

4.1 Ingeniería de ríos

Los ríos son de importancia para la humanidad por que proveen varios requerimientos básicos como agua fresca para consumo humano y para la agricultura, medio de transporte mediante navegación, descarga de excesos de agua y desechos, sin embargo, también pueden indicar algunos aspectos negativos para los proyectos de desarrollo, tales como:

- Inundaciones
- Degradación (Socavación)
- Agradación (Sedimentación)

Dentro de los proyectos viales deben ser diseñados y evaluados por un equipo multidisciplinario dentro del cual se incluyan expertos en la ingeniería de ríos, los cuales deberán hacer uso integrado de otras ciencias, tales como:

- Hidrológica
- Transporte de sedimentos y morfología
- Hidráulica
- Geología

Las obras de Ingeniería de ríos aplicables a los proyectos de la red vial perciben la protección contra las crecidas y pueden dividirse en dos tipos principales:

- Regulación de cauces
- Regulación de caudales

Regulación de cauces

Las obras de regulación de cauces tiene como objetivo adaptar las dimensiones del cauce del río, generalmente empezando con una adaptación en planta para prevenir erosión o incrementar la capacidad de descarga de las crecidas, tales obras pueden llevarse a cabo mediante obras permanentes tales como espigones, pero también mediante dragado, que resulta en un efecto temporal a menos que el dragado sea repetido.

Regulación de caudales

Los caudales variables naturales a través del año pueden tener ciertas desventajas para las obras de vías terrestres, como las inundaciones y socavación máxima durante caudales pico. El caudal puede regularse mediante una presa de almacenamiento puede almacenarse agua durante los caudales pico y liberarse posteriormente, esto no solo protegerá la estructura del puente sino también evitara inundaciones agua abajo del embalse.

Es importante prestarle la suficiente atención a los efectos negativos que ciertas obras en los ríos podrían tener para otros usuarios. Por ejemplo, almacenamiento de agua para protección de crecidas podría reducir los beneficios de la generación de energía eléctrica.

4.2 Principales fallos de puentes en Guatemala

En la red vial Guatemalteca los puentes han colapsado no por deficiencias en los cálculos estructurales de sub-estructura o super-estructura, sino por omisión de cálculos hidrológicos e hidráulicos, los cuales se han hecho evidentes en los últimos años y especialmente por el huracán Mitch, los principales han sido:

- Caudal máximo instantáneo para un periodo de diseño óptimo
- Socavación general del lecho del río
- Socavación en las pilas y estribos
- Socavación en aproches
- Altura mínima para paso de troncos u objetos flotantes que provoquen impactos de magnitud apreciable

4.3 SOCAVACIÓN

La socavación es un fenómeno natural que ocurre en el fondo y orillas de un conducto de fluido cuando este se encuentra en movimiento. Y se debe a la capacidad de dicho fluido de remover el material que se encuentra en la superficie de contacto, la socavación puede clasificarse en dos tipos general y local, la socavación local puede presentarse en los aproches de un puente, alrededor de las pilas y en las curvas y márgenes de un río.

La socavación interesa al ingeniero de las vías terrestres a causa de la frecuente necesidad de cruzar ríos, por medio de puentes, que generalmente tienen apoyos al medio de la corriente.

4.3.1 Socavación general

Esta a pesar de su nombre no es uniforme a lo largo de todo el río, si no que se presenta en una sección definida y es independiente a la presencia de puentes o cualquier otro obstáculo significativo en las líneas de trayectoria del fluido. En cualquier sección del cause definido, existe un equilibrio entre los aportes sólidos que trae el agua de los perfiles superiores, los que lleva a perfiles inferiores y la capacidad de arrastre de la corriente. La capacidad de poner en suspensión los sólidos de un espesor del cause, es directamente proporcional a la velocidad del agua, la cual es producto de una crecida.

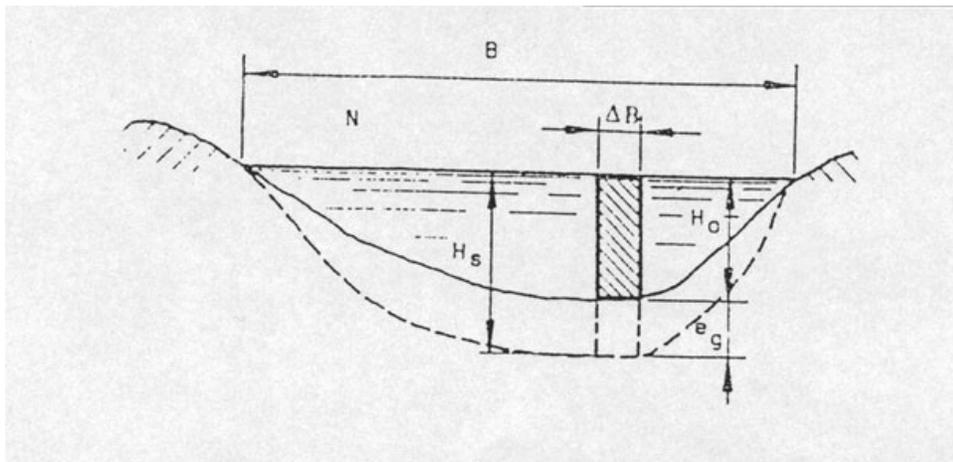
Una crecida tiene varios efectos a lo largo de un río, socavaciones permanentes en los cursos altos, sedimentación en las zonas inferiores de los ríos y estables en los puntos de transición, se puede decir que en las áreas de sedimentación se refleja la magnitud de la socavación producida en la parte máxima de la crecida. Existen ciclos naturales de equilibrio en el proceso, pero estos pueden ser alterados por el hombre, y en ocasiones de forma significativa debido a la extracción de arenas y gravas en algunos puntos para obtener materiales de construcción.

El transporte del material puede darse de diferentes formas dependiendo de sus características.

- Material fino va en suspensión dentro de la masa del líquido
- Material medio en contacto intermitente con el fondo (saltando)
- Material grueso rodando por el fondo (acarreo)

Anteriormente los métodos empíricos para el cálculo de la socavación general relacionaban la profundidad socavada con la altura de elevación de la lámina de agua, han existido muchos intentos por construir modelos matemáticos del fenómeno y las fórmulas a las que a llegado con estos modelos han tenido con frecuencia discordancias con la realidad. Las teorías de cálculo más modernas han sido presentadas por los Rusos y los Norte Americanos.

Figura 14. Socavación general (Lischtvan – Lebediev)



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 718

Teoría de Lischtvan - Lebediev

Su principal característica es la de ser un método práctico para determinar el descenso general del fondo del río.

Sea una sección transversal cualquiera definida con línea continua en la Figura 14

Sea una sección transversal cualquiera definida con línea continua en la Figura 14

Supongamos que por esta sección discurre un caudal de avenida **Q**, que permanece fijo durante un intervalo de tiempo, y que va a ser el que se va a considerar en el estudio de la socavación.

Al paso de este caudal el nivel del río se sitúa en la cota **N** y se mantiene allí fijo mientras dure la avenida.

Sea **Vo** la velocidad real media del agua.

Sea **Ve** la velocidad erosiva, es decir, la necesaria para arrastras las partículas del fondo.

Si $V_o > V_e$ se producirá erosión y el calado ira aumentado produciéndose por lo tanto, una disminución de velocidad.

Cuando la sección haya aumentado lo suficiente para que la velocidad $V_f = V_e$ cesará la socavación.

Suponiendo que la rugosidad del fondo es uniforme en toda la sección estudiada y que se produce régimen lento con numero de froude $F = V/(gh)^{1/2} < 1$, estudiemos una franja vertical de ancho ΔB ; con un calado y velocidad iniciales **Ho** y **Vo** y unos finales **Hs** y **Vf**.

El caudal que pasa por esta franja antes de la socavación será:

$$Q = V_o * \Delta A = (1/n) * S^{1/2} * R^{2/3} * H_o * \Delta B$$

Siendo $\langle\langle n \rangle\rangle$ el coeficiente de rugosidad de Manning; $\langle\langle S \rangle\rangle$ la pendiente del lecho; $\langle\langle R \rangle\rangle$ el radio hidráulico = A/P siendo $\langle\langle A \rangle\rangle$ el área y $\langle\langle P \rangle\rangle$ el perímetro mojado.

