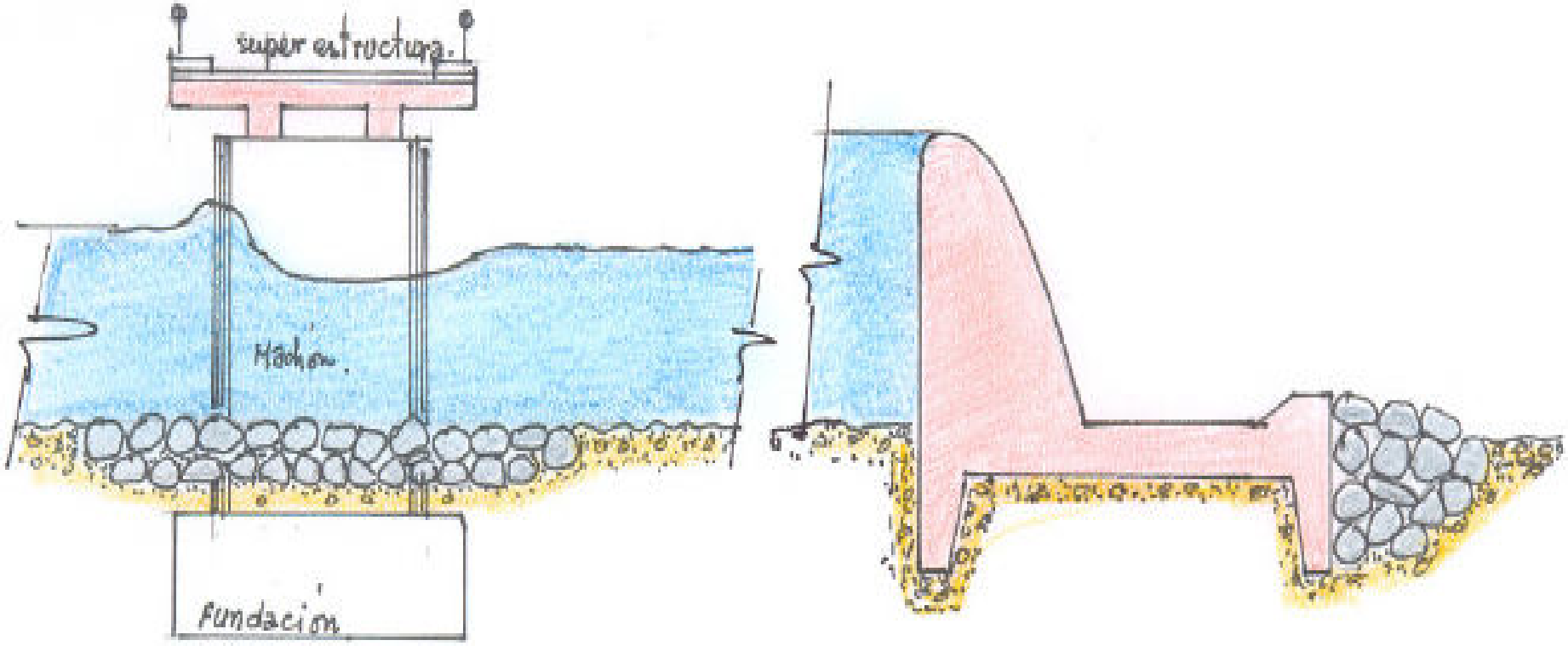
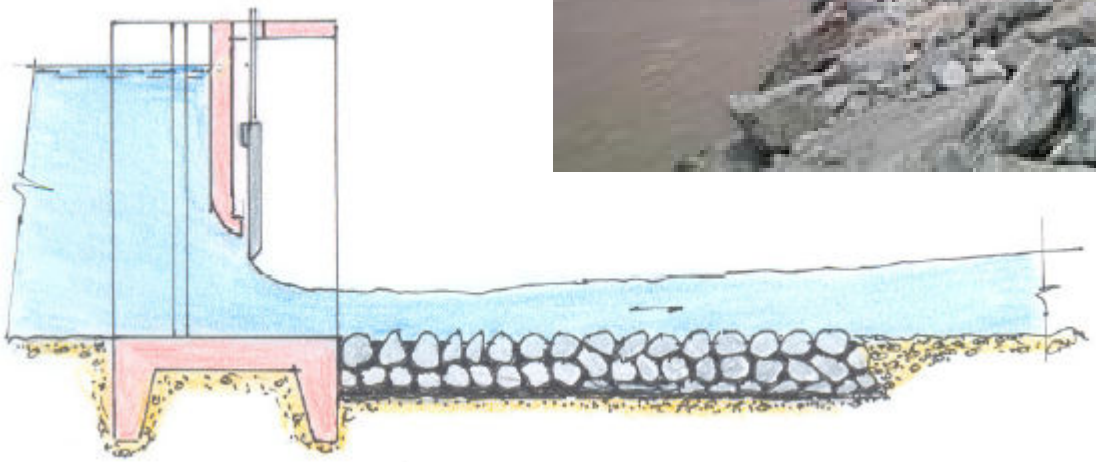
Protecciones con Enrocados



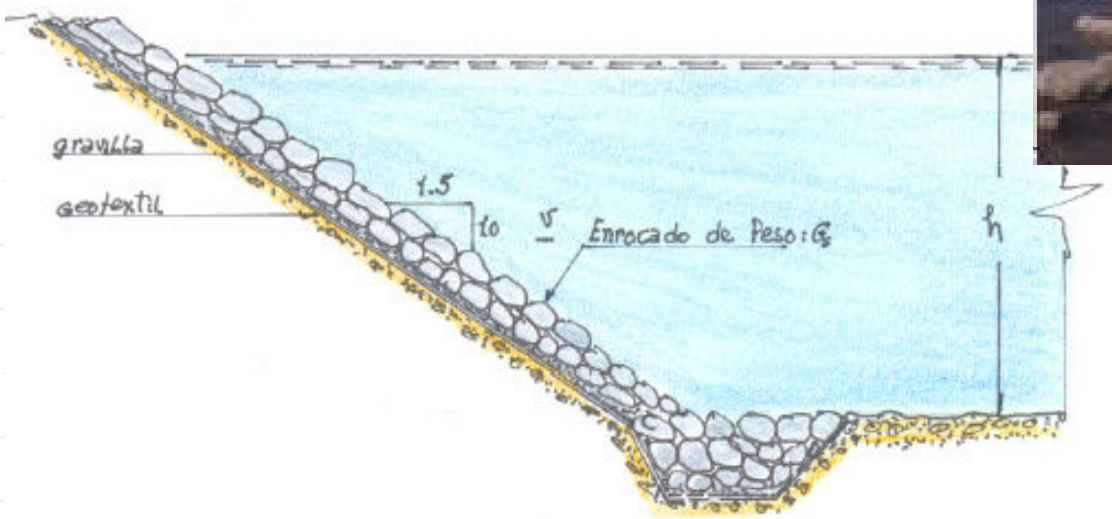
Protecciones con Enrocados

Pueden ser sueltos o consolidados (conglomerados con hormigón)



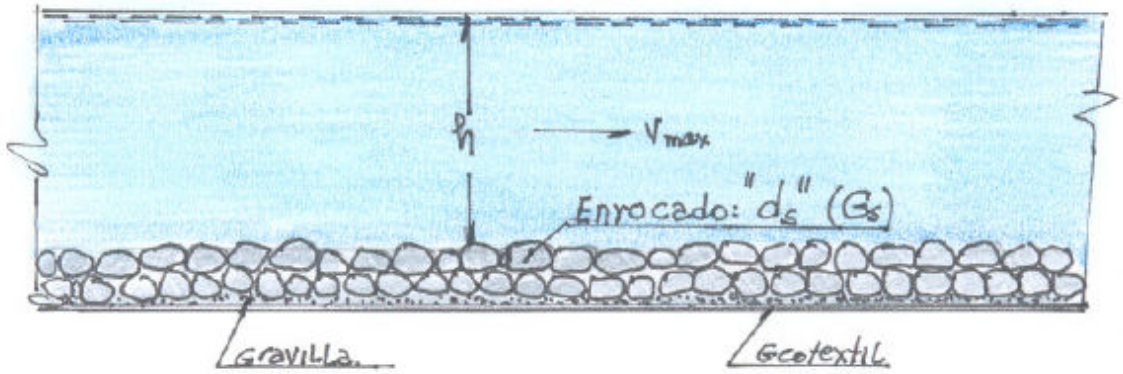
Protecciones con Enrocados

Se especifican por su diámetro, espesor de Capa y/o su peso crítico.



