

## CAPITULO 3

## CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES

<b>3</b>	<b>CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES .....</b>	<b>3.1</b>
<b>3.1</b>	<b>Cálculo de la forma de socavación.....</b>	<b>3.5</b>
<b>3.2</b>	<b>Cálculo de la socavación general por contracción .....</b>	<b>3.7</b>
3.2.1	Método de Lischtvan-Levediev .....	3.7
3.2.2	Método de Straub .....	3.12
3.2.3	Método de Laursen .....	3.12
<b>3.3</b>	<b>Cálculo de la socavación local en pilas.....</b>	<b>3.16</b>
3.3.1	Método de Laursen y Toch (1953, 1956) .....	3.17
3.3.2	Método de Larras (1963) .....	3.21
3.3.3	Método de Arunachalam (1965, 1967).....	3.24
3.3.4	Método de Carsten (1966).....	3.24
3.3.5	Método de Maza-Sánchez (1968).....	3.24
3.3.6	Breusers, Nicollet y Shen (1977).....	3.29
3.3.7	Método de Melville y Sutherland .....	3.30
3.3.8	Método de Froehlich (1991).....	3.35
3.3.9	Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU).....	3.36
<b>3.4</b>	<b>Socavación cuando el puente está actuando bajo presión .....</b>	<b>3.39</b>
<b>3.5</b>	<b>Factor de corrección para la socavación en pilas de gran ancho.....</b>	<b>3.39</b>
<b>3.6</b>	<b>Efecto del tipo y localización de la cimentación sobre la socavación local en pilas.....</b>	<b>3.40</b>
3.6.1	Uso del componente que domina en el conjunto pila/cimentación.....	3.42
3.6.2	Socavación para fundaciones complejas de pilas .....	3.43
3.6.2.1	Introducción.....	3.43
3.6.2.2	Método de análisis basado en la superposición de los componentes de socavación ...	3.45
3.6.2.3	Determinación del componente de socavación debido a la pila .....	3.46
3.6.2.4	Determinación del componente de socavación debido a la placa de cimentación (losa de fundación).....	3.47
3.6.3	Determinación del componente de socavación debido al grupo de pilotes.....	3.52
3.6.4	Determinación de la socavación total para una pila compleja.....	3.57
<b>3.7</b>	<b>Efecto sobre la socavación de grupos de pilotes expuestos.....</b>	<b>3.57</b>
<b>3.8</b>	<b>Efecto de la acumulación de basura en las pilas .....</b>	<b>3.59</b>
<b>3.9</b>	<b>Efecto del tiempo de duración de la creciente .....</b>	<b>3.60</b>
<b>3.10</b>	<b>Efecto del espaciamiento entre las pilas.....</b>	<b>3.60</b>
<b>3.11</b>	<b>Tamaño del hueco de socavación local en las pilas .....</b>	<b>3.60</b>
<b>3.12</b>	<b>Cálculo de la socavación local en estribos.....</b>	<b>3.61</b>
3.12.1	Método de Liu, Chang y Skinner.....	3.64
3.12.2	Método de Artamonov .....	3.65
3.12.3	Método de Laursen .....	3.66
3.12.4	Método de Froehlich.....	3.68
3.12.5	Método de Melville .....	3.70
3.12.6	Método HIRE .....	3.74
<b>3.13</b>	<b>Efecto del flujo en las sobrecargas sobre la socavación en estribos que se proyectan hasta el cauce principal .....</b>	<b>3.74</b>
<b>3.14</b>	<b>Efecto de estribos alejados del cauce principal y de puentes de alivio.....</b>	<b>3.75</b>
<b>3.15</b>	<b>Efecto de estribos que llegan al borde del cauce principal.....</b>	<b>3.76</b>
<b>3.16</b>	<b>Comentarios sobre los métodos de cálculo de la profundidad de socavación local.....</b>	<b>3.77</b>

**INDICE DE FIGURAS**

Figura 3.1 Nomenclatura típica para el cálculo de la socavación. .... 3.4

Figura 3.1 d Sección transversal del cauce..... 3.5

Figura 3.2 Zonas de la sección transversal del cauce..... 3.6

Figura 3.2.a. Velocidad de caída ( $w$ ) para partículas de arena. HEC-18. 1993..... 3.15

Figura 3.3 Comparación de ecuaciones para el cálculo de socavación local con socavaciones medidas en el campo según Jones. HEC-18. 1993..... 3.17

Figura 3.4 Coeficiente  $K_f$ . Método de Laursen y Toch. Adaptada de Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992). .... 3.19

Figura 3.5 Coeficiente  $K_g$ . Método de Laursen y Toch. Adaptada de Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992). .... 3.19

Figura 3.6 Coeficientes  $K_\phi$ . Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen y Melville y Sutherland. Adaptada de Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992)..... 3.20

Figura 3.7 Formas usuales de pilas. Método de Larras. Higuera C. y Pérez G., 1989..... 3.23

Figura 3.8 Cálculo de la socavación local para una pila rectangular. Adaptada de Maza Alvarez, J. A. (1987). .... 3.26

Figura 3.9 Cálculo de la socavación local para una pila circular. Adaptada de Maza Alvarez, J. A. (1987). 3.27

Figura 3.10 Cálculo de la socavación local para una pila elongada. Adaptada de Maza Alvarez, J. A. (1987). .... 3.28

Figura 3.11.a Diagrama de flujo para determinar la profundidad de socavación local. Melville, B. W., 1988. .... 3.32

Figura 3.11.b. Diagrama de flujo para determinar la velocidad límite de acorazamiento  $V_a$ . Melville, B. W., 1988. .... 3.33

Figura 3.11.c. Curva de Shields para movimiento incipiente de sedimentos. .... 3.34

Figura 3.12 Formas típicas de pilas. HEC-18. 1993..... 3.37

Figura 3.12.a Tope de la cimentación está por encima del lecho del río..... 3.41

Figura 3.12.b Tope de la cimentación se encuentra por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación. .... 3.41

Figura 3.12.c. Tope de la cimentación está por debajo del hueco de socavación. .... 3.42

Figura 3.13 Efecto de la cimentación expuesta al flujo. HEC-18. 1995. .... 3.43

Figura 3.14 Definición de los componentes de socavación para pilas complejas. HEC-18. (2001). .... 3.45

Figura 3.15 Razón de socavación de la pila suspendida. HEC-18. (2001)..... 3.47

<i>PARTE IV. SOCAVACIÓN EN PUENTES</i>	3.iii
Figura 3.16 Ancho equivalente de la placa de cimentación. HEC-18. (2001). .....	3.48
Figura 3.17 Esquema de la velocidad y profundidad del flujo frente a la placa de cimentación expuesta. HEC-18. (2001). .....	3.51
Figura 3.18 Ancho proyectado de las pilas, para el caso especial cuando los pilotes se encuentran alineados con el flujo. HEC-18. (2001). .....	3.53
Figura 3.19 Ancho proyectado de las pilas para el caso general de las pilas sesgadas con respecto a la dirección del flujo. HEC-18. (2001). .....	3.54
Figura 3.20 Factor de espaciamiento de pila. HEC-18. (2001). .....	3.55
Figura 3.21 Factor de ajuste por el número de filas de pilotes alineadas. HEC-18. (2001). .....	3.55
Figura 3.22 Factor de ajuste por la altura del grupo de pilotes. HEC-18. (2001). .....	3.56
Figura 3.23 Grupo de pilotes. HEC-18. 1995. ....	3.58
Figura 3.24 Cabezal en contacto con el lecho, en el flujo y en la superficie del agua. ....	3.58
Figura 3.25 Múltiples columnas sesgadas al flujo. HEC-18. 1995. ....	3.59
Figura 3.26 Ancho superior del hueco de socavación. ....	3.61
Figura 3.27 Algunos casos de obstrucción de estribos. ....	3.63
Figura 3.28 Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993. ....	3.64
Figura 3.29 Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992). ....	3.65
Figura 3.30 Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993. ....	3.69
Figura 3.31 Factor de corrección $K\theta$ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993. ....	3.69
Figura 3.32 Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo $K\theta$ . Melville, W. B., 1992. ....	3.72
Figura 3.33 Estribo localizado en el cauce principal con influencia de flujo en las sobrecanecas. HEC-18. 1993. ....	3.74
Figura 3.34 Estribos alejados del cauce principal y con puentes de alivio. HEC-18, 1993. ....	3.75
Figura 3.35 Estribos situados al borde del cauce principal. HEC-18, 1993. ....	3.77

### INDICE DE TABLAS

Tabla 3.1 Factor de corrección por contracción del cauce $\mu$ . (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).	3.10
Tabla 3.2 Valores del coeficiente $k_1$ . HEC-18. 1993.	3.14
Tabla 3.3 Factor de corrección $K_f$ por forma de la pila.	3.22
Tabla 3.4 Factor de corrección $K_\phi$ por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.	3.23
Tabla 3.5 Factor de corrección $f_c$ Método de Maza-Sánchez.	3.25
Tabla 3.6 Valor de $D_{máximo}$ . Melville, B. W., 1988.	3.35
Tabla 3.7 Factor de corrección $K_f$ .	3.36
Tabla 3.8 Factor de corrección por la forma de la pila $K_f$ Método CSU. HEC-18. 1993.	3.37
Tabla 3.9 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo $K_\phi$ . Método CSU. HEC-18. 1993.	3.37
Tabla 3.10 Factor de corrección por la forma del lecho $K_c$ . Método CSU. HEC-18. 1993.	3.38
Tabla 3.11 Criterios para adoptar $K_a$ (HEC-18, 2001).	3.38
Tabla 3.12 Coeficiente de corrección $K_\theta$ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).	3.66
Tabla 3.13 Coeficiente de corrección $K_Q$ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).	3.66
Tabla 3.14 Coeficiente de corrección $K_m$ . Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).	3.66
Tabla 3.15 Coeficiente por la forma del estribo $K_f$ . Método de Froehlich. HEC-18. 1993.	3.68
Tabla 3.16 Valores del factor de corrección $K_f$ . Melville, W. B., 1992.	3.72

### 3 CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN PUENTES

El cálculo de la profundidad de socavación en un puente ha inquietado a los diseñadores por mucho tiempo y ha atraído considerable interés por la investigación en este campo. El enfoque dado al cálculo de las máximas profundidades de socavación en la actualidad, parte de suponer que ésta depende de variables que caracterizan al flujo, al material del lecho en el cauce y a la geometría del puente, para terminar con una ecuación empírica de tipo determinístico.

La determinación de la socavación a largo plazo y por migración lateral de la corriente se basa mas en análisis cualitativo y en la aplicación de conceptos de mecánica de ríos que en el uso de fórmulas empíricas. Por otro lado, existen muchas ecuaciones para calcular la profundidad de socavación en pilas, pero, solo hay algunas aplicables para el caso de estribos y la socavación general por contracción u otras causas. Sin embargo, no existe una obvia similitud entre las ecuaciones, ni en su apariencia ni en sus resultados, y además, se tiene poca verificación de su aplicabilidad con información de campo.

Hay mucha incertidumbre sobre el uso de las ecuaciones y sobre cuál representa mejor las condiciones reales del río y del puente. Esto hace difícil establecer una sola ecuación que sea lo suficientemente precisa y segura para estimar las profundidades de socavación debido al alto grado de incertidumbre existente y a las muchas variables involucradas en el problema como son: flujo no permanente, caudal de diseño, geometría de las estructuras, turbulencia, tamaño y distribución del sedimento, características hidráulicas durante crecientes, ángulo de ataque del flujo, presencia de basuras y tiempo de duración de la creciente.

Poca información existe sobre modelos teóricos para estimar la socavación. Algunos ejemplos de estos intentos son: a) Los investigadores D. Subhasish, K. B. Sujit y L. N. S. Ghandikota (1995) han tratado de desarrollar un modelo en tres dimensiones para el flujo alrededor de pilas circulares en un hueco socavado casi en equilibrio bajo condiciones de agua clara. Para ello, han estudiado experimentalmente la socavación local en pilas y además han expresado en forma teórica los componentes de velocidad para diferentes partes del flujo alrededor de la pila. Las ecuaciones por ellos deducidas satisfacen la ecuación de continuidad y se ajustan bastante bien a las mediciones experimentales con que las verificaron por lo que sus autores piensan que se podría usar para simular el flujo en prototipo. b) A. Ferdous y R. Nallamuthu, (1997), han realizado quizá el primer intento de aplicar modernas teorías de capa límite en flujo turbulento en tres dimensiones analizando los casos de pilas circulares sobre lecho liso, lecho fijo rugoso y lecho móvil rugoso permitiendo el desarrollo del hueco de socavación. Los modelos usados se comportaron mejor en las secciones alejadas de la pila pero no representan muy bien la realidad en su proximidad.

Es evidente que el flujo alrededor de una pila es muy complejo para ser analizado teóricamente y es muy variado para sacar conclusiones de unas pocas investigaciones experimentales, por lo que se requiere de más investigación en el futuro para aclarar el comportamiento del flujo en tres dimensiones alrededor de una pila bajo diferentes condiciones de frontera.

Es así como debido a la complejidad de todas las variables involucradas en la socavación no existe todavía una solución teórica válida, por lo que toca recurrir a los resultados de investigaciones experimentales de laboratorio basadas en análisis dimensional, que como se ha anotado, arrojan resultados muy dispares y en algunos casos contradictorios. Las ecuaciones disponibles hasta la fecha son envolventes a resultados obtenidos de modelos físicos de laboratorio y muchas veces las profundidades de socavación son exageradas especialmente para el caso de estribos.

El problema de determinar la socavación local en una pila está más o menos resuelto, pero, todavía no existe una solución confiable y concisa para el caso de los estribos. Los métodos para evaluarla, superponen los efectos de la socavación por contracción y la socavación local lo cual es otro factor que lleva a sobre-estimar las profundidades de socavación puesto que en la realidad, son acciones simultáneas. Las ecuaciones disponibles hasta la fecha para calcular socavaciones en las diferentes estructuras de un puente, tanto construido como por construir, dan solo un orden de magnitud para saber alrededor de qué valor va a estar la profundidad máxima de socavación real.

El programa de computador HEC-RAS Versión 3.1.1 (2003) permite realizar la hidráulica en la zona del puente y hacer cálculos de profundidades de socavación local en pilas y en estribos usando las ecuaciones recomendadas en HEC-18, 2001, (Ver Capítulo 2). Por otra parte, el programa HEC-6 Versión 4.1, es un modelo numérico en una dimensión de canales en lecho móvil y sirve para simular y predecir cambios en el perfil del lecho resultantes de procesos de sedimentación y/o degradación a lo largo de períodos moderados de tiempo, típicamente años, aunque también son posibles simulaciones para crecientes independientes. Algunas características del HEC-6 incluyen: análisis de sistemas de corrientes, dragado de cauces, correcciones con diques y uso de varios métodos para calcular tasas de transporte de sedimentos. Este programa HEC-6 podría usarse complementariamente para evaluar cambios a largo plazo en ríos en asocio con el programa HEC-RAS para los cálculos de socavación en el puente propiamente dichos.

La socavación es en resumen, la combinación de varios factores, unos a largo plazo y otros transitorios durante crecientes. Aunque la mayoría de los fallos de puentes ocurren durante las crecientes no se pueden desestimar los otros, pero en esta sección se dará énfasis al cálculo de la socavación general por contracción y a la local en pilas y en estribos. Métodos para evaluar la socavación general sin la influencia de la contracción del puente, la socavación a largo plazo y por migración lateral de la corriente se incluyen en la Parte 3. Debe aclararse que la máxima profundidad de socavación total está limitada por la presencia de un medio rocoso u otro material resistente que impedirá que progrese indefinidamente y no se llegue a los valores estimados.

**La decisión final sobre la cimentación de la estructura de un puente y/o sus medidas de protección, debe basarse no solo en los resultados que las ecuaciones arrojen, sino también, en el buen criterio, experiencia y conocimiento de las variables involucradas en el problema por parte del ingeniero evaluador.** Las ecuaciones para calcular las profundidades de socavación que se verán en las secciones siguientes están escritas en su gran mayoría en sistema métrico de unidades (SI o ST), salvo aclaración en caso contrario.

Las Figura 3.1a, 3.1b, 3.1c y 3.1d ilustran la nomenclatura a usarse para los diferentes parámetros que influyen en la socavación y su significado es el siguiente:

- $D_T$  = profundidad de socavación total
- $D_s$  = profundidad de socavación general por contracción u otras causas
- $d_s$  = profundidad de socavación local en pilas o en estribos
- $H_s$  = profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción medida desde el *NAME* hasta el fondo del cauce socavado
- $h$  = profundidad del agua antes de la socavación medida en una línea vertical desde el *NAME* hasta el fondo del cauce original
- $H_T$  = profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción y la socavación local medida desde el *NAME* hasta el fondo del cauce socavado
- NAME* = nivel de aguas máximas extraordinarias
- $a$  = ancho de la pila
- $a'$  = ancho proyectado de la pila
- $l$  = longitud de la pila
- $\phi$  = ángulo de ataque del flujo sobre la pila
- $a_c$  = ancho de la cimentación
- $l_c$  = longitud de la cimentación
- $L$  = longitud del estribo o de los terraplenes de aproximación al puente que se opone al paso del agua.
- $\theta$  = ángulo de ataque del flujo sobre el estribo
- $V$  = velocidad del flujo

$$a' = l \sin \phi + a \cos \phi \dots\dots\dots 3.1$$

La profundidad del lecho socavado es:

$$D_T = D_s + d_s \dots\dots\dots 3.2$$

$$D_s = H_s - h \dots\dots\dots 3.3$$

$$d_s = H_T - H_s \dots\dots\dots 3.4$$

$$B_e = B - na' \dots\dots\dots 3.5$$

$B_e$  = ancho efectivo del cauce descontando el ancho de las pilas si el ángulo de ataque del flujo al puente es nulo, o el ancho proyectado de las pilas en sentido normal a la corriente si el puente está sesgado

$B$  = ancho total del cauce

$n$  = número de pilas

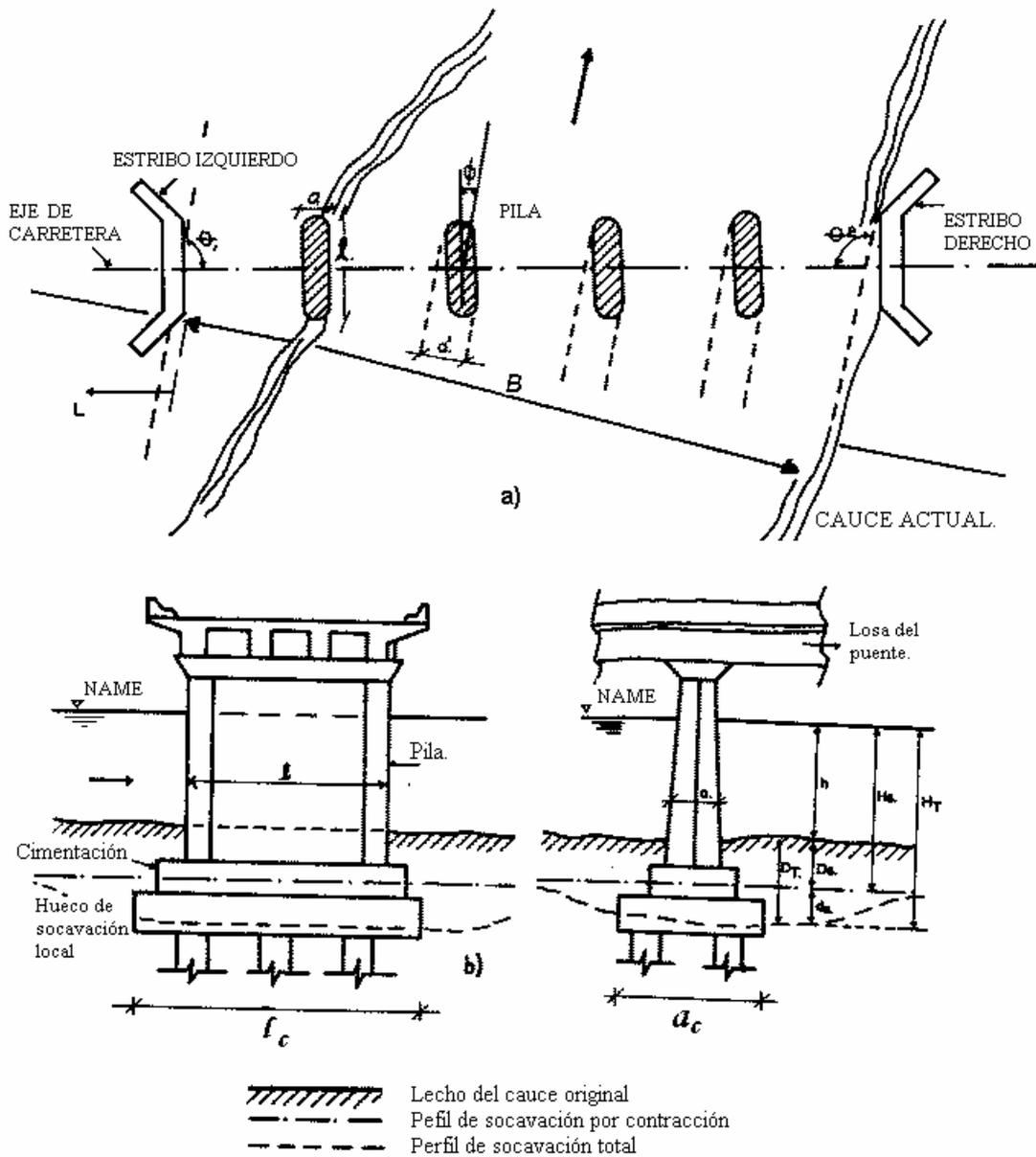


Figura 3.1 Nomenclatura típica para el cálculo de la socavación.  
 a) Vista en planta. b) Vista longitudinal. c) Vista de frente.