El caso de la franja en estudio $P \sim \Delta B$ y $R = (\Delta B * H_o) / \Delta B = H_o$

$$Q = (1/n) * S^{1/2} * H_o^{5/3} * \Delta B$$

Después de producida la socavación:

$$Q' = V_f * H_s * \Delta B$$

Como el caudal permanece constante $Q = Q'$. Igualando los segundos miembros y despejando V_f :

$$V_f = [(1/n) * S^{1/2} * H_o^{5/3}] / H_s$$

La velocidad media del agua va dependiendo, pues, de la rugosidad y pendiente del fondo, del calado inicial tomando y del calado que se va produciendo en cada instante.

La velocidad V_e necesaria para arrancar el material del fondo se puede tomar igual a:

Si el material del fondo es cohesivo

$$V_e = 0.60 * \gamma^{1.18} * \beta * H_s^x \text{ (en m/s)}$$

Siendo

γ = densidad seca del material a la profundidad H_s (en toneladas/m³).

β = un coeficiente que depende de la frecuencia con que se repita la avenida que se estudia (Tabla V).

H_s = calado de socavación buscado (en m).

X = exponente variable en función de γ (Tabla VI).

TABLA V. Probabilidad anual para que se presente un caudal de diseño

Probabilidad anual (en %)	100	50	20	10	5	2	100			
De que se presente el Caudal de diseño	Años						Año	0.3	0.2	0.1
Coeficiente	0.77	0.82	0.86	0.90	0.94	0.97	1.00	1.03	1.05	1.07

Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 720

TABLA VI. Coeficientes de suelos cohesivos en socavación general

Γ_d (t/m ³)	X	Γ_d (t/m ³)	X
0.8	0.52	1.2	0.39
0.83	0.51	1.24	0.38
0.86	0.5	1.28	0.37
0.88	0.49	1.34	0.36
0.9	0.48	1.4	0.35
0.93	0.47	1.46	0.34
0.96	0.46	1.52	0.33
0.98	0.45	1.58	0.32
1	0.44	1.64	0.31
1.04	0.43	1.71	0.3
1.08	0.42	1.8	0.29
1.12	0.41	1.89	0.28
1.16	0.4	2	0.27

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 720

Si el material del fondo es granular

$$V_e = 0.68 * d^{0.18} * \beta * H_s^x \text{(en m/s)}$$

Siendo:

$$D = \sum d_i p_i / 100$$

D_i = Diámetro medio en mm de una fracción de la curva granulométrica de la muestra total

P_i = Peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra.

X = Exponente variable en la función de **d** (Tabla VIII).

Igualando (1) = (2) y (1) = (3) y despejando tenemos:

Suelos cohesivos

$$H_s^{x+1} = \frac{[1/n * S^{1/2} * H_o^{5/3}]}{0.60 * \gamma^{1.18} * \beta}$$

Suelos granulares

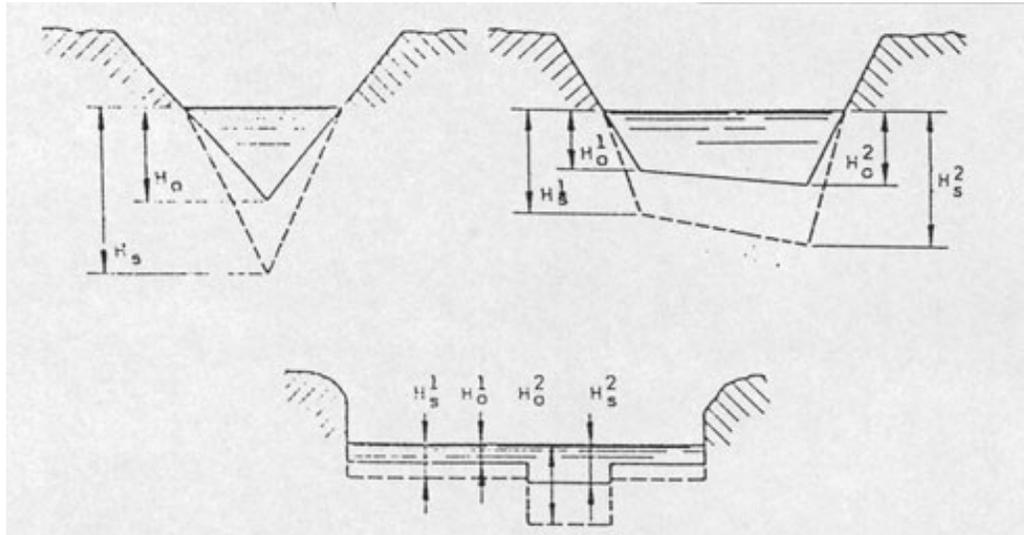
$$H_s^{x+1} = \frac{[1/n * S^{1/2} * H_o^{5/3}]}{0.60 * d^{0.28} * \beta}$$

TABLA VII. Coeficientes de suelos granulares en socavación general

D (mm)	X	d (mm)	X
0.05	0.43	40	0.3
0.15	0.42	60	0.29
0.5	0.41	90	0.28
1	0.4	140	0.27
1.5	0.39	190	0.26
2.5	0.38	250	0.25
4	0.37	310	0.24
6	0.36	370	0.23
8	0.35	450	0.22
10	0.34	570	0.21
15	0.33	750	0.2
20	0.32	1000	0.19
25	0.31	+++++++	+++++++

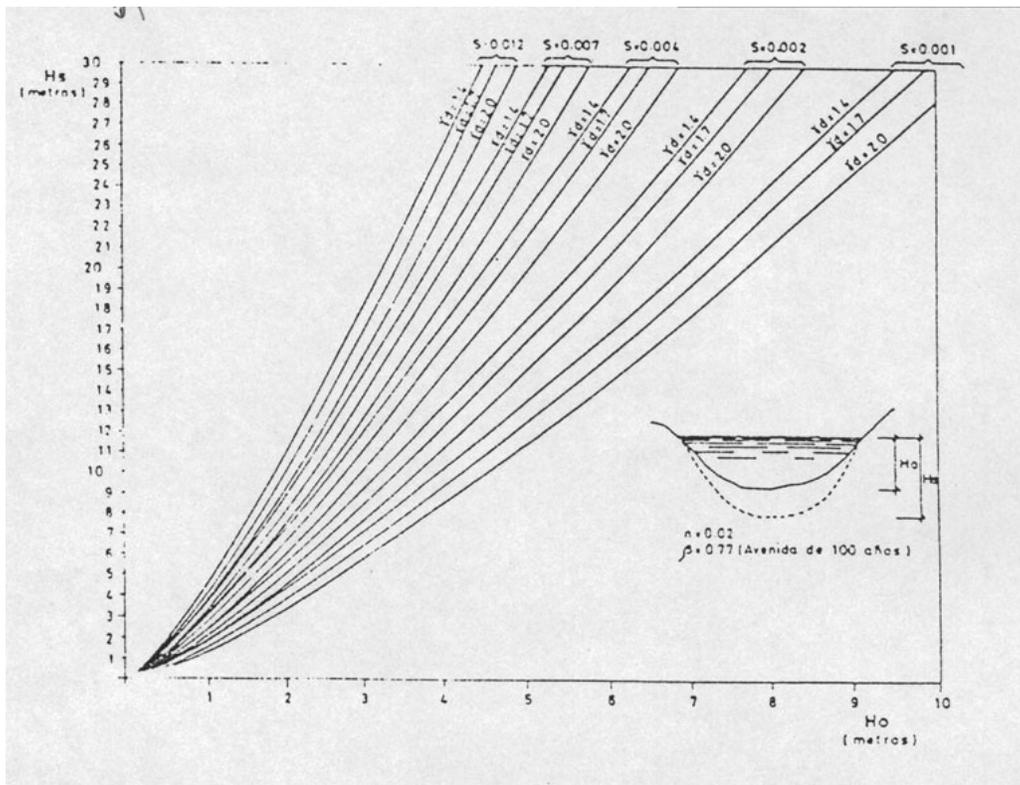
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 721

Figura 15. Ejemplos de perfiles socavados



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 722

Figura 16. Socavación general: lecho arcilloso poco rugoso ($n=0.02$)