Protecciones con Enrocados
Formulación teórica

Superficies Horizontales



$$\tau_0 \le (\tau_*)_c \times \rho \times g \times (s-1) \times d_s$$

$$D_h = 4 \times h$$

$$\tau_0 = \rho \times g \times f \times \frac{v_{\max}^2}{8g}$$

$$f = 0{,}113 \times \left(\frac{d_s}{h}\right)^{1/3}$$

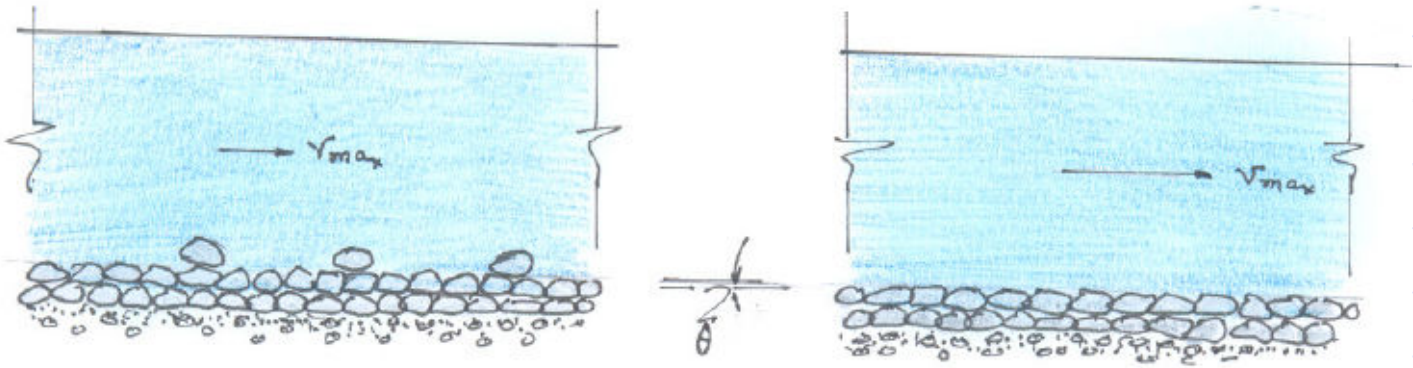
$$v_{\max} \le \sqrt{\frac{4(\tau_*)_c}{0{,}113}} \times \sqrt{2g(s-1)d_s} \times \left(\frac{h}{d_s}\right)^{1/6}$$

Se recomienda usar τ_{*c} = 0,03 (Shields-Parker)

Protecciones con enrocados de Fondo
Fórmulas Experimentales

Fórmula de Isbash.

(Hydraulic Design Criteria – USCE)



$$v_{max}: \quad 0{,}86 \times \sqrt{2g(s-1)d_s \cos\theta} \qquad 1{,}20 \times \sqrt{2g(s-1)d_s \cos\theta}$$

Fórmula de Neill (1968). C.R.

$$F = \frac{V_{max}}{\sqrt{gh}} = \sqrt{2(s-1)} \times \left(\frac{d_s}{h}\right)^{1/3}$$

Protecciones con enrocados de Fondo
Fórmulas Experimentales

Ayala – Balbontín, Laboratorio U. de Chile
Flujos Macrorugosos.

$$h_* = 1 + \frac{h}{d_s}$$

$$h_* < 2{,}6 \Rightarrow F = 3{,}225 \times \left(\frac{K(s-1)}{g}\right)^{1/2} \times h_*^{2{,}867} \times \left(\frac{h}{d_s}\right)^{-2}$$

$$h_* > 2{,}6 \Rightarrow F = 5{,}263 \times \left(\frac{K(s-1)}{g}\right)^{1/2} \times h_*^{2{,}367} \times \left(\frac{h}{d_s}\right)^{-2}$$

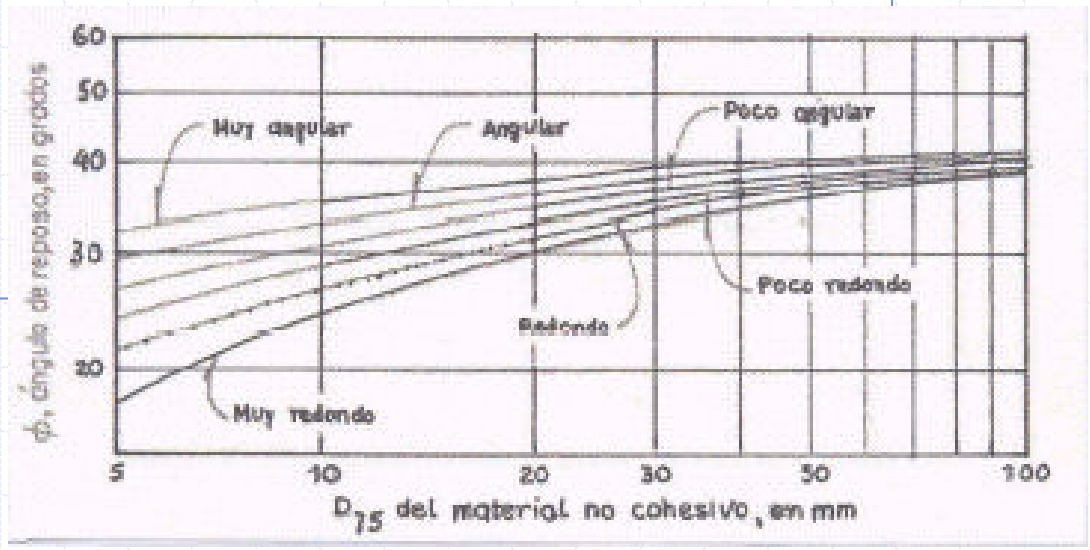
K = 0,02 Las piedras individuales del enrocado están absolutamente inmóviles.

K = 0,06 Hay movimiento generalizado de las piedras

Protecciones con Enrocados En Taludes
Fórmulas Experimentales

Lopardo-Estellé: $$F_s = \frac{v}{\sqrt{g(s-1)d_s}} = 1{,}3 \times \left(\frac{h}{d_s}\right)^{1/6} \times \left[1 - \left(\frac{sen\theta}{sen\phi}\right)^2\right]^{1/4}$$

Válida para: $$9 < \frac{h}{d_s} < 67$$



Protecciones con enrocados en Taludes
Fórmulas Experimentales

California División of Highways

$$F_s = 1{,}92 \times \left[sen(\phi - \theta) \right]^{1/2}$$

Fórmula de Stevens y Simons.

$$F_s = 1{,}58 \times \sqrt{\frac{\left[(tg\phi \times tg\theta)^2 - S^2 \right] \times \cos\theta}{S \times (tg\phi / tg\theta)}} \times \left(\frac{h}{d_s} \right)^{1/6}$$

S es un factor de seguridad

….¿Son las ùnicas soluciones los enrocados?

Protecciones con Gaviones

Usualmente en taludes

Q ->

Pata flexible

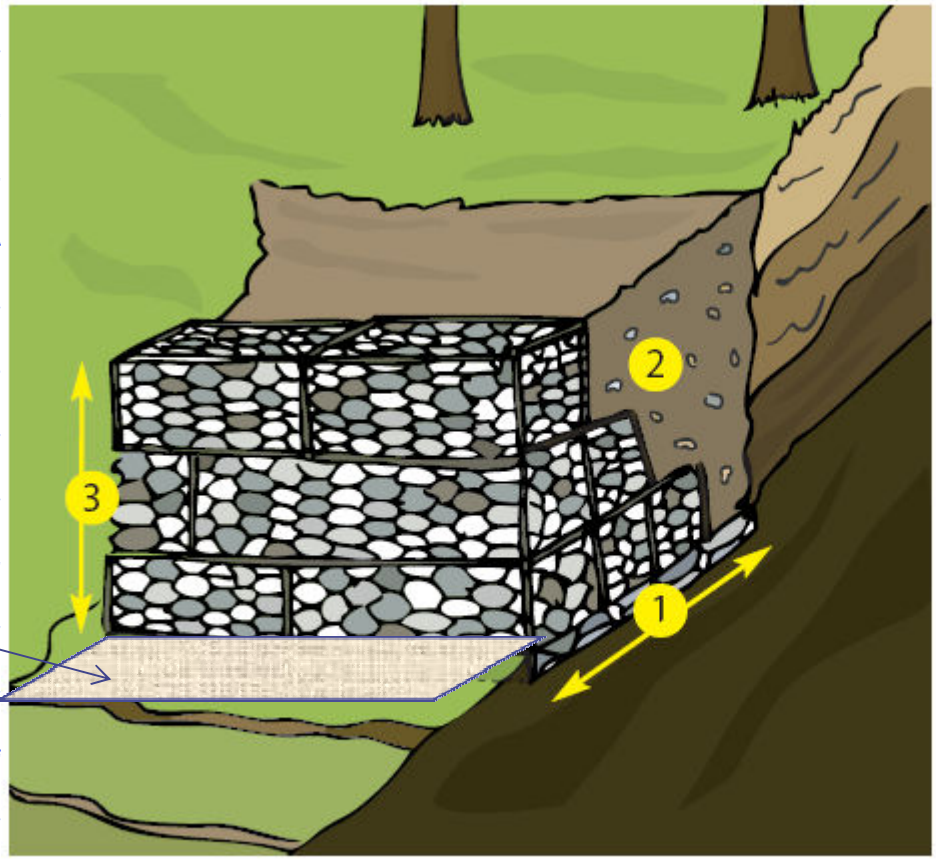


Figura 48
Celdas para muros de gaviones

1) Contrafuerte en la base de los gaviones. 2) Relleno entre muro de gaviones y talud. 3) Altura máxima de gaviones = 8 metros.

Protecciones con Gaviones

Usualmente en taludes

Para cauces menores y con poca capacidad de arrastre de bolones o rocas. Se calculan estructuralmente como un muro de contención.

