Q dado, i será mínimo o sea funcionaria óptimamente.

Normalmente los canales de fabricación o dragado se confeccionan usando patrones de sección trapezoidal, en la cual el ángulo del talud se especifica en función del material del sustrato, siendo ángulos mas grandes cuanto mas blando sea el sustrato y recíprocamente.

Si para un canal trapezoidal como el indicado en la figura siguiente, Fig. [9.7.1]

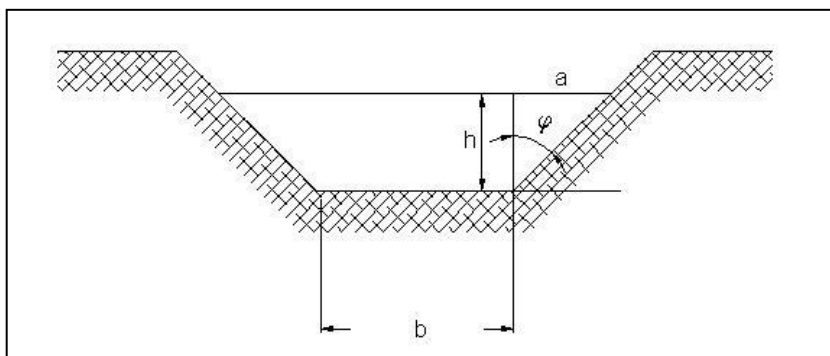


Fig.9.7.1

el área de la sección será:

$$A = bh + ha = bh + h^2 \tan g \varphi$$

ya que $\tan g \varphi = \frac{a}{h}$

$$p = b + 2l = b + \frac{2h}{\cos \varphi} = b + 2h \sec \varphi$$

o sea que $R = A/p$ será una función de h , ya que los demás operandos son constantes del diseño, o sea:

$$R = \frac{bh + h^2 \tan g \varphi}{b + 2h \sec \varphi}$$

por tanto:

Material del sustrato	Ángulo φ tomado desde la vertical
Roca firme	0°
Roca compacta	15°
Mampostería	25°
Roca sedimentaria	36°
Tierra Vegetal	45°
Tierra Arcillosa	56°
Suelo arenoso	68°
Arena fina suelta	71°

TALUDES PARA CANALES OPTIMOS

$$R \max \rightarrow \frac{dR}{dh} = 0 \rightarrow \frac{dA}{dh} p - \frac{dp}{dh} A = 0 \rightarrow$$

$$(b + 2h \tan g \varphi \sec^2 \varphi) p - (2 \sec \varphi \tan g \varphi) A = 0 \rightarrow$$

$$(b + 2h \tan g \varphi \sec^2 \varphi) (b + 2h \sec \varphi) - (2 \sec \varphi \tan g \varphi) (bh + h^2 \tan g \varphi) = 0$$

de esta expresión como el ángulo del talud es una constante, se obtiene la relación funcional que satisface la ecuación entre b y h , lo que permite obtener las dimensiones para el óptimo.

10.- Salida de líquidos a través de grandes orificios.

10.1 Descripción general

Ya vimos, que el caudal a través de un orificio pequeño, por debajo del nivel de espejo en un recipiente, se calculaba a partir de la fórmula corregida de Torricelli como:

$$Q = Cc C_v \sqrt{2gh} A \quad 10.1.1$$

e la cual :

$$Cc = A_c/A$$

coeficiente de contracción de la vena = Área de la vena contraída / Área del orificio

$$C_v$$

coeficiente de rozamiento en la pared del orificio.

Normalmente se arma el producto:

$$Cd = Cc \cdot C_v$$

que se denomina coeficiente de descarga, con lo cual la fórmula [10.1] queda:

$$Q = Cd \sqrt{2gh} A \quad 10.1.2$$

En las aplicaciones h es la cota desde el espejo hasta el centro del agujero.