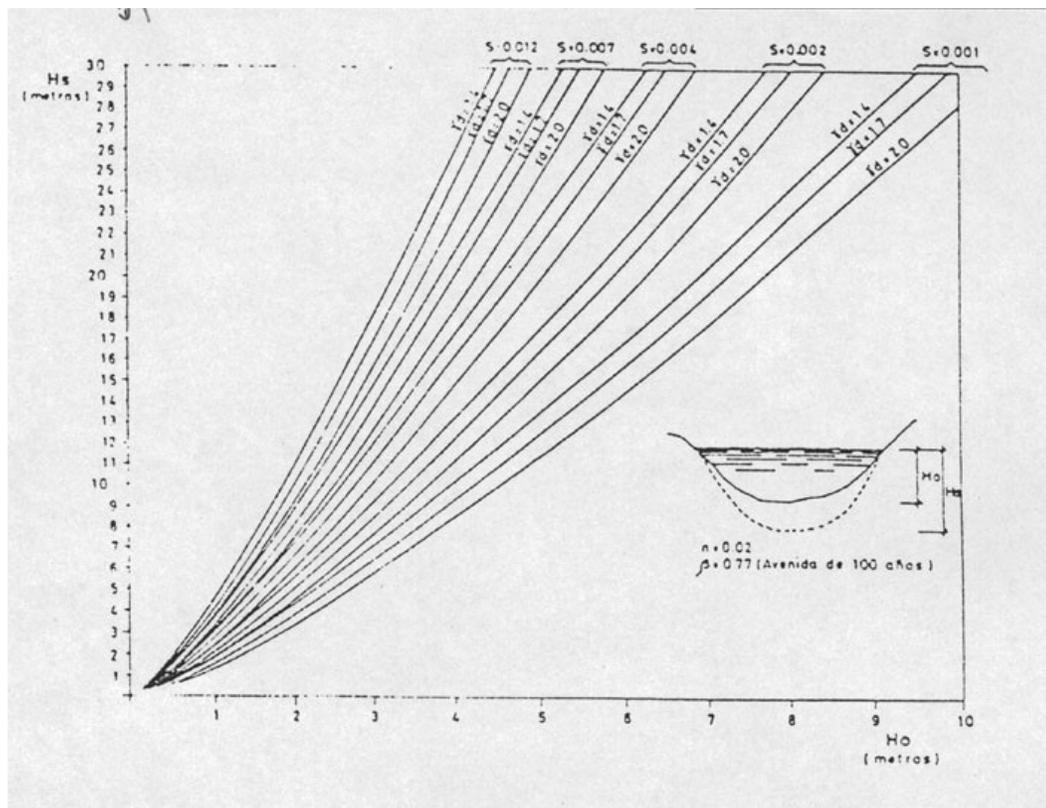


Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 722

En las figuras 16, 17, 18, 19 se presentan en ábacos los valores de H_s en función de H_o , para las condiciones más usuales que pueden presentarse.

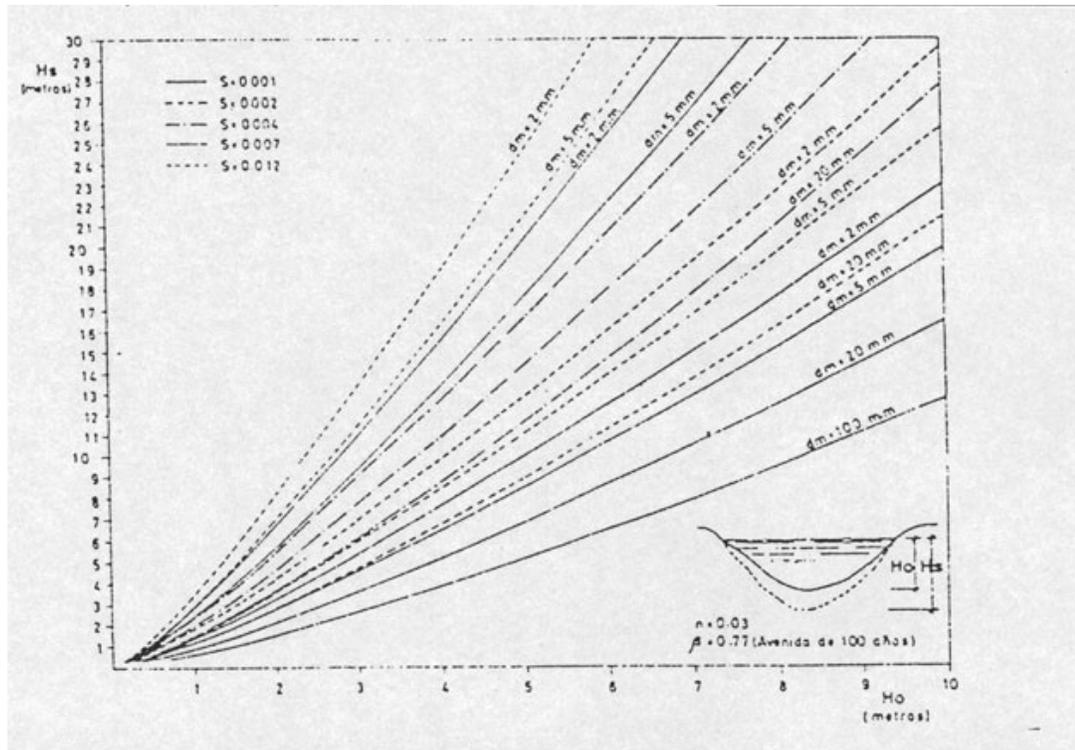
Si el fondo no fuera igualmente resistente a la erosión, en toda la sección transversal estudiada, se produciría en la parte menos resistente un descenso más rápido, aumentando el caudal en esta zona y disminuyendo en la del material más resistente. Esto conduce a mayores profundidades de socavación, que las medidas calculadas, en las zonas menos resistentes y menores en la más resistentes.

Figura 17. Socavación general: lecho arcilloso rugoso ($n=0.03$)



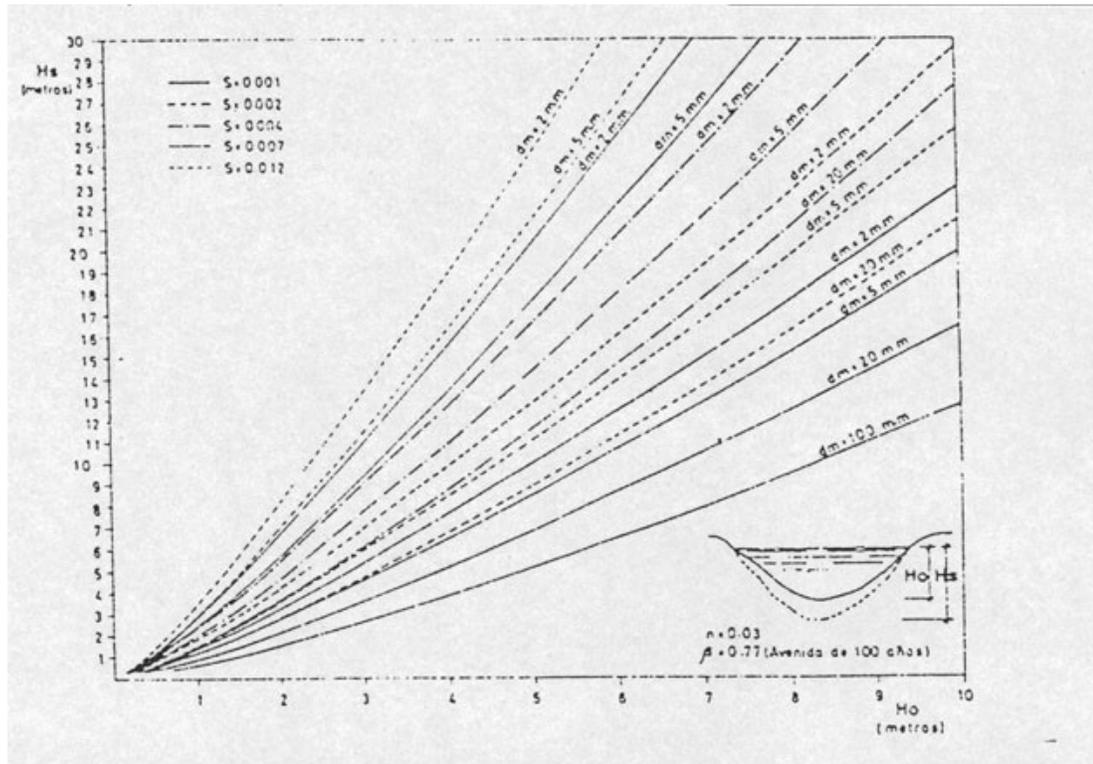
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 723

Figura 18. Socavación general: lecho granular poco rugoso ($n=0.02$)



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 723

Figura 19. Socavación general: lecho granular rugoso ($n=0.03$)



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 724

4.3.2 Socavación en curvas

Existe la tendencia a que el agua se conduzca a mayor velocidad en la parte externa de una curva, lo que produce una mayor erosión, y en caso contrario la parte interna de la curva sufre un aterramiento debido a una menor velocidad del flujo, éste deposito de material disminuye la zona útil para el flujo, agravando el fenómeno en el otro margen.