Elementos de Hidráulica Fluvial

1. Introducción
2. Hidráulica de cauces naturales (generalidades)
3. Propiedades de los sedimentos
4. Resistencia hidráulica en cauces aluviales
5. Arrastre incipiente de sedimentos no – cohesivos
6. Mecánica del transporte de sólidos.
7. Protecciones con enrocados (de fondo y en taludes)
8. Socavación general y local

Socavación= Socavación General + Socavación local

Conceptos Generales

Conceptos Generales

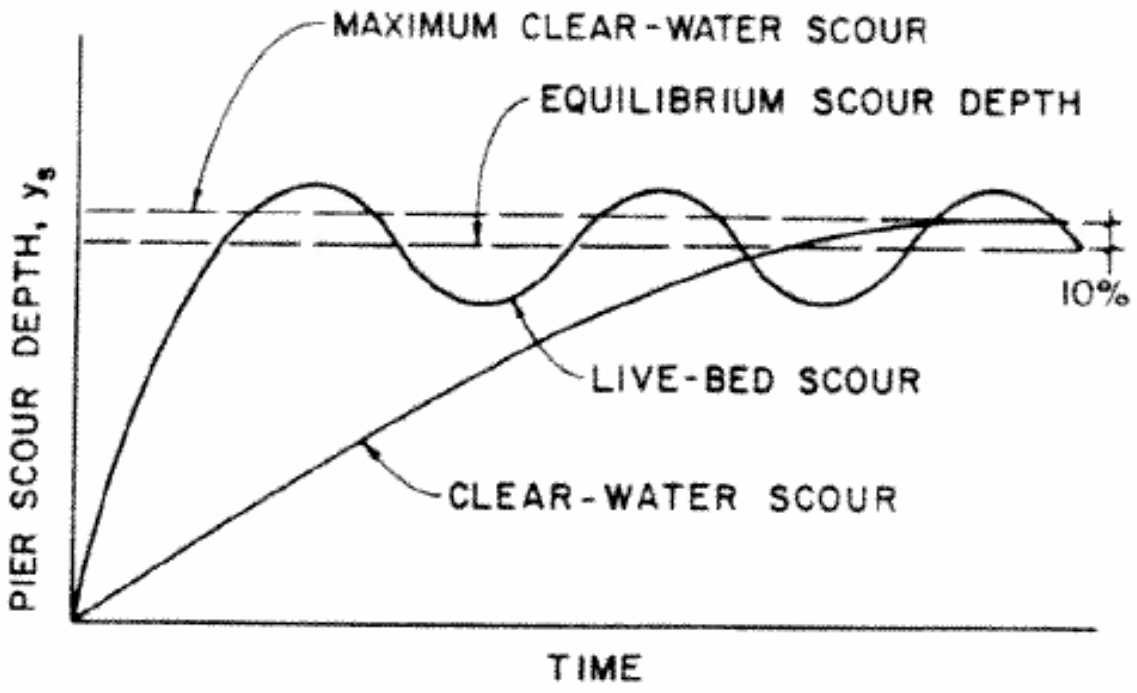
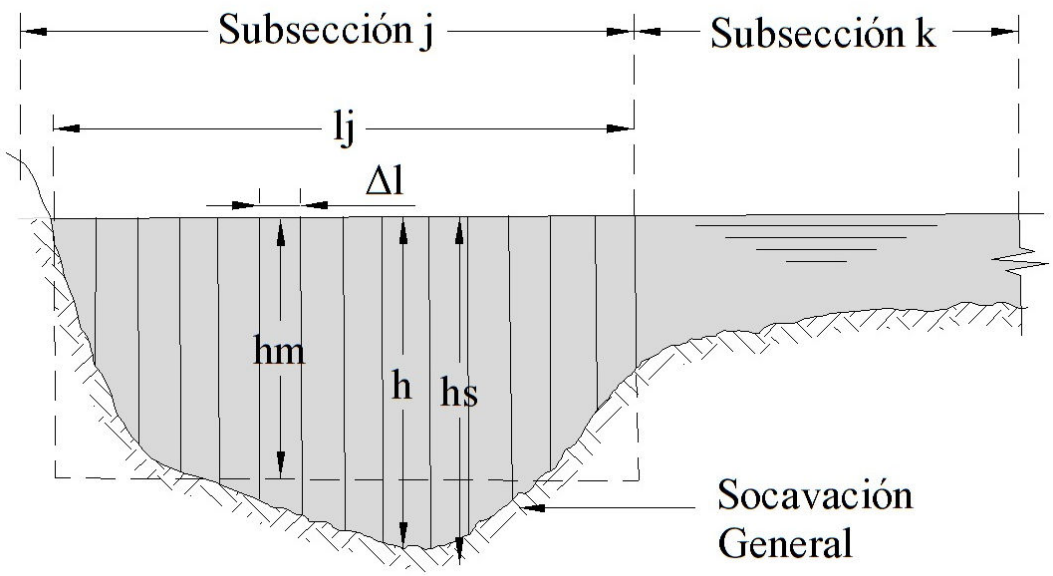


Fig. 10-1. Illustrative pier scour depth in a sand-bed stream as a function of time (not to scale) (Richardson and Davis 2001).

Socavación general
Método de Lischtvan Lebediev



$$Q_j = Q_p \times \frac{K_{hj}}{K_h}$$

$$\bar{v}_j = \bar{v} \times \frac{A}{A_j} \times \frac{K_{hj}}{K_h}$$

Qp: caudal peak de la crecida.

Qj: caudal de la subsección "j".

Khj: coeficiente de transporte de la subsección.

Kh: coeficiente de transporte de la sección transversal completa.

$$q = \sqrt{J_m} \times \frac{h^{5/3}}{n_j}$$

- Ecuación de Manning
- Ancho unitario y altura h
- Rh = h

Integrando para toda la subsección j, se tiene: $$Q_j = \frac{\sqrt{J_m}}{n_j} \times \int h^{5/3} dl$$

Se puede estimar la altura hm, tal que: $$h_m^{5/3} = \frac{1}{l_j} \times \int_0^{lj} h^{5/3} dl$$

Si la sección se divide en varias franjas de Δl y altura h:

$$h_m^{5/3} = \sum h^{5/3} \times \left(\frac{\Delta l}{l_j} \right)$$

Luego, Qj y q serian:

$$Q_j = \frac{\sqrt{J_m}}{n_j} \times h_m^{5/3} \times l_j$$

$$\overline{q_j} = \frac{\sqrt{J_m}}{n_j} \times h_m^{5/3}$$

Dividiendo q por qj, se llega a:

$$q = \overline{q_j} \times \left(\frac{h}{h_m} \right)^{5/3}$$

Debido a la socavación, en una franja de profundidad h, la velocidad disminuye a v_e, pasando de la altura de escurrimiento h a h_s

Finalmente, la altura socavada (h_s) se podrá determinar dividiendo el caudal unitario por v_e

$$h_s = \frac{\overline{q_j}}{v_e} \times \left(\frac{h}{h_m} \right)^{5/3}$$

Suelos Granulares

$$v_e = 0{,}68 \times \beta \times d_m^{0{,}28} \times h_s^{x}$$

T_R	β	d_m[mm]	X	d_m[mm]	x	d_m[mm]	x
1 años	0,77	0,05	0,43	8	0,35	140	0,27
2	0,82	0,15	0,42	10	0,34	190	0,26
5	0,86	0,50	0,41	15	0,33	250	0,25
10	0,90	1	0,40	20	0,32	310	0,24
20	0,94	1,5	0,39	25	0,31	370	0,23
50	0,97	2,5	0,38	40	0,30	450	0,22
100	1,00	4	0,37	60	0,29	570	0,21
500	1,05	6	0,36	90	0,28	750	0,20
1000	1,07						

Suelos Cohesivos

$$v_e = 0{,}60 \times \beta \times \gamma_s^{1{,}18} \times h_s^{x}$$

γ_s [t/m^3]	x	γ_s [t/m^3]	x	γ_s [t/m^3]	x
0,80	0,52	1,04	0,43	1,46	0,34
0,83	0,51	1,08	0,42	1,52	0,33
0,86	0,50	1,12	0,41	1,58	0,32
0,88	0,49	1,16	0,40	1,64	0,31
0,90	0,48	1,20	0,39	1,71	0,30
0,93	0,47	1,24	0,38	1,80	0,29
0,96	0,46	1,28	0,37	1,89	0,28
0,98	0,45	1,34	0,36	2,00	0,27
1,00	0,44	1,40	0,35		

Suelos Granulares

$$h_s^{1+x} = \frac{\overline{q_j}}{0{,}68 \times \beta \times d_m^{0{,}28}} \times \left(\frac{h}{h_m} \right)^{5/3}$$

Suelos Cohesivos

$$h_s^{1+x} = \frac{\overline{q_j}}{0{,}60 \times \beta \times \gamma_s^{1{,}18}} \times \left(\frac{h}{h_m} \right)^{5/3}$$

$$\overline{q_j} = \frac{Q_p}{l_j} \times \frac{K_{hj}}{K_h} = \left(\frac{Q_p}{l} \right) \times \left(\frac{l}{l_j} \right) \times \left(\frac{K_{hj}}{K_h} \right)$$

$$h_s = h + S$$

$$S = h - h_s$$

Socavación General
Método de Maza

Para $0.00005 < D_{84} < 0.0028$ m :

$$d_S = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{\,5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{\,0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{\,0.03}}{0.322 + D_{84}^{\,0.03}}}$$

Si $0.0028 < D_{84} < 0.182$ m :

$$d_S = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{\,5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{\,0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{\,0.092}}{0.223 + D_{84}^{\,0.092}}}$$

Si $0.182 < D_{84} < 1.0$ m :

$$d_S = \left(\frac{\alpha \cdot d_o^{\,5/3}}{4.7 \cdot \beta \cdot D_{84}^{\,0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{\,0.187}}{0.191 + D_{84}^{\,0.187}}}$$

$$d_s \approx h_s = h + S$$

$$\alpha = \sqrt{J}$$

SOCAVACIÓN GENERAL

Método de Lischtvan Lebediev

Supone que durante el "peak" de la crecida, se llega a una condición de equilibrio en que el aumento del área mojada debido a la socavación del lecho, disminuye la velocidad del escurrimiento a un valor tal que el proceso erosivo se detiene

Método de Neill

Es similar al método de Lischtvan Levediev. La velocidad competente está tabulada en función de altura de escurrimiento.