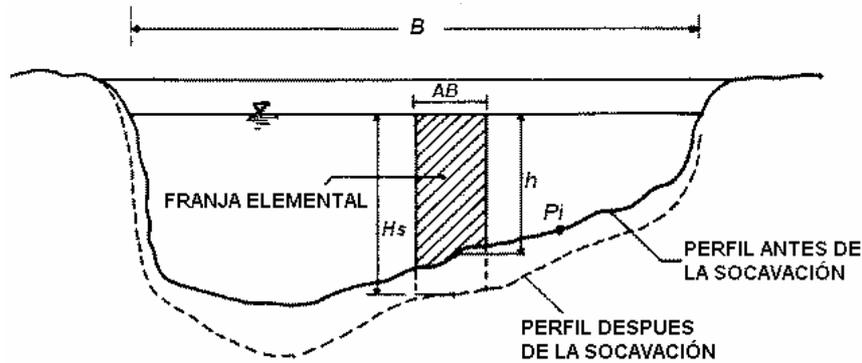


Figura 3.1 d Sección transversal del cauce.  
 Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

**3.1 Cálculo de la forma de socavación**

Algunos de los métodos para calcular profundidades locales de socavación requieren que se determine previamente la forma de socavación: en lecho móvil (vivo) o en agua clara. Para esto es necesario que se determine si el flujo en el cauce principal o en las laderas aguas arriba del puente está transportando o no materiales para luego escoger la ecuación que resulte apropiada.

Las profundidades de socavación en lecho móvil pueden estar limitadas si existe una apreciable cantidad de partículas grandes en el fondo del cauce, caso en el cual es aconsejable usar también ecuaciones de socavación en agua clara y escoger la profundidad que resulte menor de las dos o la que a criterio resulte mas representativa. Así mismo, ecuaciones de socavación en agua clara deben usarse si es poca la cantidad de material que es transportado desde aguas arriba a la contracción o si el material es muy fino como para ser retenido en el hueco de socavación.

Para determinar si el flujo aguas arriba está transportando materiales de lecho, se debe calcular la velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos  $V_c$  de la partícula  $D_{50}$  y compararla con la velocidad media de la corriente en el cauce principal o en las laderas o sobrecanals aguas arriba de la abertura del puente.

- **Agua clara**  $V < V_c$ ..... 3.6
- **Lecho móvil**  $V > V_c$  ..... 3.7

La velocidad media se determina según la ecuación de Manning y para calcular la velocidad crítica se usa cualquiera de las ecuaciones vistas en la Parte II, aunque es muy usual aplicar la siguiente ecuación recomendada en HEC-18.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots 3.8$$

$$V_c = 6.19h^{1/6} D_{50}^{1/3} \dots\dots\dots 3.9$$

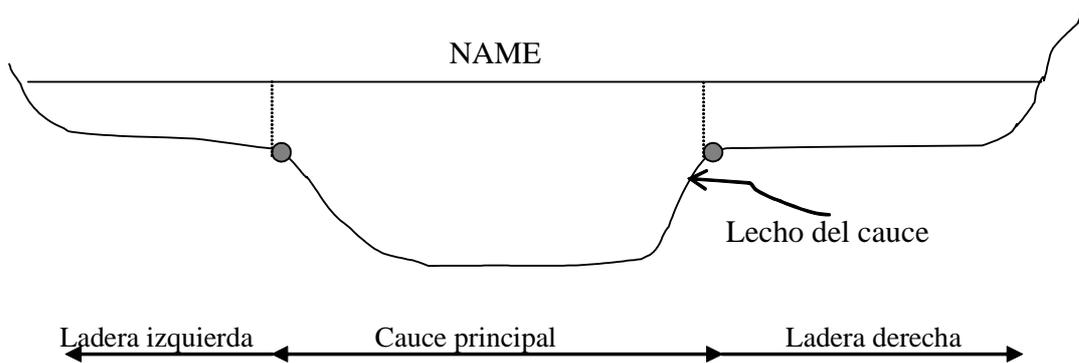
- $V_c$  = velocidad crítica por encima de la cual el material de lecho con tamaño  $D_{50}$  o más pequeño es transportado [m/s]
- $h$  = profundidad del flujo [m]
- $D_{50}$  = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m]

La ecuación 3.9 es una simplificación de la siguiente ecuación de tipo más general,

$$V_c = \frac{K_s^{1/2} (G_s - 1)^{1/2} D^{1/2} h^{1/6}}{n} \dots\dots\dots 3.10$$

- $K_s$  = parámetro de Shields = 0.039
- $G_s$  = gravedad específica del material del lecho = 2.65
- $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning =  $0.041 D^{1/6}$

Es importante determinar mediante observación directa en el campo los límites del cauce principal, lo que en la práctica no siempre resulta fácil de hacer, sobre todo si el cauce no está muy bien definido. Algunos criterios generales son: definir el cauce que siempre transporta agua con un período de retorno frecuente (ejemplo,  $T_r = 2$  años), observar cambios bruscos de pendiente en la sección transversal del cauce, observar cambios en los materiales del cauce pues muy posiblemente el cauce principal está compuesto de partículas diferentes a las laderas o sobrelanquias.



**Figura 3.2 Zonas de la sección transversal del cauce.**

### 3.2 Cálculo de la socavación general por contracción

La causa mas común de socavación general es la contracción del flujo producida por la reducción de la sección del cauce por la construcción de terraplenes de acceso al puente y en menor grado por las pilas que bloquean parte de la sección recta.

#### 3.2.1 Método de Lischvan-Levediev

Este es un método que permite el cálculo de la socavación general del cauce durante crecientes independientemente de que exista o no un puente. Si el método se aplica para la zona de un puente, quiere decir que se está considerando también el efecto de la contracción, y por lo tanto, éste no debe adicionarse.

El método propuesto por Lischvan-Levediev es el más usado en Colombia para el cálculo de la socavación general incluyendo el efecto de la contracción de un puente. Se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente ( $V_r$ ) y la velocidad media erosiva ( $V_e$ ). La velocidad erosiva no es la que da inicio al movimiento de las partículas en suelos sueltos, sino la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Si el suelo es cohesivo, es la velocidad que es capaz de levantar y poner el sedimento en suspensión. La velocidad erosiva es función de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. La velocidad real está dada principalmente en función de las características del río: pendiente, rugosidad y tirante o profundidad del agua.

El método se basa en suponer que el caudal unitario correspondiente a cada franja elemental en que se divide el cauce natural (**Figura 3.1d**) permanece constante durante el proceso erosivo y puede aplicarse, con los debidos ajustes, para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogénea o heterogénea.

#### • Proceso de cálculo

##### • Velocidad media real

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \dots\dots\dots 3.11$$

- $Q_d$  = caudal de diseño [m<sup>3</sup>/s]
- $A$  = área hidráulica [m<sup>2</sup>]
- $R$  = radio hidráulico [m]
- $S$  = pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme
- $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning

$$\alpha = \frac{Q_d}{AR^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots 3.12$$

$\alpha$  = coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas

$$R = \frac{A}{P} \dots\dots\dots 3.13$$

$$A = B_e h \dots\dots\dots 3.14$$

$$P = B_e + 2h \dots\dots\dots 3.15$$

$R = h$ , asumiendo que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie del agua, lo cual es válido para cauces muy anchos.

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} \cong \frac{Q_d}{B_e h^{5/3}} \cong \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}} \dots\dots\dots 3.16$$

$$h = h_m = A/B_e \dots\dots\dots 3.17$$

$$Q_d = \alpha B_e h_m^{5/3} \dots\dots\dots 3.18$$

Considerando que el caudal permanece constante antes y después de ocurrida la socavación, se tiene:

$$Q_d = \alpha h^{5/3} B_e = V_r H_s B_e \dots\dots\dots 3.19$$

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \dots\dots\dots 3.20$$

$V_r$  = velocidad real del flujo

La condición de equilibrio se logra cuando la velocidad real y la velocidad erosiva son iguales.

• **Velocidad erosiva**

**a) Para suelos granulares**

La velocidad erosiva es la que levanta y mantiene el material en movimiento.

$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.28} H_s^z \dots\dots\dots 3.21$$

$V_e$  = velocidad erosiva

$\beta$  = coeficiente de frecuencia

$D_m$  = diámetro medio de las partículas del material granular [mm]

$z$  = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \text{Log} T_r \dots\dots\dots 3.22$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9910, (Higuera C. y Pérez G., 1989).

$T_r$  = tiempo de retorno

$$D_m = \sum D_i P_i \dots\dots\dots 3.23$$

$$z = 0.394557 - 0.04136 \text{Log} D_m - 0.00891 \text{Log}^2 D_m \dots\dots\dots 3.24$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9983, (Higuera C. y Pérez G., 1989).

**b) Para suelos cohesivos**

La velocidad erosiva es la que es capaz de poner las partículas en suspensión.

$$V_e = 0.60 \beta \gamma_m^{1.18} H_s^x \dots\dots\dots 3.25$$

$\gamma_m$  = peso específico de la muestra agua sedimento [t/m<sup>3</sup>]  
 $x$  = exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco

$$x = 0.892619 - 0.58073 \gamma_m + 0.136275 \gamma_m^2 \dots\dots\dots 3.26$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9985 (Higuera C. y Pérez G., 1989).

**• Determinación de la profundidad de socavación en suelos homogéneos**

La profundidad de socavación en cualquier punto de la sección transversal se obtiene cuando la velocidad media del cauce iguala a la velocidad erosiva ( $V_r = V_e$ ). Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer la profundidad de socavación. Uniendo estos puntos se obtiene el perfil de socavación. Considerando que la hipótesis del método es que el gasto en cada franja del cauce permanece constante durante el proceso erosivo, la profundidad de socavación será igual a 0 en las orillas, por lo que no se permite estimar ninguna erosión lateral de las márgenes.

Las siguientes expresiones asumen que los suelos son homogéneos y que la rugosidad del cauce es constante.

**a) Para suelos granulares**

Igualando las ecuaciones 3.20 y 3.21 se tiene:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z} \dots\dots\dots 3.27$$

La anterior expresión no considera el efecto de la contracción del flujo debida a estribos y pilas, ni el peso específico del agua durante la creciente, por lo que debe corregirse mediante unos factores de ajuste cuando se trata de evaluar un puente.

El factor de corrección por contracción  $\mu$  es menor que 1 y contribuye al aumento de la profundidad de socavación.

**Tabla 3.1 Factor de corrección por contracción del cauce  $\mu$  (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992).**

V (m/s)	Luz libre (m)												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.0	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.0	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.5	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.0	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
>4.0	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

V = velocidad media en la sección transversal

$\mu$  = 1.0 si no hay obstáculos

Para puentes de una sola luz, la luz libre es la distancia entre estribos. Para puentes de varias luces, la luz libre es la mínima distancia entre dos pilas consecutivas, o entre pila y estribo mas próximos.

Adicionalmente, el efecto del peso específico del agua durante la creciente se considera en otro factor de corrección  $\phi$  que es mayor o igual que la unidad y su efecto es reducir la profundidad de socavación.

$$\phi = 1.0, \text{ si } \gamma_m = 1.0 \text{ t/m}^3 \text{ (agua clara)}$$

$\gamma_m$  = peso específico de la muestra agua sedimento

$$\phi = -0.54 + 1.5143\gamma_m, \text{ si } \gamma_m > 1.0 \text{ t/m}^3 \text{ (lecho móvil)} \dots\dots\dots 3.28$$

Coefficiente de correlación o de ajuste = 0.9983 (Higuera C. y Pérez G., 1989).

La ecuación final para el cálculo de la socavación considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua, es la siguiente:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.68 \beta \mu \phi D_m^{0.28}} \right]^{1/1+z} \dots\dots\dots 3.29$$

$H_s$  y  $h$  [m]

$D_m$  [mm]

$\beta$  = coeficiente de frecuencia, (Ecuación 3.22)

$\mu$  = factor de corrección por contracción del cauce, (Tabla 3.1).

$\varphi$  = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos, (Ecuación 3.28).

**b) Suelos cohesivos**

Igualando las ecuaciones 3.20 y 3.25 y considerando los coeficientes de corrección por contracción y peso específico del agua durante crecientes, se tiene:

$$H_s = \left[ \frac{\alpha h^{5/3}}{0.60 \beta \mu \varphi \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/1+x} \dots\dots\dots 3.30$$

$H_s$  y  $h$  [m]

$\gamma_s$  = peso específico del sedimento del lecho [t/m<sup>3</sup>]

$\beta$  = coeficiente de frecuencia, (Ecuación 3.22)

$\mu$  = factor de corrección por contracción del cauce, (Tabla 3.1).

$\varphi$  = factor de corrección por forma de transporte de sedimentos, (Ecuación 3.28).

**• Determinación de la profundidad de socavación en suelos no homogéneos**

En el caso de suelos estratificados, la profundidad de equilibrio arriba de la cual los sedimentos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener analíticamente por tanteos. Escogido un punto  $P_i$  (Figura 3.1d), para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las ecuaciones 3.29 o 3.30 según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el estrato superior y se continúa hacia las capas más profundas. Se suspenden los tanteos cuando se llega a un estrato en donde se cumpla que la profundidad  $H_s$  calculada cae dentro de él. Esto mismo debe repetirse para varios puntos de la sección que al unirlos darán el perfil teórico del fondo socavado.

**• Comentarios al método**

- La hipótesis de partida del método de Lischtvan-Levediev relacionada con la conservación del gasto durante el proceso erosivo, presenta el inconveniente de las diferencias en este proceso cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente que en el resto de la sección. Esto hace que haya mayor concentración del flujo en las zonas del cauce que se van erodando y que sea menor en las zonas resistentes.
- El método no tiene en cuenta el tiempo necesario para que cada material se erosione.
- Las erosiones teóricas calculadas se presentan en un tiempo corto en materiales sueltos pero se requiere cierto tiempo para que el material cohesivo se socave, tiempo que puede ser mayor que el tiempo de duración de la avenida.

· El método considera el efecto de la curvatura ya que permite el cálculo de la socavación en cada vertical de la sección transversal. El tirante de agua correspondiente a la parte externa de la curva es mayor y por tanto la socavación también lo es.

**3.2.2 Método de Straub**

La siguiente expresión se usa para tener un estimativo del posible descenso que sufrirá el fondo del cauce debido a una reducción en su sección transversal.

$$H_s = \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{0.642} h_1 \dots\dots\dots 3.31$$

$$D_s = H_s - h_1 \dots\dots\dots 3.32$$

- $B_1$  = ancho de la superficie libre del cauce aguas arriba de la contracción [m]
- $B_2$  = ancho de la superficie libre del cauce en la contracción [m]
- $h_1$  = tirante de agua hacia aguas arriba de la contracción [m]

**3.2.3 Método de Laursen**

Considera los casos de socavación en lecho móvil o en agua clara. Es el método mas usado en los Estados Unidos de América, (HEC-18, 1993, 1995).

En el Capítulo 1 se presentaron varios casos de contracción en puentes que son comúnmente encontrados en la práctica y que pueden implicar diferentes formas de socavación en algunos de los sectores de la sección transversal.

Los casos de contracción 1), 2) y 4) pueden ser de socavación en lecho móvil o en agua clara dependiendo de si hay o no transporte de sedimentos desde aguas arriba, por lo que hay que comparar la velocidad media del flujo con la velocidad crítica para transporte de sedimentos. Si es lecho móvil, debe saberse si el material es lavado a través de la abertura del puente, para lo cual se calcula la relación entre la velocidad cortante y la velocidad de caída de la partícula con tamaño  $D_{50}$  ( $V^*/w$ ). Si ésta relación es mayor que 3, quiere decir que el material transportado desde aguas arriba es principalmente carga de lecho en suspensión y se va a lavar en la contracción por lo que no hay reposición de sedimentos en la zona del puente (socavación en agua clara).

El caso 1c) es muy complejo y la profundidad de socavación por contracción depende de factores como: qué tan lejos queda el estribo de los límites del cauce principal, condición de erosión natural de los materiales de la ladera, laderas muy altas, presencia de vegetación y árboles en las laderas, corriente naturalmente mas angosta o mas amplia en la zona del puente, magnitud del

flujo sobre las laderas que retorna al cauce principal, distribución del flujo en la sección del puente.

El cauce principal puede tener condiciones de socavación en lecho móvil en tanto que las laderas o sobrepresas pueden estar en condiciones de agua clara.

Si el estribo está alejado una pequeña distancia del borde del cauce principal, por ejemplo menos de entre 3 y 5 veces la profundidad del flujo en el puente, existe la posibilidad de que la ladera sea destruida por efectos combinados de la socavación por contracción y local en el estribo, o a causa del método constructivo. De ser así, debe evaluarse la posibilidad de diseñar medidas de protección, como diques encauzadores y/o protección de laderas y lecho con enrocados.

El caso 3) implica un puente de alivio en la ladera y eventualmente estas zonas del cauce tienen agua clara aún si están compuestas por materiales muy finos, debido a que puede crecer vegetación durante gran parte del año y a que el material fino, si es removido de aguas arriba, puede pasar de largo en el puente sin llegar a afectar la profundidad de socavación por contracción.

El caso 4) es similar al caso 3) pero hay transporte de sedimentos a través de la abertura del puente de alivio (socavación en lecho móvil). Este caso ocurre cuando hay un puente de alivio construido en un cauce secundario en la ladera de inundación. Hidráulicamente no hay diferencia con el caso 1) pero se requiere de análisis para determinar la distribución de caudales en las aberturas.

• **Cálculo de la socavación por contracción en lecho móvil**

Se usa una versión modificada de la ecuación de Laursen de 1960 (HEC 18, 1993, 1995 y Laursen E. M., 1960). La ecuación asume que el material del lecho es transportado en la sección aguas arriba del puente.

$$\frac{H_s}{h_1} = \left( \frac{Q_2}{Q_1} \right)^{\frac{6}{7}} \left( \frac{B_1}{B_2} \right)^{k_1} \dots\dots\dots 3.33$$

$$D_s = H_s - h_2$$

- $D_s$  = profundidad media de socavación por contracción [m]
- $H_s$  = profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación [m]
- $h_1$  = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en el cauce principal y laderas que transportan sedimentos aguas arriba del puente [m]
- $h_2$  = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la sección contraída del puente antes de la socavación. Puede usarse  $h_1$  en cauces arenosos con lecho móvil, caso en el que el hueco de socavación es rellenado por sedimentos [m]

- $Q_1$  = caudal en la sección aguas arriba del cauce principal y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara [m<sup>3</sup>/s]
- $Q_2$  = caudal en la sección contraída del puente y laderas que transportan sedimentos. No incluye flujo sobre las laderas del río con agua clara [m<sup>3</sup>/s]
- $B_1$  = ancho del cauce principal y laderas en la sección aguas arriba que transportan sedimentos [m]
- $B_2$  = ancho neto del cauce principal y laderas que transportan sedimentos en la sección contraída sustrayendo el ancho de las pilas [m]
- $k_1$  = exponente función del modo de transporte del sedimento, de la velocidad cortante aguas arriba del puente y de la velocidad de caída del material del lecho.