Si un puente va a estar situado en una curva estable, puede en principio estimarse la profundidad de socavación en la curva con el método anteriormente expuesto para socavación general, en función de las velocidades que alcanza el agua en cada una de las zona.

4.3.3 Socavación de márgenes

Cuando el material de las orillas es inconsistente o puede disolverse fácilmente, entonces pueden provocarse erosiones significativas con el paso de las aguas especialmente durante las grandes crecidas de los ríos. Además se pueden provocar deslizamientos en bloques cuando existe material inconsistente en estratos que se encuentran por debajo de otros más resistentes, produciéndoles inestabilidad en la base del talud.

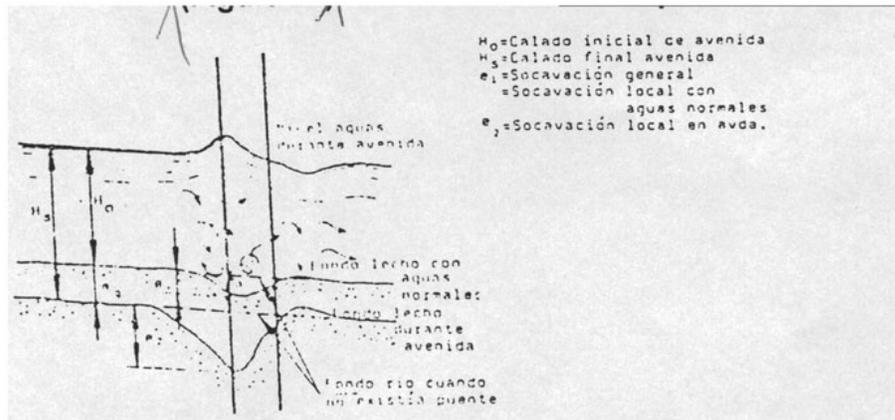
4.3.4 Socavación local en pilas

Esta se produce a la vecindad de las pilas de un puente situadas en la corriente, y se debe a la obstaculización de las líneas de trayectoria del flujo de agua. Una de ellas es debida a movimientos secundarios de las aguas con componente vertical, producidos por la alteración del régimen hidrostático de presiones en las inmediaciones de las pilas.

El fenómeno se traduce en la creación de remolinos que circunvalan (rodean) las pilas, produciendo socavaciones máximas aguas arriba y pequeños depósitos en algunas zonas aguas abajo (Figura 20).

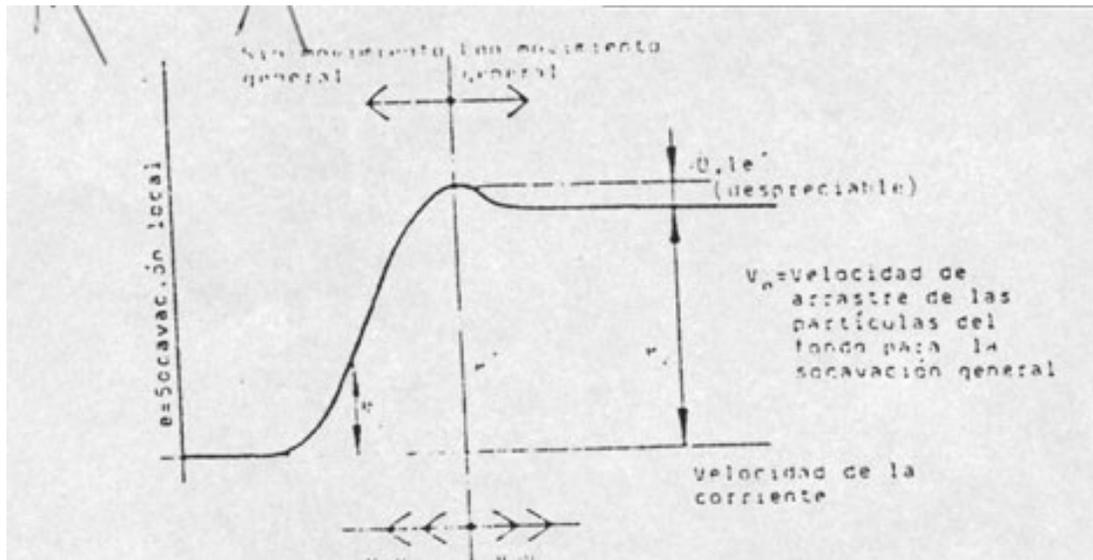
En la Figura 21 recoge el resultado experimental de la valoración de la socavación local en función de la velocidad de la corriente. Con velocidades muy pequeñas la corriente es incapaz de mover el material del fondo. Al aumentar la velocidad comienza a producirse socavación local aun sin producirse rebajamiento general del fondo del cauce. En esta etapa la socavación local $\ll e_1 \gg$ depende de la velocidad de la corriente.

Figura 20. Socavación local en pilas



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 726

Figura 21. Variación de la socavación local con la velocidad



Fuente: José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 726

Cuando la velocidad es superior a la necesaria para provocar movimiento general del lecho del río, se ha comprobado

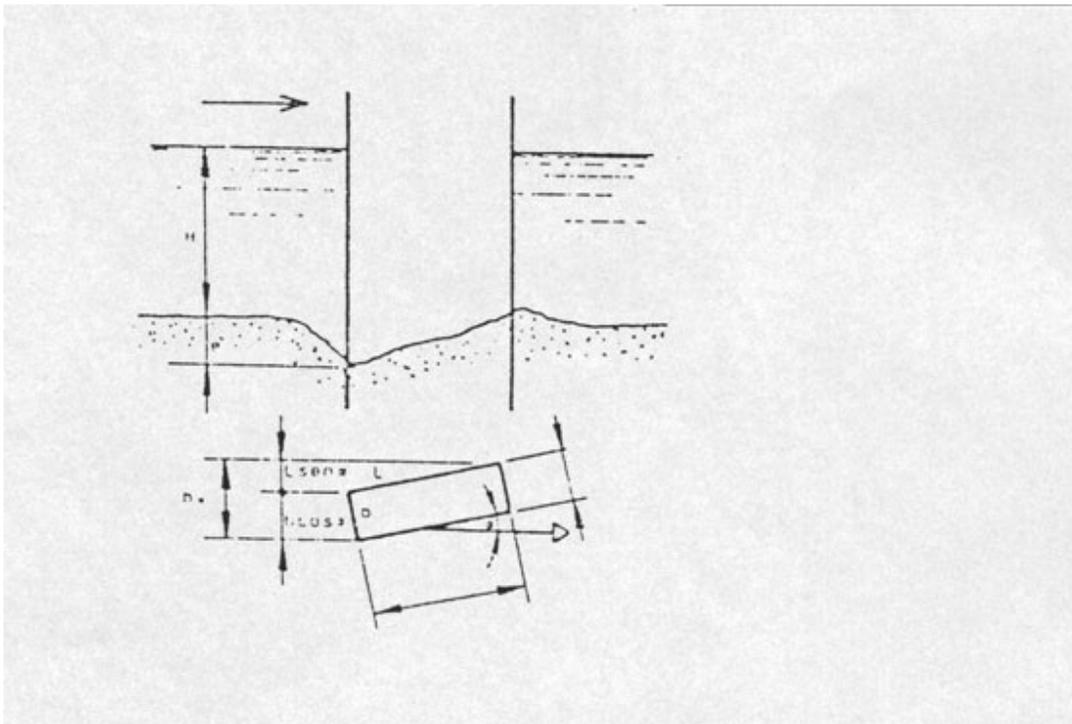
experimentalmente que la socavación local producida en las pilas llega a ser constante e independiente de la velocidad.