Socavación General
Método de Neill (Guide to Bridge Hydraulics (1973))

Método de la "velocidad competente".

La velocidad media en la subsección correspondiente del cauce, que no genera socavación general del lecho (similar a Lischtvan-Lebediev).

Si la velocidad del escurrimiento supera a la velocidad competente, el cauce se erosiona hasta que la velocidad disminuya al valor correspondiente a la velocidad competente.

Según Neill el método es conservador si el escurrimiento arrastra una cantidad apreciable de gasto sólido.

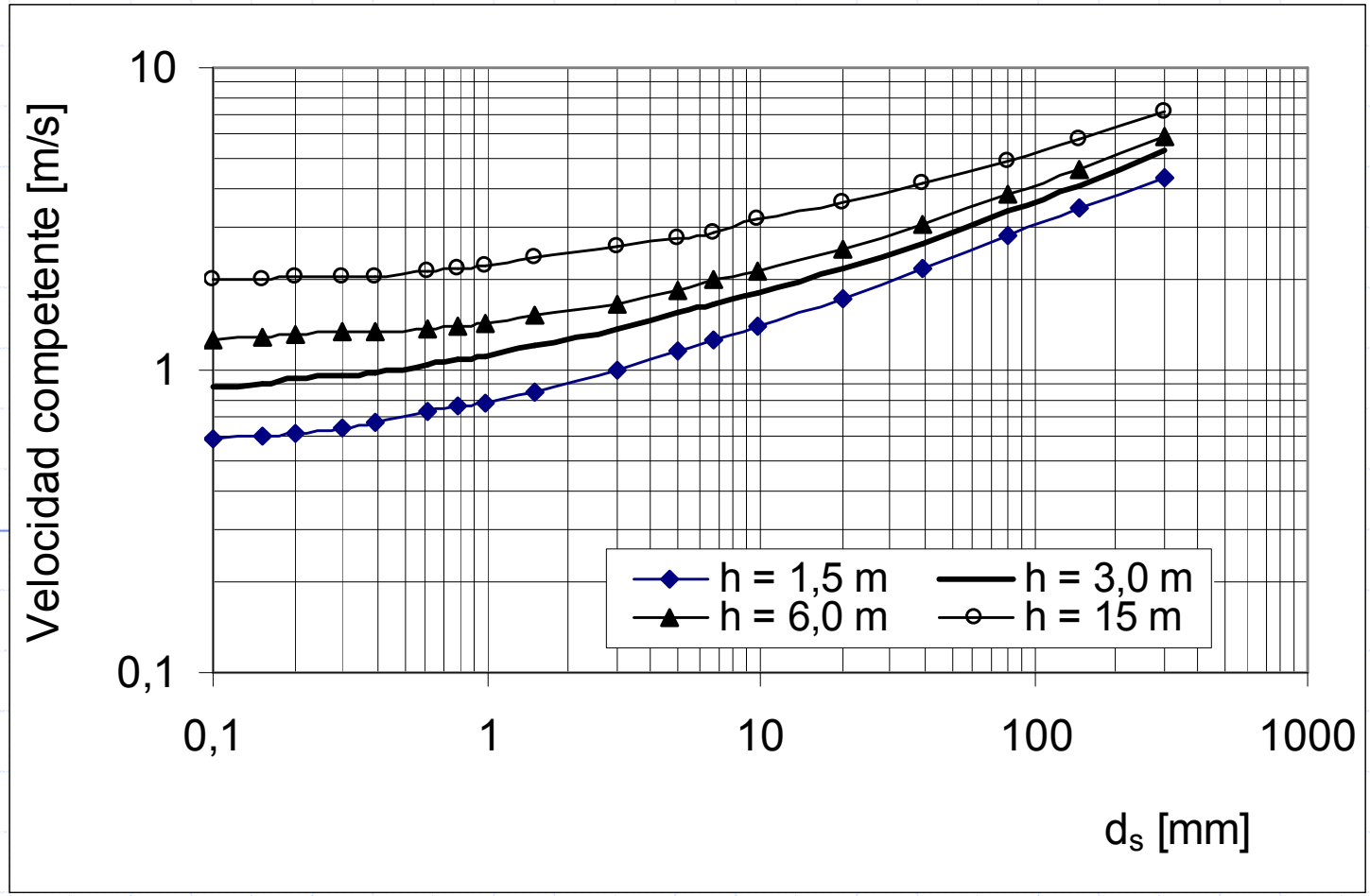
Procedimiento de Cálculo.

- Se determina la velocidad media (v) y profundidad media (h) para el caudal de diseño suponiendo que no hay erosión en la sección transversal, paralelamente se obtiene el tamaño medio del material del lecho (d_{50}). Sección compuesta se divide en subsecciones.

- La velocidad competente se determina del gráfico de Neill para material no cohesivo y de la tabla si el material es cohesivo.

- Si v > velocidad competente => Existe socavación generalizada. (lecho de granulometría extendida se recomienda usar d_{80} para tomar en cuenta el acorazamiento)

- La socavación general se determina por aproximaciones sucesivas, adoptando una forma sección (o subsecciónes) transversal, tal que **v = velocidad competente.**



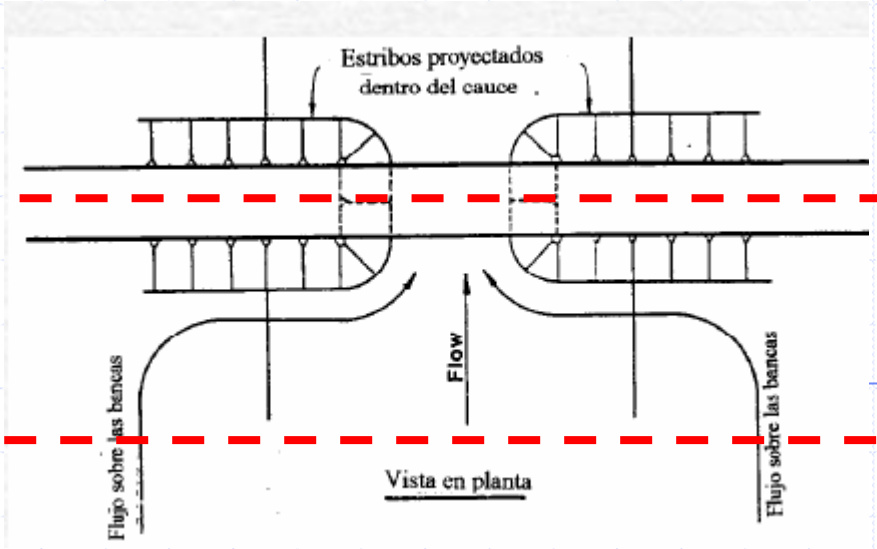
Material No Cohesivo

$\bar{h}$ [m]	Material fácilmente erosionable. [m/s]	Material medio. [m/s]	Material muy resistente. [m/s]
1,50	0,60	1,00	1,80
3,00	0,65	1,20	2,00
6,00	0,70	1,30	2,30
15,0	0,80	1,50	2,60

Material Cohesivo

Cálculo de la Socavación por contracción

Se produce por la contracción inducida por la existencia de bancos de sedimentos, bancos de hielo o ubicación de un puente u otra estructura hidráulica que reduzca el ancho natural de un cauce. **Se debe agregar a la socavación general**



Secc. 0 (sin contracción)
Secc. 2 (contraída)

Secc. 1 (aguas arriba)

Cálculo de la Socavación por contracción

En condición de "lecho vivo". Modelo de Laursen (1962)

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^{k_2}$$

$y_s = y_2 - y_0$ = (average scour depth, m, ft)

V_* / w	k_1	k_2	Mode of Bed Material Transport
<0.50	0.59	0.066	Mostly contact bed material
0.50–2.0	0.64	0.21	Some suspended bed material discharge
>2.0	0.69	0.37	Mostly suspended bed material discharge

y_1 = average depth in the upstream main channel, m, ft;
y_2 = average depth in the contracted section, m, ft;
y_0 = average depth in the contracted section before contraction scour, m, ft;
W_1 = bottom width of the upstream main channel, m, ft;
W_2 = bottom width of main channel in the contracted section, m, ft;
Q_1 = flow in the upstream channel transporting sediment, m^3 s, cms, cfs;
Q_2 = flow in the contracted channel, m^3/s, cfs (often this is equal to the total discharge unless the total flood flow is reduced by relief bridges or water overtopping the approach roadway);
n_2 = Mannings n for contracted section;
n_1 = Mannings n for upstream main channel;
k_1, k_2 = exponents determined depending on the mode of bed material transport;
V_* = $(gy_1S_1)^{1/2}$ shear velocity in the upstream section, m/s, ft/s;
ω = median fall velocity of the bed material based on the D_{50} (see Fig. 10-2);
g = acceleration of gravity (9.81 m/s^2, 32.2 ft/s^2);
S_1 = slope of energy grade line of main channel, m/m, ft/ft;
D_{50} = median diameter of the bed material, m, ft.

