



1. Variables que integran la estabilidad y rectificación de cauces

1.1 Definición de espigones y gaviones

1.1.1 Espigones

Los espigones son estructuras interpuestas a la corriente con la característica de que, uno de sus extremos está unido a la margen. Sirven para alejar las líneas de corriente con alta velocidad de la orilla, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y se erosione. Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una protección adicional de la orilla.

Los datos necesarios para el diseño de los espigones son la topografía y batimetría del río en la zona por proteger, secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas, características hidráulicas de la corriente como son, el gasto dominante y el gasto asociado a un periodo de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos gastos, así como las velocidades medias de los escurrimientos, la velocidad de flujo a lo largo de las orillas por proteger; la granulometría, peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce, y finalmente los materiales de construcción disponibles.

Los aspectos más importantes de tomar en cuenta al diseñar una protección a base de espigones son:

a) Localización en planta.- Al ubicar una obra de defensa, ya sea respecto de la orilla actual o bien de una nueva margen (al hacer una rectificación) se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delinear una frontera, generalmente, paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones. La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

La separación entre las nuevas orillas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río teniendo en cuenta el cambio de pendiente, si se rectificó el río o si éste será navegable o no. Analíticamente el ancho estable se obtiene en función del gasto dominante, características físicas del material del fondo, orillas y de la pendiente del río.

Cuando se trata de rectificar un tramo de río o defender sus curvas, si las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvaturas r , medidos hasta el eje del río deben estar comprendidos entre los siguientes límites:





$$2 \delta B = \delta r = 8B \quad 1.1$$

Dónde:

B Ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, m
 r radio de la curvatura

Con la recomendación anterior, las mayores profundidades siempre se encuentran cercanas a la orilla exterior de la curva.

Al proteger una curva aislada de un río con espigones las márgenes de las curvas situadas aguas arriba no deberán de ser erosionadas y la corriente deberá incidir contra la margen protegida.

Si esto último no ocurre, al paso del tiempo, el río escurrirá por otro sitio, abandonando completamente los espigones que fueron colocados. Por ello en ríos de planicie que son divagantes o que sufren erosión constantemente en sus curvas, se deben proteger.

b) Longitud de los espigones. La longitud total de un espigón, L , se divide en dos, la longitud de anclaje o empotramiento, L_e , y la longitud de trabajo, L_t . La primera es la que inicialmente está dentro de la margen y la segunda la que está dentro de la corriente. Así:

$$L = L_t + L_e \quad 1.2$$

La longitud de trabajo L_t , normalmente debe estar comprendida entre los siguientes límites:

$$\delta d = \delta L_t = B/4 \quad 1.3$$

Donde:

d Tirante del río asociado al gasto de diseño
 L_t Longitud de trabajo
 B Ancho medio de la superficie libre

En los ríos de planicie d es la distancia vertical entre la elevación de la





margen y la elevación del fondo del río.

Los espigones pueden construirse sin tener longitud de anclaje, es decir, sin que penetre en la margen, por lo tanto $L_e = 0$, la longitud máxima de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo, $(0.25 L_t)$; el empotramiento solo se justifica cuando no se puede permitir que falle ninguno de los espigones, esto se presenta cuando hay una población en la margen que se desea proteger. Cuando el procedimiento sea costoso es conveniente reducir la separación entre los espigones.

c) Forma de los espigones en planta. La forma en planta de los espigones puede ser recta, curvados aguas arriba o aguas abajo, en L con el brazo dirigido hacia aguas abajo y en T. Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y por ser más económicos. Los espigones con forma de L o T son los más costosos, ya que su parte extrema debe construirse en la zona más profunda del río.

Cuando el fondo del cauce es gradual o bien se tienen tramos rectos se recomienda usar los espigones rectos y cortos. En cambio los que tienen forma de T son más adecuados para cauces angostos, generalmente, un diseño usando el tipo recto debe proporcionar una adecuada protección de las orillas y producir sedimentación entre los espigones.

d) Separación entre espigones.-La distancia entre espigones, se mide en la orilla entre los puntos de arranque de cada uno y depende de la longitud del espigón de aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración del margen.

Para calcular la separación entre dos espigones, se toma en cuenta la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón. Normalmente se considera que el ángulo de expansión β varía entre 9° y 11° .

Si los espigones están muy cercanos entre sí trabajan menos eficientemente y su costo es mayor.

d.1) Separación entre tramos rectos.- Para la separación entre espigones en un tramo recto, cuando la línea extrema de defensa y la margen son paralelos sin empotramiento en la orilla, se recomienda lo siguiente:





Ángulo	Separación, S_s
70° a 90°	(4.5 a 5.5) LT
60°	(5 a 6) LT

Tabla 1.1 Separación recomendada en función de β .

d.2) Separación en curvas.- La separación entre espigones ubicados en las márgenes exteriores de las curvas regulares y que presentan un radio único de curvatura, puede variar entre los límites siguientes:

$$S_c = (2.5 \text{ a } 4) L_t \quad 1.4$$

Donde:

L_t Longitud de trabajo

Cuando la margen es irregular, la separación entre espigones deberá obtenerse en forma gráfica. Al mismo tiempo quedan fijadas sus longitudes y ángulos de orientación.

e) Separación y longitud de los primeros espigones. Al diseñar la defensa marginal de un tramo de río los primeros espigones de aguas arriba se diseñan con las expresiones:

$$F_n = gs \cos \theta \quad 1.5$$

$$F_t = gs \sin \theta \quad 1.6$$

Donde:

F_n Componente Normal

F_t Componente Tangencial

gs Peso sumergido de un cierto volumen de material de protección

θ Ángulo

Para ello en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema de defensa que se une con la margen hacia aguas arriba de la primera curva, forma un ángulo, γ , que varía entre 8° y 10°.





f) Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones.

Los espigones pueden ser contruidos con pendiente horizontal o teniendo una pendiente hacia el centro del río que pueda llegar a ser de 0.25. Los de cresta horizontal se construyen cuando se desea reducir artificialmente el ancho del río, y con una pendiente longitudinal cuando se desea proteger una margen o rectificar un tramo de río.

La elevación del punto de arranque de un espigón en ríos de planicie, será igual a la elevación de la margen; para ríos en zonas intermedias o de montaña será igual a la elevación del agua que corresponda al gasto dominante. El extremo dentro del cauce deberá tener alturas máximas de 50 *cm* sobre el fondo actual o la elevación que tiene el agua durante el momento de la construcción, la que debe efectuarse en la época de estiaje.

El ancho de la corona de los espigones depende de los materiales con que se forman y del procedimiento de construcción empleado.

g) Orientación de los espigones.- Los espigones pueden estar orientados, hacia aguas abajo o aguas arriba, o también ser normales a la dirección del flujo. La orientación de los espigones se mide por el ángulo que forma el eje longitudinal del mismo con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón y medido hacia aguas abajo.

Cada orientación tiene diferente influencia sobre la corriente y por lo tanto un efecto diferente sobre la socavación y depósito de material alrededor de él. Se ha observado que los espigones orientados hacia aguas arriba producen más depósito de sedimento en la orilla aguas abajo que los que están orientados 90° con respecto al flujo. Los espigones colocados normales al flujo solo protegen áreas pequeñas mientras que los que están dirigidos hacia aguas arriba resisten mejor al poder erosivo de la corriente, esto se basa en las observaciones realizadas por Samide y Backstead (1975). Sin embargo, Franco (1976) dice que el espigón dirigido hacia aguas abajo presenta un mejor comportamiento desde el punto de vista de socavación, depósito, tirante del canal, alineamiento y que el orientado hacia aguas arriba produce más disturbios al flujo.

En un tramo recto en una curva regular conviene que los espigones formen





un ángulo α de 70° con la dirección de la corriente, si la curva es irregular y, aún más, si tiene un radio de curvatura menor de $2.5 B$, donde B es el ancho de superficie libre, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30° .

El espigón no debe provocar cambios bruscos en la dirección de la corriente, más bien debe desviarla gradualmente hacia el sitio en estudio. Los espigones deben colocarse antes del punto donde la corriente empieza a salirse del curso deseado. Si el primer espigón se coloca aguas abajo de donde comienza la socavación provoca que la corriente haga un camino por el extremo de él y como consecuencia de ello se ocasione su destrucción.

h) Permeabilidad de los espigones. Los espigones pueden ser impermeables o permeables. Los primeros alejan de la orilla las líneas de corriente con alta velocidad, mientras que los segundos reducen la velocidad del flujo por abajo de su límite erosivo y con ello provocan el depósito de material.

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales, como son, por ejemplo, tabla-estacas de madera o concreto, troncos de árboles, ramas, elementos prefabricados de mortero, concreto, acero y con gaviones (cajas formadas con mallas de alambre).

i) Socavación local al pie de espigones.- La socavación local en la punta de los espigones es de importancia durante su construcción cuando se utilizan elementos que están sujetos entre sí (bolsas, piedras, gaviones, etc.). Si la velocidad es mayor de 50 cm/s conviene recubrir el fondo sobre el que descansará el espigón con una capa de piedra de unos 30 cm de espesor, y después construir el espigón de la orilla hacia el centro del cauce, esto necesariamente tendrá que hacerse desde barcazas.