En este caso la socavación máxima a contar en los cimientos será $= e_g + e_2$. Para evaluar estas socavaciones existen dos métodos muy extendidos que exponemos a continuación: Método de Laursen y método de Yaroslavtziev.

Método de Laursen

Supone un límite máximo de la socavación local (e_2) que depende únicamente del calado y del ancho y orientación de la pila. (Figura 22)

Figura 22. Método de Laursen para socavación local en pilas



$$e = 1.5 b_* (H / b_*)^{1/3} K_1$$

e = Socavación local máxima a partir del fondo.

$b_* = b \cos \alpha + L \sin \alpha$, siendo α el ángulo agudo que forma el lado mayor de la pila con la dirección de la corriente. Es decir b_* es el (ancho proyectado) de la pila en la dirección de la corriente.

H = Calado máximo después de producida la socavación general.

K_1 = Coeficiente de calor 1 cuando el ángulo α es distinto de cero.

Cuando $\alpha = 0$ es decir cuando la pila tiene la dirección de la corriente, este coeficiente puede tomar los valores del Tabla VIII, en función de la forma hidrodinámica del frente de la pila.

TABLA VIII. Valores de coeficientes K_1 , Método de Laursen

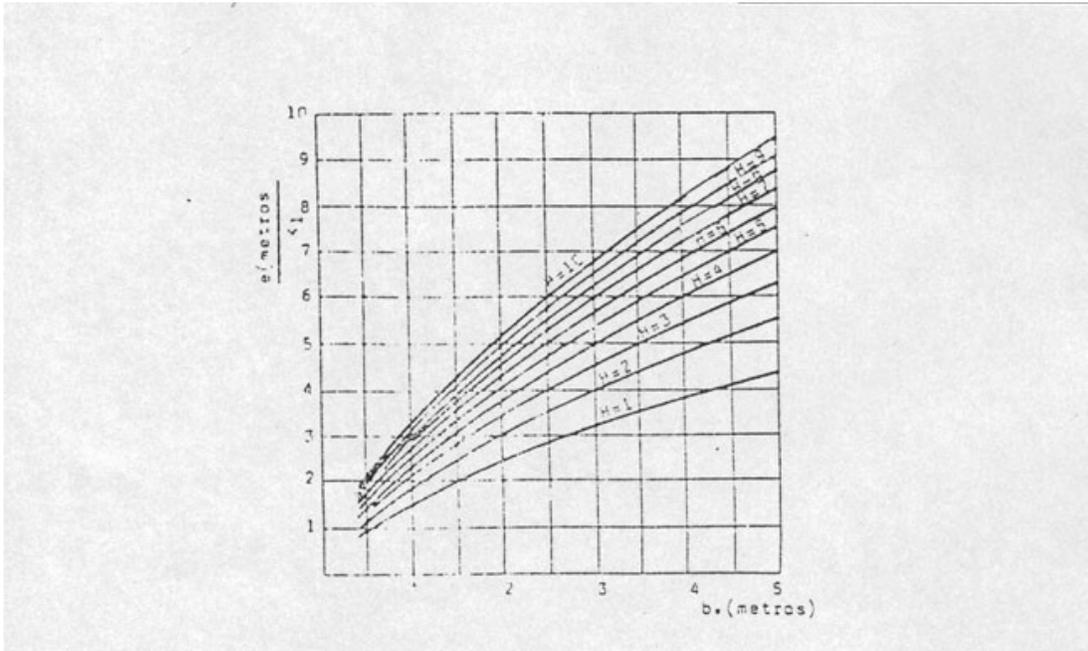
FORMA DEL FONTE		K_1	SEGUN	
RECTANGULAR		1,00	SCHNEIBLE	
SEMIELIPSEAR		0,90		
ELIPTICA		$\frac{D}{R}=2$		0,81
		$\frac{D}{R}=3$		0,75
ELIPTICULAR		$\frac{D}{R}=2$		0,81
		$\frac{D}{R}=3$		0,69
TRISFLADA		0,78	TISON	
HIRODINAMICA		0,75		

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 728

La gráfica de la figura 23 permite determinar el valor de e / K_1 en función de b y H .

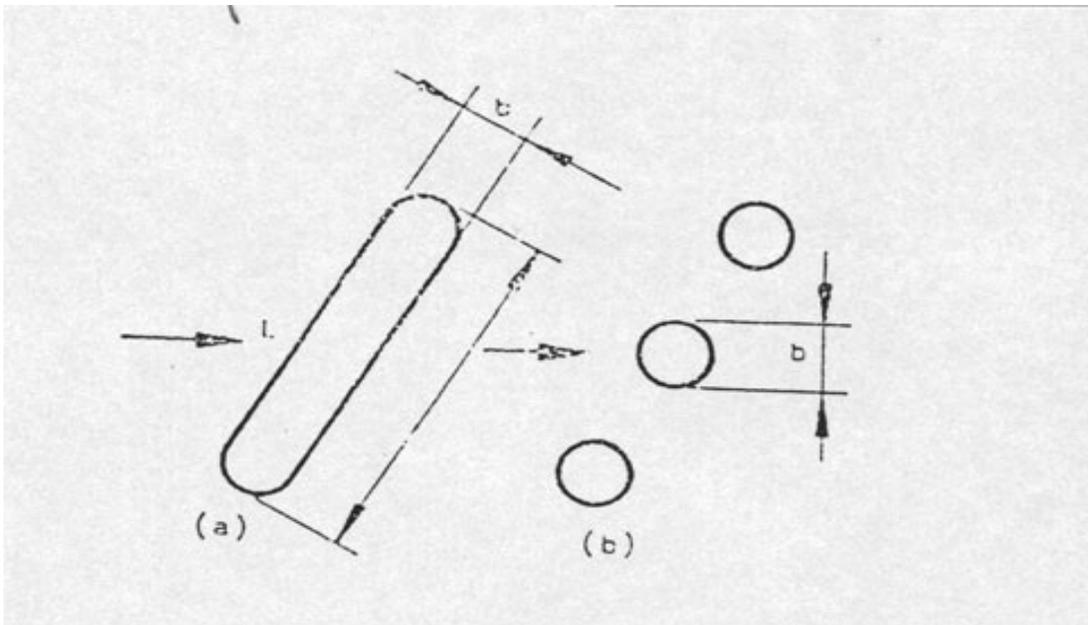
La importancia del término b hace recomendable la disposición de pilas de la figura 24a frente al a figura 24b. El método Laursen considera que el fondo es arenoso por lo que no es aplicable si este está formado por gravas o piedras bola. Si el material es lo suficientemente fino como para prever que durante las crecidas una parte importante del transporte tendrá lugar en suspensión, las erosiones calculadas deben ser multiplicadas por 1.15 a 1.30. Si la cota superior de la zapata va a disponerse en el proyecto por debajo del nivel más bajo de socavación, los cálculos efectuados con el ancho $\ll b \gg$ de la pila serán correctos. Si parte de la zapata puede sobresalir de la zona socavada será preciso emplear en los cálculos un ancho medio ponderado (Figura 25).

Figura 23. Socavación general según Laursen



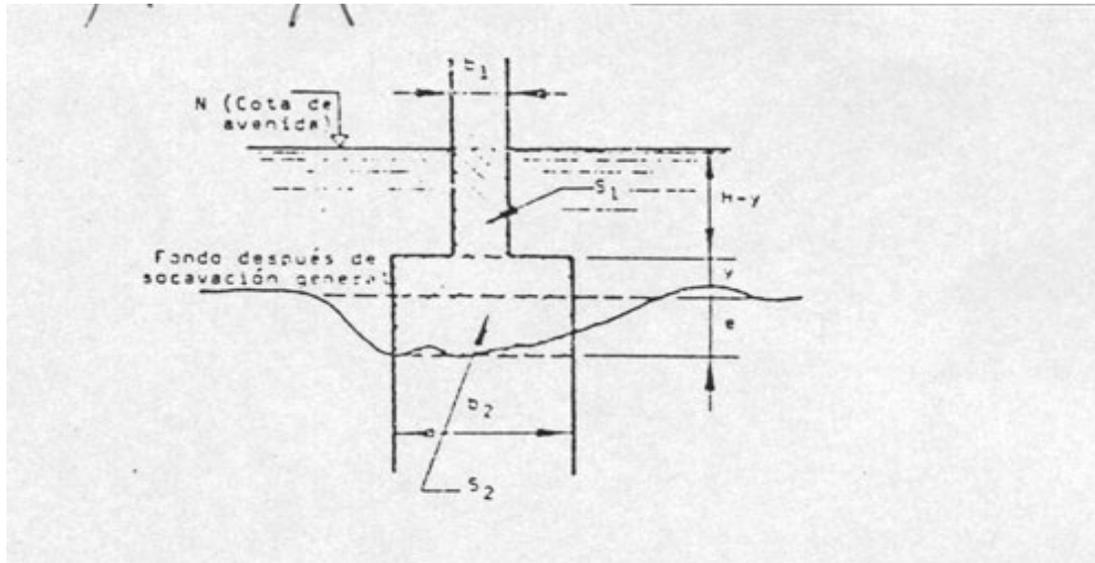
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 728

Figura 24. Geometría de pilas



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 729

Figura 25. Consideración de la zapata



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 729

Según Yaroslavtziev este ancho será igual a

$$b_m = \frac{b_1 (H - y) + y b_2}{H}$$

Es decir ignorando la parte de zapata que queda bajo el nivel de socavación general.