**Tabla 3.2 Valores del coeficiente  $k_1$ . HEC-18. 1993.**

$V_c/w$	$k_1$	Modo de transporte del sedimento de lecho
< 0.50	0.59	Mucho del material en contacto con el lecho
0.50 a 2.0	0.64	Algo de material de lecho suspendido
> 2.0	0.69	Mucho material del lecho suspendido

$$V_* = \sqrt{gh_1 I_1} \dots\dots\dots 3.34$$

- $V_c$  = velocidad cortante en el cauce principal o ladera en la sección aguas arriba [m/s]
- $w$  = velocidad de caída para  $D_{50}$  con la Figura 3.2a [m/s]
- $g$  = aceleración de la gravedad = 9.8 m/s<sup>2</sup>
- $I_1$  = gradiente hidráulico en la sección de aguas arriba del puente [m/m]
- $D_{50}$  = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m]

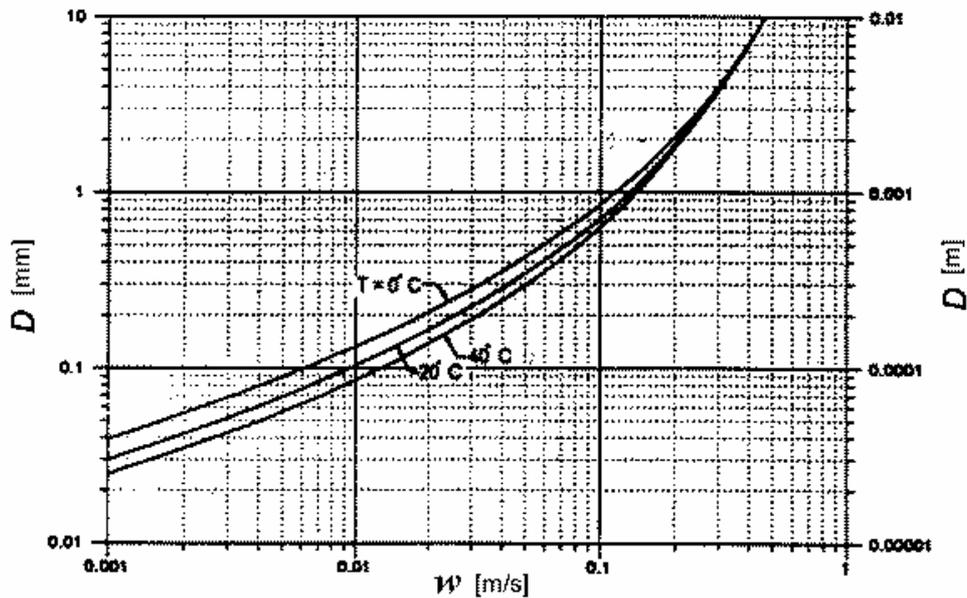


Figura 3.2.a. Velocidad de caída ( $w$ ) para partículas de arena. HEC-18. 1993.

**Notas:**

- Los anchos  $B_1$  y  $B_2$  no son siempre fáciles de definir. En algunos casos se acepta tomar el ancho de la superficie libre del agua o el ancho del fondo descontando el ancho de las pilas. Debe guardarse siempre consistencia cualquiera que sea el ancho que se use.
- La sección de aproximación o de aguas arriba se debe localizar en un punto antes del puente en que el flujo empieza a contraerse.
- La socavación por contracción puede calcularse independientemente para el cauce principal y las laderas izquierda o derecha.
- Las profundidades de socavación en lecho móvil disminuyen si el lecho tiene materiales gruesos que causen acorazamiento del cauce. Si existe esta posibilidad, es conveniente que se calcule la profundidad de socavación usando la ecuación correspondiente a agua clara en adición a la de lecho móvil y se escoja la menor profundidad calculada.
- **Cálculo de la socavación por contracción en agua clara**

Se usa la siguiente ecuación dada por Laursen.

$$H_s = \left( \frac{0.025Q_2^2}{D_m^{2/3} B_2^2} \right)^{3/7} \dots\dots\dots 3.35$$

La ecuación 3.35 es una simplificación de la siguiente ecuación también sugerida por Laursen:

$$H_s = \left( \frac{n^2 Q^2}{K_s (G_s - 1) D_m W^2} \right)^{3/7} \dots\dots\dots 3.36$$

$K_s$  = parámetro de Shields = 0.039  
 $G_s$  = gravedad específica del material del lecho = 2.65  
 $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning =  $0.041 D_m^{1/6}$

$$D_s = H_s - h_2$$

- $D_s$  = profundidad media de socavación por contracción [m]
- $H_s$  = profundidad media del flujo en el cauce en la sección contraída del puente después de la socavación [m]
- $h_2$  = profundidad existente en la sección contraída del puente antes de la socavación [m]
- $Q_2$  = caudal a través del puente o en las laderas sin transporte de sedimentos [m<sup>3</sup>/s]
- $D_m$  = diámetro medio efectivo del material mas pequeño del lecho en el cauce o en la zona de inundación que no es transportado por el flujo.  
 Si no se tienen datos precisos,  $D_m = 1.25 D_{50}$  [m]
- $B_2$  = ancho efectivo del cauce en el puente descontando el ancho de las pilas [m]

**Notas:**

- Para cauces con lecho estratificado, la socavación se puede determinar usando las ecuaciones 3.33 o 3.35 sucesivamente para cada capa usando el  $D_m$  correspondiente.
- La socavación por contracción puede resultar muy grande en algunos casos ( $D_s > 1.5$  m), por lo que las velocidades en la zona del puente se reducen como consecuencia del aumento de la sección hidráulica. Para tener en cuenta este efecto, se sugiere realizar de nuevo la modelación hidráulica del puente usando el perfil del lecho socavado por contracción. Con este nuevo perfil, se recalcula la socavación por contracción que debe resultar menor y se procede después a calcular la socavación local, (HEC 18, 1993).
- La profundidad de socavación por contracción puede obtenerse con parámetros medios para toda la sección transversal, o puede obtenerse por tubos de corriente aprovechando la información hidráulica de programas como el HEC-RAS y usando las mismas ecuaciones vistas.

**3.3 Cálculo de la socavación local en pilas**

Muchos métodos existen para el cálculo de la socavación local alrededor de pilas pero a la fecha no existe ninguna solución rigurosa ni exacta. La mayoría de las ecuaciones son aplicables para cauces aluviales y no consideran la posibilidad de que materiales más gruesos presentes en el lecho acoracen el hueco de socavación, lo que limitaría su profundidad. En 1965, Breusers



laboratorio, en la década de los cincuenta. Se desarrolló bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos, (Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A., 1992). El método es aplicable para suelos arenosos, no está claro si se puede aplicar para gravas, pero definitivamente no es válido para el caso de boleas.

Laursen y Toch realizaron sus investigaciones observando la máxima socavación que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Ellos observaron que la máxima profundidad de socavación era independiente de la velocidad del flujo pues la socavación no progresaba al mantener fijo el tirante y aumentar considerablemente la velocidad de la corriente. Este argumento resulta al suponer que un cambio en la velocidad del flujo y en el tamaño de los sedimentos produce un cambio proporcional en el cortante límite, y en la capacidad de transporte de sedimentos desde el hueco y hasta el hueco de socavación, considerando constantes la profundidad del flujo y la profundidad de socavación. Su mayor interés era la socavación máxima y no dan ningún criterio para el caso de que no exista arrastre en el fondo.

Los resultados fueron presentados en forma gráfica y se resumen en las ecuaciones siguientes.

• **Caso del flujo de agua paralelo al eje mayor de la pila**

$$d_s = K_f K_g a \dots\dots\dots 3.37$$

- $d_s$  = profundidad de socavación local medida a partir del fondo del cauce [m]
- $K_f$  = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila (Figura 3.4).
- $K_g$  = coeficiente que depende de la relación  $H_s/a$  (Figura 3.5).
- $H_s$  = profundidad de agua que queda después de la socavación por contracción [m]
- $a$  = ancho de la pila [m]

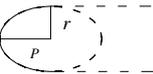
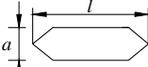
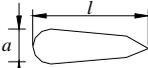
FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE $K_f$ DE SCHNEIBLE
<b>RECTANGULAR</b> $l/a = 4$		1.00
<b>SEMICIRCULAR</b>		0.90
<b>ELIPTICA</b>	$\frac{p}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{p}{r} = \frac{3}{l}$ 	0.81
		0.75
<b>LENTICULAR</b>	$\frac{p}{r} = \frac{2}{l}$ $\frac{p}{r} = \frac{3}{l}$ 	0.81
		0.69
FORMA DE LA NARIZ		SEGÚN TISON
<b>BISELADA</b> $l/a = 4$		0.78
<b>PERFIL HIDRODINAMICO</b> $l/a = 4$		0.75

Figura 3.4 Coeficiente  $K_f$  Método de Laursen y Toch. Adaptada de Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

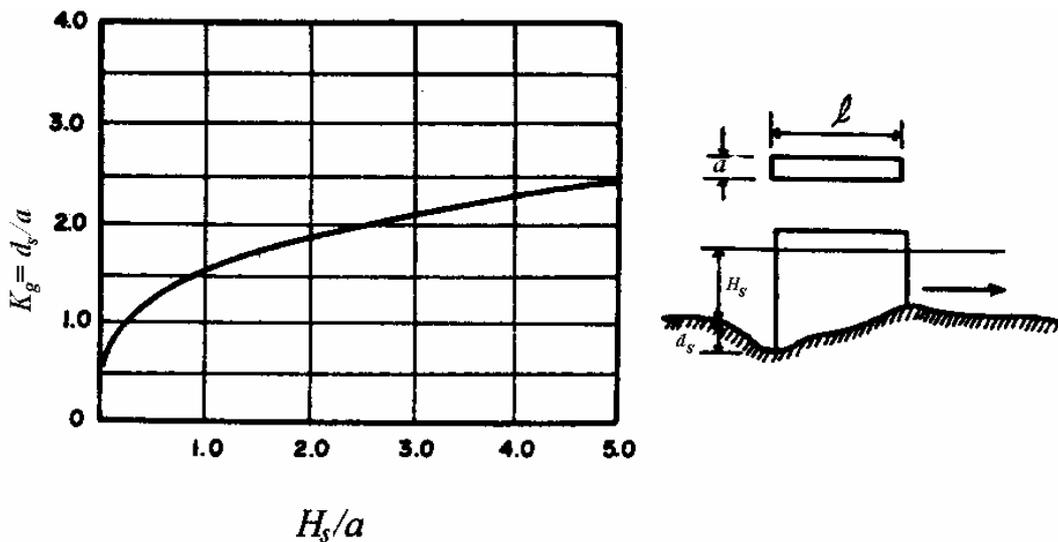


Figura 3.5 Coeficiente  $K_g$  Método de Laursen y Toch. Adaptada de Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

· Caso de flujo de agua con un ángulo de ataque al eje de la mayor dimensión de la pila

$$d_s = K_\phi K_\alpha a \dots\dots\dots 3.38$$

$K_\phi$  = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo y de la geometría de la pila (Figura 3.6).

En este caso, la profundidad de socavación no depende de la forma de la pila.

R. Ettema (1990) plantea que las curvas de la Figura 3.6 sugeridas por Laursen y Toch en 1956 presentan una inconsistencia asociada con los ángulos de ataque de 0° y 90°, puesto que considera que el efecto del coeficiente  $K_\phi$  debe ser el mismo si se toma un ángulo de ataque de 90° y el ancho de la pila, o si se considera un ángulo de 0° y el largo de la pila. Lo único claro es que las investigaciones fueron hechas tomando en cuenta el ancho de la pila y así debe usarse el gráfico. También, critica el hecho de que los coeficientes de corrección por forma de la pila y por ángulo de ataque se usen en forma combinada cuando fueron resultado de experiencias independientes.

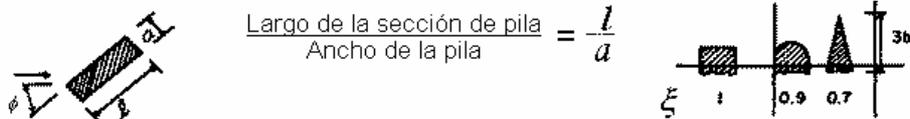
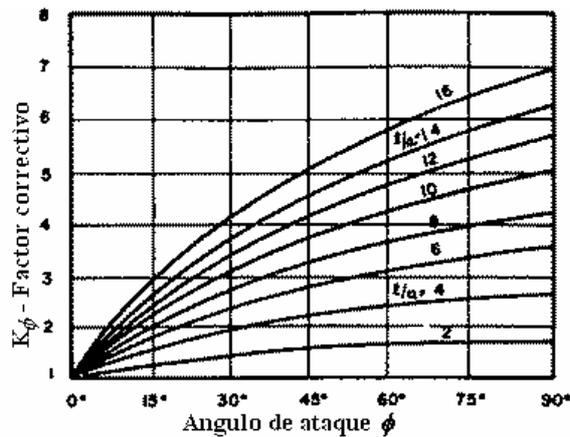


Figura 3.6 Coeficientes  $K_\phi$ . Métodos de Laursen y Toch, Breusers, Nicollet y Shen y Melville y Sutherland. Adaptada de Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1992).

· Adaptación de Neill (1964)

La ecuación resultante del ajuste de datos experimentales obtenidos por Laursen y Toch para socavación en pilas circulares y rectangulares fue expresada por Neill en la siguiente forma, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W. 1977):

$$d_s = 1.5a^{0.7} h^{0.3} \dots\dots\dots$$

3.39

- $d_s$  = profundidad de socavación medida desde el nivel del lecho [m]
- $a'$  = ancho proyectado de la pila [m]
- $h$  = profundidad del flujo aguas arriba de la pila [m]

Se considera que esta ecuación da la máxima profundidad de socavación que se espera para cualquier velocidad. Para pilas de nariz redondeada el coeficiente puede ser 1.2 en vez de 1.5 en la Ecuación N° 3.39.

**3.3.2 Método de Larras (1963)**

Larras propone una ecuación teórico-práctica deducida de medidas de socavación tomadas en varios puentes franceses después de haberse producido la creciente. Larras se concentró en la máxima profundidad de socavación para condiciones próximas a velocidad crítica del movimiento de sedimentos.

$$d_s = 1.05Ka^{0.75} \dots\dots\dots 3.40$$

$a$  = ancho de la pila [m]

$$K = K_f K_\phi \dots\dots\dots 3.41$$

$$d_s = 1.05K_f K_\phi a^{0.75} \dots\dots\dots 3.42$$

$K_f$  = factor de corrección por la forma de la pila Tabla 3.3.

$K_\phi$  = factor de corrección por el ángulo de ataque de la corriente Tabla 3.4.

En forma aproximada  $K = 1.0$  para pilas cilíndricas y  $K = 1.4$  para pilas rectangulares.

La siguiente es la forma adimensional de la Ecuación N° 3.40.

$$\frac{d_s}{h_1} = \left( \frac{1.05K}{a^{0.25}} \right) \left( \frac{a}{h_1} \right) \dots\dots\dots 3.43$$

**Tabla 3.3** Factor de corrección  $K_f$  por forma de la pila.  
 Métodos de Larras y Melville y Sutherland.  
 Adaptada de Higuera C. y Pérez G., 1989 y Melville B. W., 1988.

en planta	Largo/ancho de la pila	$K_f$				
		Chatou	Iowa	Tison	Escande	Venkatadri
Circular	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	
Lenticular	2.0		0.97			
	3.0		0.76			
	4.0	0.73		0.67		
	7.0			0.41		
Perfil hidrodinámico o Joukowski	4.0	0.86				
	4.1			0.76		
	4.5				0.76	
Elíptica	2.0		0.91			
	3.0		0.83			
Ojival	4.0	0.92		0.86		
Circular doble	4.0	0.95				
Oblonga	1.0		1.00			
	1.5		1.00			
	2.0		1.00			
	3.0		1.00			
	4.0	1.03			1.00	
Rectangular chaflanada	4.0			1.01		
Rectangular	0.25		1.30			
	4.0			1.40		
	4.5				1.25	
	5.3			1.40		
	9.3			1.40		
Nariz triangular a 60°						0.75
Nariz triangular a 90°						1.25
Nariz parabólica						0.56

Tabla 3.4 Factor de corrección  $K\phi$  por ángulo de ataque del flujo. Método de Larras.

Forma de la pila en planta	Largo/ancho de la pila	$K\phi$					
		0°	10°	15°	20°	30°	45°
	1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Lenticular	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.76	0.98	1.02	1.24		
	4.0	0.76		1.12		1.50	2.02
Perfil hidrodinámico	4.0	0.86		1.09		1.40	1.97
	4.5					1.36	
Elíptica	2.0	0.91				1.13	
	3.0	0.83	0.98	1.06	1.24		
Ojival	4.0	0.92		1.18		1.51	
Oblonga	2.0	1.00				1.17	
	3.0	1.00	1.02	1.13	1.24		
	4.0	1.00		1.15		1.52	
	4.5					1.60	
Rectangular	2.0	1.11		1.38		1.56	1.65
	4.0	1.11		1.72		2.17	2.43
	4.0(x)	1.11		1.99		2.94	3.28
	4.5					2.09	
	6.0	1.11		2.20		2.69	3.05
	8.0	1.11		2.23		3.03	3.64
	10.0	1.11		2.48		3.43	4.16

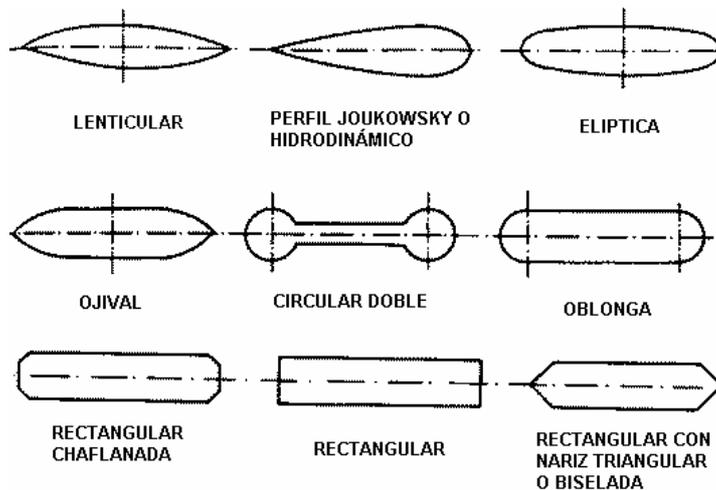


Figura 3.7 Formas usuales de pilas. Método de Larras. Higuera C. y Pérez G., 1989.

**3.3.3 Método de Arunachalam (1965, 1967)**

Arunachalam realizó una modificación de la ecuación de Englis-Poona (1948) y propuso la siguiente expresión, (Breusers, H. N. C., Nicollet, G. y Shen, H. W. 1977):

$$d_s = 1.334q^{2/3} \left[ 1.95 \left( \frac{1.334q^{2/3}}{a} \right)^{-1/6} - 1 \right] \dots\dots\dots 3.44$$

- $d_s$  = profundidad de socavación [m]
- $q$  = caudal unitario aguas arriba del puente [m<sup>3</sup>/s-m]
- $a$  = ancho de la pila [m]

**3.3.4 Método de Carsten (1966)**

Carsten encontró la siguiente expresión para condiciones de socavación en lecho móvil, (Shen H. W., Schneider V. R., 1969):

$$d_s = 0.546a \left( \frac{N_s - 1.25}{N_s - 5.02} \right)^{5/6} \dots\dots\dots 3.45$$

$$N_s = \frac{V}{\sqrt{\Delta g D}} \dots\dots\dots 3.46$$

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho_w}{\rho_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \dots\dots\dots 3.47$$

- $N_s$  = número del sedimento
- $\Delta$  = densidad relativa cuyo valor común para cuarzos es de 1.65.
- $D$  = tamaño del sedimento

La ecuación se puede usar en cualquier sistema de unidades compatibles y es de las pocas que involucra el efecto del tamaño del sedimento.

**3.3.5 Método de Maza-Sánchez (1968)**

Es un método aplicable para lechos cubiertos por arena y grava. El método se basa en el uso de curvas elaboradas a partir de resultados experimentales de laboratorio en investigaciones realizadas en la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM en México. Las curvas se derivaron con materiales de diámetro entre 0.17 mm y 0.56 mm. La socavación obtenida a partir de estas curvas para partículas con diámetro medio de 1.3 mm da mayor que la obtenida experimentalmente.

Parámetros que intervienen en el método son: profundidad del flujo, ancho de la pila, número de Froude y el ángulo de ataque del flujo sobre la estructura. El diámetro de las partículas no se tiene en cuenta. Los siguientes son los pasos para la aplicación del método:

a) Cálculo del cuadrado del número de Froude de la corriente,  $F_r^2$

$$F_r^2 = \frac{V^2}{gH_s} \dots\dots\dots 3.48$$

$H_s$  = profundidad del agua hacia aguas arriba de la pila antes de la socavación local

$V$  = velocidad media de la corriente frente a la pila.

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \dots\dots\dots 3.49$$

b) Evaluación del factor de corrección  $f_c$  que considera el ángulo de ataque de la corriente

**Tabla 3.5 Factor de corrección  $f_c$  Método de Maza-Sánchez.**

$\phi$	0°	15°	30°	45°
$f_c$	1.0	1.25	1.40	1.45

$\phi$  = ángulo de ataque del flujo

Si la pila está sesgada con respecto al flujo y  $F_r^2 < 0.06$ , se trabaja con  $f_c=1.0$ .

Si la pila está sesgada con respecto al flujo y  $F_r^2 \geq 0.06$ , se trabaja con la siguiente expresión:

$$F_r^2 = f_c \frac{V^2}{gH_s} \dots\dots\dots 3.50$$

c) Cálculo de la relación  $H_s/a'$

$a'$  = ancho proyectado de la pila sobre un plano normal a la dirección de la corriente

d) Selección de la curva a usar dependiendo de la forma de la pila, (Figura 3.8, Figura 3.9, ó Figura 3.10).