Para obtener la socavación al pie del extremo de un espigón, se utiliza la ecuación obtenida por Maza al utilizar los datos y el criterio de Latuischenkov.

$$Y_s = 0.855 d_0 [4.17 + \ln Q_1/Q] e^{(0.0028\alpha - 0.24k)} \quad 1.7$$

Donde:





Y_s	Erosión máxima en el extremo de espigón, medida desde la superficie libre del agua y el fondo de la socavación asociada al Q.
d_0	Profundidad de flujo en la zona cercana al extremo del espigón no afectada por la erosión
α	Orientación del espigón
k	Talud del extremo del espigón
Q	Gasto para un periodo de retorno entre 25 y 50
Q_1	Gasto teórico que podría pasar por la zona ocupada por el espigón

$$Q_1 = (Q/d)L \quad 1.8$$

Donde:

L	Longitud del espigón proyectada en un plano perpendicular a la dirección del flujo.
-----	---

1.1.2 Gaviones

Se define un Gavión como una caja en forma prismática regular, fabricado con malla metálica de triple torsión de alambre galvanizado clase III. La Malla tiene la rigidez necesaria que facilita la instalación del gavión.

Los muros de Gaviones están diseñados para mantener una diferencia en los niveles de suelo en sus dos lados constituyendo un grupo importante de elementos de soporte y protección cuando se localiza en lechos de ríos.

La profundidad de socavación para un espigón hecho con gaviones puede ser calculada con diferentes formulas, la flexibilidad del gavión ayuda a mantener la seguridad de la estructura si la socavación que se presenta es mayor que la calculada, en cambio un espigón de enrocamiento no tiene el mismo margen de seguridad.

No hay que perder de vista que la erosión hídrica acelerada es considerada sumamente perjudicial para los suelos, pues debido a éste fenómeno, grandes superficies de suelos fértiles se pierden; ya que el material sólido que se desprende en las partes media y alta de la cuenca provoca el azolvamiento de la infraestructura hidráulica, eléctrica, agrícola y de comunicaciones que existe en la parte baja.





En ríos, el gavión acelera el estado de equilibrio del cauce. Evita erosiones, transporte de materiales y derrumbamientos de márgenes, además el gavión controla los volúmenes debidos a gastos mayores a los presentados protegiendo valles y poblaciones contra inundaciones.

1.1.2.1 Estabilidad de la estructura de gaviones.

En aquellos lugares donde la roca se encuentra a grandes distancias o no existe una alternativa viable, es posible utilizar gaviones de dimensiones variables, adecuados al proyecto, dispuestos en una o varias hiladas, según sea la altura que debe guardar el espigón.

Las diferentes secciones transversales de un gavión, se proyectarán de acuerdo al empuje del agua que deberá soportar, considerando además en las secciones sumergidas el esfuerzo cortante de la corriente para el gasto máximo de diseño.

El espigón construido con gaviones tiende a ser más pequeño que el de enrocamiento. Como la finalidad de los espigones es desviar la dirección del flujo esto provoca socavación a lo largo de las líneas de corriente bien definidas y como consecuencia de ello se da más profundidad al cauce, esto último es útil cuando se desea que el río sea navegable. Los espigones hechos con gaviones son semi-permeables ya que primero desvían a la corriente antes que reducir la velocidad de la misma, además tienen la suficiente capacidad de deformación en su estructura. Al acumularse limo alrededor y dentro del espigón ayuda a que se desarrolle vegetación lo cual provoca que la estructura se consolide dentro de la nueva orilla y esto ayude en el control de la erosión.

Si el escurrimiento amenaza con llegar a la orilla donde esta empotrado el espigón se debe dar una pequeña protección marginal a ambos lados del espigón.

El espigón construido con gaviones no requiere de una excavación previa para colocarlos, si se espera tener una socavación grande se podrá hacer una pequeña excavación que puede ser útil para minimizar el tamaño del asentamiento diferencial; también este tipo de espigón puede ser colocado directamente sobre el fondo del cauce o bien sobre una losa, este último formada con un gavión tipo colchoneta.

Por otra parte si el fondo del cauce no está formado por roca o piedras





grandes se coloca una platea de protección formada por una colchoneta, ésta platea puede ser eliminada si el espigón es pequeño (1 ó 2 m de altura y hasta 5 m de ancho). Los gaviones que forman la colchoneta son planos, se colocan sobre el lecho del río, están rellenos con material de 10 a 20 cm de diámetro y se alambran unos con otros. La flexibilidad de la colchoneta asegura que éste siga la forma de la socavación que se presenta en la punta del espigón. La colchoneta puede ser delgada (menor o igual a 0.5 m), pero con el peso suficiente para conservarla sobre el fondo, resistir el arrastre producido por la corriente y cualquier tendencia a levantarse. La longitud de la platea es función de la socavación esperada, la experiencia ha mostrado que dicha longitud puede variar entre 1.8 y 6.0 m.

Para que la colchoneta de protección sea adecuada debe extenderse hasta que alcance la máxima socavación que puede presentarse.

La colocación de la colchoneta no requiere de una preparación previa solo bastará con alisar la superficie con la ayuda de un tractor, en caso de que el tirante de agua sea apreciable se arman los gaviones y se colocan con ayuda de la grúa.

No es recordable la construcción de un solo espigón ya que ello ocasiona que se presenten remolinos provocando problemas en el sistema, por ello es conveniente utilizar tres espigones.

La punta del espigón debe quedar a una altura igual a la del nivel mas bajo del agua y se bisela, el otro extremo pegado a la orilla se recomienda que quede 30 cm por encima del nivel más alto del agua y anclado al margen.

1.2 Cálculo de tirante normal y tirante crítico

En el subcapítulo anterior se mencionó la necesidad de conocer las variables hidráulicas como son: el tirante hidráulico, el ancho de superficie libre entre otras.

A continuación se definirían las variables hidráulicas que son comúnmente usadas en función de la sección transversal.

En la obtención de los diferentes tipos de tirantes en canales naturales dependen indiscutiblemente de la forma de la sección geométrica en la cual se está trabajando.

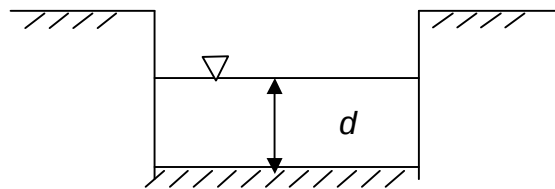




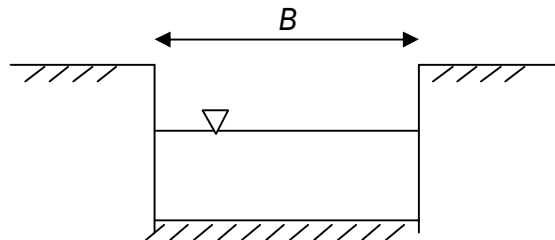
1.2.1 Elementos geométricos de la sección transversal

Los elementos geométricos son propiedades de una sección transversal que puede ser definida enteramente por la geometría de la sección y la profundidad del flujo. Estos elementos son muy importantes para los cálculos del escurrimiento.

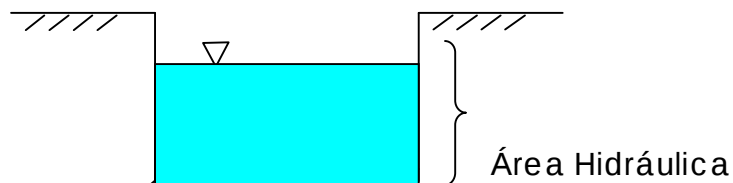
- a) Profundidad o tirante (d, h):** la profundidad es la distancia vertical del punto más bajo de la sección del canal a la superficie libre.



- b) Ancho medio de la superficie libre (B):** es el ancho de la sección transversal en la superficie libre.

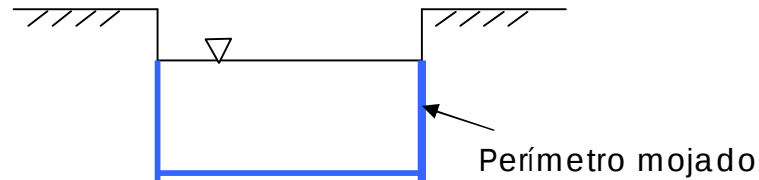


- c) Área hidráulica (A):** es el área de la sección transversal en contacto con el flujo.





d) Perímetro mojado (P): es la longitud de la línea de la intersección de la superficie mojada del canal con la sección transversal normal a la dirección del flujo.



e) Radio hidráulico (R_h): es la relación entre el área hidráulica y el perímetro mojado, se expresa como:

$$R_h = A / P \quad 1.9$$

f) Tirante hidráulico (D): es la relación del área hidráulica con el ancho medio de la superficie libre, se expresa como:

$$D = A / T \quad 1.10$$

g) Factor de la sección (z): para cálculos de escurrimiento o flujo crítico es el producto del área hidráulica con la raíz cuadrada del Tirante hidráulico, se expresa como:

$$z = A\sqrt{D} \quad 1.11$$

h) Factor de la sección: para cálculos de escurrimiento uniforme es el producto del área hidráulica y el radio hidráulico, se expresa como:

$$A R_h^{(2/3)} \quad 1.12$$





1.3 Tipos de flujo

La siguiente clasificación se refiere a su comportamiento hidráulico el cuál se analiza bajo distintas condiciones o modelos de flujo, los cuáles al ir aumentando su grado de dificultad dentro de cada hipótesis, van acercándose más a la realidad.