J. R. Temez, propone un valor:

$$b_m = \frac{(b_1/p_1) + (b_2/p_2)}{(1/p_1) + (1/p_2)}, \quad \text{siendo} \quad p_i = l_i/S_i$$

$S_i =$ Superficies de las zonas 1 y 2 frontales con anchos b_1 y b_2 , respectivamente, en la parte sumergida.

$I_i =$ Momentos de inercia de las zonas 1 y 2 con relación al eje horizontal a la cota del lecho de avenidas.

a la cota del lecho de avenidas.

p_i = Radio de giro.

Método de Yaroslavtziev:

Este método supone la socavación local como proporcional al cuadrado de la velocidad de la corriente y será aplicable por tanto con velocidades bajas, de forma que tenga un tope máximo igual al de Laursen. Se define así por tanto el valor e_1 de la figura 21, que no puede ser estudiada por Laursen.

La socavación local será: $e = K_f * K_v (a + K_h) * (v^2 / g) - 30d$

Siendo:

e = Socavación local a partir del fondo.

K_f = Coeficiente que depende en general de la forma del frente de la pila y del ángulo de la incidencia de la corriente, definido en figura 26

K_v = Definido por $\text{Log } K_v = -0.28 \sqrt[3]{v^2 / (g b^*)}$

v = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, en m/s.

g = Aceleración de la gravedad, en m/s^2

b^* = Proyección de la sección de la pila sobre un plano normal a la corriente definido también en figura 4.13, en metros.

a = Coeficiente de corrección, de valor 0.6 si las pilas están ubicadas en el cause principal y 1 si en el cause de crecidas.

K_h = Definido por $\text{Log } K_h = 0.17 - 0.35(H/b^*)$ H = calado, en m.

$d = d_{85}$ de las partículas del fondo, en metros. Si $d_{85} < 0.5$ cm, se debe tomar $d=0$

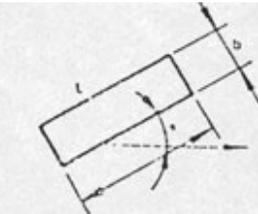
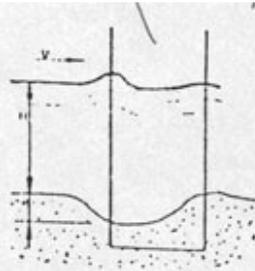
Si un suelo es cohesivo puede aplicarse el método general considerando unos diámetros equivalentes $\ll d \gg$ iguales a los del Tabla IX

TABLA IX. Diámetros equivalentes según Yaroslavtziev

Peso volumétrico del material seco (t/m ³)	d (cm)		
	Arcillas y suelos muy plásticos	Mediamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2 – 1.6	4	2	2
1.6 – 2.0	8	8	3
2.0 – 2.5	10	10	6

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 732

Figura 26. Coeficientes K_f y b^* , Método de Yaroslavtziev



$$K_f = 12,4 \quad b_e = b \cdot \cos \alpha + L \cdot \sin \alpha$$

$$K_f = 10$$

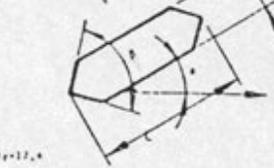


$$K_f = 10 \quad b_e = D$$



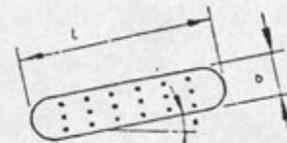
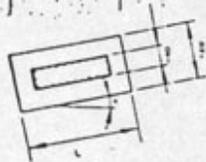
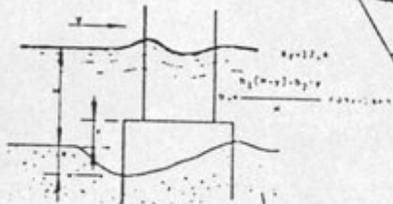
α	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8,5	8,7	9,0	10,3	11,3

$$b_e = b \cdot (L-b) \cdot \sin \alpha$$

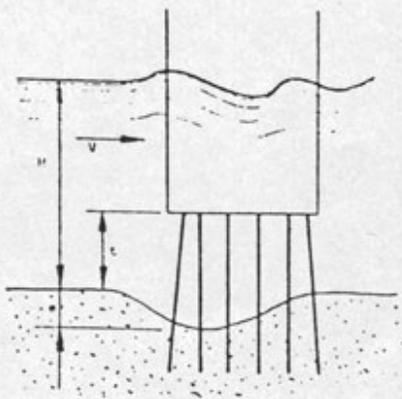


β	120°	90°	60°
K_f	12,7	10,0	7,3

$$b_e = b \cdot (L-b) \cdot \sin \alpha$$



$$b_e = b \cdot (L-b) \cdot \sin \alpha$$



α	K_f				
	m ²				
	0	2	4	8	12
0	0,5	7,5	6,76	5,44	5,40
10	0,7	7,7	6,80	5,10	5,54
20	4,0	7,8	7,10	5,20	5,60
30	10,30	8,6	7,50	5,30	5,70
40	11,3	9,2	7,90	5,70	5,90

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 731

4.3.5 Socavación en estribos

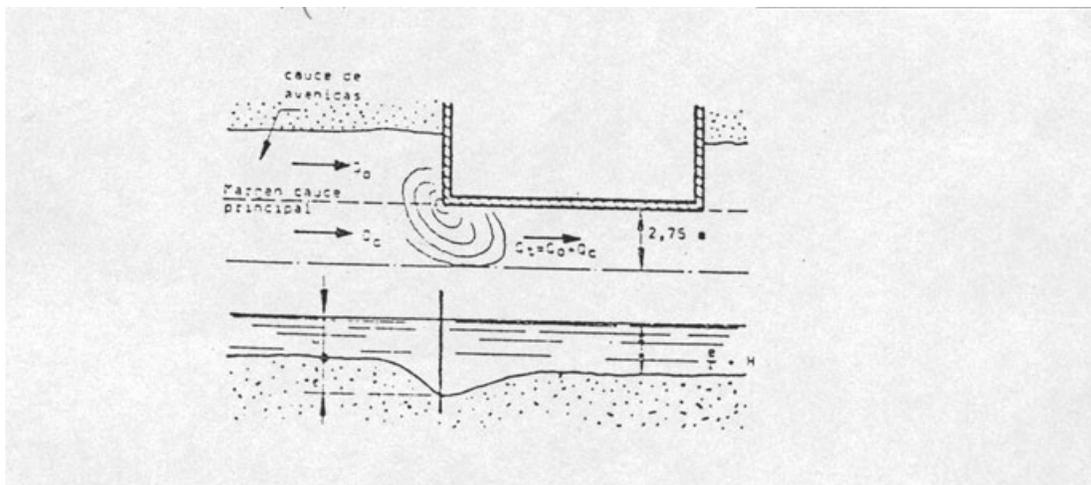
La figura 27 muestra un estribo cuyo borde remata en el margen del cauce principal. Cuando se produce una crecida las aguas rebasan el nivel normal del cauce y se provoca un cauce de las crecidas interceptan al estribo.

Se ha comprobado experimentalmente que la dimensión transversal de la socavación viene a ser del orden de 2.75 veces la máxima profundidad de erosión.

Se supone que la masa de agua que afecta a la socavación del estribo ocupa un ancho de $2.75e$ hacia el interior del cauce principal.