Cuando el orificio es grande, se hace evidente que la altura h se hace variable para cada punto del orificio y la velocidad proyectada, varía punto a punto, el caudal elemental estará dado por:

$$dQ = Cd \sqrt{2gh} dA \rightarrow Q = Cd \int \sqrt{2gh} dA \quad 10.1.3$$

10.2 Orificios rectangulares.

Supongamos un orificio rectangular como se indica en la Fig.10.2.1, en esta configuración el área elemental vale: $dA = b.dh$, con lo cual reemplazando en la [10.1.3]:

$$Q = C_d \int_{h_1}^{h_2} \sqrt{2gh} \, dA = C_d \int_{h_1}^{h_2} \sqrt{2gh} \cdot b \, dh = C_d b \sqrt{2g} \int_{h_1}^{h_2} h^{1/2} \, dh \rightarrow$$

$$Q = \frac{2}{3} C_d b \sqrt{2g} (h_2^{3/2} - h_1^{3/2})$$

10.2.1

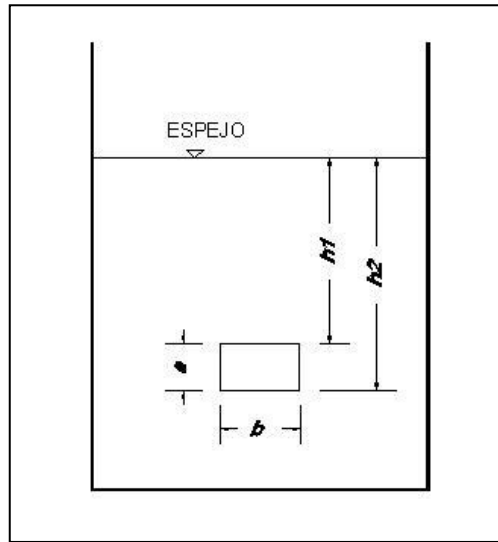


Fig.10.2.1

10.3 Orificios circulares.

Supongamos un orificio circular como se indica en la Fig.10.3.1, podemos establecer ahora para un área elemental:

$$AB = 2AC = 2 \sqrt{r^2 - z^2} \rightarrow$$

$$dA = 2 \sqrt{r^2 - z^2} \, dz \rightarrow$$

$$dQ = 2C_d \sqrt{2g(h-z)} \sqrt{r^2 - z^2} \, dz \rightarrow$$

$$Q = 2C_d \int_{-r}^r \sqrt{2g(h-z)} \sqrt{r^2 - z^2} \, dz$$

Resolviendo esta integral, queda:

$$Q = C_d \pi r^2 \sqrt{2gh} \left\{ 1 - \frac{1}{32} \left(\frac{r}{h}\right)^2 - \frac{5}{1024} \left(\frac{r}{h}\right)^4 - \frac{105}{65356} \left(\frac{r}{h}\right)^6 - \dots \right\}$$

10.3.1

Con un pequeño margen de error puede aplicarse la fórmula aproximada:

$$Q = C_d \pi r^2 \sqrt{2gh} \left\{ 1 - \frac{1}{32} \left(\frac{r}{h}\right)^2 \right\}$$

10.3.1b

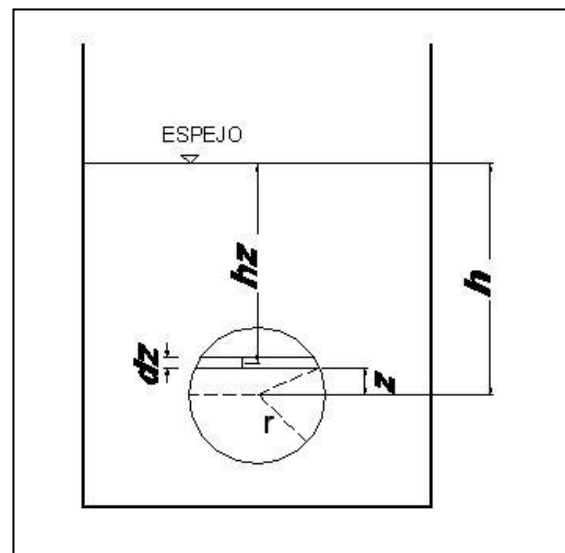


Fig.10.3.1

10.4 Coeficiente de descarga.

Vemos de las fórmulas finales para grandes orificios, que para la resolución completa ya sea orificio rectangular o circular, nos falta conocer el valor del coeficiente C_d ; este se determina en forma experimental, y debe considerarse como válido solo cuando se trate de los denominados “orificios perfectos”, que se definen así cuando están ubicados en una pared delgada, plana y vertical y en el que los bordes distan de cualquier arista más de 3 veces la dimensión menor del orificio.