Cálculo de la Socavación por contracción

En condición de "aguas claras".
Modelo Laursen-Richardson-Davis (2002)

$$\tau_{o*} = \tau_{c*}$$

$$\tau_0 = \gamma y S_f = \frac{\rho g V^2 n^2}{y^{1/3}} \qquad \tau_c = K_s (\rho_s - \rho) g D$$

(Laursen recomienda Usar Ks=τ_{*c}=0,039)

$$\frac{\rho g n^2 V^2}{y^{1/3}} = K_s (\rho_s - \rho) g D$$

$$y = \left[\frac{n^2 V^2}{K_s (S_s - 1) D}\right]^3 = \left[\frac{n^2 Q^2}{K_s (S_s - 1) D W^2}\right]^{3/7}$$

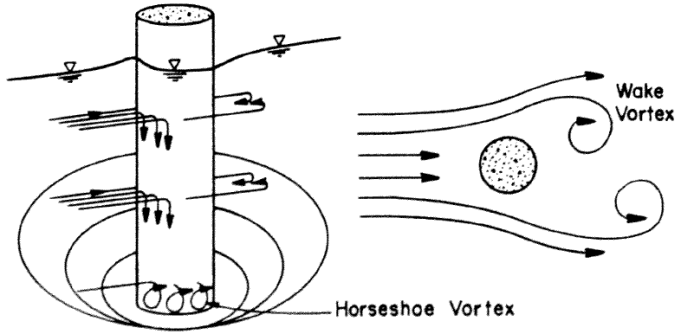
$$y = \left[\frac{0.025 Q^2}{D_m^{2/3} W^2}\right]^{3/7}$$

$$n = 0.04\, Dm^{1/6}$$

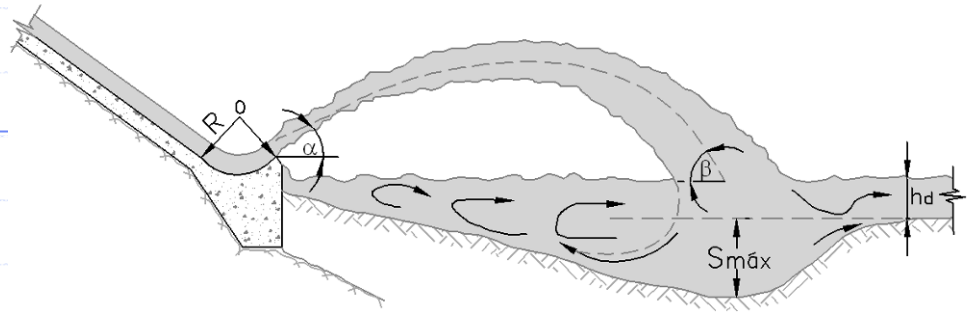
$$y_s = y - y_0 \text{ (average scour depth)}$$

SOCAVACIÓN LOCAL

Producida por la existencia de una obra hidráulica en un cauce fluvial no revestido, como por ej. Pilas, estribos, a la salida de radieres de hormigón, saltos de esquí, etc.



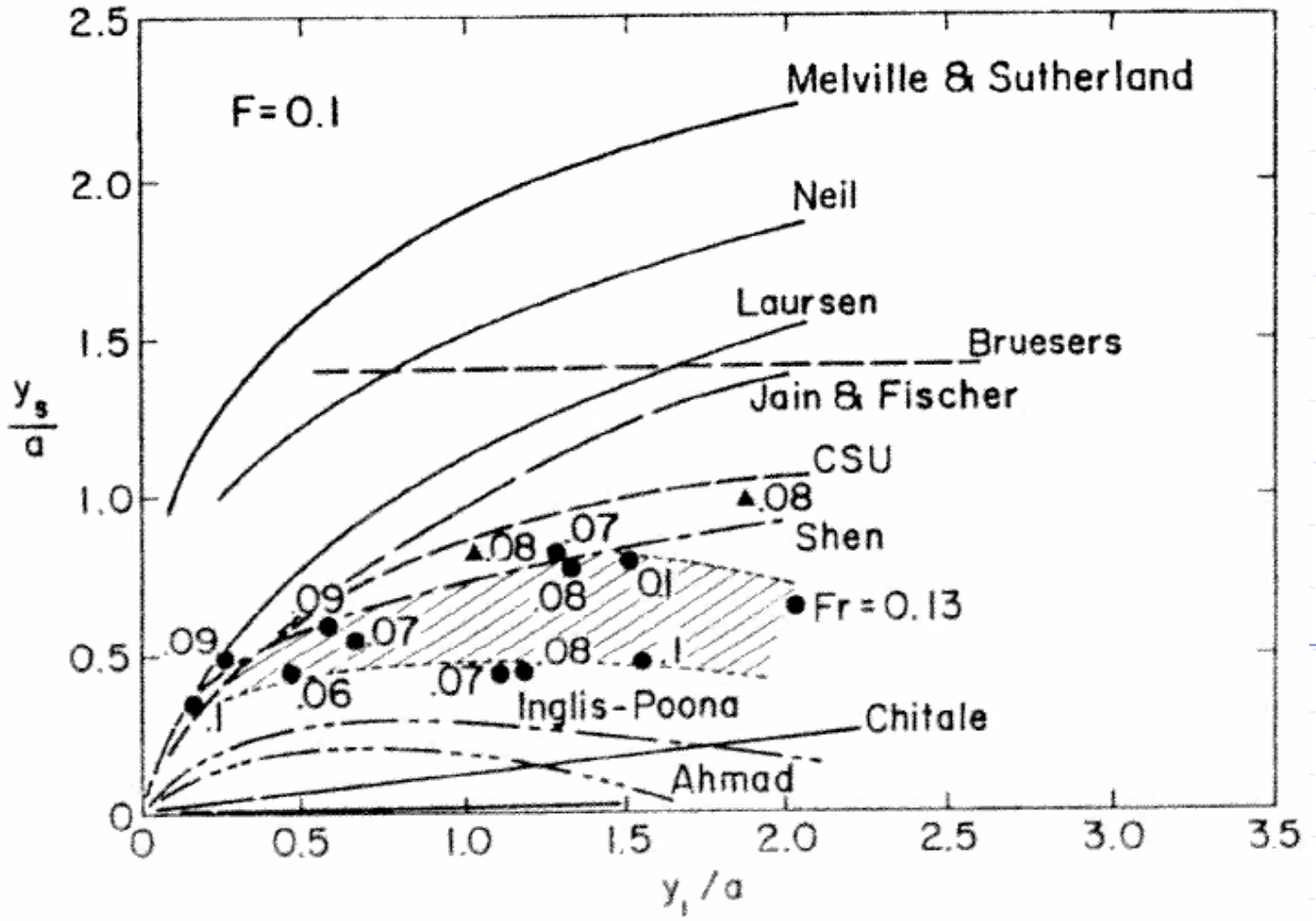
Bocatoma Laja Sur.



Factores que influyen en la socavación local de pilas: Forma de la pila, condiciones del flujo (h,v) aguas arriba, granulometría del material del lecho, Ángulo de ataque, etc.

Socavación Local en Pilas

Desde 1940 muchos autores han efectuado estudios de socavación, fundamentalmente en lechos de arena.



SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS

Método HEC 18

Método de la Federal Highway Administration (2001)

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0\,K_1\,K_2\,K_3\,K_4\,K_w\left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} \mathrm{F}_1^{0.43}$$

$$\frac{y_s}{a} = 2.0\,K_1\,K_2\,K_3\,K_4\,K_w\left(\frac{y_1}{a}\right)^{0.35} \mathrm{F}_1^{0.43}$$

$$y_s \le 2.4\,a \qquad \mathrm{F} < 0.8$$

$$y_s \le 3.0\,a \qquad \mathrm{F} > 0.8$$

y_s = scour depth, m, ft;
y_1 = flow depth directly upstream of the pier, m, ft;
K_1 = correction factor for pier nose shape from Fig. 10-7 and Table 10-1;
K_2 = correction factor for angle of attack of flow from Eq. (10-15) or Table 10-2;
K_3 = correction factor for bed condition from Table 10-3;
K_4 = correction factor for size of bed material;
K_w = correction factor for very wide, piers;
a = pier width, m, ft;
L = length of pier, m, ft;
F_1 = Froude number = $V_1 / (gy_1)^{1/2}$;
V_1 = mean velocity of flow directly upstream of the pier, m/s, ft/s.