La socavación máxima se produce en el borde frontal del estribo, con un valor $\ll e \gg$ a determinar. A lo largo del estribo se comprueba que el calado pasa a ser $H + e/r$, siendo r un coeficiente experimental que toma en este caso un valor próximo a 4.1.

Figura 27.) Socavación en estribos



**Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte,
Pág. 732**

Admitiendo estos criterios y aplicando el método de Laursen puede ponerse:

$$Q_0/(q_c * H) = 2.75 * \{[e/(4.1H)+1]^{7/6} - 1\} * e/h$$

Siendo:

Q₀ = el caudal que pasaría por el cause de crecidas si no estuviese el estribo.

q_c * H = valores medidos del caudal unitario (por metro de ancho) y del calado en la franja de 2.75e de ancho.

e = erosión máxima buscada al pie del estribo.

En general será preciso utilizar un procedimiento interactivo estimando **q_c** y **H** y deduciendo **e**, lo que permitirá fijar 2.75e y unos valores de **q_c** y **H** más aproximados, con resultados cada vez más precisos.

Método de Artamonov

Este método supone que toda la masa de agua del río influye en la socavación del estribo, lo que parece que no esta de acuerdo con los resultados experimentales, permite sin embargo considerar el ángulo de incidencia de la corriente con relación al estribo y el talud que rodea al estribo, figura 28.

$$(H+e)/H = P_x * P_q * P_r$$

Siendo:

P_x = Coeficiente que depende del ángulo α .

P_q = Coeficiente que depende de la relación Q_0/Q

Q_0 = Caudal que pasaría por el lugar del estribo si este no existiera.

Q = Caudal total del río.

P_r = Coeficiente que depende del talud de los lados del estribo.

Estos tres coeficientes se encuentran reflejados en el Tabla IX

H = Calado en la zona cercana al estribo antes de la socavación local.

Figura 28. Método de Artamonov



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 734

TABLA X. Coeficientes para socavación local en estribos, según Artamonov

Valores de P_x	
A	P_x
20°	0.84
60°	0.94
90°	1
120°	1.07
150°	1.19

Valores de P_q	
Q_0/Q	P_q
0.1	2
0.2	2.65
0.3	3.22
0.4	3.45
0.5	3.67
0.6	3.87

Valores de P_r	
Talud R	P_r
0	1
0.5	0.91
1	0.85
1.5	0.83
2	0.61
3	0.5

		0.7	4.06		
		0.8	4.2		

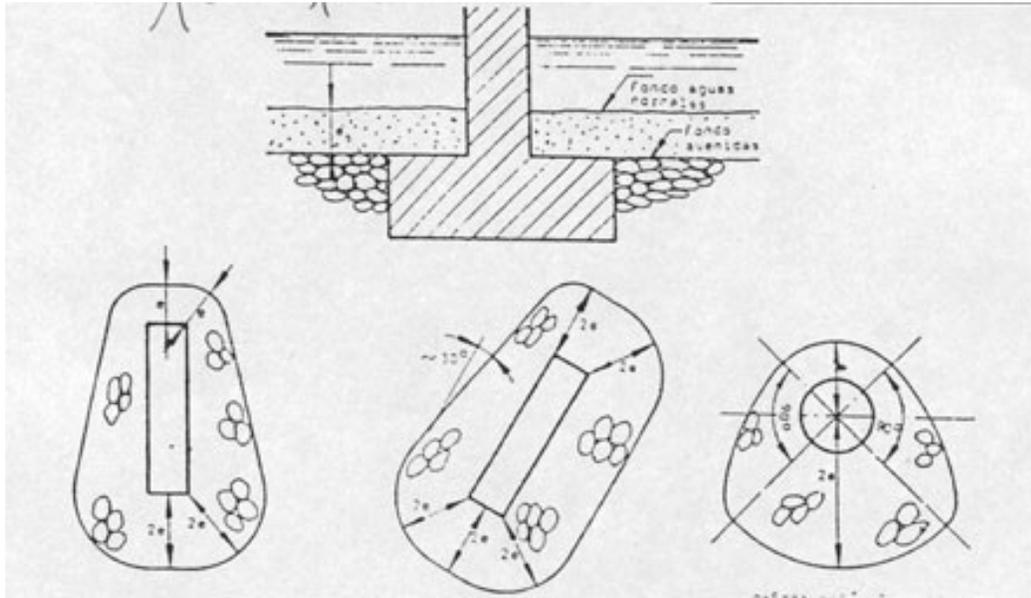
Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 734

4.4 Defensas antierosiòn

La solución más eficaz para evitar el descalce de las cimentaciones es construir estas por debajo de las profundidades de socavación estudiadas $e_g + e$. A veces sin embargo interesa elevar algo el nivel de los cimientos a costa de utilizar un sistema protector que impida de igual manera el descalce de los mismos. El método más frecuentemente empleado es el de utilizar mantos de enrocamientos que deben cumplir ciertas condiciones.

- El enrocamiento debe disponerse por debajo del nivel de la socavación general salvo que el valor de e_g resulte demasiado grande.
- La disposición en planta debe cumplir los márgenes de la (Fig. 29).
- Se deben disponer tres capas como mínimo para formar el espesor del enrocamiento.

Figura 29. Disposición del enrocamiento en planta.



Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 735

En cuanto al peso y tamaño del enrocamiento reproducimos la Tabla XI

A veces el enrocamiento puede ser sustituido por gaviones metálicos rellenos de grava o bolos de menor tamaño. Otro método de defensa del lecho puede ser la construcción de una losa de hormigón, debiendo entonces defenderse los bordes de ésta con protecciones flexibles del tipo enrocamiento, convenientemente profundizados.

TABLA XI. Diámetro mínimo (cm) del enrocamiento

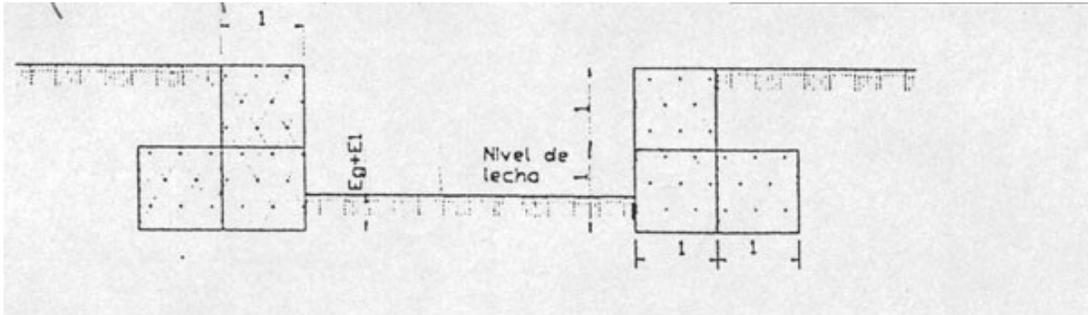
Velocidad de la Corriente m/s	Peso específico del enrocamiento (kg/m ³)				
	100	1800	2000	2200	2400
1.0	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58

Fuente: José Antonio Jiménez. Geotecnia y Cimientos III, primera parte, Pág. 736

4.5 Gaviones

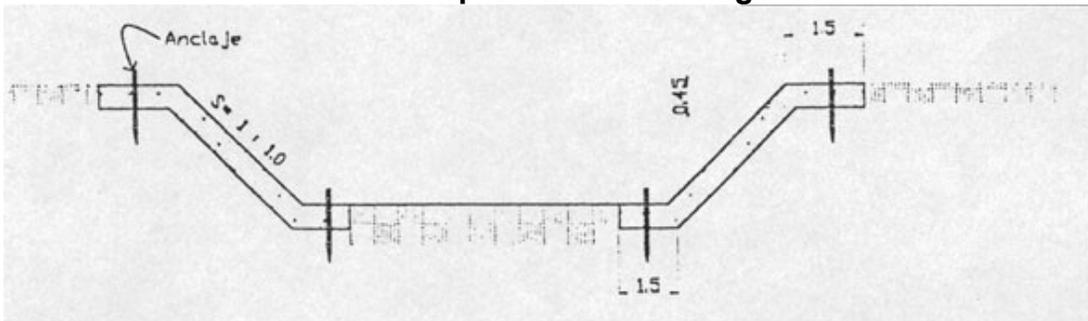
Estos son estructuras longitudinales constituidas por jaulas de concreto preforsado o de alambre galvanizado que son las más frecuentes en nuestro medio, rellenas de material rocoso de granulometría adecuada.