En referencia a la figura 10.4.1 .el espejo debe ser al menos 1.5 veces la dimensión menor, en estos casos se aplican valores tabulados para C_d , ingresando en la tabla con el valor $(h_1+h_2)/2$ siendo h_1 la cota superior y h_2 la cota inferior del orificio aplicándose este criterio tanto para orificios rectangulares como circulares, o de cualquier otra forma.

En primera aproximación C_d puede tomarse como un valor aproximado de 0.5 ó 0.6.

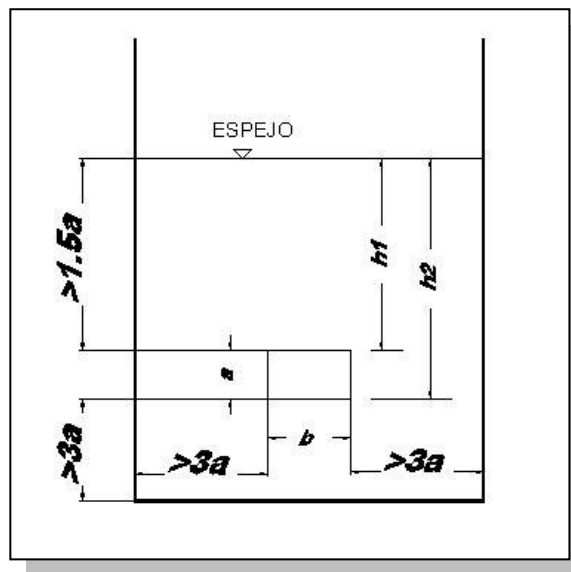


Fig.10.4.1

10.5 Orificios sumergidos.

Si consideramos un orificio sumergido, que puede ser como el indicado en corte en la figura 10.5.1 izquierda, el caudal que pasa por el orificio entre dos depósitos de diferentes niveles y separados por un tabique con un orificio sumergido, está dado por:

$$Q = C_{ds} A \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad 10.5.1$$

donde, h_1 y h_2 son las alturas de los espejos aguas en los depósitos-

La figura 10.5.1 derecha , puede representar el mismo tabique con orificio sumergido pero que está oficiando de dique para un canal, en este caso se presentan dos velocidades , corriente arriba, V_1 y corriente abajo, V_2 . La técnica de separar con un dique de orificio un canal, se utiliza para regular las pendientes y por tanto las velocidades en los canales.

En este caso el caudal se calcula por la fórmula:

$$Q = C_{ds} A \sqrt{2g\left(h_1 - \frac{V_1^2}{2g}\right) - 2g\left(h_2 - \frac{V_2^2}{2g}\right)} \rightarrow$$

$$Q = C_{ds} A \sqrt{2g(h_1 - h_2) + V_1^2 - V_2^2} \quad 10.5.2$$

Es fácil ver que al término de energía de presión h [Nm/N] se le agrega la energía cinética de la corriente, también debemos tener en cuenta que al coeficiente de descarga obtenido por tablas cambia a un coeficiente para orificio sumergido:

$$C_{ds} = 0.986 C_d$$

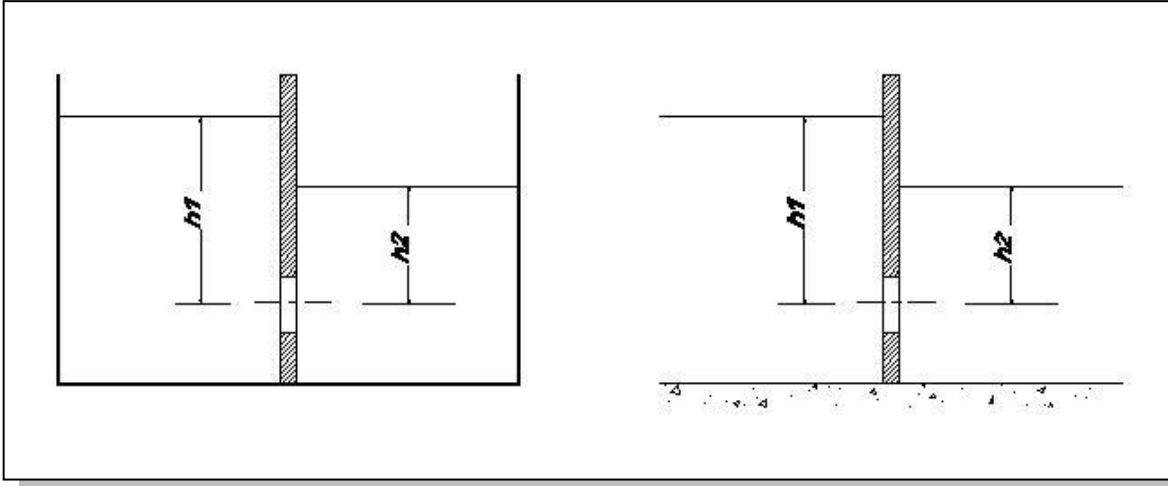


Fig.10.5
.1

TABLA 9.1

Valores del coeficiente n y de su inverso $1/n$ aplicables a las fórmulas de Ganguillet y Kutter y de Manning, según datos experimentales de Horton (año 1916)

<i>Naturaleza de las paredes</i>	<i>n</i>	$\frac{1}{n}$
Canaletas de madera muy bien cepillada	0,009	111,1
Canales enlucidos de cemento muy lisos; conductos nuevos de material vítreo y hierro	0,010	100
Canales o conductos revocados con mortero de cemento; conductos de hierro sin asperezas; canaletas semicirculares de chapas de hierro galvanizado (sin salientes)	0,011	90,9
Canaletas de madera sin cepillar	0,012	83,3
Conductos de chapas metálicas de 1 a 3 m de diámetro, con juntas remachadas	0,013	76,9
Mampostería de ladrillo de máquina bien terminada, sin salientes; mampostería de piedra labrada; conductos de barro cocido y de hormigón premoldeados	0,014	71,4
Hormigón moldeado en el lugar	0,016	62,5
Mampostería de piedra de cantera, caras lisas	0,017	58,8
Conductos de chapas acanaladas de hierro galvanizado, sección circular y semicircular; revestimiento de piedras en seco bien terminado	0,019	52,6
Canaletas de tosca y greda compacta; paredes lisas	0,020	50,0
Canales de pedregullo o grava afirmada, sección regular	0,021	47,6
Canales revestidos con piedras en seco partidas a maza	0,023	43,5
Canales de tierra sin vegetación y con ripio suelto	0,025	40,0
Ríos de poca pendiente y mucho caudal	0,027	37,0
Canales de tierra con alguna vegetación y ripio (canales de irrigación en servicio)	0,030	33,3
Canales excavados en roca compacta, libre de salientes grandes	0,032	31,2
Canales y ríos con piedras sueltas y vegetación	0,037	27,0
Canales de roca granítica o esquistosa, paredes sin alisar	0,040	25,0
Ríos con plantas acuáticas y gran vegetación	0,041	24,4
Canales de desagüe en servicio	0,045	22,2
Canales de desagüe con mucha vegetación, fondo y taludes irregulares	0,050	20,0
	a	a
	0,060	16,7
Zonas inundadas entre endicamientos con terreno desmontado, con raigones (ancho, 400 m; radio medio, 1,30 a 1,60 m)	0,048	20,8
Zonas inundadas entre endicamientos con terreno cubierto de monte natural	0,078	12,8