1.3.1 Flujo Permanente y no Permanente

Esta clasificación obedece a la utilización del tiempo como criterio. Es permanente cuando la velocidad media V en una sección dada se mantiene constante en el tiempo o en un lapso especificado ($\partial V / \partial t = 0$). Lo contrario sucede cuando es no permanente ($\partial V / \partial t \neq 0$).

El caso más común del flujo no permanente se presenta en los canales donde se transita una onda de avenida, como en los ríos o en los canales o bordillos en carreteras.

1.3.2 Flujo uniforme y variado

Esta clasificación obedece a la utilización del espacio como criterio. El flujo uniforme se presenta cuando la velocidad media permanece constante en cualquier sección del canal, es decir $\partial V / \partial x = 0$. Esto significa que su área hidráulica y tirante también son constantes con respecto a la longitud de la sección (x). En el flujo variado o no uniforme ocurre lo contrario $\partial V / \partial x \neq 0$.

Las características del flujo uniforme se satisfacen únicamente si la sección es prismática, esto es, sólo puede ocurrir en las secciones artificiales y no en las secciones naturales. Si la velocidad se incrementa a valores muy grandes (más de 6 m/s), se produce arrastre de aire al interior del flujo, y éste, en sentido estricto, adquiere un carácter no permanente y pulsátil. De manera incidental, a velocidades excepcionales del orden de 30 m/s, el incremento de área hidráulica por el aire arrastrado puede llegar a ser hasta del 50% del área original.





1. VARIABLES QUE INTEGRAN LA ESTABILIDAD Y RECTIFICACIÓN DE CAUCES

Tabla 1.2. Elementos Hidráulicos para diferentes secciones geométricas (Chow)

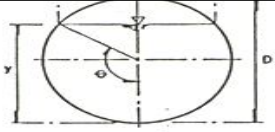
SECCION ELEMENTO GEOMETRICO				
Area, A	by	$(b + ky)y$	ky^2	$\frac{2}{3}Ty$
Perímetro mojado P	$b + 2y$	$b + 2\sqrt{1+k^2}y$	$2\sqrt{1+k^2}y$	$T + \frac{8}{3}\frac{y^2}{T} *$
Radio hidráulico $R_h = A/P$	$\frac{by}{b + 2y}$	$\frac{(b + ky)y}{b + 2\sqrt{1+k^2}y}$	$\frac{ky}{2\sqrt{1+k^2}}$	$\frac{2T^2y}{3T^2 + 8y^2} *$
Ancho de la superficie libre, T	b	$b + 2ky$	$2ky$	$\frac{3}{2}\frac{A}{y}$
Tirante medio $Y = A/T$	y	$\frac{(b + ky)y}{b + 2ky}$	$\frac{1}{2}y$	$\frac{2}{3}y$
dP/dy	2	$2\sqrt{1+k^2}$	$2\sqrt{1+k^2}$	$\frac{16}{3}\frac{y}{T} + (1 - \frac{8}{3}\frac{y^2}{T^2})\frac{T}{2y} *$
dT/dy	0	$2k$	$2k$	$\frac{T}{2y}$
* Aproximación satisfactoria para el intervalo $0 < x \leq 1$, donde $x = 4y/T$. Cuando $x > 1$, use la expresión exacta: $P = (T/2) \left[\sqrt{1+x^2} + 1/x \ln(x + \sqrt{1+x^2}) \right]$				





1. VARIABLES QUE INTEGRAN LA ESTABILIDAD Y RECTIFICACIÓN DE CAUCES

Tabla 1.2. Continuación

SECCION	 CIRCULAR	 HERRADURA		
Tirante	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 1$	$0 \leq \frac{y}{D} \leq 0.0886$	$0.0886 \leq \frac{y}{D} \leq \frac{1}{2}$	$\frac{1}{2} \leq \frac{y}{D} \leq 1$
Angulo, en grados	$\theta = \arccos(1 - \frac{2y}{D})$	$\theta_0 = \arccos(1 - \frac{y}{D})$	$\theta_1 = \arcsin(\frac{1}{2} - \frac{y}{D})$	$\theta_2 = \arccos(\frac{2y}{D} - 1)$
Area, A	$\frac{1}{4} (\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta) D^2$	$(\theta_0 - \frac{1}{2} \sin 2\theta_0) D^2$	$[0.43662 - \theta_1 + \sin \theta_1 (1 - \cos \theta_1)] D^2$	$(0.82932 - \frac{\theta_2}{4} + \frac{1}{2} \sin 2\theta_2) D^2$
Perímetro mojado, P	θD	$2 \theta_0 D$	$(1.69623 - 2\theta_1) D$	$(3.26703 - \theta_2) D$
Radio hidráulico, R _h	$\frac{1}{4} (1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta}) D$	$\frac{1}{2} (1 - \frac{\sin 2\theta_0}{2\theta_0}) D$	$\frac{[0.43662 - \theta_1 + \sin \theta_1 (1 - \cos \theta_1)] D}{1.69623 - 2\theta_1}$	$\frac{[0.82932 - 0.25\theta_2 + 0.5\sin 2\theta_2] D}{3.26703 - \theta_2}$
Ancho de la superficie libre, T	$(\sin \theta) D$, ó $2 \sqrt{y(D-y)}$	$2 (\sin \theta_0) D$, ó $2 \sqrt{y(2D-y)}$	$(2 \cos \theta_1 - 1) D$, ó $[2 \sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})} - 1] D$	$D \sin \theta_2$, ó $2 \sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})} D$
Tirante medio, Y	$\frac{1}{4} (\frac{\theta - \frac{1}{2} \sin 2\theta}{\sin \theta}) D$	$(\frac{\theta_0 - \frac{1}{2} \sin 2\theta_0}{2 \sin \theta_0}) D$	$\frac{[0.43662 - \theta_1 + \sin \theta_1 (1 - \cos \theta_1)] D}{2 \cos \theta_1 - 1}$	$\frac{[0.82932 - 0.25\theta_2 + 0.5\sin 2\theta_2] D}{\sin \theta_2}$
dP/dy	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2}{\sqrt{\frac{y}{D}(2 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2}{\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{1}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$
dT/dy	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{2(1 - \frac{y}{D})}{\sqrt{\frac{y}{D}(2 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{1 - \frac{2y}{D}}{\sqrt{0.75 + \frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$	$\frac{(1 - \frac{2y}{D})}{\sqrt{\frac{y}{D}(1 - \frac{y}{D})}}$



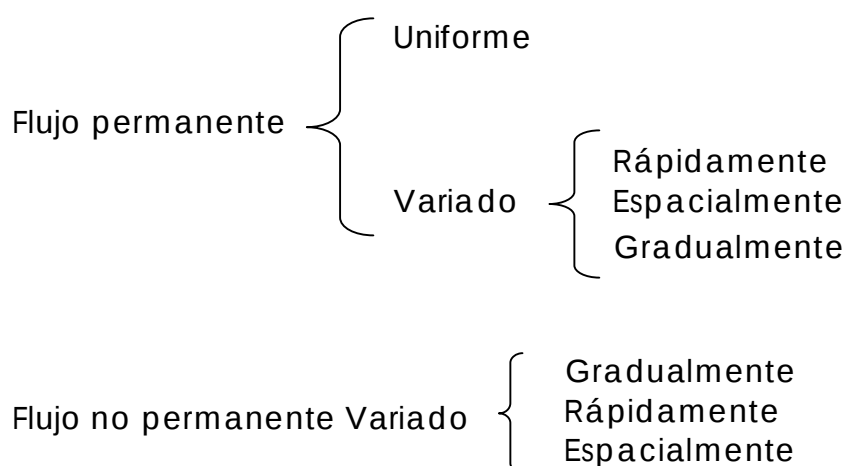


En teoría es posible que un flujo uniforme sea permanente o no permanente. El uniforme permanente es el flujo más sencillo de la hidráulica en superficies libres, donde el tirante no cambia con el tiempo. El uniforme no permanente necesitaría que la superficie libre fluctuara de un instante a otro permaneciendo siempre paralela a la plantilla de la sección, lo que es difícil que ocurra dentro de la práctica. Por tanto el flujo uniforme siempre es permanente. El flujo uniforme es un estado ideal que difícilmente se alcanza en la práctica. Es razonable suponerlo sólo en secciones rectas y largas, de sección, pendiente, geometría y rugosidad constantes; es muy útil porque simplifica el análisis y sirve de base para la solución de otros problemas.

El flujo es variado cuando la velocidad media cambia en las secciones a lo largo del canal, es decir, $\partial V / \partial x \neq 0$, y por lo mismo posee características opuestas a las del uniforme. El cambio de la velocidad es para acelerar o desacelerar el movimiento y ocurre por una variación en la sección, por un cambio en la pendiente, o presencia de una estructura hidráulica, ya sea un vertedor o una compuerta interpuesta dentro de la línea de flujo.

El flujo variado se puede, a su vez, clasificar en gradual, rápido y espacialmente variado. En el gradualmente variado el tirante cambia en forma gradual a lo largo del canal. En el rápidamente variado acontece lo contrario, como en el salto hidráulico. En el espacialmente variado cambia además el gasto a lo largo del canal o en un tramo del mismo.