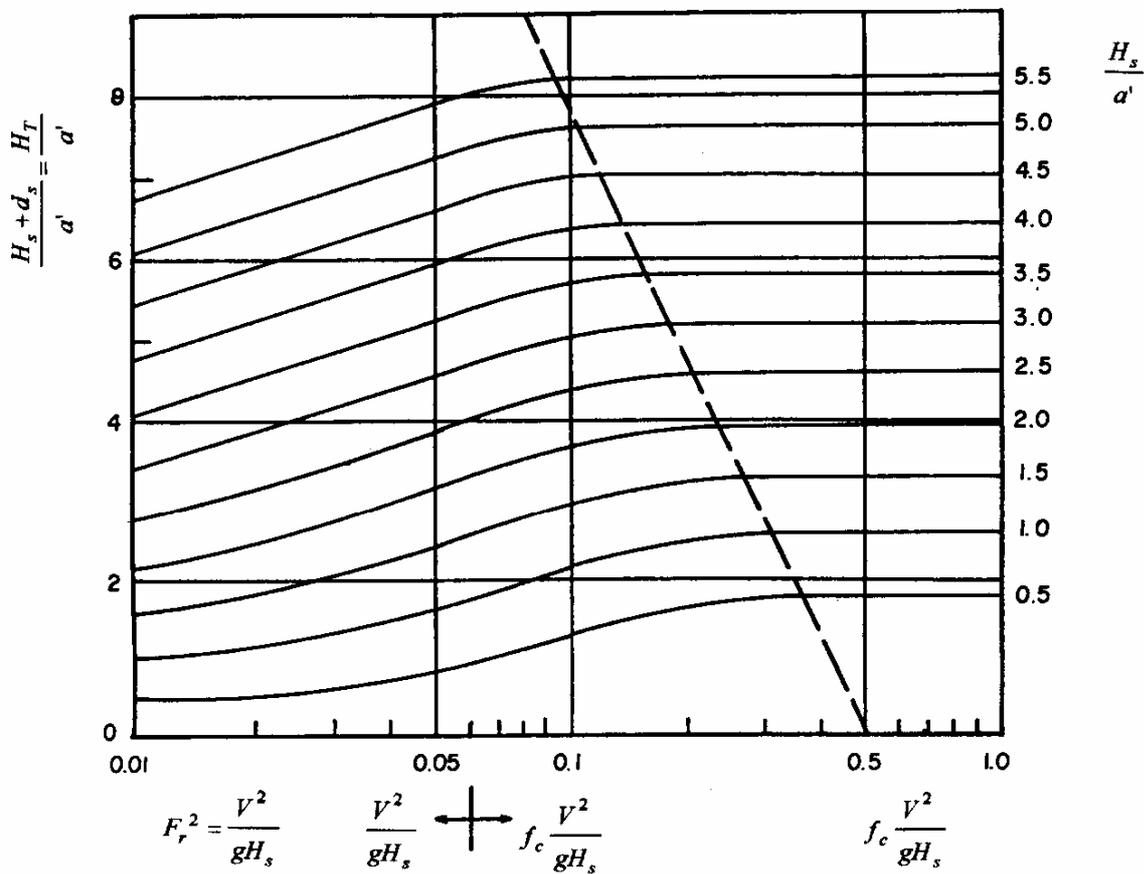
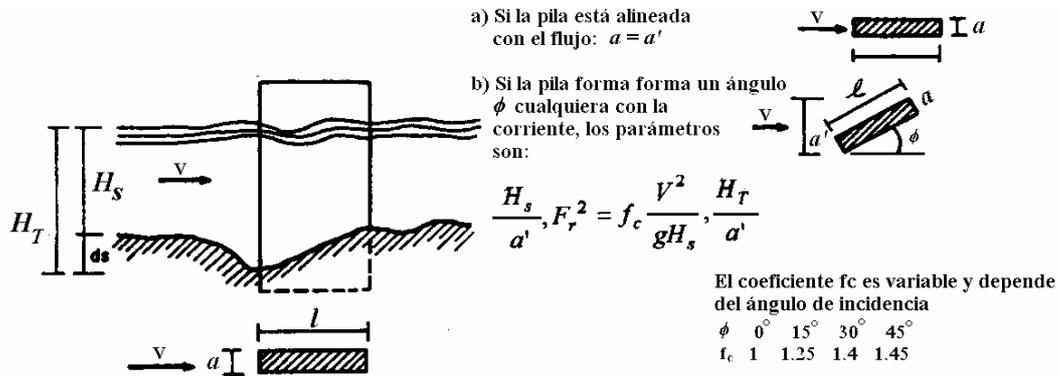
e) Cálculo de la profundidad de socavación

Con el número de Froude corregido  $f_c \frac{V^2}{gH_s}$  se entra en las abscisas de la respectiva gráfica hasta interpolar la curva de  $H_s/a'$  y se lee en las ordenadas el valor de  $H_T/a'$  del cual se despeja el valor de  $d_s$ .

$$d_s = H_T - H_s \dots\dots\dots 3.4$$

$H_T$  = profundidad de socavación medida desde la superficie del flujo

$d_s$  = profundidad de socavación medida desde el lecho del cauce



Si la pila está esviada  $\phi = 0^\circ$  y  $F_r^2 < 0.06$  se considera  $f_c = 1$

Si  $F_r^2 > 0.06$  se multiplica por  $f_c$  el correspondiente y con  $F_r$   $f_c$  se entra a la gráfica.

Figura 3.8 Cálculo de la socavación local para una pila rectangular. Adaptada de Maza Alvarez, J. A. (1987).

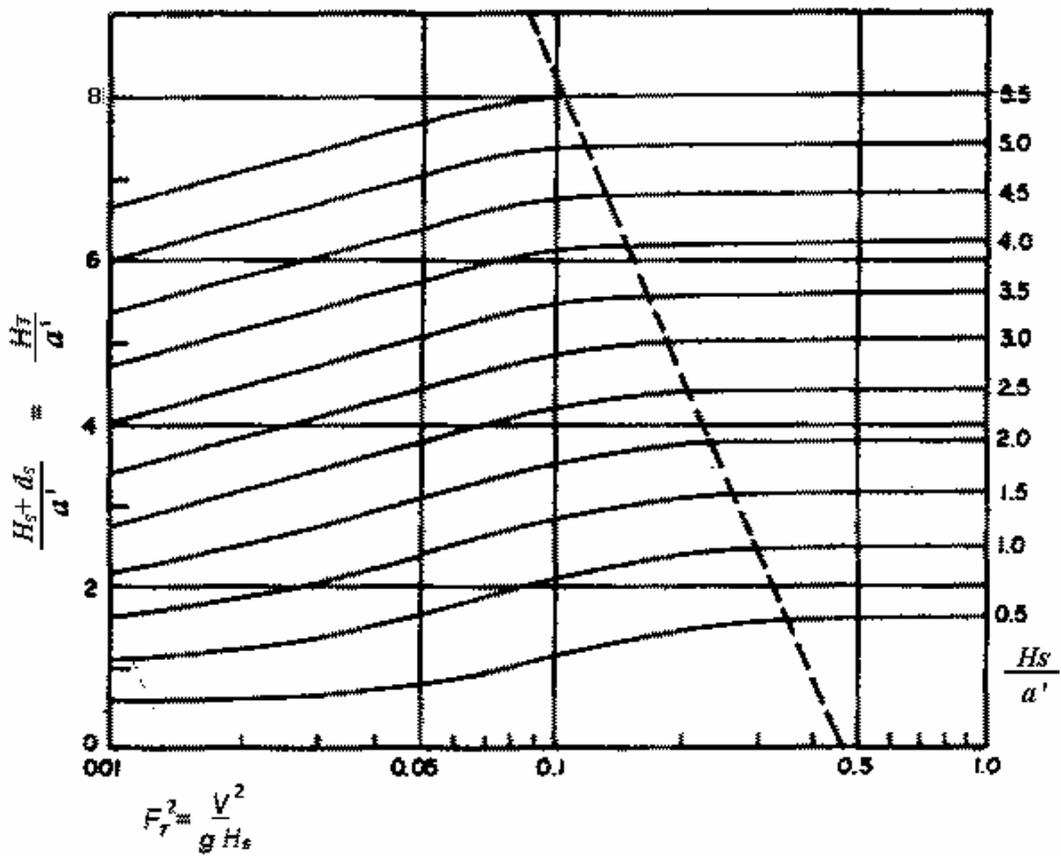
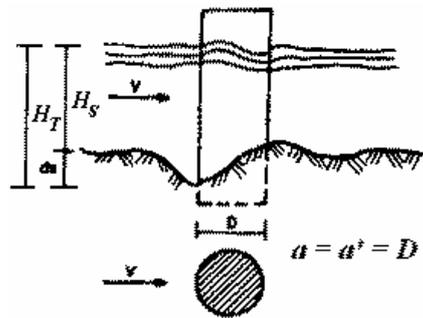
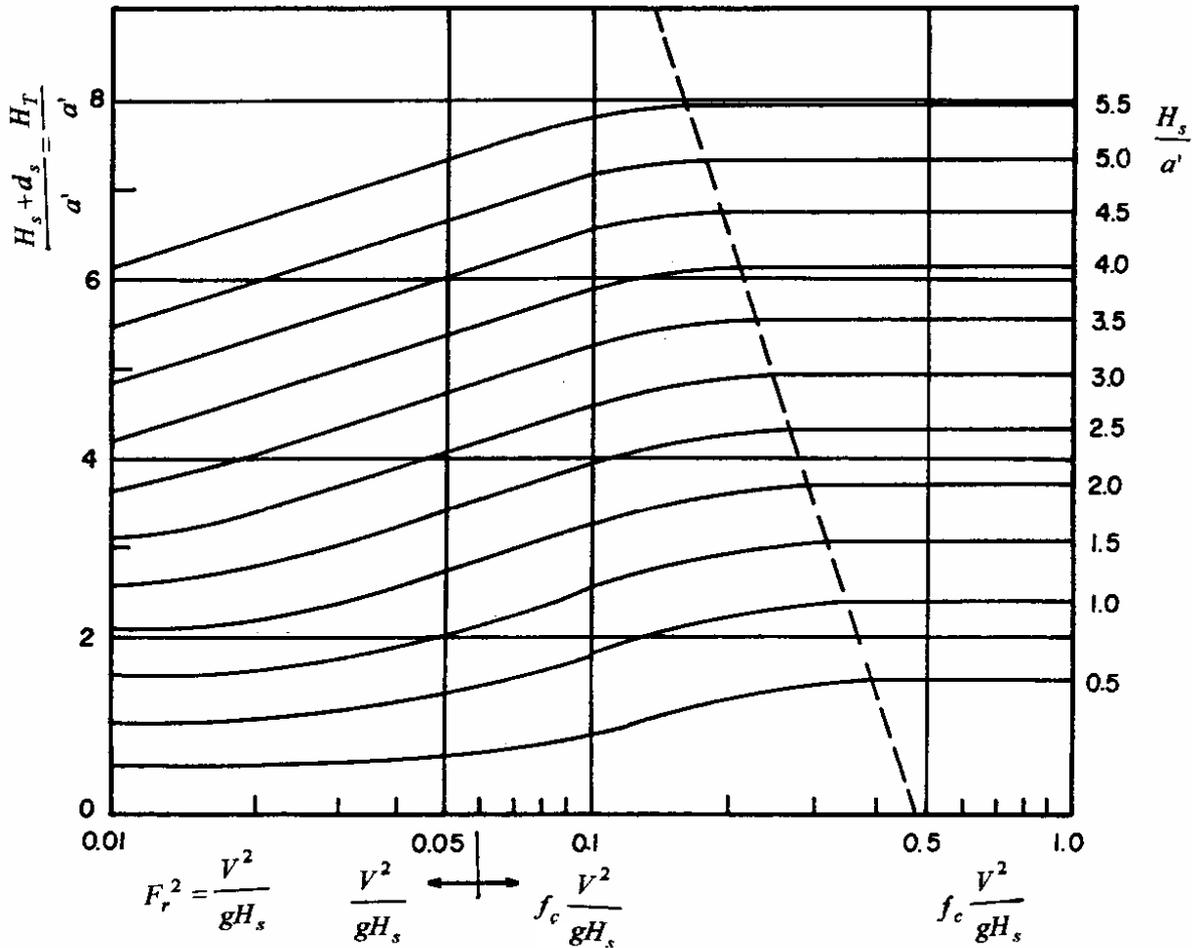
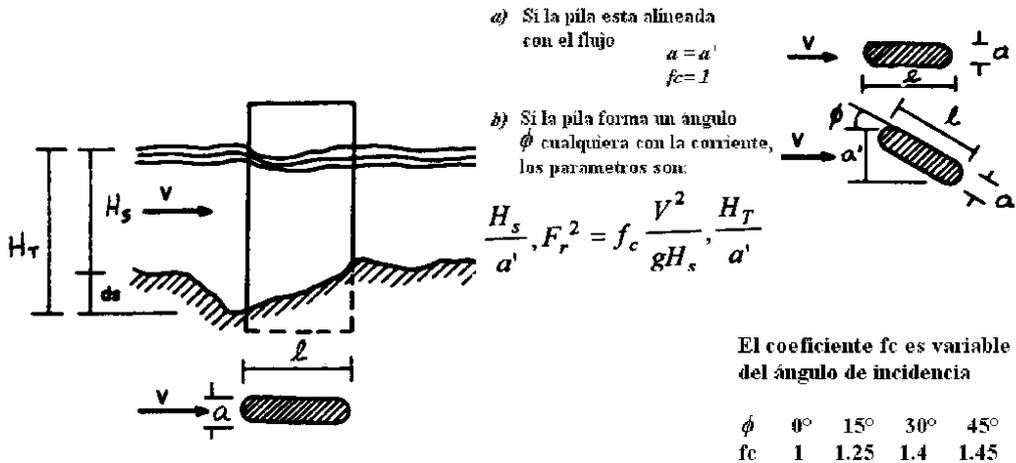


Figura 3.9 Cálculo de la socavación local para una pila circular.  
Adaptada de Maza Alvarez, J. A. (1987).



Si la pila está esviada  $\phi = 0$  y  $Fr < 0.06$  se considera  $f_c = 1$

Si  $Fr > 0.06$  se multiplica por el  $f_c$  correspondiente y con  $Fr$ ,  $f_c$  se entra a la grafica

Figura 3.10 Cálculo de la socavación local para una pila elongada.  
Adaptada de Maza Alvarez, J. A. (1987).

**3.3.6 Breusers, Nicollet y Shen (1977)**

a) H. N. C. Breusers, en 1965, propone una sencilla ecuación basada en estudios con varillas de sondeo en corrientes, en la que la profundidad de socavación depende únicamente del ancho de la pila.

$$d_s = 1.4a \dots\dots\dots 3.51$$

$d_s$  = profundidad máxima de socavación medida desde el nivel medio del lecho [m]  
 $a$  = diámetro de la pila circular [m]

En forma adimensional,

$$\frac{d_s}{h} = 1.4 \frac{a}{h} \dots\dots\dots 3.52$$

b) El método de Breusers, Nicollet y Shen fue desarrollado en la década de los setenta, (Breusers, H. N. C., 1984).

$$d_s = af_1\left(\frac{V}{V_c}\right)f_2\left(\frac{h}{a}\right)f_3(forma)f_4\left(\phi \frac{l}{a}\right) \dots\dots\dots 3.53$$

$d_s$  = profundidad de socavación por debajo del lecho original  
 $a$  = ancho de la pila  
 $V$  = velocidad media del flujo  
 $V_c$  = velocidad crítica para inicio del movimiento de partículas de fondo  
 $h$  = profundidad del agua  
 $\phi$  = ángulo de ataque  
 $l$  = longitud de la pila  
 $f_1, f_2, f_3$  y  $f_4$  = funciones de

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 0 \quad \text{para} \quad \frac{V}{V_c} \leq 0.5 \dots\dots\dots 3.54$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 2\left(\frac{V}{V_c} - 0.5\right) \quad \text{para} \quad 0.5 \leq \frac{V}{V_c} \leq 1.0 \dots\dots\dots 3.55$$

$$f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1.0 \quad \text{para} \quad \frac{V}{V_c} \geq 1.0 \dots\dots\dots 3.56$$

La condición más común es que  $\frac{V}{V_c} \geq 1.0$  por lo que  $f_1\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1.0 \dots\dots\dots 3.57$

$$f_2\left(\frac{h}{a}\right) = 2.0 \tanh\left(\frac{h}{a}\right) \dots\dots\dots 3.58$$

Para valores altos de  $h/a$ ,  $f_2$  tiende a 2.0.

- $f_{3(forma)}$  = 1.00 para pilas circulares o con punta circular
- = 0.75 para pilas de forma hidrodinámica
- = 1.30 para pilas rectangulares

$f_4\left(\phi \frac{l}{a}\right)$  se encuentra en la Figura 3.6.

### 3.3.7 Método de Melville y Sutherland

El método fue desarrollado en la Universidad de Auckland (Nueva Zelanda) y está basado en curvas envolventes a datos experimentales obtenidos en su mayoría de ensayos de laboratorio. Según R. Ettema (1990), el método propuesto por B. W. Melville para estimar profundidades de socavación de equilibrio en pilas es mejor que otros métodos recomendados en algunas guías para diseño de los Estados Unidos de América, ya que ilustra sobre la sensibilidad de la socavación ante parámetros como caudal, sedimentos del lecho y condiciones de la pila.

Sin embargo, R. Ettema, también argumenta que por tratar de considerar los efectos más significativos sin un reconocimiento adecuado de las incertidumbres sobre las condiciones bajo las cuales la socavación se presenta, el método puede llegar a ser en algunos casos muy preciso e insuficientemente conservador. Estima también, que el método adolece de problemas relacionados con el uso conjunto de los factores de corrección por ángulo de ataque y por la forma de la pila y por la manera como se considera el efecto de la velocidad del flujo y del tamaño de los sedimentos. R. Ettema se inclina por usar la expresión simplificada  $d_s = 2.4a$ .

La estimación de la profundidad de socavación según el método propuesto por B. W. Melville (1988), está basada en la máxima que es posible obtener en una pila cilíndrica, la cual es  $2.4a$ . De acuerdo con el método, esta profundidad máxima se reduce afectándola por ciertos factores que consideran condiciones de agua clara, posibilidad de acorazamiento, profundidades pequeñas del agua, tamaño del sedimento, forma y alineamiento de la pila.

$$d_s = aK_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\phi \dots\dots\dots 3.59$$

- $d_s$  = profundidad de socavación local
- $a$  = ancho de la pila
- $K_i$  = factor de corrección por intensidad del flujo
- $K_h$  = factor de corrección por profundidad del flujo
- $K_D$  = factor de corrección por tamaño del sedimento
- $K_\sigma$  = factor de corrección por gradación del sedimento
- $K_f$  = factor de corrección por la forma de la pila
- $K_\phi$  = factor de corrección por ángulo de ataque del flujo

$$K_D = 1.0 \qquad \text{si } a/D_{50} > 25 \dots\dots\dots 3.60$$

$$K_D = 0.57 \log \left( 2.24 \frac{a}{D_{50}} \right) \quad \text{si } a/D_{50} < 25 \dots\dots\dots$$

3.61

$$K_h = 1.0 \quad \text{si } h/a > 2.6 \dots\dots\dots 3.62$$

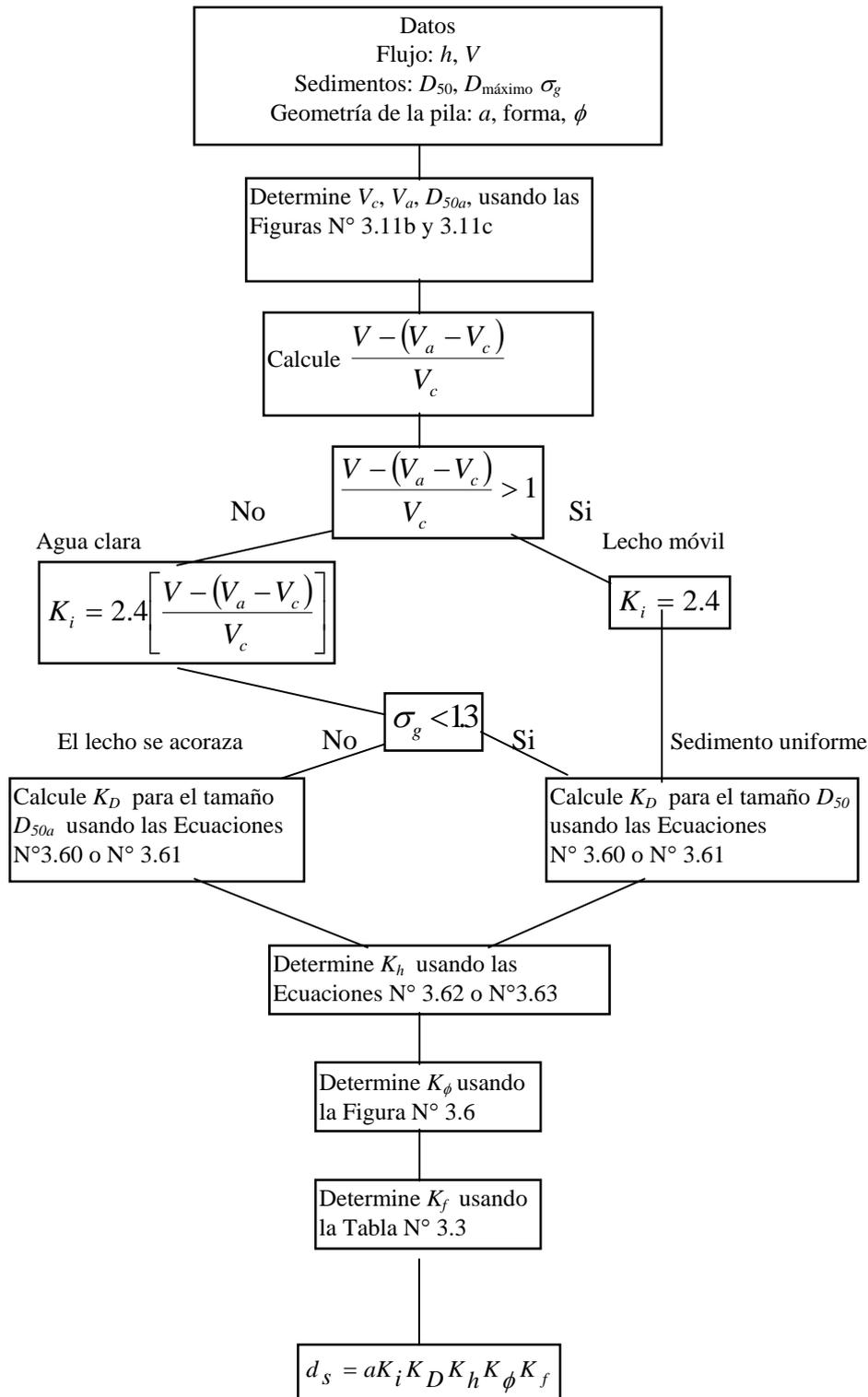
$$K_h = 0.78 \left( \frac{h}{a} \right)^{0.255} \quad \text{si } h/a < 2.6 \dots\dots\dots 3.63$$

$K_\phi = K_f = 1.0$  para pilas cilíndricas

$K_\sigma = 1.0$ , según recomendación del autor del método hasta que no se tengan mejores investigaciones.