Figura 30. Gavión malla galvanizada. Como protección de márgenes.



Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.34

Figura 31. Gavión malla galvanizada o forrada con PVC. Como protección de márgenes

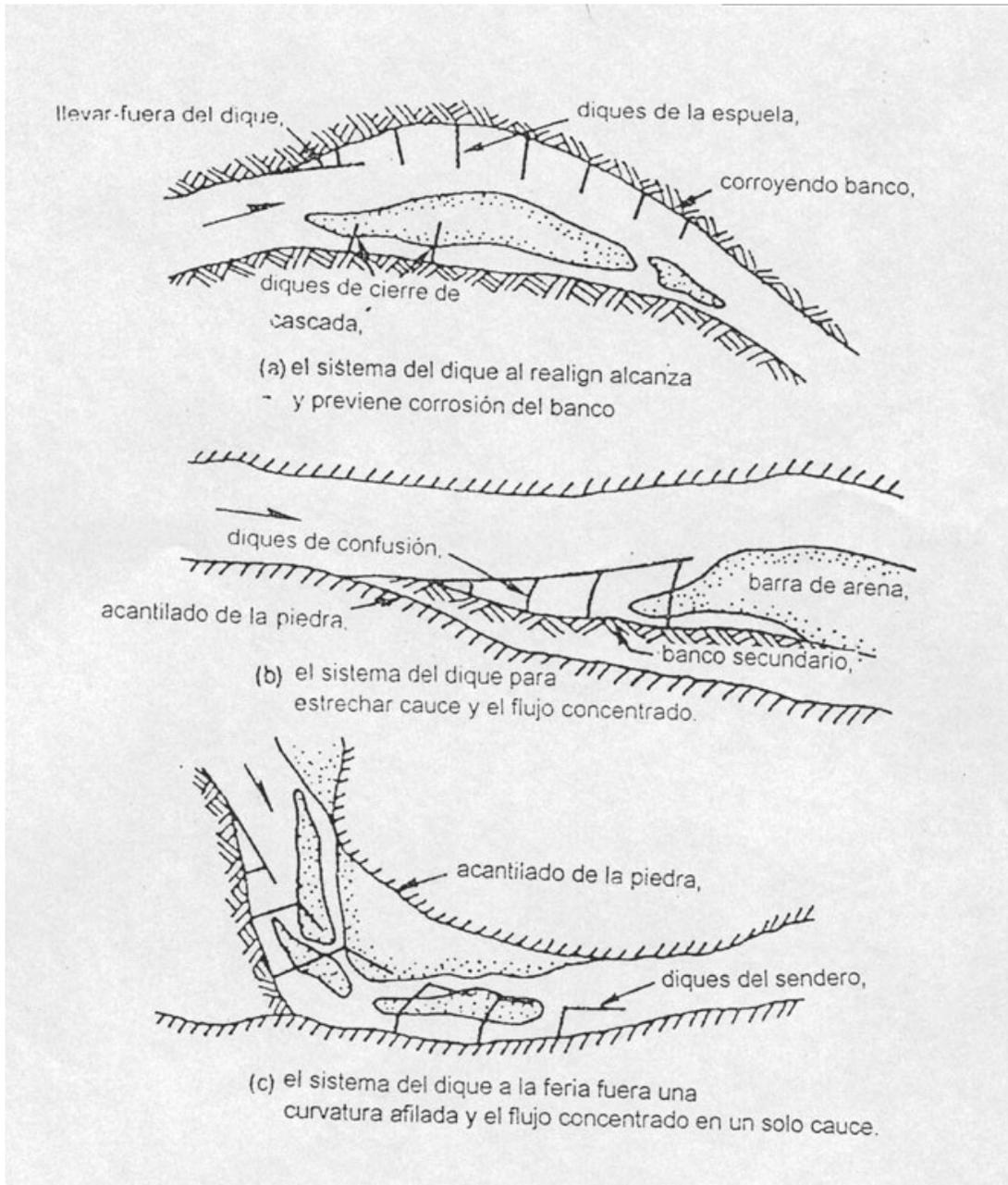


Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.34

4.6 Espigones

Los espigones o diques son estructuras sólidas de concreto ciclópeo colocadas en los márgenes perpendicularmente al flujo del río, su función es disipar la energía de este y proteger los márgenes del cause del río ante la socavación provocada por la velocidad del flujo de este.

Figura 32. Sistemas de espigones para proteger márgenes y controlar causes. Definición geométrica.



Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.60

Figura 33. Perfiles de espigones. Definición geométrica.

Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.35

Aplicación:

- Protección de márgenes.
- Protección de margen externo en curvas.
- Protección de aproches.

4.7 Disipadores de energía

Estos son represas transversales construidas antes y después del enfoque de un puente, su principal objetivo es el de reducir la velocidad del flujo del río y de esta manera reducir la socavación general del lecho y la socavación local en estribos y pilas del puente.

Figura 34. Disipadores de energía

Fuente: Carlos Humberto Rivera Pomez. Teoría de Prevención de Desastres, Pág.68

CONCLUSIONES

1. Los fenómenos naturales se han presentado en áreas pobladas.
2. La valoración del riesgo determina hasta que punto se deben proteger o reforzar las estructuras, además son de beneficio para el manejo de los recursos ambientales, planeamiento y desarrollo del país.
3. La única forma de contrarrestar o disminuir los efectos de un fenómeno natural es por medio de medidas de mitigación, las medidas estructurales nos protegen del peligro y las no estructurales nos alejan de este.
4. Las medidas de mitigación deben ser monitoreadas y evaluadas, debido que la peligrosidad, vulnerabilidad y los recursos son constantemente cambiantes, además que no todas la medidas de mitigación son exitosas en la práctica como fueron planeadas en la teoría.
5. Las medidas de mitigación deben adoptarse antes del impacto de un evento, de esta manera estaremos manejando las amenazas y no permitiéndoles que se conviertan en desastres.

6. Las medidas de mitigación aumentan la capacidad de respuesta de nuestras estructuras, reduciendo el número de tragedias humanas y el incalculable costo de pérdidas de empleos y producción, pero su eficacia es medida en función de los costos necesarios para reducir las fatalidades.
7. Las medidas post-desastre son desproporcionadamente costosas en relación de cada vida salvada o estructura reconstruida.
8. Es de vital importancia considerar medidas de mitigación activas, que incentiven al usuario a colaborar y regirse por las indicaciones de las autoridades.

1. incentiven al usuario a colaborar y regirse por las indicaciones de las autoridades.
2. Las carreteras y toda la estructura vial debe contar con sus respectivas medidas de mitigación desde el momento que son planificadas, por que integrarle posteriormente estructuras a adicionales para reducir su vulnerabilidad es exageradamente costoso y solamente es aconsejable implementar una mitigación no estructural.
3. Para corregir los taludes ya construidos, La Dirección General de Caminos y la unidad ejecutora de conservación vial debe realizar un registro histórico de los derrumbes que se presenten, no importando la magnitud de estos, ponderándolos por escalas, para poder de esta forma evaluar que los causa y seleccionar la medida de corrección adecuada y viable.

RECOMENDACIONES

1. Los fenómenos naturales se han presentado en áreas pobladas, y las autoridades correspondientes deben tomar cartas en el asunto, evaluando los efectos y si estos causan daños o pérdidas al ser humano entonces deben reducirse dichos efectos por medio de medidas de mitigación adecuadas, las cuales deben adoptarse antes del impacto de un evento, de esta manera estaremos manejando las amenazas y no permitiéndoles que se conviertan en desastres.
2. Las medidas de mitigación que se implementen deben estar tabuladas para cada tipo de desastre y se deberán aplicar según sean el diagnóstico y la grado de daño y efecto que el fenómeno produzca.
3. Los taludes de corte o relleno deberán ser monitoreadas constantemente haciéndose énfasis en los puntos donde la historia halla registrado mayor cantidad de fallos, para determinar su comportamiento y la medida de consolidación apropiada y como se comportan las medidas ya adoptadas para observar su eficiencia real y compararla con la teoría.
4. No es recomendable construir puentes en las secciones más estrechas de los causes porque es en este punto donde el área se reduce y por tanto la velocidad del flujo de incrementa provocando una mayor socavación.