K_1

Factor de Corrección por forma de la Pila

Table 10-1 Correction Factor K_1 for Pier Nose Shape

Shape of pier nose	K_1
(a) Square nose	1.1
(b) Round nose	1.0
(c) Circular cylinder	1.0
(d) Sharp nose	0.9
(e) Group of cylinders	1.0

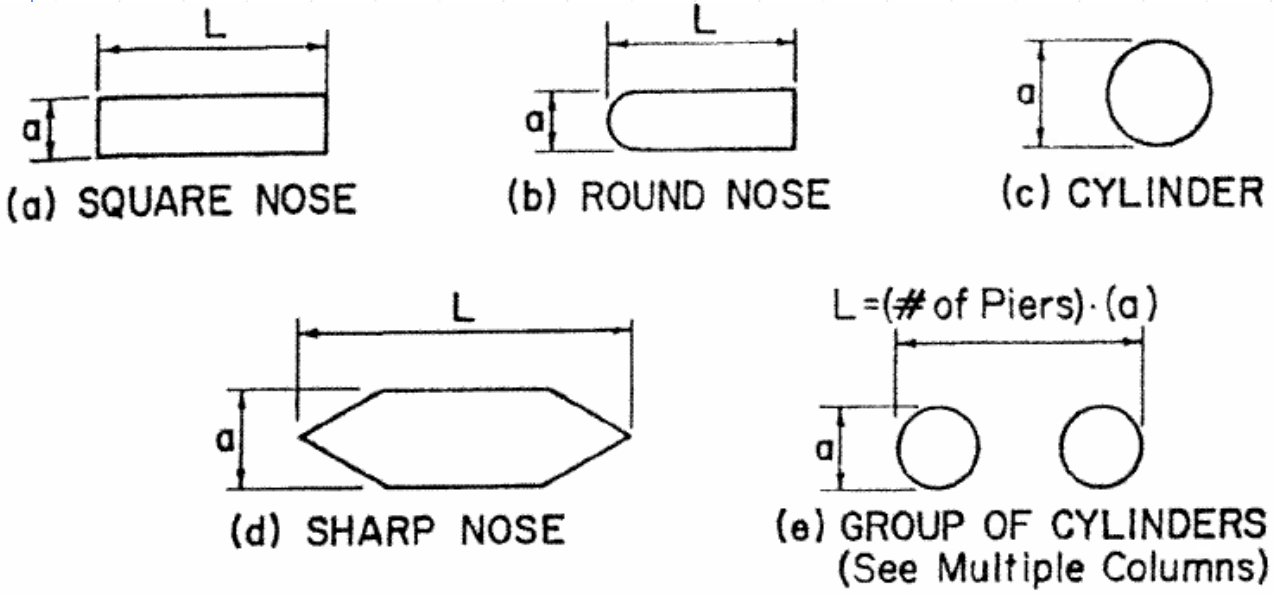


Fig 10-7. Common pier shapes (Richardson, and Davis 2001).

K_2

Factor de corrección por ángulo de ataque

Table 10-2 Correction for Angle of Attack θ of the Flow

Angle	$L/a=4$	$L/a=8$	$L/a=12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.75	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Note: = Angle = skew angle of flow; L = length of pier, m, ft.

$$K_2 = (\mathrm{Cos}\,\theta + L/a\ \mathrm{Sin}\,\theta)^{0.65}$$

K_3

Factor de corrección por cond. movimiento)

Table 10-3 Increase in Equilibrium Pier Scour Depths (K_3) for Bed Condition

Bed condition	Dune height, m	K_3
Clear-water scour	N/A	1.1
Plane bed and antidune flow	N/A	1.1
Small dunes	$3 > H < 0.6$	1.1
Medium dunes	$9 > H > 3$	1.1 to 1.2
Large dunes	$H > 9$	1.3

$$K_4 = 1 \text{ if } D_{50} < 2 \text{ mm or } D_{95} < 20 \text{ mm}$$

$$K_4 = 0.4(K_5)^{0.15} \text{ if}$$

$$D_{50} \geq 2 \text{ mm and } D_{95} \geq 20 \text{ mm}$$

K_4

(tamaño del material del lecho)

$$K_5 = \frac{V_1 - V_{icD_{50}}}{V_{cD_{50}} - V_{icD_{95}}} > 0$$

$V_{ic\ Dx}$ = Velocidad critica para erosión incipiente for sedimento de tamaño D_x

$$V_{icD_x} = 0.645\left(\frac{D_x}{a}\right)^{0.053} V_{cD_x}$$

$V_{ic\ Dx}$ = Velocidad critica movimiento incipiente para sedimento de tamaño D_x

$$V_{cDx} = Ku\, y_1^{1/6} D_x^{1/3}$$

Ku = 6,19 (SI)

K_w

(factor de corrección por pilas muy anchas)

Se usa Kw, si:

-Altura de flujo / ancho pila < 0,8

-Ancho pila / D_{medio} > 50 y

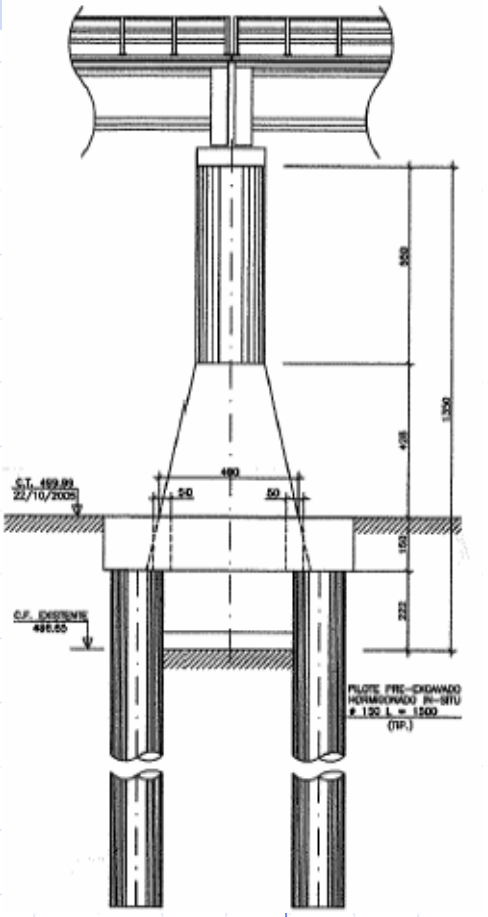
- Número de Froude < 1

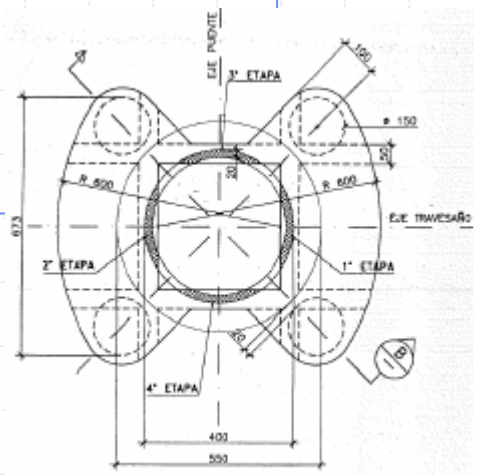
$$K_w = 2.58\,(y/a)^{0.34}\,F^{0.65} \quad \text{for} \quad V/V_c < 1$$

$$K_w = 1.0\,(y/a)^{0.13}\,F^{0.25} \quad \text{for} \quad V/V_c \geq 1$$

¿Qué pasa con pilas complejas?

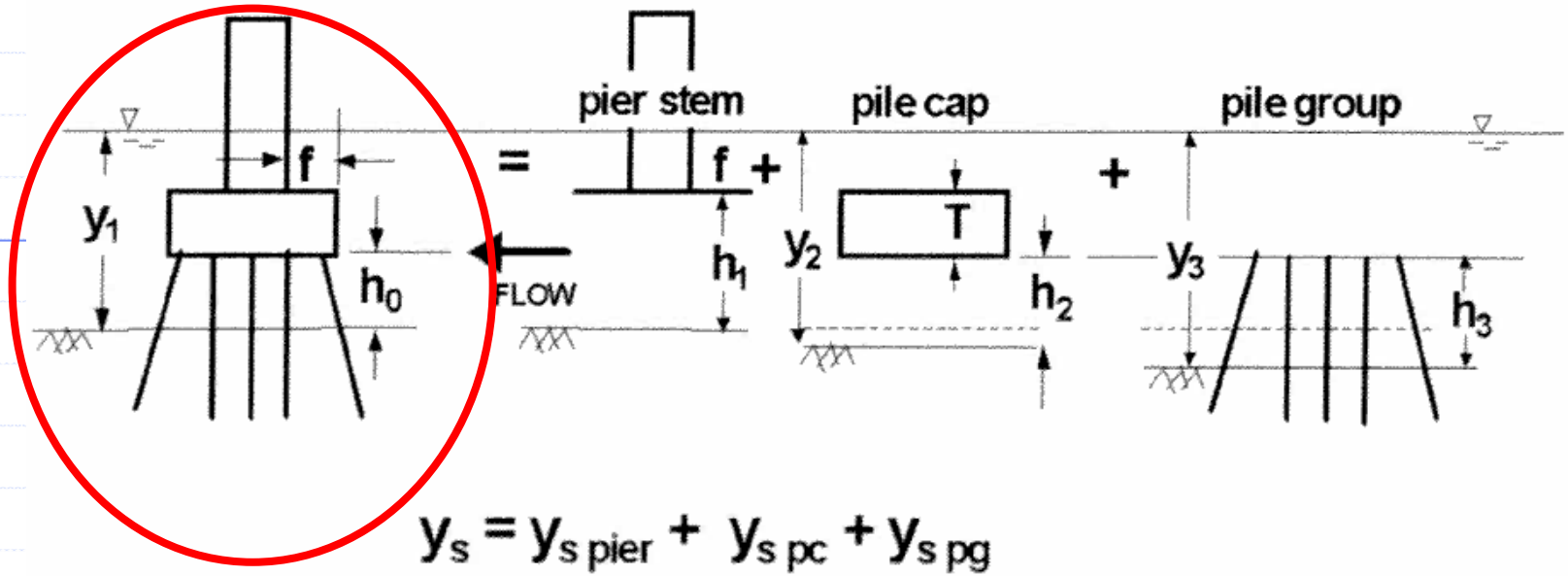
Puente 5S-Río Maipo





PLANTA

Pilas complejas => aislar y luego superponer efectos.



$$y_s = y_{s\,pier} + y_{s\,pc} + y_{s\,pg}$$

ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 110

Sedimentation Engineering

Edited by Marcelo H. García, Ph.D., P.Eng.