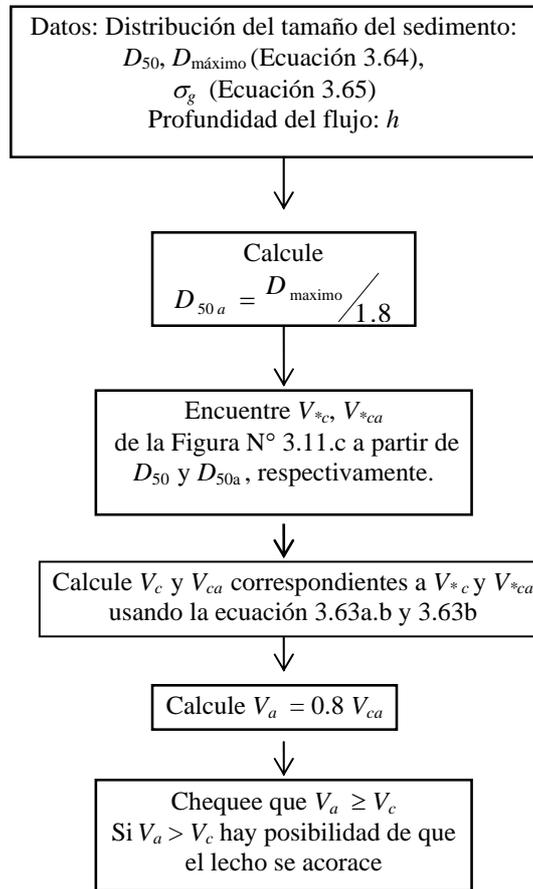
El método se presenta en la Figura 3.11a y requiere de los siguientes parámetros:

- $V$  = velocidad del flujo
- $h$  = profundidad del flujo
- $\sigma_g$  = desviación estándar de los sedimentos (Ecuación 3.65)
- $D$  = diámetro de la partícula de sedimento
- $V_c$  = velocidad crítica
- $V_a$  = velocidad de acorazamiento



**Figura 3.11.a Diagrama de flujo para determinar la profundidad de socavación local. Melville, B. W., 1988.**

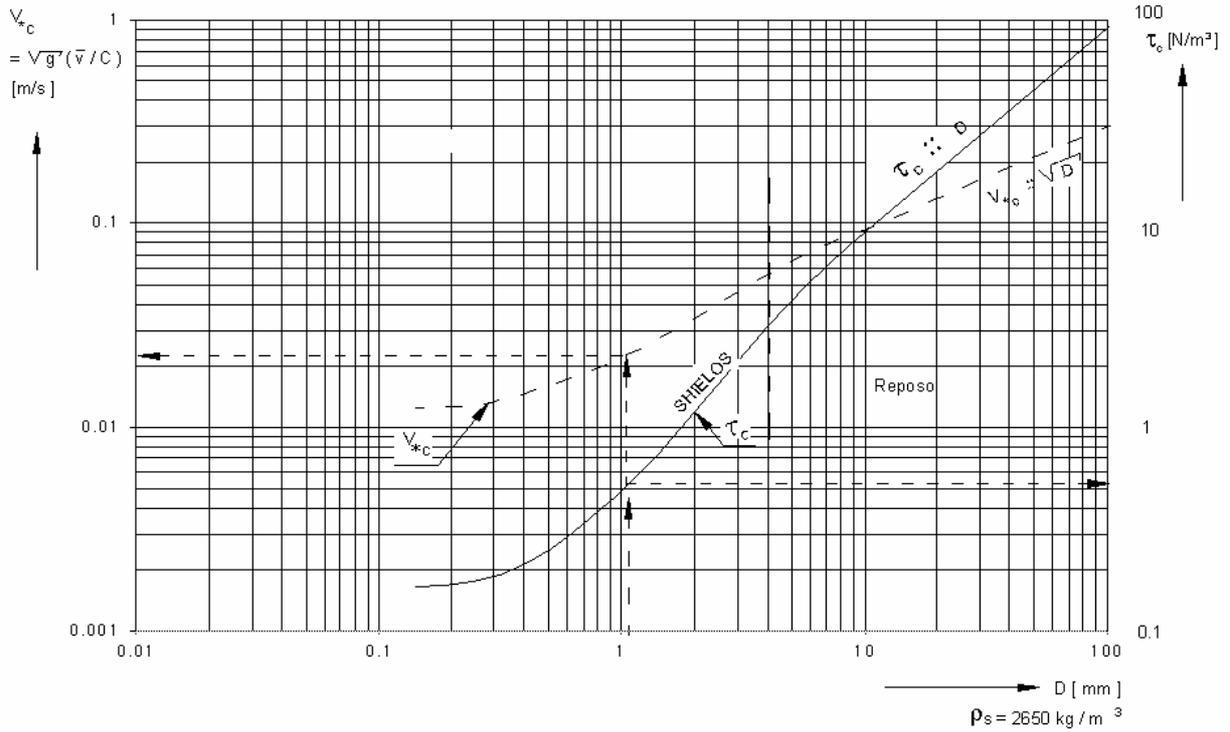
La Figura 3.11b incluye un diagrama de flujo que permite establecer la velocidad de acorazamiento tal como lo propone B. W. Melville en su método para calcular la profundidad de socavación local en pilas.



**Figura 3.11.b. Diagrama de flujo para determinar la velocidad límite de acorazamiento  $V_a$ . Melville, B. W., 1988.**

$$V_c = 5.75V_{*c} \log\left(5.53 \frac{h}{D_{50}}\right) \dots\dots\dots 3.63a$$

$$V_* = \sqrt{gRI} \dots\dots\dots 3.63b$$



**Figura 3.11.c. Curva de Shields para movimiento incipiente de sedimentos.**  
 $\rho_s = 2,650 \text{ Kg/m}^3$ ,  $\rho_w = 1,000 \text{ Kg/m}^3$ ,  $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  y  $T^\circ = 20^\circ$ . Breusers, H. N. C., 1984.

$D_{50}$  = diámetro 50 del material del lecho.

$D_{50a}$  = diámetro 50 del lecho acorazado

$D_{\text{máximo}}$  = tamaño máximo representativo del sedimento

$$D_{\text{maximo}} = \sigma_g^m D_{50} \dots\dots\dots 3.64$$

$$\sigma_g = \frac{D_{84}}{D_{50}} \dots\dots\dots 3.65$$

$m$  = exponente que es función del  $D_{\text{máximo}}$  escogido de la Tabla 3.6.

**Tabla 3.6 Valor de  $D_{m\acute{a}ximo}$  Melville, B. W., 1988.**

Valor de $D_{m\acute{a}ximo}$ asumido	$m$
$D_{90}$	1.28
$D_{95}$	1.65
$D_{98}$	2.06
$D_{99}$	2.34

- $V_{*c}$  = velocidad cortante crítica correspondiente a  $D_{50}$
- $V_{*ca}$  = velocidad cortante crítica de acorazamiento correspondiente a  $D_{50a}$
- $V_c$  = velocidad crítica correspondiente a  $V_{*c}$
- $V_{ca}$  = velocidad crítica de acorazamiento correspondiente a  $V_{*ca}$
- $V_a$  = velocidad crítica de acorazamiento

La  $V_a$  calculada siguiendo el procedimiento ilustrado en la Figura 3.11b debe ser mayor que  $V_c$  para que haya la posibilidad de acorazamiento. En caso de que  $V_a < V_c$ , la solución simple está en asumir que  $V_a = V_c$  y que el material del lecho se comporta como si fuera uniforme y que por lo tanto no se acoraza.

### 3.3.8 Método de Froehlich (1991)

Una ecuación desarrollada por el Dr. David Froehlich es usada por el programa HEC-RAS (1998) como una alternativa a la ecuación de la Universidad Estatal de Colorado que se presenta en el Numeral 3.3.9.

$$d_s = 0.32K_f (a')^{0.62} h^{0.47} F_r^{0.22} D_{50}^{-0.09} + a \dots\dots\dots 3.66$$

- $d_s$  = profundidad de socavación local [m]
- $K_f$  = factor de corrección por la forma de la pila. Tabla 3.7
- $a'$  = ancho proyectado de la pila con relación al ángulo de ataque del flujo [m]
- $a$  = ancho de la pila, adicionado como un factor de seguridad [m]
- $h$  = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m]
- $F_r$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila
- $D_{50}$  = diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50% es menor [m]

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } F_r \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } F_r > 0.8$$

Si la profundidad de socavación se analiza para un caso particular, Froehlich sugiere que no se adicione el factor de seguridad  $a$  al final de la ecuación. El programa HEC-RAS (1998) siempre adiciona este factor de corrección.

**Tabla 3.7 Factor de corrección  $K_f$**

Forma de la pila	$K_f$
Punta cuadrada	1.3
Pila con punta circular	1.0
Pila con punta aguda o triangular	0.7

**3.3.9 Método de la Universidad Estatal de Colorado (CSU)**

Existe una ecuación desarrollada por la Universidad Estatal de Colorado (CSU) para el cálculo de la socavación local en pilas tanto en agua clara como en lecho móvil. Esta ecuación fue desarrollada con base en análisis dimensional de los parámetros que afectan la socavación y análisis de datos de laboratorio. Es el método más usado en los Estados Unidos de América (HEC-18, 1993, 1995) y es una de las dos que usa el programa HEC-RAS (1998).

$$\frac{d_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} F_r^{0.43} \dots\dots\dots 3.67$$

Para pilas con punta circular alineadas con el flujo se tiene, al igual que en el método de Froehlich:

$$d_s \leq 2.4a \text{ para } F_r \leq 0.8$$

$$d_s \leq 3.0a \text{ para } F_r > 0.8$$

- $d_s$  = profundidad de socavación local [m]
- $h$  = profundidad del flujo directamente aguas arriba de la pila [m]
- $K_f$  =  $K_1$  = factor de corrección que tiene en cuenta la forma de la pila (Tabla 3.8)
- $K_\phi$  =  $K_2$  = factor de corrección que tiene en cuenta el ángulo de ataque del flujo (Tabla 3.9 o ecuación 3.69)
- $K_c$  =  $K_3$  = factor de corrección por la forma del lecho (Tabla 3.10)  
Usualmente igual a 1.1
- $K_a$  =  $K_4$  = factor de corrección por acorazamiento del sedimento del lecho (Ecuación 3.70 y Tabla 3.11). Este factor fue introducido en la versión corregida de HEC-18 (1993) publicada en 1995.
- $a$  = ancho de la pila [m]
- $l$  = longitud de la pila [m]
- $F_r$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila
- $F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots 3.68$
- $V$  = velocidad media del flujo directamente aguas arriba de la pila [m/s]

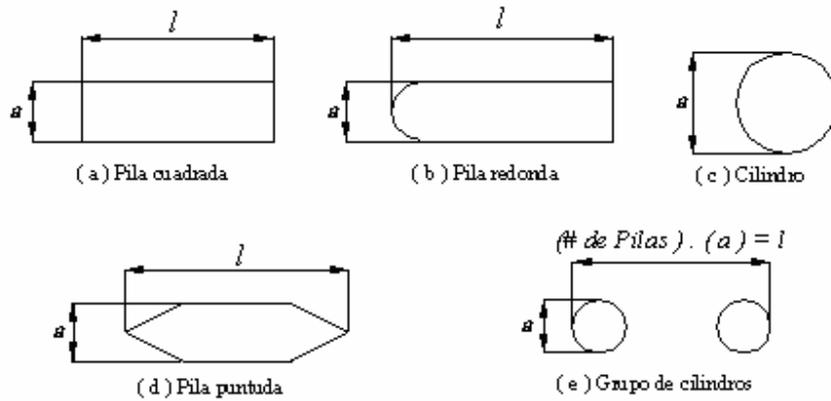


Figura 3.12 Formas típicas de pilas. HEC-18. 1993.

Tabla 3.8 Factor de corrección por la forma de la pila  $K_f$  Método CSU. HEC-18. 1993.

Forma de la pila	$K_f$
Nariz cuadrada	1.1
Nariz redonda	1.0
Cilíndrica	1.0
Punta aguda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

El factor de corrección  $K_f$  se determina usando la anterior tabla cuando el ángulo de ataque es menor que  $5^\circ$ . En otro caso,  $K_\phi$  domina para ángulos mayores por lo que  $K_f$  debe ser tomado igual que 1.0.  $K_f$  debe usarse solamente cuando las condiciones del flujo influyen sobre toda la longitud de la pila pues el factor de corrección podría ser menor en otros casos.

Tabla 3.9 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo  $K_\phi$  Método CSU. HEC-18. 1993.

Ángulo de ataque	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
$0^\circ$	1.0	1.00	1.0
$15^\circ$	1.5	2.00	2.5
$30^\circ$	2.0	2.75	3.5
$45^\circ$	2.3	3.30	4.3
$90^\circ$	2.5	3.90	5.0

Si  $l/a$  es mayor que 12, se usan los valores correspondientes a  $l/a = 12$  como máximos.

$$K_\phi = \left( \cos \phi + \frac{l}{a} \text{sen} \phi \right)^{0.65} \dots\dots\dots 3.69$$

**Tabla 3.10 Factor de corrección por la forma del lecho  $K_c$ . Método CSU. HEC-18. 1993.**

Condición del lecho	Altura de la duna $H$ [pies]	$K_c$
Socavación en agua clara	N/A	1.1
Lecho plano y antidunas	N/A	1.1
Dunas pequeñas	$2 < H < 10$	1.1
Dunas mediana	$10 < H < 30$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

Se recomienda usar un valor de  $K_c$  de 1.1 considerando que el lecho tiende a ser plano durante crecientes.

El factor de corrección  $K_a$  disminuye la profundidad de socavación por acorazamiento del hueco de socavación para materiales del lecho con  $D_{50}$  mayor o igual que 2 mm o  $D_{95}$  mayor o igual que 20 mm ( $D_{50} \geq 0.002$  m o  $D_{95} \geq 0.02$  m).

**Tabla 3.11 Criterios para adoptar  $K_a$  (HEC-18, 2001).**

$D_{50} < 2$ mm o $D_{95} < 20$ mm	$K_a = 1.0$
$D_{50} \geq 2$ mm y $D_{95} \geq 20$ mm	$K_a = 0.4(V_R)^{0.15}$

$$K_a = 0.4(V_R)^{0.15} \dots\dots\dots 3.70$$

$$V_R = \left[ \frac{V_1 - V_{icD50}}{V_{cD50} - V_{icD95}} \right] > 0 \dots\dots\dots 3.71$$

$$V_{icDx} = 0.645 \left( \frac{D_x}{a} \right)^{0.053} V_{cDx} \dots\dots\dots 3.72$$

- $V_R$  = relación de velocidad
- $V_1$  = velocidad de aproximación justo aguas arriba de la pila [m/s]
- $V_{icDx}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_x$  de las partículas de sedimento [m/s]
- $V_{icD95}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_{95}$  del material de lecho [m/s]
- $V_{icD50}$  = velocidad de aproximación requerida para iniciar socavación en la pila para el tamaño  $D_{50}$  del material de lecho [m/s]
- $V_{cDx}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $D_x$  del material de lecho [m/s]
- $V_{cD50}$  = velocidad crítica para iniciar movimiento de partículas de tamaño  $D_{50}$  del material de lecho [m/s]
- $a$  = ancho de la pila [m]

$$V_{cD_x} = \frac{6.19h^{1/6}D_x^{1/3}}{3.73} \dots\dots\dots$$

- $D_x$  = tamaño de la partícula para la que el x por ciento del material del lecho es mas fino [m]
- $h$  = profundidad del agua aguas arriba de la pila sin incluir socavación local [m]

**El valor mínimo de  $K_a$  es 0.4.**

**Nota:**

Para el caso de cimentación expuesta al flujo después de la cimentación, HEC-18 (1993) recomienda que se siga el procedimiento explicado en el Numeral 3.4.1.

**3.4 Socavación cuando el puente está actuando bajo presión**

El flujo a presión en un puente puede compararse con el flujo a través de un orificio o con el flujo bajo una compuerta. Ocurre cuando el nivel del agua hacia aguas arriba del puente iguala o supera la elevación mínima de la losa de la superestructura del puente. A profundidades mayores del flujo, el puente puede quedar completamente sumergido de forma que el flujo resultante es una compleja combinación de flujo a través del puente (orificio o compuerta) y flujo sobre el puente (vertedero), (Ver Capítulo 2 de la Parte IV sobre Estudios Básicos). Flujo sobre vertedero también puede presentarse en los terraplenes de acceso al puente. Este flujo de agua vertiendo sobre los accesos representa un alivio al caudal que debe pasar a través del puente.

Flujo a presión bajo el puente ocasiona profundidades de socavación local mayores que para flujo libre considerando iguales velocidades y profundidades de aproximación. El incremento en profundidad de socavación se debe a que el flujo es dirigido hacia el lecho por la superestructura debido a la contracción y al aumento de la intensidad del vórtice de herradura. Sin embargo, puede suceder que cuando el puente llega a quedar sumergido, la velocidad media a través de él se reduce por el efecto de remanso y por la disminución de caudal que representa el agua descargada por estructuras de alivio. La peor situación se presenta cuando todo el agua debe pasar a través del puente y no existe la posibilidad de alivio sobre el puente o los accesos y no hay efecto de remanso aguas abajo.

Cuando se presenta flujo a presión, la profundidad de socavación se incrementa. HEC-18 (1993) sugiere que se usen factores de multiplicación que fluctúan entre 1.0 para números de Froude menores que 0.1 y 1.6 para números de Froude de 0.6. Criterio de ingeniero debe ser usado para determinar el correcto factor multiplicador de la profundidad de socavación. Si el puente puede ser sobrepasado, la profundidad del agua a ser usada en el cálculo de la socavación y para calcular el número de Froude es la altura hasta el tope de la losa del puente o hasta el tope de la defensa.

**3.5 Factor de corrección para la socavación en pilas de gran ancho**

Estudios de laboratorio y datos de campo para pilas de gran ancho, en flujos de poca profundidad, han indicado que las ecuaciones existentes para el cálculo de la socavación local

en pilas, sobrestima las profundidades. Johnson y Torrico sugieren las siguientes ecuaciones para el factor de corrección  $K_w$ , utilizado para corregir los resultados de la Ecuación 3.67, anteriormente vista, para la condición de pilas de gran ancho y flujos poco profundos.

$$\frac{d_s}{h} = 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left(\frac{a}{h}\right)^{0.65} F_r^{0.43} \dots\dots\dots 3.67$$

El factor de corrección debe ser usado cuando la razón del flujo  $h$  y el ancho de la pila  $a$  es menor de 0.8 ( $h/a < 0.8$ ); la razón de ancho de la pila  $a$  al diámetro medio del material del lecho  $D_{50}$  sea mayor que 50 ( $a/D_{50} > 50$ ) y el número de Froude del flujo sea subcrítico.

$$K_w = 2.58 \left(\frac{h}{a}\right)^{0.38} F_r^{0.65} \text{ para } V/V_c < 1 \dots\dots\dots 3.74$$

$$K_w = 1.00 \left(\frac{h}{a}\right)^{0.13} F_r^{0.25} \text{ para } V/V_c \geq 1 \dots\dots\dots 3.75$$

$K_w$  = factor de corrección para la ecuación 3.67 para pilas de gran ancho y flujos poco profundos.