En resumen se tiene:





1.3.3 Flujo Laminar y Turbulento.

El movimiento del agua en un canal se rige por la importancia de las fuerzas debidas a la viscosidad o a la acción de la gravedad, respecto a la de inercia. La tensión superficial del agua afecta el comportamiento en el caso de velocidad y tirante o sección transversal pequeños, pero no tiene una función importante en la mayoría de los problemas.

En relación con el efecto de la viscosidad, el flujo puede ser laminar, de transición o turbulento, de manera semejante a los conductos a presión. La importancia de la fuerza de inercia respecto a la viscosa, ambas por unidad de masa, se mide con el número de Reynolds, definido como:

$$R_e = \frac{VR_h}{\nu} \quad 1.13$$

Donde:

R_h	Radio hidráulico de la sección
V	Velocidad media en la sección
ν	Viscosidad cinemática del agua

Por métodos experimentales se obtienen los siguientes resultados:

$R_e \leq 500;$	Flujo Laminar
$500 \leq R_e \leq 12500;$	Flujo de Transición
$R_e \geq 12500;$	Flujo Turbulento

El flujo laminar ocurre muy rara vez debido a sus dimensiones relativamente grandes y a la baja viscosidad cinemática del agua. La única posibilidad se presenta cuando el flujo es en láminas muy delgadas, con poca velocidad, como en el movimiento del agua de lluvia sobre el pavimento. Y con respecto al de transición, debido a que la rugosidad de la frontera de los mismos canales resulta muy grande, el de transición raramente se da, por lo tanto siempre se trabajará en flujos turbulentos.





1.3.4 Flujo subcrítico y flujo supercrítico.

La importancia de la fuerza de inercia respecto de la gravedad, ambas por la unidad de masa, se mide a través del número de Froude, definido de la siguiente forma:

$$F = \frac{V}{\sqrt{(g \cos \theta)(A/T)}} = \frac{V}{\sqrt{g'A/T}} \quad 1.14$$

Donde:

g'	$g \cos \theta / \alpha$
g	Aceleración gravitacional en m/s^2 ,
A	Área hidráulica de la sección en m^2 ,
T	Ancho de superficie libre de la sección en m ,
V	Velocidad media en la sección en m/s ,
α	Coeficiente de corrección de la energía cinética, adimensional
θ	ángulo de inclinación de la plantilla respecto a la horizontal.

El término A/T es también el tirante hidráulico y sólo en canales rectangulares es igual al tirante.

Considerando que θ normalmente será menor a 8° , se tiene que el coseno será aproximadamente $\theta \geq 0.99027$, es decir, $\cos \theta \approx 1$ con error menor a 1%, y haciendo $\alpha = 1$, se tiene $g' = g$ obteniendo finalmente:

$$F = \frac{V}{\sqrt{gA/T}} \quad 1.15$$

Así el tipo de régimen del flujo podrá depender del número de Froude como se resume en la tabla 1.3.





Froude	Velocidad	Régimen del flujo
$F = 1$	$V = \sqrt{gA/T}$	flujo en régimen crítico
$F < 1$	$V < \sqrt{gA/T}$	el régimen es subcrítico, entonces el flujo será tranquilo, teniendo más importancia la fuerza gravitatoria que la de inercia.
$F > 1$	$V > \sqrt{gA/T}$	el régimen es supercrítico y la fuerza de inercia dominará en este caso sobre la fuerza gravitatoria, siendo ya un flujo rápido a gran velocidad.

Tabla 1.3 Régimen del flujo en función del número de Froude

1.4 Ecuación de Continuidad

La expresión ρVA , refleja el flujo de masa a través de una sección, de donde ρ se refiere a la densidad del líquido en cuestión, mientras que la velocidad queda expresada como V y A refiere el área hidráulica. Considerando que el flujo se desplaza, en la dirección del eje x y además no se tienen aportaciones ni salidas durante su trayecto, se plantea la siguiente expresión matemática:

$$\frac{\partial(\rho VA)}{\partial x} = 0 \quad 1.16$$

Lo anterior plantea que el gasto es constante, es decir, el flujo de masa no cambia con respecto a x , así como su densidad quien será la misma, al ser también incompresible, simplificando la expresión anterior se obtiene:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 = cte. = Q \quad 1.17$$

Donde Q se refiere al gasto, indicando que este se mantiene constante durante todo el canal.

1.5 Ecuación de la Energía Específica

La Ecuación de la Energía o una simplificación de ella conocida como Ecuación de Bernoulli queda definida como: la energía en cualquier línea de corriente en el plano de la sección de un canal, se expresa como la suma de la carga de posición denominada como z con





respecto a un plano de referencia, más la carga de presión $h = \frac{p}{\gamma}$ más la energía cinética local $\alpha(v^2 / 2g)$, donde v es la velocidad en el punto en cuestión figura 1.1.

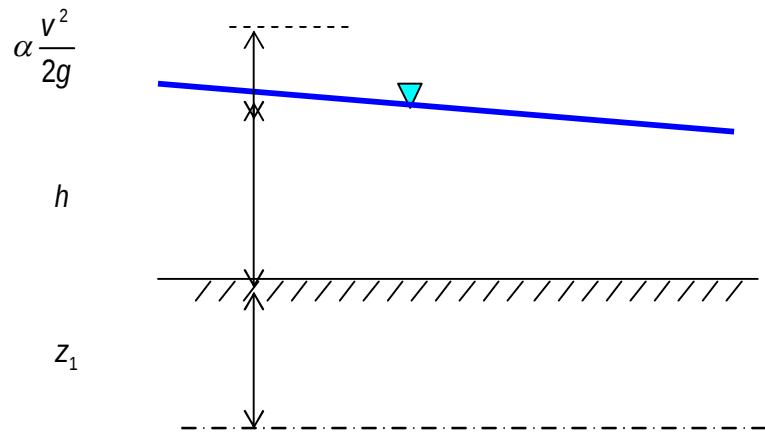


Figura 1.1 Representación puntual de la ecuación de la energía

Sintetizando lo anterior se tiene:

$$E = z + h + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad 1.18$$

Donde:

- v velocidad del fluido en la sección considerada.
- g aceleración
- z altura desde un plano de referencia.
- h carga de presión a lo largo de la línea de corriente.
- E Energía específica

Para aplicar la ecuación anterior se deben realizar las siguientes suposiciones:

- Viscosidad (fricción interna) nula, es decir, se considera que la línea de corriente sobre la cual se aplica se encuentra en una zona 'no viscosa' del fluido.





- Gasto constante
- Flujo incompresible es decir ρ constante.

Si el flujo ocurre en un plano inclinado como el que se muestra en la figura 1.2, las variables se definen como:

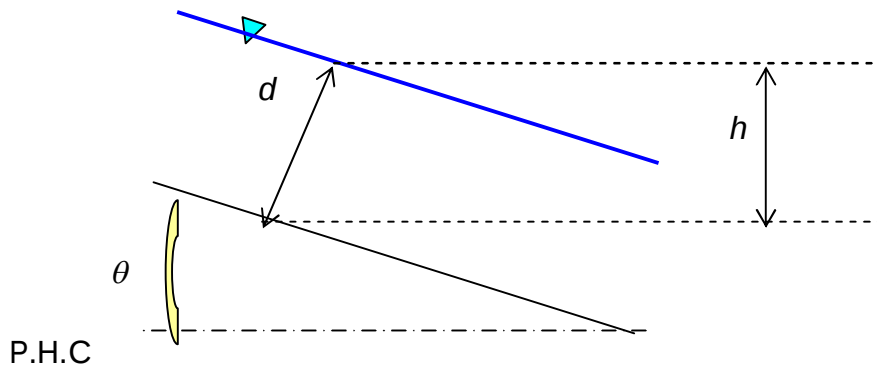


Figura 1.2 Representación del flujo en un plano inclinado

$$d = h \cos \theta \quad 1.19$$

Donde:

d	Tirante perpendicular a la superficie en contacto
h	Tirante proyectado con respecto a una vertical
θ	Ángulo de inclinación de la plantilla con respecto a la horizontal

De acuerdo a lo anterior la carga de presión se define como:

$$\frac{P}{\gamma} = y \cos^2 \theta \quad 1.20$$

Finalmente planteando la ecuación de la energía entre dos puntos

$$z_1 + d_1 \cos^2 \theta + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + d_2 \cos^2 \theta + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + hf_{1-2} \quad 1.21$$

Donde:





hf_{1-2} son las pérdidas por fricción entre los punto 1 y 2

$$\alpha = \frac{1}{AV^3} \iint v^3 dA \quad 1.22$$

Si no existe inclinación con respecto al plano horizontal de comparación la ecuación de energía se definirá como:

$$z_1 + h_1 + \alpha_1 \frac{V_1}{2g} = z_2 + h_2 + \alpha_2 \frac{V_2}{2g} + hf_{1-2} \quad 1.23$$

1.6 Ecuación de Impulso y Cantidad de Movimiento

La ecuación de impulso y cantidad de movimiento queda definida de la siguiente forma:

$$F_p + F_\tau + F_w = \frac{\gamma}{g} [(Q\beta V)_2 - (Q\beta V)_1] \quad 1.24$$

Donde:

F_p	Fuerza resultante de la presión ejercida sobre las superficies de frontera del volumen de control;
F_τ	Fuerza resultante debido al esfuerzo tangencial sobre el fondo y paredes del tramo a tratar.
F_w	Fuerza de cuerpo debida al peso del fluido en cuestión.
Q	Gasto.
V	Velocidad media.
β	Coeficiente de Boussines referido al efecto que tiene la distribución irregular de la velocidad en el cálculo de la cantidad de movimiento, siendo este adimensional y producto de la expresión:

$$\beta = \frac{1}{AV^2} \iint v^2 dA \quad 1.25$$

Donde:

A	Área total de la sección en estudio
V	Velocidad media en la sección
v	Velocidad en el área en estudio





Esta ecuación permite calcular los tirantes que dan origen al salto hidráulico.