Prepared by
the ASCE Task Committee to Expand and Update Manual 54
of the Sedimentation Committee of
the Environmental and Water Resources Institute

Socavación local en Pilas
Método de Melville (1997)

Incorpora el concepto del acorazamiento ("armoring").

$$y_s = K_1 K_2 K_{ya} K_i K_D$$

y_s, K_1, K_2 : *Socavación, factor forma, factor ángulo ataque, Ídem HEC*18

K_{ya} = flow depth-pier size expression

$$K_{ya} = 2.4a, \text{ if } y/a < 0.7$$

$$K_{ya} = 2\sqrt{y_1 a}, \; 0.7 < \frac{a}{y_1} < 5$$

$$K_{ya} = 4.5 y_1, \; \frac{a}{y_1} > 5$$

K_D = sediment size factor

$$K_D = 1.0, \quad \text{if } a/D_{50} > 25$$

$$K_D = 0.57 \log\left(2.24\, a/D_{50}\right), \quad \text{if } a/D_{50} \leq 25$$

K_i = flow intensity factor

$$K_i = \frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c}, \quad \text{if} \quad \frac{V_1 (V_a - V_c)}{V_c} < 1$$

$$K_i = 1, \quad \text{if} \quad \frac{V_1 - (V_a - V_c)}{V_c} \geq 1$$

V_1 = mean approach velocity, m/s;
V_a = mean approach velocity at the armor peak = 0.8 V_{ca}, m/s;
V_c = critical velocity at beginning of motion, m/s.

V_{ca} = maximum mean approach velocity for armoring of the channel bed to occur, m/s.

V_{*c} = critical shear velocity for the D_{50} defined by the Shield's relation, m/s;
V_{*ca} = critical shear velocity for the D_{50a} defined by the Shield's relation, m/s;
D_{50a} = median armor size, m, where $D_{50a} = D_{max}/1.8$;
D_{max} = maximum bed material size, m.

$$\frac{V_c}{V_{*c}} = 57.5 \log\left(5.53 \frac{y_1}{D_{50}}\right)$$

SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

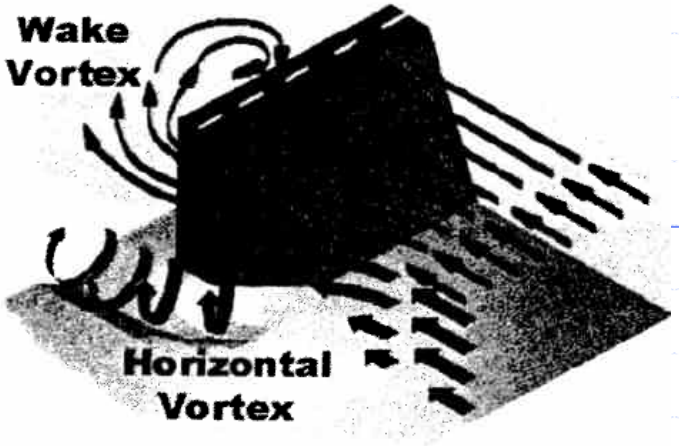


Fig. 10-4. Schematic representation of scour at an abutment.

Socavación en Estribos

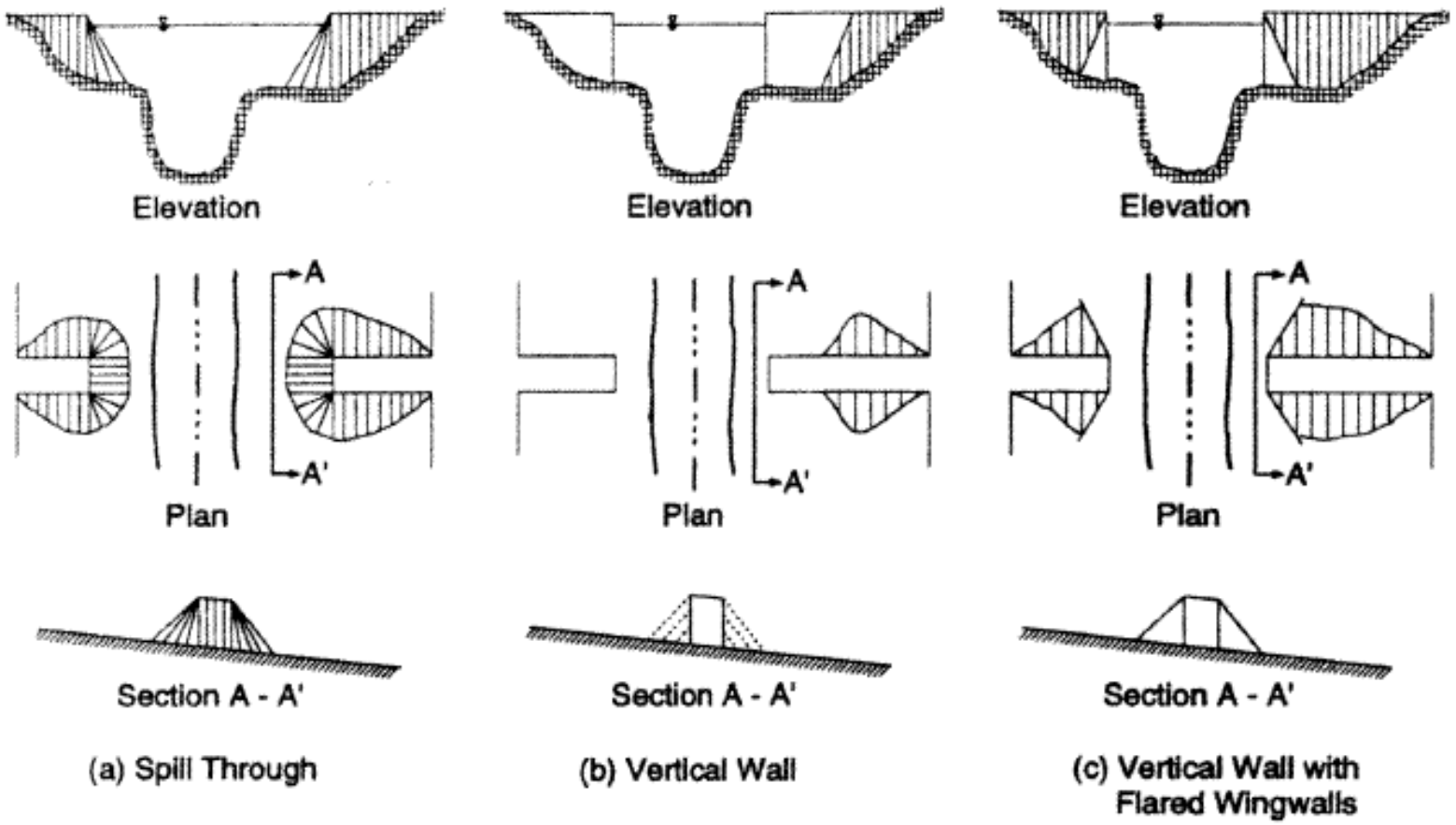


Fig. 10-18. Abutment shape.

Modelo Chang-Davis (2001): Lecho Vivo

y_{2a} = total flow depth in the abutment scour hole after scour has occurred, measured from the water surface to the bottom of the scour hole, m (ft);

y_1 = approach flow depth, m (ft);

q_1 = flow rate per unit width in the approach section, $m^3/s/m$ ($ft^3/s/ft$);

q_2 = flow rate per unit width in contracted section, $m^3/s/m$ ($ft^3/s/ft$) (determination of q_1 and q_2 is explained in a section);

$k_v = 0.8\,(q_1 / q_2)^{1.5} + 1$;

$k_f = 0.1 + 4.5\,F_1$ for clear-water scour;

$k_f = 0.35 + 3.2\,F_1$ for live-bed scour.

$$K_2 = 0.11\,(\tau_c / \tau_1 + 0.4)^{2.2} + 0.623$$

τ_c = critical shear stress of soil, N/m^2 (lb/ft^2);

τ_1 = shear stress at approach section, Section 1, N/m^2 (lb/ft^2), $\tau_1 < \tau_c$. The value of K_2 varies from 0.637 to 0.857. $\tau_c \geq \tau_1$, select a value of K_2 equal to 0.857.