- $a$  = ancho de la pila [m]
- $h$  = profundidad del flujo [m]
- $F_r$  = número de Froude en la sección directamente aguas arriba de la pila

El juicio del ingeniero debe aplicarse al utilizar el factor  $K_w$  debido a que ha sido desarrollado con un número limitado de datos en pruebas de laboratorio. Dicho juicio debe tomar en cuenta el volumen del tránsito, la importancia de la vía, el costo de una posible falla (potencial de pérdidas humanas y dinero) y el cambio en el costo que produce la utilización del factor  $K_w$ .

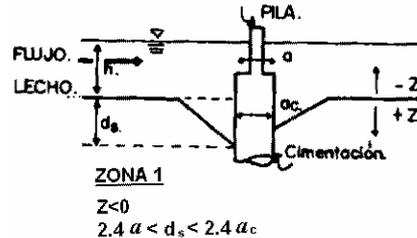
### 3.6 Efecto del tipo y localización de la cimentación sobre la socavación local en pilas

La mayoría de las investigaciones realizadas hasta la fecha se han hecho para pilas que tienen sección transversal uniforme a lo largo de su altura por lo que las ecuaciones de diseño existentes se basan en un ancho único. Ejemplos de pilas no uniformes comprenden pilas sobre zapatas, pilas sobre pilotes y pilas sobre cajones.

Debido a la forma y tamaño no uniformes de la pila, se hace difícil escoger las dimensiones representativas para tener en cuenta al calcular las profundidades de socavación. La dimensión representativa puede ser el ancho de la pila, el ancho de la cimentación o un ancho ponderado. Sin embargo, existen algunas investigaciones que tratan de dar claridad sobre el efecto del tamaño y la profundidad del hueco de socavación cuando la pila es de forma y tamaño no uniforme, o cuando la cimentación queda expuesta al flujo, lo cual es un caso muy común en la realidad, (Ver HEC-18, (1993, 1995); Sterling Jones, J., Kilgore, R. T. y Mistichelli, M. P., (1992); Parola, A. C., Mahavadi, S. K., Brown, B. M. y Khoury, A. E. (1996); y Melville, B. W. y Raudkivi, A. J., 1996)). En general, tres casos de localización de la cimentación se pueden considerar:

**a) El tope de la cimentación está por encima del lecho del río.**

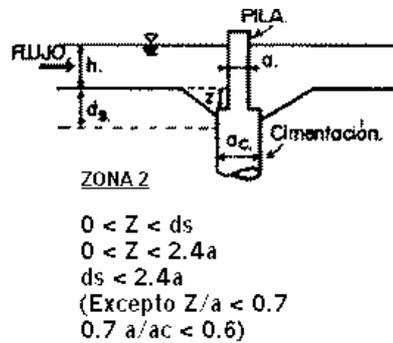
La profundidad de socavación a esperarse fluctúa entre un mínimo cuando la cimentación está a ras del lecho ( $z = 0$ ), hasta un máximo cuando el ancho de la cimentación tiene efecto sobre toda la profundidad del agua ( $-z = h$ ), donde  $-z$  es la altura de la cimentación sobre el lecho del cauce.



**Figura 3.12.a** Tope de la cimentación está por encima del lecho del río.

**b) El tope de la cimentación se encuentra por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación ( $0 < z < d_s$ ).**

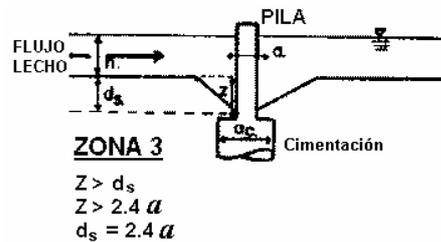
Las profundidades de socavación esperadas resultan menores ya que la influencia de la cimentación puede llegar a absorber los vórtices de herradura asociados con la socavación. Esta disminución de la socavación es más notoria cuando la cimentación se encuentra justo por debajo del lecho del río. La reducción de socavación para el caso de la pila ligeramente enterrada y la pila con cimentación situada a ras del lecho del río es tan brusca que resulta poco seguro tenerla en cuenta. Considerando este factor y que la reducción en la socavación es muy difícil de estimar, para efectos prácticos, se sugiere calcular la socavación considerando únicamente el efecto del ancho de la pila sin tener en cuenta el efecto de la cimentación.



**Figura 3.12.b** Tope de la cimentación se encuentra por debajo del lecho del río y dentro del hueco de socavación.

**c) El tope de la cimentación está por debajo del hueco de socavación ( $z > d_s$ )**

En este caso, la forma y las dimensiones de la cimentación no influyen para nada en la socavación. Los métodos vistos para calcular la socavación considerando únicamente el efecto de la pila deben ser usados.



**Figura 3.12.c. Tope de la cimentación está por debajo del hueco de socavación.**

J. Sterling Jones, R. T. Kilgore y M. P. Mistichelli (1992), han evaluado tres técnicas para caracterizar las dimensiones efectivas del conjunto pila y cimentación cuando ambas están expuestas al flujo:

- Uso del ancho de la cimentación como dimensión característica cuando la altura de la cimentación ocupa más del 10% de la profundidad del agua.
- Uso de un ancho ponderado determinado con base en el promedio del ancho de la pila y del ancho de la cimentación con relación a la profundidad del flujo que los afecta. Una alternativa a esta técnica es el uso de una altura equivalente para el conjunto pila cimentación, según la cual el área de la pila se convierte en una altura adicional de cimentación.
- Uso del componente que domina en el conjunto pila/cimentación tal como se trata a continuación.

### 3.6.1 Uso del componente que domina en el conjunto pila/cimentación

Este enfoque es el recomendado en HEC-18, (1995), para casos en que el cabezal o la zapata de la pila están expuesto al flujo debido a socavación ya sea a largo plazo, por migración lateral de la corriente o por contracción. HEC-18 (2001) contiene actualizaciones que se pueden consultar en el Numeral 3.6.2.

En este caso, el cálculo de la socavación considerando el ancho de la zapata expuesto al flujo en vez del ancho de la pila resulta muy conservador. Por tal razón, se recomienda que el ancho de la pila ( $a$ ) se considere en el cálculo de la socavación si el tope de la zapata está al nivel del lecho o por debajo después de considerarse la socavación a largo plazo, por migración lateral de la corriente y por contracción. Si la zapata se extiende por encima del lecho, se sugiere realizar un segundo cálculo de socavación usando la Ecuación 3.67 vista anteriormente pero con las siguientes modificaciones: tomar el ancho de la zapata ( $a_c$ ) como valor de  $a$ ; la profundidad ( $z$ ) en vez de  $h$ ; y la velocidad media del flujo en la zona de obstrucción ( $V_z$ ) calculada con la ecuación 3.76 en vez de  $V$ . Debe escogerse como profundidad de socavación el mayor valor resultante.

$$\frac{V_z}{V} = \frac{\ln\left(10.93 \frac{z}{K_s} + 1\right)}{\ln\left(10.93 \frac{h}{K_s} + 1\right)} \dots\dots\dots 3.76$$

- $V_z$  = velocidad en la zona debajo del tope de la zapata [m/s]
- $z$  = distancia desde el lecho hasta el tope de la zapata [m]
- $K_s$  = rugosidad del sedimento del lecho.
- Se toma usualmente el  $D_{84}$  del material del lecho [m]
- $h$  = profundidad del flujo aguas arriba de la pila [m]

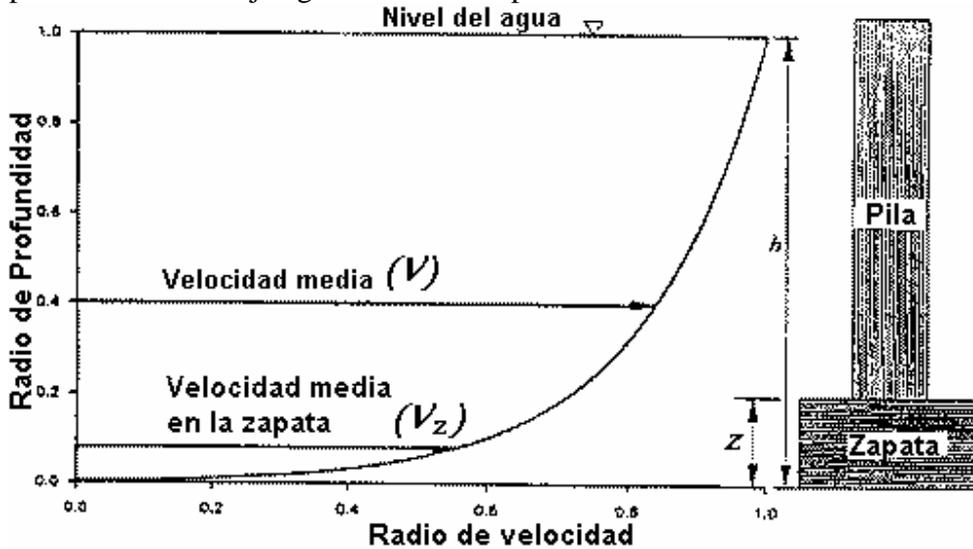


Figura 3.13 Efecto de la cimentación expuesta al flujo. HEC-18. 1995.

### 3.6.2 Socavación para fundaciones complejas de pilas

#### 3.6.2.1 Introducción

Tal como lo indicaron Salim y Jones, la mayor cantidad de investigaciones han sido enfocadas al estudio de pilas sólidas, con muy poca atención a la determinación de las profundidades de socavación en: (1) grupos de pilas, (2) grupos de pilas con placas de apoyo, o (3) sistemas de grupos de pilotes, placas de amarre y apoyo, y pilas sólidas expuestas al flujo. (HEC-18, 2001).

Los tres tipos de fundación pueden seleccionarse por condiciones impuestas por diseño o por socavación (erosión a largo plazo, contracción general, socavación local y migración lateral del cauce). En el caso general, el flujo puede ser obstruido por tres elementos de la subestructura, llamados aquí como los componentes causantes de la socavación, que incluyen el cuerpo principal de la pila, la placa de amarre de fundación y el grupo de pilotes. Para estos elementos se han desarrollado métodos y ecuaciones que determinan las profundidades de socavación particulares. Los resultados de estas investigaciones se recomiendan para el uso de fundaciones complejas.

Aún así, es recomendable continuar con el desarrollo de modelos físicos para determinar las condiciones de socavación de fundaciones complejas e inusuales, incluyendo aquellos casos donde las pilas no se encuentran alineadas o igualmente espaciadas, o para grandes puentes donde las estimaciones de socavación conservadoras no son económicamente aceptables. Sin embargo, los métodos presentados en esta sección proveen un buen estimado de la socavación para una variedad de situaciones de pilas complejas.

Los pasos que se listan abajo, se recomiendan para determinar la profundidad de socavación, en cualquier combinación de los tres elementos estructurales señalados antes, que se encuentran expuestos al flujo.

Se debe recurrir al juicio del ingeniero al aplicar los gráficos de diseño y las ecuaciones que se presentan; y para decidir si se requieren niveles más rigurosos de evaluación. El juicio del ingeniero debe tomar en cuenta, además, el volumen del tránsito, el tipo de tránsito (escolar, ambulancias, bomberos, vía rural, vía interestatal, etc.), la importancia de la carretera, el costo de una posible falla (potencial de pérdidas humanas y de dinero) y el aumento en el costo que podría ocurrir si se utiliza la profundidad de socavación más conservadora. La estabilidad de la fundación debe ser analizada en cuanto a los siguientes aspectos:

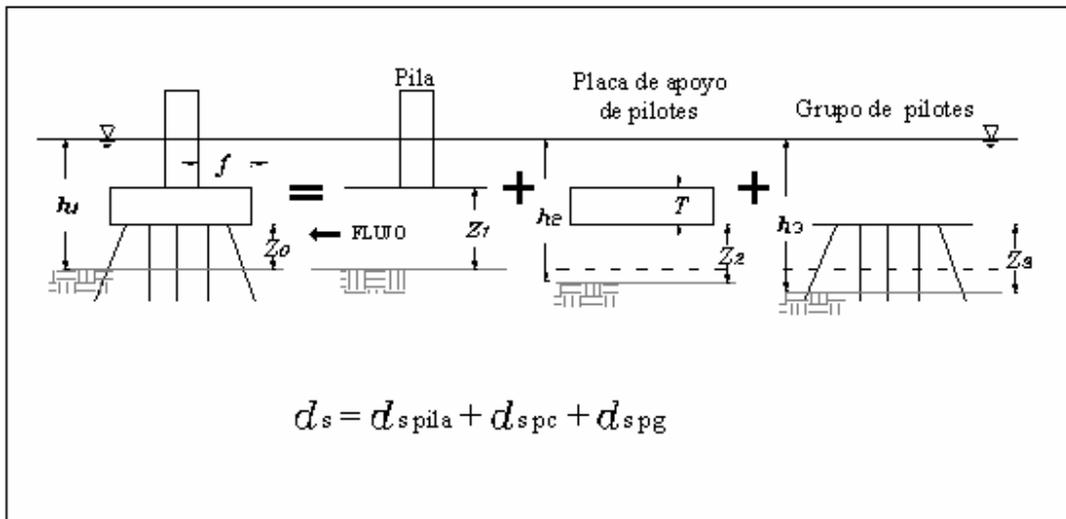
- Las profundidades de socavación deben ser determinadas considerando el evento de 100 años, o para caudales menores que hayan sido identificados y que puedan producir socavaciones de mayor magnitud. También debe hacerse la revisión de la profundidad de socavación para el evento de 500 años, tal como se recomienda en varias secciones de este documento.
- Si se requiere, se puede hacer uso de programas computacionales para el cálculo de las variables hidráulicas (HEC-RAS, WSPRO, FESWMS, etc.).
- La profundidad de socavación local se determina separando los diferentes componentes que la producen, determinando en forma independiente las magnitudes correspondientes y sumando estos valores para obtener la magnitud total. Este método se llama "**Superposición de los Componentes de Socavación**".
- Los sistemas de fundación complejos, deben analizarse para determinar los componentes de la pila que se encuentran expuestos al flujo, o que se verán expuestos, y que producen socavación.
- Las profundidades de socavación deben determinarse para cada componente expuesto al flujo, aplicando las ecuaciones y métodos presentados en las secciones siguientes.
- Los componentes de socavación deben sumarse para obtener la socavación total.
- Las profundidades de socavación deben dibujarse en la sección transversal y analizarse utilizando un equipo interdisciplinario, para determinar su confiabilidad y aplicabilidad para el puente, las condiciones del flujo, la seguridad y los costos.

- En aquellos casos en que se considere que el modelo físico puede reducir la incertidumbre, debe recurrirse a este método, considerando también los aspectos de seguridad y reducción de costos.

**3.6.2.2 Método de análisis basado en la superposición de los componentes de socavación**

Los componentes de socavación para pilas complejas se encuentran ilustrados en la Figura 3.14. La figura se complementa con una definición de las variables.

Nótese que la placa de amarre de pilotes puede encontrarse: por encima de la superficie del agua, en la superficie del agua o en el lecho. La ubicación de esta placa es el resultado del diseño estructural o de las condiciones de degradación a largo plazo y de socavación por contracción. El grupo de pilotes, tal como se ilustra en este caso, es un grupo organizado en filas y columnas. En otros casos, es probable que se requieran sistemas de fundación con configuraciones más complejas. Los métodos que se recomiendan en este manual pueden dar profundidades de socavación mayores o menores, por lo que se requiere del buen juicio del ingeniero.



**Figura 3.14 Definición de los componentes de socavación para pilas complejas. HEC-18. (2001).**

Las variables ilustradas en la Figura anterior y otras utilizadas en los cálculos, se definen a continuación:

- $f$  = distancia entre el borde de la placa de cimentación y la cara de la pila m (pies)
- $z_0$  = altura de la placa sobre el lecho al iniciar los cálculos m (pies)
- $z_1 = z_0 + T$  = altura desde el lecho hasta el nivel inferior de la pila, antes de ocurrir la socavación m (pies)
- $z_2 = z_0 + d_{s\ pila}/2$  = altura desde el lecho hasta el nivel inferior de la placa de cimentación (losa de fundación) posterior a la socavación causada por la pila m (pies)
- $z_3 = z_0 + d_{s\ pila}/2 + d_{s\ pc}/2$  = altura del grupo de pilotes después de calculadas la socavación producida

por la pila y la socavación producida por la placa (pies)	m
$S$ = espaciamiento entre pilotes, distancia centro a centro	m (pies)
$T$ = espesor de la placa de apoyo de pilotes	m (pies)
$h_1$ = profundidad del flujo de aproximación al inicio de los cálculos	m (pies)
$h_2 = h_1 + d_{s\text{ pila}}/2$ = profundidad del flujo para los cálculos de la placa de cimentación	m (pies)
$h_3 = h_1 + d_{s\text{ pila}}/2 + d_{s\text{ pc}}/2$ = profundidad del flujo para los cálculos de los grupos de pilotes	m (pies)
$V_1$ = velocidad de aproximación usada al inicio de los cálculos	m/s (pies/s)
$V_2 = V_1 (h_1/h_2)$ = velocidad ajustada para los cálculos de la placa de cimentación de pilotes	m/s (pies/s)
$V_3 = V_1 (h_1/h_3)$ = velocidad ajustada para los cálculos del grupo de pilotes	m/s (pies/s)

La socavación total calculada a partir de la superposición de los componentes está dada por:

$$d_s = d_{s\text{ pila}} + d_{s\text{ pc}} + d_{s\text{ pg}} \dots\dots\dots 3.77$$

$d_s$ = profundidad de socavación total	m (pies)
$d_{s\text{ pila}}$ = socavación para la pila en el flujo	m (pies)
$d_{s\text{ pc}}$ = socavación para la placa de cimentación en el flujo	m (pies)
$d_{s\text{ pg}}$ = socavación para los pilotes expuestos al flujo	m (pies)

Cada uno de los componentes de socavación se calcula con la Ecuación 3.67, usando un tamaño equivalente de pila para representar los componentes geométricos irregulares, las profundidades de flujo ajustadas y las velocidades, tal como se describen en la lista de variables de la Figura 3.14; así como los ajustes de altura para la pila y el grupo de pilotes. El ajuste de altura se incluye en el tamaño equivalente de pila para la placa de cimentación. En las siguientes secciones se da una guía para calcular cada uno de los componentes.

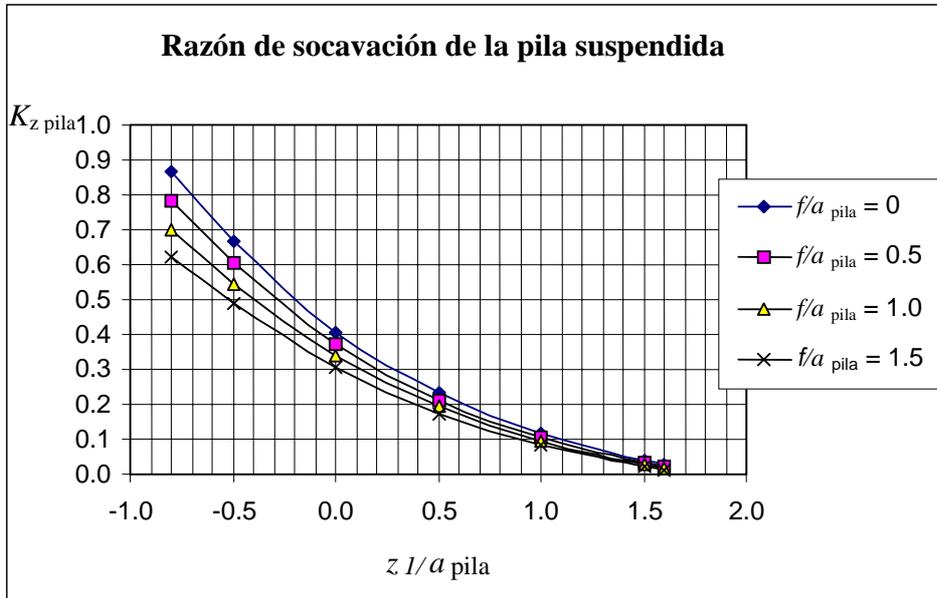
### 3.6.2.3 Determinación del componente de socavación debido a la pila

El componente de socavación para la pila, se debe calcular cuando la placa de cimentación y el grupo de pilotes se encuentran dentro del flujo, y existe una porción suficiente de la pila expuesta a velocidades y profundidades que pueden producir socavación. El primer cálculo se refiere al cálculo de  $d_{s\text{ pila}}$ , utilizando el ancho y largo de la pila, en la Ecuación 3.67.