1.7 Salto Hidráulico

El Salto hidráulico (Chow, 1982), fue investigado experimentalmente por primera vez por Bidone, un científico italiano, en 1818. Esto permitió a Bélanger (1828) distinguir entre pendientes moderadas (subcríticas) y pronunciadas (supercríticas), desde que él había observado que en canales empinados, el salto hidráulico se produce frecuentemente por una barrera en un flujo uniforme originalmente. De ahí en adelante, se han hecho abundantes estudios y los resultados han sido indicados por muchos autores. Los contribuidores significantes a nuestro conocimiento acerca del salto hidráulico son Bresse (1860), Darcy y Bazin (1865), Ferriday y Merrinan (1894), Gibson (1913), Kennison (1916), Woodward y Riegel-Beebe (1917), Koch y Carstajen (1926), Lindquist (1927), Safranetz (1927), Einwachter (1933), Simetana (1934), Bakhmeteff y Matzke (1936), Escande (1938), Citrini (1939), Nebbia (1940), Kindsvater (1944), Blaisdell (1948), Forster y Skrinde (1950), Rouse, Siao y Nagaratnam (1958) por citar algunos.

La teoría de salto hidráulico que se desarrolló para canales horizontales o ligeramente inclinados parte de que el peso del agua en el salto tiene poco efecto sobre el comportamiento del salto y por lo tanto es ignorado en el análisis. Los resultados así obtenidos, sin embargo, se pueden aplicar a la mayoría de los canales.

Algunas de las aplicaciones prácticas del salto hidráulico son:

1. Para disipar energía en el agua sobre presas, diques y otras estructuras hidráulicas y así prevenir la socavación aguas abajo de las estructuras.
2. Para recuperar altura o levantar el nivel de agua sobre el lado aguas abajo de una sección y así mantener alto el nivel del agua para irrigación u otros propósitos de distribución de agua.
3. Para incrementar peso sobre un lecho amortiguador y así reducir la presión hacia arriba debajo de una estructura de mampostería mediante el incremento de la profundidad de agua sobre el lecho amortiguador
4. Para incrementar la descarga de una esclusa manteniendo





atrás el nivel aguas abajo, ya que la altura efectiva será reducida si se permite que el nivel aguas abajo ahogue el salto

5. Para indicar condiciones especiales del flujo tales como la existencia de flujo supercrítico o la presencia de una sección de control siempre que se pueda ubicar una estación de aforo
6. Para mezclado de químicos utilizados para purificar el agua
7. Para airear agua para abastecimiento de agua a las ciudades y
8. Para remover bolsas de aire de las líneas de abastecimiento de agua y así prevenir bloqueos de aire

1.7.1 Tipos de saltos

De acuerdo a los estudios del U.S. Bureau of Reclamation, estos tipos se pueden clasificar convencionalmente de acuerdo al número de Froude de acuerdo a:

Número de Froude

Condición de Salto

$F=1$	El salto es crítico y aquí no se puede formar
$1 < F < 1.7$	La superficie del agua muestra ondulaciones y el salto es llamado salto ondular
$1.7 < F < 2.5$	Una serie de pequeñas ondulaciones se desarrolla sobre la superficie del salto pero la superficie del agua, aguas abajo, permanece lisa. La velocidad a lo largo es ligeramente uniforme y la pérdida de energía es baja. Este salto se puede llamar salto débil





Existe un chorro oscilante entrando al salto del fondo a la superficie y atrás otra vez sin periodicidad. Cada oscilación produce una gran onda de periodo irregular, la cual comúnmente en canales, puede viajar por millas haciendo daño ilimitado a bancos de tierra y piedras sueltas. Este salto se puede llamar oscilante.

$2.5 < F < 4.5$

La parte externa aguas abajo de la ondulación de la superficie y el punto en el cual la vena líquida de alta velocidad tiende a dejar el flujo ocurre prácticamente en la misma sección vertical. La acción y posición de este salto son menos sensibles a la variación en la profundidad aguas abajo. El salto está balanceado y el rendimiento es el mejor. La disipación de energía varía desde 45 a 70%. Este salto se puede llamar salto permanente.

$4.5 < F < 9$

La vena líquida de alta velocidad presenta golpes intermitentes de agua rodando hacia aguas abajo de la cara del frente del salto, generando ondas aguas abajo y puede prevalecer una superficie áspera. La acción del salto es áspera pero efectiva ya que la disipación de energía puede alcanzar el 85%. Este salto se puede llamar fuerte.

$F > 9$

Otra clasificación es de acuerdo al comportamiento de los tirantes antes y después del Salto hidráulico, conocidos como conjugado mayor (Y_2) y conjugado menor (Y_1).

Si $Y_2 < Y_{canal}$ **Salto ahogado**, el tirante en 2 es menor que el tirante en el río por lo que el salto hidráulico se corre hacia la izquierda

Si $Y_2 = Y_{canal}$ se tiene un **salto hidráulico claro**, el mismo ocurre al pie de cambio de pendiente

Por último $Y_2 > Y_{canal}$ el salto se conoce como **salto barrido**, el conjugado mayor del salto hidráulico es mayor que el tirante en el canal por lo que el mismo se correrá hacia la derecha hasta que se establezca una igualdad entre ambos tirantes.

1.7.2 Ecuación del Salto Hidráulico

La ley de impulso y cantidad de movimiento permite calcular la fuerza generada debido al cambio de velocidad media entre dos secciones (Gardea 1999), y esta fuerza debe ser igual y de dirección opuesta al





empuje hidrostático sobre ambas secciones, de manera que pueda garantizarse el equilibrio.

Como se sabe, el empuje hidrostático en una superficie plana sumergida está dado por la expresión:

$$F = \gamma A Z_G \quad 1.26$$

Donde:

A	Área
Z_G	Distancia al centro de gravedad de dicha área, medida verticalmente desde la superficie del agua
γ	Peso específico del agua

El empuje total de la masa de agua en contacto con las secciones 1 y 2, si se toma como positiva la dirección del flujo, está dado por la expresión:

$$\gamma A_1 Z_{G1} = \gamma A_2 Z_{G2} \quad 1.27$$

Y debe ser igual a la fuerza que hizo posible este cambio de tirantes, que según la ley del impulso es:

$$\frac{\gamma Q}{g} (V_2 - V_1) \quad 1.28$$

Es decir, debe cumplirse la expresión general:

$$\gamma A_1 Z_{G1} - \gamma A_2 Z_{G2} - \frac{\gamma Q}{g} (V_2 - V_1) = 0 \quad 1.29$$

Donde:

A_1, A_2	Áreas hidráulicas en las secciones 1 y 2, respectivamente.
Z_{G1}, Z_{G2}	Distancias verticales a los centros de gravedad de las áreas respectivas, medidas desde la superficie del agua.
V_1, V_2	Velocidades medidas en las secciones 1 y 2 respectivamente.

Si se utiliza el principio de continuidad y se divide entre el peso





específico, la expresión anterior puede ordenarse como:

$$A_1 Z_{G1} + \frac{Q^2}{gA_1} = A_2 Z_{G2} + \frac{Q^2}{gA_1} \quad 1.30$$

Que es la ecuación general del salto hidráulico entre dos secciones.

Los miembros de la ecuación anterior corresponden a los datos de la sección conocida, que es un valor constante, quedando realmente como incógnita el tirante. La ecuación es “reversible”, ya que indistintamente se puede usar para determinar la sección subcrítica a partir de la supercrítica, o a la inversa.

La longitud del salto hasta ahora no ha sido posible determinar teóricamente, por lo que es indispensable recurrir a fórmulas empíricas, de las cuales se presentan a continuación algunas de las más usadas, obtenidas para secciones rectangulares:

Autor	Longitud del Salto hidráulico Claro
Smetana (República Checa)	$6(Y_2 - Y_1)$
Safranez (Alemania)	$5.9Y_1 F_1$
Einwachter (Alemania)	$8.3Y_1 (F_1 - 1)$
Wóycicki (Polonia)	$(Y_2 - Y_1) \left(8 - \frac{0.05Y_2}{Y_1} \right)$
Chertusov (Rusia)	$10.3Y_1 (F_1 - 1)^{0.81}$

Tabla 1.4 Ecuaciones empíricas para la obtención de la longitud del Salto Hidráulico. (Gardea, 1999)

1.8 Cálculo del Tirante Crítico y Normal

1.8.1 Determinación de la sección Crítica

Un escurrimiento se comporta en forma particular según el tipo de régimen a que esté sometido, especialmente en casos de cambios de sección o de pendiente.