$$\frac{y_{2a}}{y_1} = k_f \left(\frac{k_v\, q_2}{q_1} \right)^{K_2}$$

Modelo Chang-Davis (2001): Aguas Claras

$$y_{2a} \approx K_t \cdot K_v^{0,857} \cdot y_{2c}$$

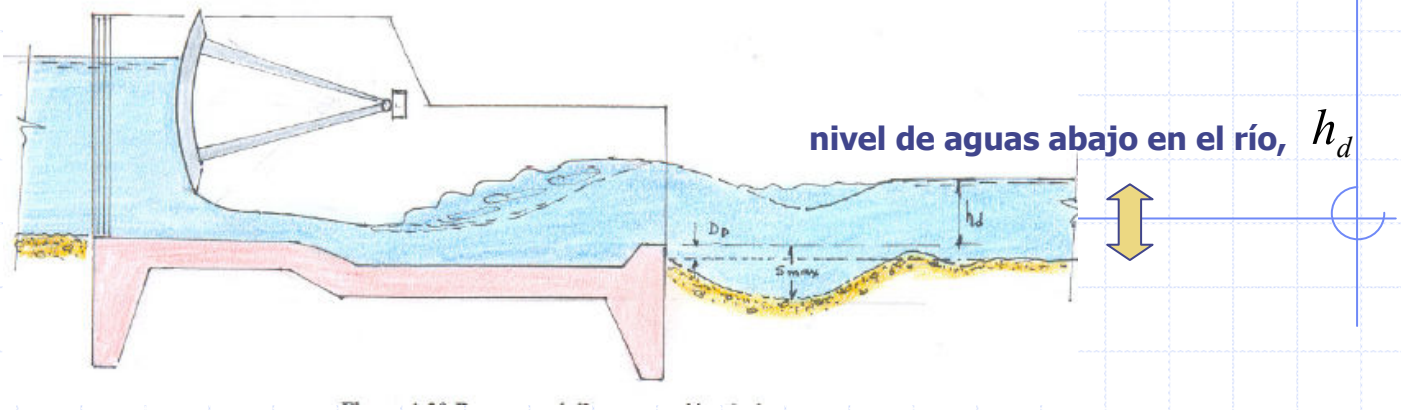
K_t y K_v se calcula de igual forma que para el caso de lecho vivo

y_{2c} = clear-water contraction scour depth in the channel or on the floodplain (beyond the abutment scour hole) at critical velocity $y_{2c} = q_2 / V_c$, m (ft) (Eq. 10-11) or similar equations can be used to compute V_c.

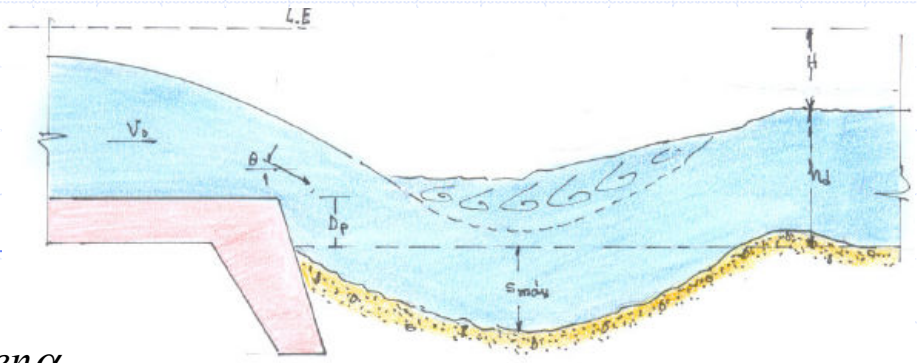
Socavación Local
Al pie de un Umbral

Los umbrales son obras hidráulicas frecuentes que atraviesan un río de lado a lado, con distintos objetivos como son: barrera móvil, vertedero fijo para elevar el nivel y así poder captar en los canales que utilizan el agua del río, sifón que cruza de un lado a otro del río...etc.

Estos umbrales sirven de fundación y dan apoyo a las estructuras superiores.



Socavación Local
Al pie de un umbral
Bormann y Julien (1991).



$$\frac{s_{\max.}+D_p}{h_0}=0{,}61\times\left(\frac{v_0^2}{gh_0}\right)^{0{,}8}\times\left(\frac{h_0}{d_{90}}\right)^{0{,}4}\times\frac{sen\alpha}{[sen(25°+\alpha)]^{0{,}8}}$$

D_p = caída entre el umbral y el lecho de aguas abajo.

α = ángulo que forma la lámina vertiente con la horizontal en el fondo.

α_b = ángulo que forma el paramento de la estructura con la horizontal.

q = caudal unitario.

v_0 = velocidad horizontal del chorro sobre el umbral.

h_0 = altura del escurrimiento sobre el umbral de salida. ($h_0=\frac{q}{v_0}$)

d_{90} = Tamaño del material fluvial más grueso. El 90% del material es más fino.

L_s = Distancia desde el extremo del umbral hasta la máxima socavación.

$$\alpha=0{,}32sen\alpha_b+0{,}15\log_n(1+\frac{D_p}{h_0})+0{,}13\log_n(\frac{h_d}{h_0})-0{,}05\log_n\left[\frac{v_0}{\sqrt{gh_0}}\right]$$

En el caso de un chorro que incide directamente sobre la superficie libre de aguas abajo, con un ángulo, puede adoptarse: $\alpha = \alpha_0$

Schoklitsch (1932).

$$s_{\max.} + h_d = 4{,}75 \times q^{0{,}57} \times \frac{H^{0{,}2}}{d_{90}^{0{,}32}}$$

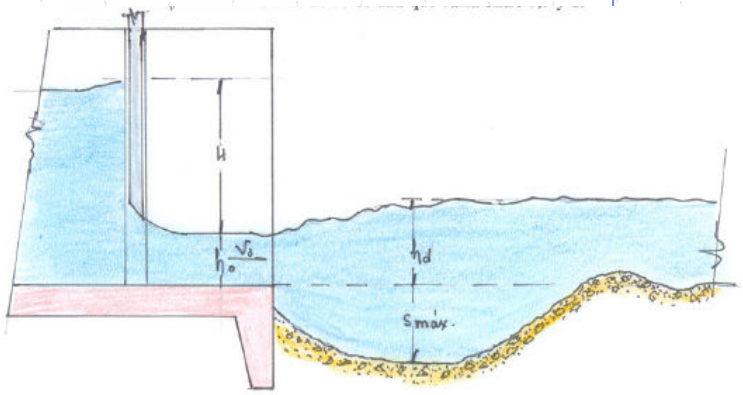
d_{90} debe expresarse en [mm].

C_v

Ivanissevich.(1980)

$$\frac{s_{\max.}}{h_0} = 1{,}04 \times C_v^{3/2} \times \left(\frac{H}{h_0}\right)^{0{,}75} \times \left(\frac{h_0}{d_{90}}\right)^{0{,}5}$$

$$v = C_v \times \sqrt{2gH}$$

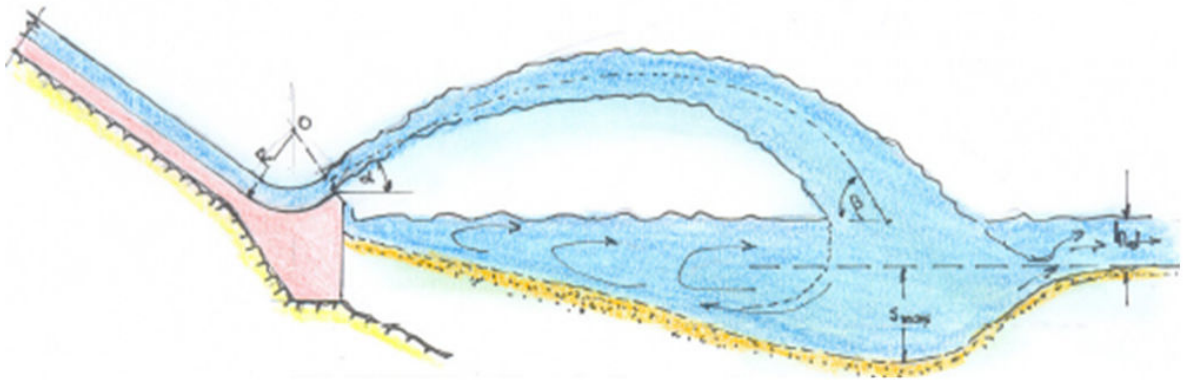


C_v es un coeficiente de velocidad que varía entre 0,9 y 1.

Socavación Local
Aguas abajo de un Salto de Esquí

El chorro describe una trayectoria parabólica en la atmósfera con algún grado de disipación de energía por fricción con el aire y entra impactando a la masa de agua con un cierto ángulo

"H", es igual a la diferencia entre el Bernoullí del chorro en su despegue del vertedero y el nivel de la masa de agua a la que impacta el chorro



Veronese (1937).

$$s_{\max.} + h_d = 3{,}68 \times H^{0{,}225} \times \frac{q^{0{,}54}}{d_m^{0{,}42}}$$

d_m : diámetro medio, *en mm*

$$s_{máx.} + h_d = 1{,}90 \times H^{0{,}225} \times q^{0{,}54}$$

$$d_m < 5mm$$

Colemann.

$$s_{máx.} + h_d = 1{,}90 \times H^{0{,}225} \times q^{0{,}54} \times sen\beta$$

El ángulo β se forma por el chorro con la horizontal en el punto de impacto con la masa de agua.

Wu (1973).

$$s_{máx.} + h_d = 1{,}18 \times H^{0{,}235} \times q^{0{,}51}$$

Rango Validez

$$25 \le q \le 113{,}6 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$31 \le H \le 180 \text{ m}$$

$$19 \le s_{máx.} \le 43 \text{ m}$$

Referencias Bibliográficas

1. American Society of Civil Enginneering. Sedimentation Engineering. ASCE Manual and Reports on Engineering Practice N° 110. Edit. Marcelo Garcia. 2007.

2. H.N. Breusers y A.J . Raudkivi.IAHR. Scouring. Hydraulic Structures Design Manual. 1983.

3. Hoffmans. G y Verheij. Scour Manual. Ed. Balkema. 1997. Neill (Guide to Bridge Hydraulics (1973).

4. Mery, H. Hidráulica aplicada al diseño de obras. 2008.