En esta ecuación,  $a$  es el ancho de pila, las demás variables requeridas fueron definidas antes. Ésta estimación base de la socavación se debe multiplicar por el factor  $K_{z\text{ pila}}$ , dado en la Figura 3.15 como una función de  $z_1/a_{\text{pila}}$  y  $f/a_{\text{pila}}$ , para dar el componente de socavación debido a la porción de pila sumergida en el flujo, como sigue:

$$\frac{d_{s\text{ pila}}}{h_1} = K_{z\text{ pila}} \left[ 2.0K_f K_\phi K_c K_a \left( \frac{a_{\text{pila}}}{h_1} \right)^{0.65} \left( \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} \right)^{0.43} \right] \dots\dots\dots 3.78$$

$K_{z \text{ pila}}$  = coeficiente para tomar en cuenta la altura de la pila sobre el lecho y el efecto de obstrucción que produce la placa de cimentación; definiéndose una distancia "f" igual a la distancia entre la cara frontal de la pila y el extremo del voladizo de la placa



$$K_{z \text{ pila}} = (0.4075 - 0.0669 * f/a_{\text{pila}}) - (0.4271 - 0.0778 * f/a_{\text{pila}}) * z_1/a_{\text{pila}} + (0.1615 - 0.0455 * f/a_{\text{pila}}) * (z_1/a_{\text{pila}})^2 - (0.0269 - 0.012 * f/a_{\text{pila}}) * (z_1/a_{\text{pila}})^3$$

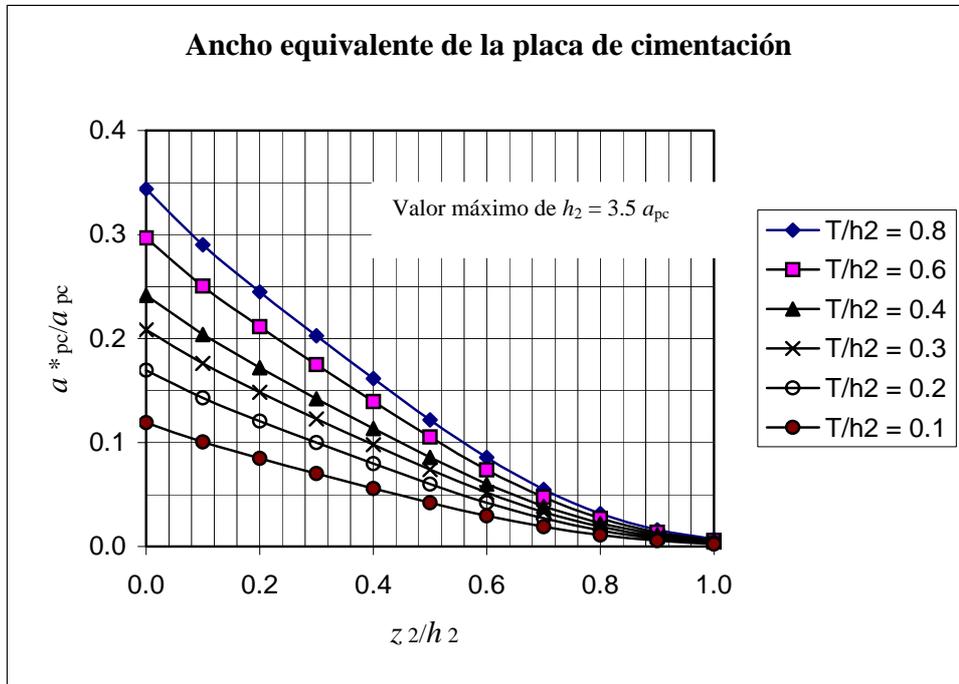
Figura 3.15 Razón de socavación de la pila suspendida. HEC-18. (2001).

### 3.6.2.4 Determinación del componente de socavación debido a la placa de cimentación (losa de fundación).

La necesidad de calcular la socavación debida a la placa de cimentación o placa de amarre de pilotes, se da cuando esta placa se encuentra en el flujo desde la etapa inicial del diseño, o como producto de la degradación a largo plazo, de la socavación por contracción y/o de la socavación atribuida a la pila, sobre la placa. Tal como se describe a continuación, existen dos casos que deben considerarse al estimar la socavación causada por la placa de cimentación. La Ecuación 3.67 se utiliza para calcular el componente de socavación en ambos casos, pero la estrategia conceptual para determinar las variables a ser utilizadas en cada uno, es diferente (parcialmente debido a las limitaciones de los resultados de la investigación disponibles). En ambos casos, el factor de ancho de pila,  $K_w$ , descrito en 3.5, puede ser aplicado para realizar el cálculo.

Caso 1: El fondo de la placa de cimentación se encuentra más alto que el nivel de lecho y se encuentra interrumpiendo el flujo, ya sea por haber sido diseñado de esta forma, o debido a la socavación causada por la porción de la pila en el flujo, sobre la placa. La estrategia en este caso consiste en convertir el ancho de la placa de cimentación,  $a_{pc}$ , en una pila de ancho equivalente,  $a_{pc}^*$ , usando la Figura 3.16. El ancho equivalente de la pila, la profundidad corregida del flujo,  $h_2$ , y la

velocidad corregida del flujo,  $V_2$ , son utilizadas en la Ecuación 3.67 para estimar la socavación correspondiente.



**Figura 3.16 Ancho equivalente de la placa de cimentación. HEC-18. (2001).**

Caso 2: El fondo de la placa de fundación se encuentra bajo el nivel del lecho. La estrategia en este caso consiste en tratar la placa o la fundación expuesta, como si se tratara de una pila de poca altura en un flujo de poca profundidad, considerando la altura en el flujo igual a la altura expuesta de la placa; es decir, la altura medida desde el fondo del lecho hasta al nivel superior de la placa. El flujo que pasa sobre la placa es ignorado. De esta forma, se utiliza el ancho de la placa,  $a_{pc}$ , en los cálculos, pero la altura expuesta de la placa,  $h_f$ , es utilizada en lugar de la profundidad real del flujo. Así mismo, se utiliza la velocidad promedio,  $V_f$ , frente a la placa, en la Ecuación 3.67, para estimar la socavación correspondiente.

**Una suposición inherente en este caso, se refiere a que la fundación es más profunda que la profundidad de socavación, de tal forma que no es necesario agregar la socavación debida al grupo de pilotes como un tercer componente de socavación.** Si el fondo de la placa de cimentación llega a encontrarse justo sobre el nivel de lecho, entonces son aplicables ambos casos, 1 y 2; sin embargo, los métodos no darán necesariamente la misma respuesta. En este caso, debe recurrirse al juicio del ingeniero para seleccionar la profundidad de diseño.

En los párrafos siguientes se describen los dos métodos para determinar los componentes de la socavación debida a la placa de cimentación.

**Caso 1. El fondo de la placa de cimentación se encuentra en el flujo, a un nivel mayor que el nivel del lecho.**

- $T$  = espesor de la placa de cimentación expuesta al flujo m (pies)
- $z_2$  =  $z_0 + d_{s\text{pila}}/2$  m (pies)
- $h_2$  =  $h_1 + d_{s\text{pila}}/2$ , = profundidad del flujo corregida m (pies)
- $V_2$  =  $V_1 (h_1/h_2)$  = velocidad del flujo corregida m/s (pies/s)
- $z_0$  = altura original de la placa de fundación sobre el nivel del lecho m (pies)
- $h_1$  = profundidad original del flujo al inicio de los cálculos, antes de la socavación m (pies)
- $d_{s\text{pila}}$  = componente de la socavación debido al segmento de la pila en el flujo m (pies)
- $V_1$  = velocidad de aproximación al inicio de los cálculos m/s (pies/s)

Determine  $a^*_{pc}/a_{pc}$  a partir de la Figura 3.16 como una función de  $z_2/h_2$  y  $T/h_2$  (nótese que el valor máximo de  $h_2 = 3.5 a_{pc}$ ).

Calcule  $a^*_{pc} = (a^*_{pc}/a_{pc}) a_{pc}$ ; donde  $a^*_{pc}$  es el ancho de la pila equivalente a ser utilizado en la ecuación 3.67 y  $a_{pc}$  es el ancho original de la placa de cimentación. Calcule el componente de la socavación debida a la placa de fundación  $d_{s\text{pc}}$  a partir de la ecuación 3.67 usando  $a^*_{pc}$ ,  $h_2$ , y  $V_2$  como el ancho de pila, la profundidad del flujo y la velocidad, respectivamente. La razón de utilizar la velocidad corregida o ajustada en estos cálculos, se debe a que las velocidades en las cercanías del fondo del lecho son las que producen principalmente la socavación y tienden a reducir el hoyo de socavación local por el componente sobrepuesto. **Para flujos sesgados debe utilizarse la razón  $L/a$  para la placa de cimentación original, como el  $L/a$  de la pila equivalente, para calcular  $K_\phi$ .** Debe aplicarse el factor de corrección de ancho,  $K_w$  si:

- (1) la profundidad total,  $h_2 < 0.8 a^*_{pc}$ ,
- (2) el número de Froude  $V_2/(g h_2)^{1/2} < 1$ , y
- (3)  $a^*_{pc} > 50 D_{50}$ .

El componente de socavación para el caso 1 se escribe entonces de la siguiente forma:

$$\frac{d_{s\text{pc}}}{h_2} = \left[ 2.0 K_f K_\phi K_c K_a K_w \left( \frac{a^*_{pc}}{h_2} \right)^{0.65} \left( \frac{V_2}{\sqrt{g h_2}} \right)^{0.43} \right] \dots\dots\dots 3.79$$

Posteriormente, debe calcularse el componente de socavación debido al grupo de pilotes. Este cálculo se discute mas adelante.

**Caso 2. El fondo de la placa de fundación se encuentra sobre o por debajo del nivel de lecho.**

Una limitación del procedimiento descrito antes, radica en que la gráfica de diseño incluida en la Figura 3.16, no ha sido desarrollada para el caso en que el fondo de la placa se encuentra por debajo del nivel de lecho (valores negativos de  $z_2$ ). En este caso, debe utilizarse una modificación del

procedimiento usado en fundaciones expuestas, descrito en versiones anteriores de la circular HEC-18 (1993). El procedimiento previo fue desarrollado a partir de pruebas en las cuales la fundación nunca perdió apoyo debido a la socavación y tiende a sobrestimar la socavación si el apoyo de la fundación es erosionado.

Como en el caso 1:

$$\begin{aligned}
 h_2 &= h_1 + d_s \text{ pila}/2 && \text{m(pies)} \\
 V_2 &= V_1(h_1/h_2) && \text{m/s (pies/s)}
 \end{aligned}$$

La profundidad promedio del flujo frente a la placa ( $V_f$ ) se determina utilizando la siguiente ecuación, cuyos parámetros se ilustran en la Figura 3.17:

$$\frac{V_f}{V_2} = \frac{\ln\left(10.93 \frac{h_f}{K_s} + 1\right)}{\ln\left(10.93 \frac{h_2}{K_s} + 1\right)} \dots\dots\dots 3.80$$

$V_f$  = velocidad promedio del flujo frente al área expuesta de la placa de cimentación  
m/s (pies/s)

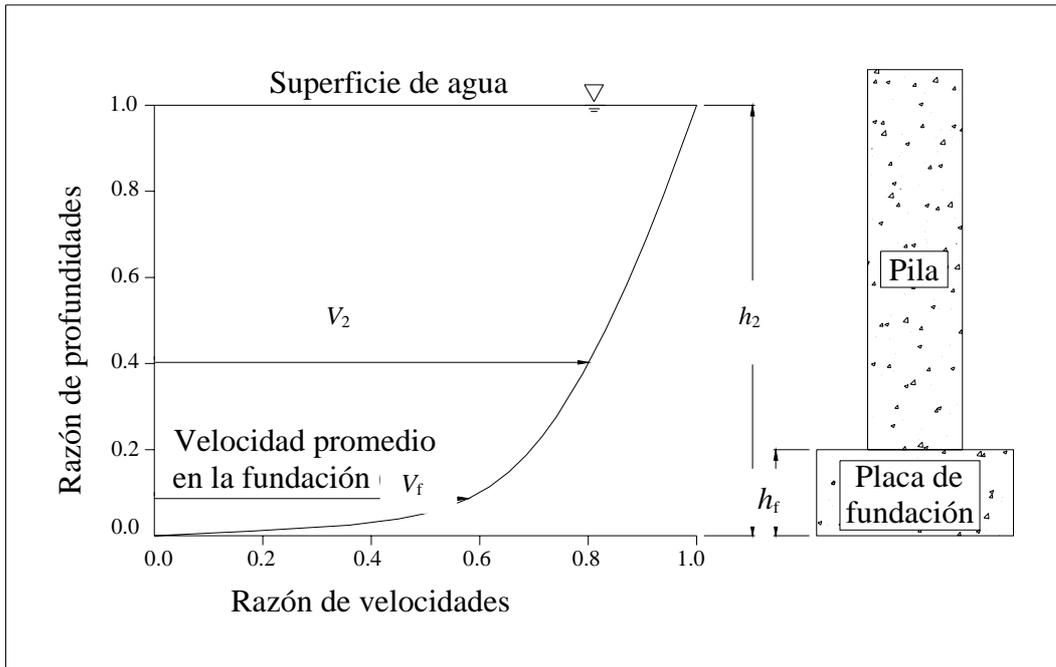
$V_2$  = velocidad promedio ajustada frente a la pila  
m/s (pies/s)

$\ln$  = logaritmo natural de base e.

$h_f$  =  $z_1 + d_s \text{ pila}/2$  = distancia desde el lecho hasta la parte superior de la placa de cimentación (después de restar la degradación de largo plazo, la socavación por contracción y la socavación producida por la porción de la pila expuesta al flujo, sobre la placa)

$K_s$  = Rugosidad del fondo del cauce (normalmente se toma  $D_{84}$  para material del lecho arenoso y  $3.5 D_{84}$  para gravas y materiales del lecho más grueso)  
m (pie)

$h_2$  = profundidad del flujo ajustada frente a la pila incluyendo degradación a largo plazo, por contracción y la mitad de la socavación en la pila  
m/s (pies/s)



**Figura 3.17** Esquema de la velocidad y profundidad del flujo frente a la placa de cimentación expuesta. HEC-18. (2001).

Calcule el componente de socavación debido a la placa de cimentación,  $d_{s\ pc}$  a partir de la Ecuación 3.67, usando el ancho de placa,  $a_{pc}$ , la profundidad del flujo,  $h_f$  y la velocidad del flujo  $V_f$  como los parámetros necesarios. El factor de ancho  $K_w$  del Numeral 3.5 debe ser utilizado en estos cálculos, si:

- (1) la profundidad total del flujo  $h_2 < 0.8 a_{pc}$
- (2) el número de Froude  $V_2/(gh_2)^{1/2} < 1$ , y
- (3)  $a_{pc} > 50D_{50}$ .

Use  $h_2/a_{pc}$  para calcular el factor  $K_w$  si es aplicable. De esta forma, el componente de socavación para la placa de fundación, según el caso 2, es igual a:

$$\frac{d_{s\ pc}}{h_f} = \left[ 2.0 K_f K_\phi K_c K_a K_w \left( \frac{a_{pc}}{h_f} \right)^{0.65} \left( \frac{V_f}{\sqrt{gh_f}} \right)^{0.43} \right] \dots\dots\dots 3.81$$

En este caso, asuma que la socavación debida a la placa de fundación incluye la socavación del grupo de pilotes, y calcule la socavación total como:

$$d_s = d_{s\ pila} + d_{s\ pc} \text{ (Sólo para el caso 2) } \dots\dots\dots 3.82$$

En las versiones anteriores del HEC-18, se recomendaba utilizar la profundidad de socavación mayor entre la socavación de la pila y la socavación de la placa. **Ahora, en cambio, se recomienda sumar los componentes de socavación, utilizando un estimado más realista del componente debido a la pila, y utilizando el método de la velocidad ajustada  $V_2$ , para calcular  $V_f$  y la corrección del ancho de pila, en los cálculos del componente de socavación por fundación expuesta.**

### 3.6.3 Determinación del componente de socavación debido al grupo de pilotes

Las investigaciones realizadas por Salim y Jones y por Smith han proporcionado la base para determinar la profundidad de socavación debida al grupo de pilotes, tomando en consideración el espaciamiento entre ellos, el número de filas de pilotes y un factor de altura que toma en consideración la longitud del pilote expuesto al flujo. Se incluye una guía para analizar los siguientes casos típicos:

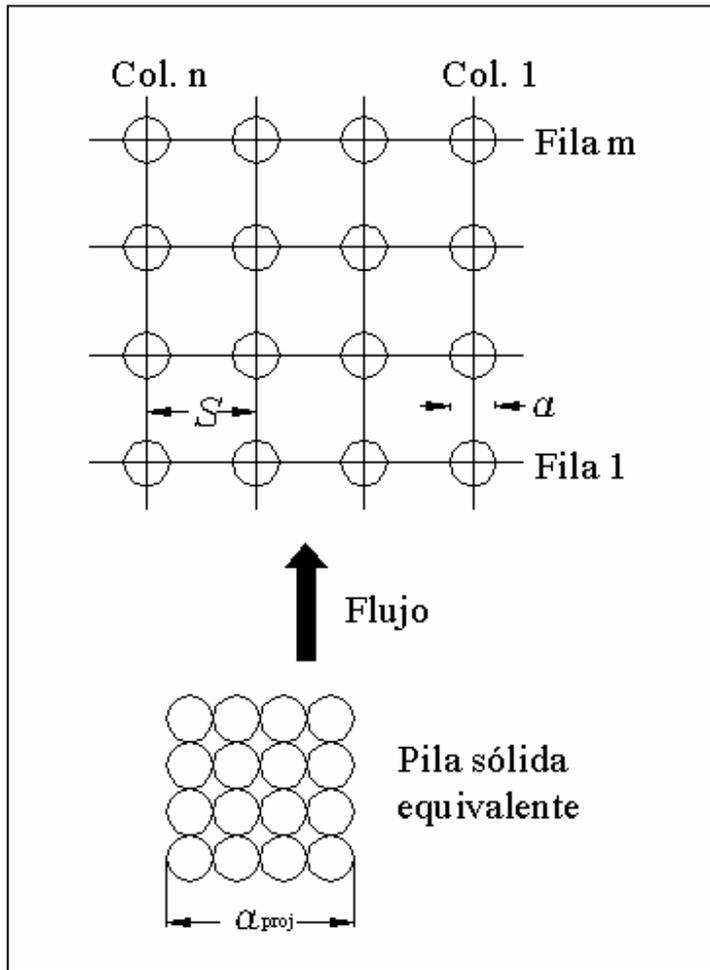
- Caso especial, en el que los pilotes se encuentran alineados entre si y con la dirección del flujo. No existe ángulo de ataque a considerar.
- Caso general, en el que el grupo de pilotes se encuentra sesgado con respecto al flujo, o se trata de un grupo de pilotes con filas desfasadas.

La estrategia para estimar el componente de socavación para el grupo de pilotes, es la misma para ambos casos, pero la técnica para determinar el ancho proyectado de las pilas, es más simple para el caso especial, en el cual las pilas se encuentran alineadas. La estrategia es la siguiente:

- Proyectar el ancho de la pila en un plano normal al flujo.
- Determinar el ancho efectivo de una pila equivalente, que produciría la misma socavación si el grupo de pilotes fuera penetrado libremente por el flujo.
- Ajustar la profundidad del flujo, la velocidad y la altura expuesta de los pilotes, para tomar en cuenta la socavación debida a la porción de la pila que se encuentra sumergida y a la placa de cimentación.
- Determinar el factor de altura del grupo de pilotes basándose en la altura expuesta sobre el lecho.
- Calcular el componente de socavación del grupo de pilotes usando la versión modificada de la ecuación 3.67.

#### • Ancho proyectado de los pilotes

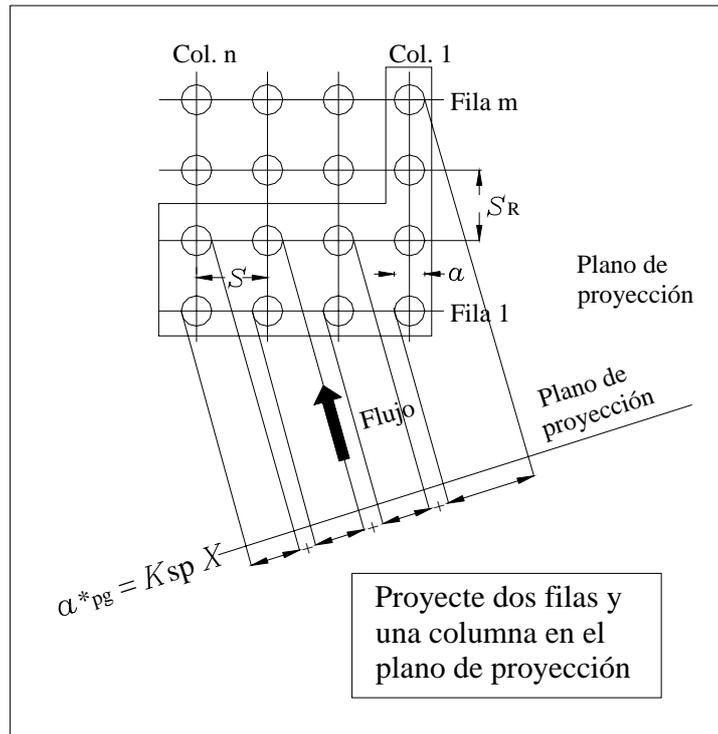
- Para el caso especial en que las pilas se encuentran alineadas con el flujo, el ancho proyectado  $a_{proj}$ , en un plano perpendicular al flujo, es simplemente el ancho de los pilotes agrupados tal como se ilustra en la Figura 3.18.