Si la sección, se presenta cuando la energía específica es la mínima posible para un gasto dado, puede encontrarse sus características





aplicando el criterio de la primera derivada, en la ecuación de energía específica con respecto a h , es decir:

$$\frac{dE}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh} \quad 1.31$$

Para una sección cualquiera, si B es el ancho de superficie libre, se cumple:

$$dA = Bh \quad 1.32$$

O

$$\frac{dA}{dh} = B \quad 1.33$$

Al sustituir las ecuaciones anteriores en la 1.31 e igualarla a cero, se obtiene que en la sección donde la energía específica es mínima se cumple:

$$\alpha \frac{Q^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad 1.34$$

Esta igualdad permite calcular el tirante crítico para cualquier sección, si se conoce el gasto y, desde luego, la geometría de dicha sección. Como el término de la izquierda es constante, puede resolverse el problema por tanteos.

En realidad, el cálculo del tirante crítico por tanteos no es tan rápido, por lo que en algunas secciones geométricas la ecuación anterior se reduce a expresiones sencillas como se expone más adelante.

Por otra parte, si se llama tirante medio a la relación:

$$h_m = \frac{A}{B} \quad 1.35$$

Y si se refiere a la sección crítica, al sustituir esta expresión en la ecuación 1.34 y aplicar el principio de continuidad, se comprueba la validez de la relación:

$$\frac{h_{mc}}{2} = \alpha \frac{v_c^2}{2g} \quad 1.36$$





Es decir, la carga de velocidad en una sección crítica es igual a la mitad del tirante medio en dicha sección.

De la expresión anterior, puede despejarse la velocidad crítica, cuyo valor es:

$$v_c = \sqrt{\frac{g}{\alpha} h_{mc}} \quad 1.37$$

y en forma semejante se obtienen otros parámetros para la sección crítica como es, por ejemplo, la pendiente crítica s_c

A continuación se escriben las ecuaciones para el valor del tirante crítico en diferentes secciones geométricas.

1.8.1.1 Tirante crítico sección rectangular

$$h_c = \sqrt[3]{\alpha \frac{q^2}{g}} \quad 1.38$$

Donde

q Gasto unitario

$$q = \frac{Q}{B} \quad 1.39$$

También se cumple que:

$$h_c = \frac{2}{3} E \quad 1.40$$

1.8.1.2 Tirante crítico para la Sección Triangular

$$h_c = \sqrt[5]{\frac{2\alpha}{g} \left[\frac{Q}{m} \right]^2} \quad 1.41$$

Donde:

m es el valor de la coordenada horizontal asociada a la coordenada y relacionadas con el valor del talud k





1.8.1.3 Tirante crítico para la Sección Trapecial

Para el caso de la sección trapecial, que quizá sea la más usada, el tirante crítico no puede obtenerse explícitamente como en los casos anteriores. Sin embargo, en un gran número de casos, puede redicirse el número de tanteos si se usa la fórmula aproximada de Agroskin (1944) que dice:

$$h_{CT} = \left(1 - \frac{\sigma}{3} + 0.105\sigma^2\right) h_{CR} \quad 1.42$$

Donde

h_{CR} Tirante crítico del canal rectangular de ancho igual al ancho de plantilla del canal en estudio con el Q total

$$h_{CR} = \sqrt[3]{\alpha \frac{Q^2}{gb^2}} \quad 1.43$$

h_{CT} Tirante crítico del canal trapecial

σ Coeficiente cuyo valor se obtiene de:

$$\sigma = \frac{mh_{CR}}{b} \quad 1.44$$

Esta fórmula no es válida cuando $\sigma > 1$, además en el rango de $\sigma \leq 1$ da resultados generalmente un poco menores que los reales, por lo que es recomendable comprobar siempre con la expresión 1.34.

1.8.2 Calculo del tirante normal

El tirante normal se define como el tirante que alcanzaría el nivel del agua si la longitud del canal es lo suficientemente grande para que este se desarrolle. Este se puede obtener aplicando la ecuación de continuidad.

Para tal efecto el área se obtendrá de la sección transversal del tramo en estudio y la velocidad se calcula utilizando modelos matemáticos, siendo la ecuación de Manning una de las mas utilizadas para esta variable.





1.8.2.1 Ecuación de Manning.

El ingeniero irlandés Robert Manning, quien entre 1889 y 1891 (Chie, 1991) sugirió una ecuación para la determinación de la velocidad media en canales abiertos que tiempo después para unidades métricas tomó la forma:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} s^{1/2} \quad 1.45$$

Además

$$C = \frac{R_h^{1/6}}{n} \quad 1.46$$

Donde:

R_h	Radio hidráulico
s	Pendiente
n	Factor de rugosidad

El valor de n se obtiene de la tabla 1.5.

La fórmula de Manning es destinada únicamente a canales y cauces con flujo turbulento y paredes hidráulicamente rugosas; para canales con paredes hidráulicamente lisas o intermedias, es preferible utilizar fórmulas semiempíricas.

La derivación del exponente de R_h , se obtuvo de datos experimentales de Bazin sobre canales artificiales publicados en París en 1865 en el artículo "Recherches Hydrauliques". Para diferentes formas y rugosidades, el valor medio del exponente se encontró que varía desde 0.6499 hasta 0.8395. Considerando estas variaciones, Manning adoptó un valor aproximado de 2/3 para el exponente.

Para corrientes naturales el valor promedio que se maneja de coeficiente de rugosidad de Manning es de 0.035.

Para la determinación apropiada del coeficiente de rugosidad deberá tomar en cuenta los siguientes puntos:

1. Considerar los factores que afectan el valor de n para tener un conocimiento básico del problema y reducir el rango de suposiciones
2. Consultar los valores típicos de n para canales de varios tipos (tabla





1.5)

3. Examinar y familiarizarse con la apariencia de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos
4. Calcular el valor de n a través de un procedimiento analítico basado en la distribución teórica de la velocidad en la sección transversal del canal y sobre los datos de medida de velocidad o coeficientes de rugosidad.

Los factores que ejercen mayor influencia en el coeficiente o rugosidad son:

Rugosidad de la superficie. La rugosidad de la superficie se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. En general, la rugosidad aumenta o disminuye de igual manera que el tamaño de los granos.

Vegetación. La vegetación puede ser vista como una clase de rugosidad superficial, pero también reduce ampliamente la capacidad del canal y retarda el flujo. Este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de canales pequeños de drenaje.

Irregularidad del canal. Este aspecto comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma a lo largo del canal. En canales naturales, irregularidades debidas a la presencia de las formas de fondo aluvial, introducen rugosidades adicionales a las de la rugosidad de la superficie.

Alineamiento del canal. Curvas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de n , mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán el valor de n . La curvatura puede inducir la acumulación de material en algunas zonas del canal y así aumentar el valor de n .

Depósitos y socavaciones. En general, los depósitos de material pueden cambiar un canal muy irregular en uno comparativamente uniforme y disminuir n , mientras que la erosión puede ocasionar lo contrario.

Obstrucciones. La presencia de troncos, pilas de puentes u otros objetos, tienden a aumentar el valor de n . El aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, sus dimensiones, forma, número y distribución.





Nivel y caudal. El valor de n en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el tirante es menor, las irregularidades del fondo del canal influyen más como efecto retardante del escurrimiento, aunque también, n puede aumentar para niveles grandes de gasto si las márgenes son rugosas, accidentadas o con vegetación.

Cambio estacional. Debido al crecimiento estacional de las plantas acuáticas, pasto, hierbas, arbustos y árboles en el canal o en las márgenes, el valor de n puede aumentar.

Material suspendido y transporte de fondo. El material suspendido y el transporte de fondo, esté en movimiento o no, ocasionará pérdidas de energía o aumentara la rugosidad aparente del canal.

El primero en utilizar la ecuación de Manning, fue Flamant; en su libro de 1891 quien la presentó como:

$$V = C_1 R_h^{2/3} S^{1/2} \quad 1.47$$

Donde:

$$C_1 = \frac{1}{n} \quad 1.48$$

Donde n es el coeficiente de Ganguillet y Kutter.

Willcocks y Holt en su libro, escrito en inglés en 1899, denominaron a la ecuación 1.46 como fórmula de Manning que para el sistema métrico toma la forma de la ecuación 1.44.

En 1900, Church la denominó como fórmula de Manning y la presentó como:

$$V = C R_h^{1/6} \sqrt{R_h S} \quad 1.49$$

En 1901, Bovey la escribió en su libro, para sistema inglés, como:

$$V = \frac{1.486}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad 1.50$$



**Conductos cerrados o parcialmente llenos**

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A Metales:			
a) Latón, liso	0.009	0.010	0.013
b) Acero:			
1. Con bridas y soldado.	0.010	0.012	0.014
2. Remachado y espiral.	0.013	0.016	0.017
c) Hierro fundido:			
1. Con recubrimiento superficial.	0.010	0.013	0.014
2. Sin recubrimiento.	0.011	0.014	0.016
d) Hierro forjado:			
1. Negro	0.012	0.014	0.015
2. Galvanizado	0.013	0.016	0.017
e) Metal corrugado:			
1. Subdren	0.017	0.019	0.021
2. Dren Pluvial	0.021	0.024	0.030
B. No metales:			
a) Acrílico	0.008	0.009	0.010
b) Vidrio	0.009	0.010	0.013
c) Cemento:			
1. Pulido	0.010	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
d) Concreto:			
1. Alcantarilla recta y libre de azolve	0.010	0.011	0.013
2. Alcantarilla con curvas, conexiones y algunos azolvamientos	0.011	0.013	0.014
3. Terminado	0.011	0.012	0.014
4. Alcantarilla recta, con pozos de visita, entradas, etc.	0.013	0.015	0.017
5. Colado en molde de acero, sin acabado	0.012	0.013	0.014
6. Colado en molde de madera, sin acabado	0.012	0.014	0.016
7. Colado en molde de madera rugosa, sin acabado	0.015	0.017	0.020
e) Madera:			
1. Machihembrada	0.010	0.012	0.014
2. Laminada y tratada	0.015	0.017	0.020
f) Arcilla:			
1. Tubos de barro cocido, común	0.011	0.013	0.017
2. Tubos de albañal vitrificado	0.011	0.014	0.017
3. Tubos de albañal vitrificado para drenes, con pozos de visita, accesos, etc.	0.013	0.015	0.017
4. Tubo vitrificado para subdrenes, con juntas abiertas	0.014	0.016	0.018
g) Mampostería de ladrillo:			
1. De vitricota.	0.011	0.013	0.015
2. Revestida con mortero de cemento	0.012	0.015	0.017
h) Alcantarillado sanitario, cubierto de lama de desechos, con curvas y conexiones	0.012	0.013	0.016
i) Drenaje con fondo liso, pavimentado en el fondo	0.016	0.019	0.020
j) Mampostería de piedra pequeña cementada en las juntas	0.018	0.025	0.030

Tabla 1.5a. Valores del coeficiente n para conductos cerrados parcialmente llenos. (Chow)

**Canales recubiertos o revestidos**

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Metal			
a) Superficie de acero, lisa:			
1. No pintada	0.011	0.012	0.014
2. Pintada	0.012	0.013	0.017
b) Corrugado	0.021	0.025	0.030
B. No metal:			
a) Cemento:			
1. Superficie lisa	0.010	0.011	0.013
2. En mortero	0.011	0.013	0.015
b) Madera:			
1. Cepillada, no tratada	0.010	0.012	0.014
2. Cepillada, creosotada	0.011	0.012	0.015
3. No cepillada	0.011	0.013	0.015
4. Entablada con listones	0.012	0.015	0.018
5. Cubierta de papel impermeable	0.010	0.014	0.017
c) Concreto:			
1. Acabado con llana metálica	0.011	0.013	0.015
2. Acabado con llana de madera	0.013	0.015	0.016
3. Acabado con grava en el fondo	0.015	0.017	0.020
4. Sin acabado	0.014	0.017	0.020
5. Guniteado, buena sección	0.016	0.019	0.023
6. Guniteado, sección ondulada	0.018	0.022	0.025
7. Sobre roca bien excavada	0.017	0.020	
8. Sobre roca de excavado irregular	0.022	0.027	
d) Fondo de concreto acabado con llana, bordos de:			
1. Piedra acomodada sobre mortero	0.015	0.017	0.020
2. Mampostería de piedra mal acomodada sobre mortero	0.017	0.020	0.024
3. Mampostería de piedra pequeña, cementada y revocada	0.016	0.020	0.024
4. Mampostería de piedra pequeña cementada	0.020	0.025	0.030
5. Mampostería seca de piedra pequeña o zampeado	0.020	0.030	0.035
e) Fondo de grava con taludes de:			
1. Concreto colado en moldes	0.017	0.020	0.025
2. Piedra mal acomodada en mortero	0.020	0.023	0.026
3. Mampostería seca de piedra pequeña o zampeado	0.023	0.033	0.036
f) Ladrillo:			
1. Vitricota	0.011	0.013	0.015
2. Con mortero de cemento	0.012	0.015	0.018
g) Mampostería de piedra:			
1. Pequeña, cementada	0.017	0.025	0.030
2. Pequeña, seca	0.023	0.032	0.035
h) Piedra labrada	0.013	0.015	0.017
i) Asfalto:			
1. Liso	0.013	0.013	
2. Rugoso	0.016	0.016	
j) Cubierta vegetal	0.030		0.500
k) Suelo-cemento	0.015	0.016	0.017

Tabla 1.5b. Valores del coeficiente n para canales recubiertos o revestidos. (Chow)

**Canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo**

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
a) Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, recientemente terminado	0.016	0.018	0.020
2. Limpio, después de intemperizado	0.018	0.022	0.025
3. Grava, sección uniforme y limpia	0.022	0.025	0.030
4. Con poco pasto y poca hierba	0.022	0.027	0.033
b) Tierra, sinuoso, flujo con poca velocidad:			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Pasto, algo de hierba	0.025	0.030	0.033
3. Hierba densa o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y mampostería en los bordos	0.028	0.030	0.035
5. Fondo rocoso y hierba en los bordos	0.025	0.035	0.040
6. Fondo empedrado y bordos limpios	0.030	0.040	0.050
c) Excavado o dragado en línea recta:			
1. Sin vegetación			
2. Pocos arbustos en los bordos	0.025	0.028	0.033
	0.035	0.050	0.060
d) Cortado en roca:			
1. Liso y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Con salientes agudas e irregulares	0.035	0.040	0.050
e) Canales abandonados, hierbas y arbustos sin cortar:			
1. Hierba densa, tan alta como el nivel del agua	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en las orillas	0.040	0.050	0.080
3. Igual al anterior, con máximo nivel del agua	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, altos niveles del agua	0.080	0.100	0.140

Tabla 1.5c. Valores del coeficiente n para canales excavados o dragados en diferentes tipos de suelo . (Chow)





Cauces Naturales

Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
A. Arroyos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas <30m):			
a) Corrientes en planicie:			
1. Limpios, rectos, sin deslaves ni estancamientos profundos, tirante alto	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero más rocoso y con hierba	0.030	0.035	0.040
3. Limpios, sinuosos, algunas irregularidades de fondo	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, algo de hierba y rocas	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficaces	0.040	0.048	0.055
6. Igual que el 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos irregulares con hierba y estancamientos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con mucha hierba, estancamientos profundos, cauces de inundación con raíces y plantas subacuáticas	0.075	0.100	0.150
b) Corrientes de montaña, sin vegetación en el cauce, bordos muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes, que quedan sumergidos durante inundaciones:			
1. Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de boleó y grandes rocas	0.040	0.050	0.070
B. Planicies de inundación:			
a) Pastura sin arbustos:			
1. Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
2. Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b) Áreas de cultivo:			
1. Sin Cultivo	0.200	0.300	0.040
2. Cultivo Maduro en surcos	0.025	0.035	0.045
3. Cultivo madura en Campo	0.030	0.040	0.050
c) Arbustos:			
1. Arbustos escasos y mucha hierba	0.035	0.050	0.070
2. Pocos arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.050	0.060
3. Pocos arbustos y árboles, en verano	0.040	0.060	0.080
4. Mediana a densa población de arbustos, en invierno	0.045	0.070	0.110
5. Mediana a densa población de arbustos, en verano	0.070	0.100	0.160

Tabla 1.5d. Valores del coeficiente n para cauces naturales . (Chow)





Tipo y descripción del canal	Mínimo	Normal	Máximo
d) Árboles:			
1. Población densa de sauces en verano, rectos	0.110	0.150	0.200
2. Terrenos talados con troncos muertos	0.030	0.040	0.050
3. Igual al anterior, pero con troncos retoñados	0.050	0.060	0.080
4. Gran concentración de madera, algunos árboles caídos, pocos de escaso crecimiento, nivel de inundación debajo de las ramas	0.080	0.100	0.120
5. Igual al anterior, pero el nivel de inundación alcanza las ramas	0.100	0.120	0.160
C. Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas > 30m). El valor de n es menor que en los arroyos de igual descripción, pero donde los bordos ofrecen menor resistencia:			
a) Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0.025		0.060
b) Secciones rugosas e irregulares	0.035		0.100

Tabla 1.5d. Valores del coeficiente n para cauces naturales . (Chow)

Por su parte, Orbeck, Ward y Henderson cambiaron, en 1916, el nombre de n de Ganguillet y Kutter por n de Manning.

En suma la conocida fórmula de Manning debería llamarse en justicia, fórmula de Gauckler-Manning.

I.9 Muros de retención

Se define como muro de retención al elemento estructural dispuesto para mantener un empuje lateral de un material a granel cuyo plano de fractura corta el cruce entre el muro y la plantilla.

Se designa como empuje de tierras a la fuerza lateral que ejercen los materiales almacenados a granel.

Si se quita la pared lateral que detiene a un material a granel, inmediatamente se desliza una parte de dicho material cuyo volumen queda comprendido entre el parámetro interior del reten y una grieta que se define como Plano de Fractura figura 1.3.



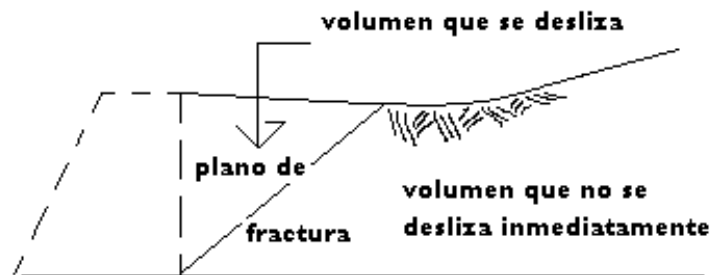


Figura 1.3. Esquema que muestra el plano de fractura.

Por otra parte se denomina Talud Natural al plano que se presenta después de tiempo y presenta una estabilidad.

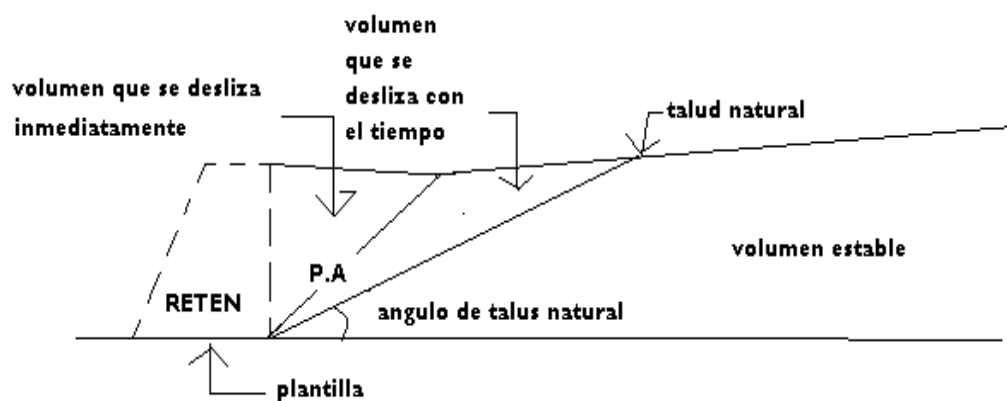


Figura 1.4. Talud Natural

Según el material usado, los muros pueden ser:

- Mampostería
- Concreto

Sin embargo la estabilidad en el muro de mampostería depende del peso propio, mientras que en los de concreto dependen de sus condiciones de apoyo.

A continuación se presentan algunas de las formas de los muros de concreto según sus condiciones de apoyo:



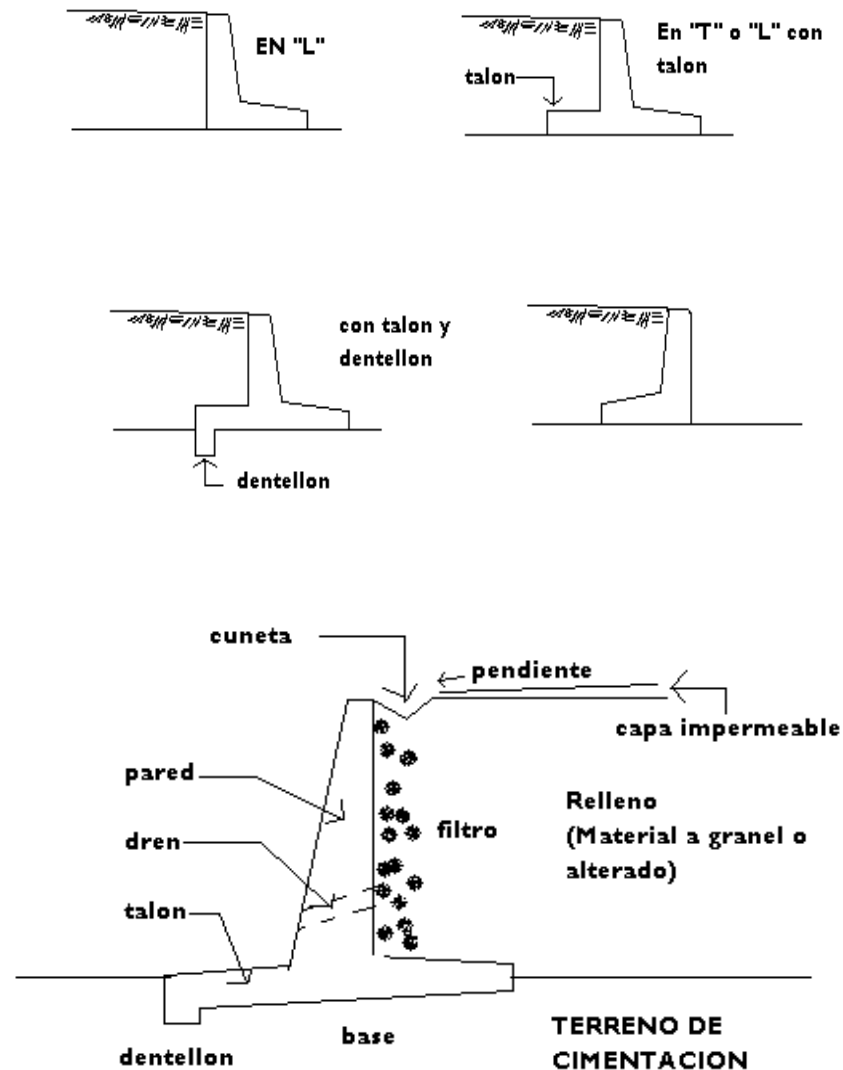


Figura 1.5 Estabilidad en muro de concreto/mampostería

Los elementos que intervienen en la construcción de muros de retención son:

- ✓ El Terreno de Cimentación
- ✓ El material y el Relleno
- ✓ El Material de Construcción

En lo que se refiere al terreno de cimentación las propiedades relevantes son: su resistencia, esfuerzo cortante, su compresibilidad y su permeabilidad.





La resistencia al esfuerzo cortante es la propiedad que determina la capacidad de carga del suelo.

La compresibilidad es indicativa de las posibilidades de asentamientos considerables.

La permeabilidad se define por el coeficiente k (cm/seg) indispensable para la selección del filtro.

Para el material de relleno, las propiedades tomadas en cuenta para el diseño del muro son:

El peso volumétrico y el ángulo de talud natural son factores de los cuales depende directamente la intensidad de empuje del material de relleno sobre el muro y es de importancia fundamental *la permeabilidad* del material para un adecuado funcionamiento del drenaje que elimina cualquier exceso de agua detrás del muro.

Si la estructura carece de los elementos de filtro y drenes, para eliminar cualquier acumulación de agua se tendrá que soportar además del empuje de tierras un empuje de hidrostático.

Las dimensiones del muro deben ser tales que proporcionen una resistencia capaz de soportar las condiciones que intervienen en la estabilidad de un muro.

1.10 Socavaciones

Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua, siendo uno de los tipos de erosión hídrica. Puede deberse al embate de las olas contra un acantilado, a los remolinos del agua, especialmente en donde encuentra algún obstáculo la corriente, y al roce con las márgenes de las corrientes que han sido desviadas por los lechos sinuosos. En este último caso es más rápida en la primera fase de las avenidas. La socavación provoca el retroceso de las cascadas y de los acantilados que, al ser privados de apoyo en su base, se van desplomando progresivamente. También representa un papel esencial en la formación y migración de los meandros.





1.10.1 Formas de socavación.

Dependiendo de si existe o no movimiento de sedimentos en el cauce, se pueden presentar dos formas:

1. **Socavación en lecho móvil:** Se presenta cuando hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba hasta el sitio del ponteadero, quedando por lo tanto parte de este sedimento atrapado en el hueco de socavación.
2. **Socavación en agua clara:** Se presenta cuando no hay transporte de sedimentos desde el lecho aguas arriba, al sitio del ponteadero, por lo cual no hay reabastecimiento del hueco socavado.

1.10.2 Tipos de socavación

Socavación general.- es un fenómeno de largo plazo, que se puede llamar natural, se da en la parte alta de las cuencas hidrográficas, donde la pendiente es elevada. Como consecuencia, la velocidad del agua y la capacidad de arrastre de la corriente es alta. En la medida que el flujo arrastra más material, el flujo alcanza rápidamente su capacidad potencial de arrastre, el mismo que es función de la velocidad. En ese punto ya no produce socavación, la sección, márgenes y fondo son estables. A medida que se avanza en el curso del río o arroyo, la pendiente disminuye, consecuentemente disminuye la velocidad, y la corriente deposita el material que transportaba.

Socavación localizada.- Los casos más típicos de socavación localizada son:

- a) Al pie de un talud, lo que podrá provocar su derrumbe, si no se toman medidas;
- b) Alrededor de los pilares, o debajo de la cimentación de la cabecera de un puente, pudiendo provocar la caída del mismo.
- c) Inmediatamente aguas abajo de un embalse. En efecto, el embalse retiene casi la totalidad del transporte sólido del río, así, el agua que es descargada aguas abajo de la presa está casi totalmente libre de sedimentos, teniendo por lo tanto una capacidad de socavación considerable.

Socavación en curvas: Cuando un río describe una curva existe una tendencia en las áreas hidráulicas situadas más lejos del centro de





curvatura a desplazarse más rápido que los situados en el interior de la curvatura; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior. El efecto es importante y se deberá tomar en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares pues al disminuir la velocidad la curva, aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua y al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

Socavación local en estribos: Desde el punto de vista de esta definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, sin embargo, se le distingue por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y aun experimentales para su evaluación.

Socavación local en pilas: Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta, y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente el aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla seria de juicio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican seriamente los procedimientos de construcción.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación local al pie de pilas de puente son:

1. Parámetros Hidráulicos:

- a. Velocidad media de la corriente
- b. Tirante frente a la pila
- c. Distribución de velocidades
- d. Dirección de la corriente respecto al eje de la pila

2. Parámetros de Fondo:

- a. Diámetro de los granos
- b. Distribución granulométrica del material del fondo
- c. Forma de los granos





- d. Grado de cohesión o cementación
- e. Peso específico sumergido
- f. Estratificación del subsuelo

3. Parámetros Geométricos:

- a. Ancho
- b. Relación largo-ancho
- c. Perfil de la sección horizontal