**Figura 3.18** Ancho proyectado de las pilas, para el caso especial cuando los pilotes se encuentran alineados con el flujo. HEC-18. (2001).

- Para el caso general, Smith determinó que el grupo de pilotes puede representarse como una pila única, con un ancho efectivo igual a  $a^*_{pg}$ , el cual, es igual al factor de espaciamiento multiplicado por la suma de los anchos de las pilas no superpuestas en un plano perpendicular a la dirección del flujo. El grupo de pilotes alineado entre sí y con el flujo, es un caso especial, en el cual la suma de los anchos no superpuestos resulta igual que agrupar todos los pilotes y obtener el ancho total. El procedimiento para el caso general es igual que el procedimiento para el caso de los pilotes alineados, excepto por la determinación del ancho equivalente, el cual es un proceso más elaborado. La suma de los anchos proyectados puede determinarse mediante la representación gráfica, a escala, del grupo; proyectando líneas rectas desde los bordes de los pilotes hasta un plano perpendicular a la dirección del flujo, tal como se ilustra en la Figura 3.19. También se puede realizar, calculando sistemáticamente las coordenadas de los bordes de cada pilote, a lo largo del plano de proyección. Las coordenadas son organizadas en orden ascendente para facilitar la inspección, con el fin de eliminar conteos dobles o áreas superpuestas. Algunas pruebas adicionales se encuentran en desarrollo en el laboratorio de ingeniería hidráulica de la FHWA, con el objeto de determinar técnicas simples para estimar el ancho efectivo; sin embargo, hasta el momento, la técnica de la suma de Smith es la más adecuada.

Smith también realizó pruebas asignando factores de peso a cada pila, dependiendo de su distancia con respecto al plano de proyección; sin embargo, concluyó que no existe aún suficiente información para generar un procedimiento en este sentido y que podría ser muy complicado para el diseñador. **Una alternativa razonable al uso de los factores de peso, se refiere a excluir aquellas pilas que se encuentran más alejadas que las primeras dos filas y la primera columna que se proyecta en el plano perpendicular, tal como se ilustra en la Figura 3.19.**



**Figura 3.19 Ancho proyectado de las pilas para el caso general de las pilas sesgadas con respecto a la dirección del flujo. HEC-18. (2001).**

- **Ancho equivalente de una pila única**

El ancho efectivo de una pila única es el producto del ancho proyectado, multiplicado por el factor de espaciamento y un factor de alineamiento de las filas (usado para el caso especial de las pilas alineadas, solamente).

$$a^*_{pg} = a_{proj} K_{sp} K_m \dots\dots\dots 3.83$$

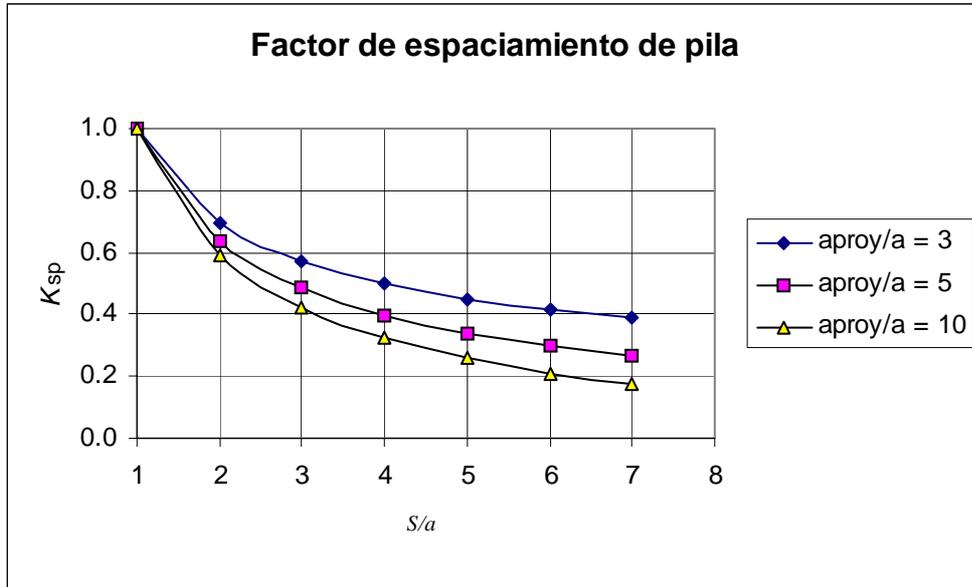
$a_{proj}$  = suma de los anchos de pila no superpuestos (ver Figura 3.18 y Figura 3.19)

$K_{sp}$  = coeficiente de espaciamento de pila (Figura 3.20)

$K_m$  = coeficiente para el número de filas alineadas, m (Figura 3.21, nótese que  $K_m$  es una constante para todos los valores de  $S/a$  cuando existen más de 6 filas de pilotes)

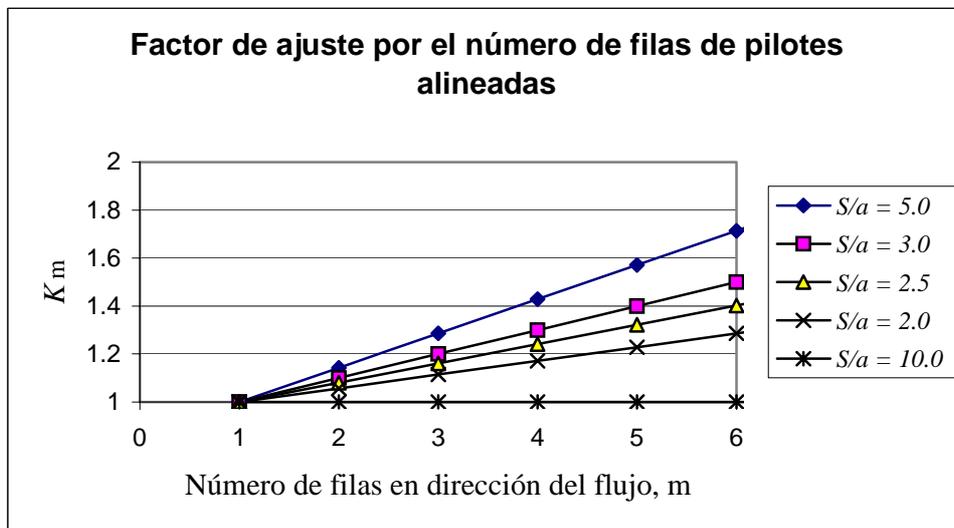
$K_m = 1.0$  para grupos de pilotes sesgados o desfasados.

El factor del número de filas  $K_m$ , es 1.0 para el caso general, donde las filas se encuentran sesgadas o desfasadas entre sí, debido a que la técnica de proyección para el flujo sesgado toma en cuenta el número de filas y es conservador para las filas que se encuentran desfasadas.



$$K_{sp} = 1 - (4/3) * (1 - 1/(a_{proy}/a)) * (1 - S/a)^{0.6}$$

Figura 3.20 Factor de espaciamento de pila. HEC-18. (2001).



$$K_m = 0.9 + 0.1m - 0.0714(m-1) * (2.4 - 1.1 * S/a + 0.1 * (S/a)^2)$$

Figura 3.21 Factor de ajuste por el número de filas de pilotes alineadas. HEC-18. (2001).

• **Profundidad y velocidad ajustadas del flujo**

La profundidad y la velocidad ajustadas, para su uso en la ecuación de socavación de pilotes, se calculan como sigue:

$$h_3 = h_1 + d_{s\ pila}/2 + d_{s\ pc}/2 \quad [\text{m, (pies)}] \dots\dots\dots 3.84$$

$$V_3 = V_1(h_1/h_3) \quad [\text{m/s (pies/s)}] \dots\dots\dots 3.85$$

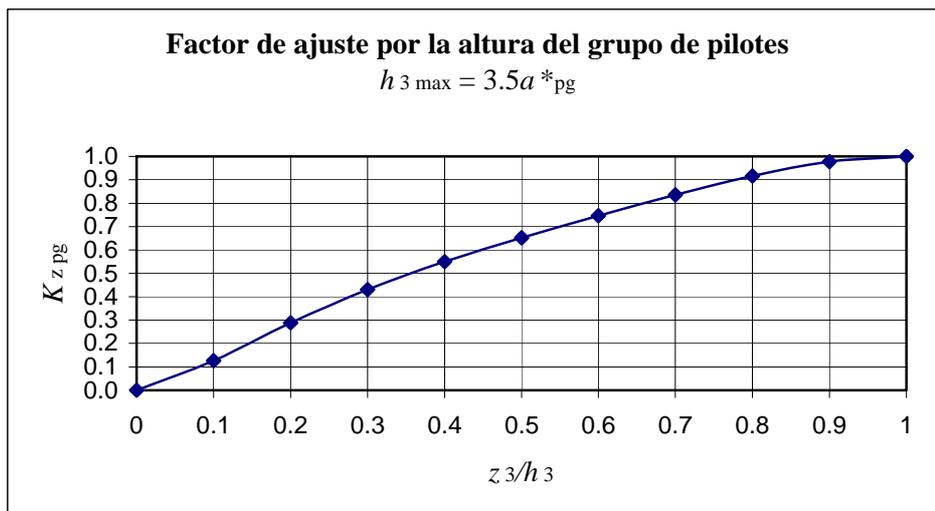
La ecuación de socavación para el grupo de pilotes puede entonces ser escrita de la siguiente forma:

$$\frac{d_{s\ pg}}{h_3} = K_{z\ pg} \left[ 2.0K_f K_c K_a \left( \frac{a_{pg}^*}{h_3} \right)^{0.65} \left( \frac{V_3}{\sqrt{gh_3}} \right)^{0.43} \right] \dots\dots\dots 3.86$$

$K_{z\ pg}$  = factor de altura del grupo de pilotes dado en la Figura 3.22 como una función de  $z_3/h_3$  (nótese que el valor máximo de  $h_3 = 3,5 a_{pg}^*$ )

$y_3 = z_0 + d_{s\ pila}/2 + d_{s\ pc}/2$  = altura del grupo de pilotes sobre el nivel más bajo de lecho, después de considerar los componentes de socavación por la pila y la placa de fundación m (pies)

El factor  $K_\phi$  a partir de la Ecuación 3.67, ha sido omitido debido a que los anchos de pila se encuentran proyectados en un plano que es perpendicular al flujo. La cantidad en los paréntesis cuadrados es la razón de socavación, para una pila única de ancho  $a_{pg}^*$ , como si se extendiera hasta el nivel de la superficie del agua. Esta es la razón de socavación para un grupo de pilotes, de toda la longitud desde el lecho hasta el nivel de las aguas.



$$K_{z\ pg} = (3.08 * z_3/h_3 - 5.23 * (z_3/h_3)^2 + 5.25 * (z_3/h_3)^3 - 2.1 * (z_3/h_3)^4)^{1/0.65}$$

**Figura 3.22** Factor de ajuste por la altura del grupo de pilotes. HEC-18. (2001).

**3.6.4 Determinación de la socavación total para una pila compleja**

La socavación total para pilas complejas se determina a partir de la ecuación:

$$d_s = d_{s \text{ pila}} + d_{s \text{ pc}} + d_{s \text{ pg}} \dots\dots\dots 3.87$$

El método descrito en esta sección, puede ser utilizado para realizar el cálculo de la socavación de un grupo de pilotes simple, que se extienda en toda profundidad del flujo; de tal forma, que los dos componentes iniciales de socavación (de pila y de placa), sean iguales a cero y el factor de altura del grupo de pilotes, igual a 1.0. En el caso de que deba considerarse material flotante, debe aplicarse el juicio del ingeniero y tratar al grupo de pilotes y al material flotante como una extensión de la placa de cimentación; luego, calcular el componente de socavación utilizando el caso 2 descrito antes.

**En aquellos casos de columnas complejas donde los costos son una preocupación, y se podrían obtener ahorros considerables mediante análisis más detallados, se pueden considerar los modelos físicos como una buena alternativa. Estos modelos también podrían utilizarse con éxito en puentes mayores. El método descrito en esta sección, provee un buen estimado inicial de lo que puede anticiparse al utilizar el modelo físico.**

En algunos casos de pilas complejas se dan condiciones como las siguientes: se tiene un número diferente de pilas en una fila o columna, el espaciamento entre los pilotes no es uniforme, los anchos de los pilotes varían. En estos casos, se puede obtener un estimado de la profundidad de socavación usando los métodos y las ecuaciones incluidas en esta sección. Sin embargo, una vez más, se recomienda realizar un modelo físico para obtener el diseño final más adecuado a las condiciones particulares y para predecir con mayor precisión las profundidades de socavación.

**3.7 Efecto sobre la socavación de grupos de pilotes expuestos**

El efecto de grupos de pilotes (Figura 3.23), que se proyectan por encima de la superficie del lecho del río como resultado de la socavación a largo plazo y/o socavación por contracción puede considerarse en cualquiera de dos formas según HEC-18 (1995):

Primero, considerar el ancho proyectado de cada grupo de pilotes como si fueran una simple unidad ignorando el espacio entre los pilotes y tomar el factor de corrección por la forma de la pila ( $K_f$ ), igual a 1.0 independientemente de la forma del pilote; por ejemplo, si tres pilotes circulares están expuestos al flujo con diámetro de 0.4 m y están espaciados 1.8 m, deben considerarse con un ancho total de 1.2 m. Este ancho debe tomarse como el valor de  $a$  en la ecuación 3.67.

Segundo, considerar cada grupo de pilotes como una pila sólida elongada y su correspondiente factor  $K_s$ , usando la ecuación 3.67, para tener en cuenta la posible obstrucción por basuras que se presenta durante las crecientes. La longitud proyectada de los pilotes debe considerarse en igual forma.

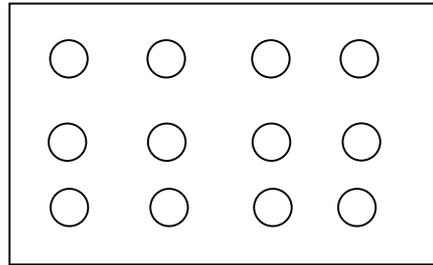


Figura 3.23 Grupo de pilotes. HEC-18. 1995.

El factor de corrección por ángulo de ataque del flujo debe determinarse con base en el ancho y largo adoptados.

Si el grupo de pilotes queda expuesto al flujo como resultado de la socavación local, es innecesario considerar los pilotes en el cálculo de la socavación local.

• Efecto de la ubicación de los cabezales de pilotes

Para cabezales de pilotes colocados en la proximidad a la superficie del agua o en el flujo, se recomienda que el análisis de socavación incluya cálculos de las profundidades de socavación considerando tres casos:

- a) el efecto de grupo de pilotes expuestos
- b) el efecto del cabezal de los pilotes
- c) el efecto de la pila si ésta está parcialmente sumergida en el flujo.

Un valor conservador de la profundidad de socavación será el mayor de los tres casos.

Al calcular las profundidades de socavación causadas por el cabezal, debe asumirse que éste descansa sobre el lecho, se determina  $V_z$  de la Ecuación 3.76 y se usa el valor de  $V_z$  y  $z$  en la Ecuación 3.67.

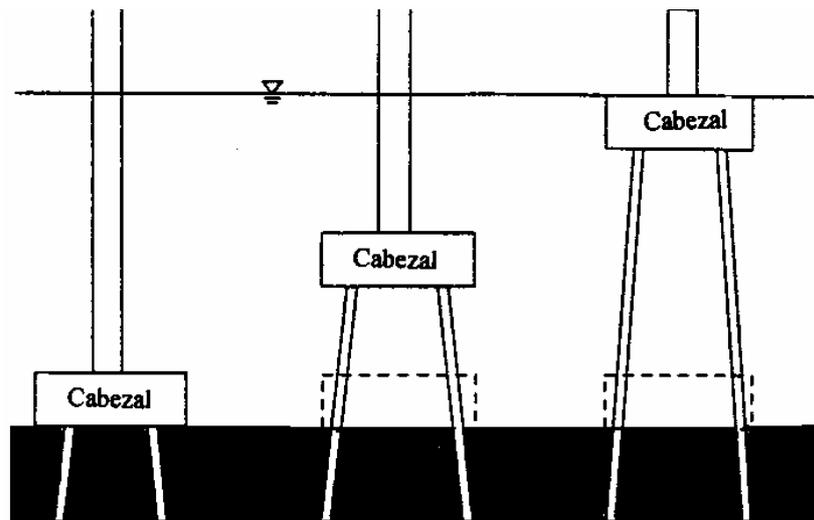
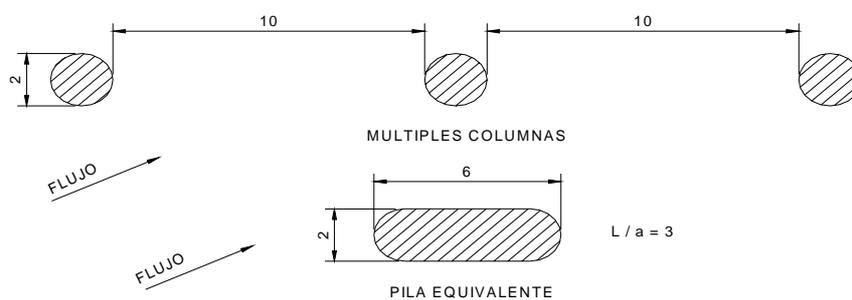


Figura 3.24 Cabezal en contacto con el lecho, en el flujo y en la superficie del agua.

### • Efecto de pilas con columnas múltiples sesgadas al flujo

Para pilas formadas por columnas múltiples sesgadas al flujo (Figura 3.25), la profundidad de socavación depende de la separación entre ellas. El factor de corrección por ángulo de ataque es menor que para el caso de una pila sólida pero no se sabe con certeza su valor.

Al aplicar la ecuación 3.67, anteriormente vista, para columnas múltiples **espaciadas menos que cinco veces** su diámetro, el ancho de la pila es el ancho total proyectado de las columnas sin considerar el espaciamiento entre ellas, tal como se ilustra a continuación.



**Figura 3.25 Múltiples columnas sesgadas al flujo. HEC-18. 1995.**

Por ejemplo, tres columnas cilíndricas de 2.0 m de diámetro espaciadas 10 m, tendrán un ancho proyectado entre 2 m y 6 m dependiendo del ángulo de ataque del flujo. Este ancho, debe usarse en la ecuación 3.67 en donde el coeficiente  $K_f$  será 1.0 independientemente de la forma de las columnas y el coeficiente  $K_\phi$  será también de 1.0 puesto que el ángulo de ataque ya ha sido considerado en el ancho proyectado.

Si las columnas múltiples están **espaciadas más de 5 veces su diámetro** y la acumulación de basuras no es un problema, las profundidades de socavación deben limitarse a un máximo de 1.2 veces la profundidad de socavación local correspondiente a una columna única.

Si el efecto de la basura es un problema, resulta mejor considerar el conjunto de columnas y basura como una sola pila elongada y por lo tanto debe usarse un valor apropiado de  $l/a$  y de ángulo de ataque del flujo para determinar el factor  $K_\phi$ .

### 3.8 Efecto de la acumulación de basura en las pilas

Las basuras acumuladas en una pila aumentan la socavación local ya que su efecto es aumentar el ancho de la pila y dirigir hacia abajo una componente del flujo

No existe mucha investigación sobre el efecto de la acumulación de basura frente a las pilas. B. W. Melville y D. M. Dongol (1992) reportan que Laursen y Toch (1956) hicieron estudios cualitativos del efecto de la acumulación de basuras y observaron que su presencia producía huecos de socavación más amplios y profundos que si la pila estuviera libre de desechos.

Para propósitos de diseño, el efecto de las basuras se considera aumentando el ancho de la pila a ser usado en el cálculo de la socavación local pero quede a criterio decirlo. Para mas detalles, ver M. E. Guevara A., 1998.

### **3.9 Efecto del tiempo de duración de la creciente**

Algunas pocas investigaciones se han realizado para involucrar el factor tiempo o duración de la creciente en la determinación de las profundidades de socavación (Raudkivi, A. J. y Ettema, R., 1983; Yanmaz, A. M. y Altmbilek, H. D., 1991; y Kothyari, U. C., Garde, R. J. y Ranga Raju, K. G., 1992), arrojando algunos resultados preliminares pero riesgosos para ser tenidos en cuenta como criterios de diseño.

El principal postulado que soporta los métodos propuestos hasta la fecha es que bajo condiciones conocidas de caudal pico y tiempo al pico para el hidrograma de diseño, se pueden obtener profundidades de socavación menores que las de equilibrio para condiciones de agua clara. Las profundidades de socavación de equilibrio en un modelo físico pueden llegar a requerir entre dos y tres días lo cual representaría tiempos mucho mayores y no razonables para prototipos, (Capítulo 1). En general, los métodos propuestos para involucrar el factor tiempo resultar muy arriesgados ya que las profundidades encontradas son pequeñas en comparación con otros métodos mas comúnmente aceptados y su uso debe evitarse mientras no se tenga más información que verifique su aplicabilidad.

### **3.10 Efecto del espaciamiento entre las pilas**

La profundidad de socavación no depende generalmente de la proximidad de las pilas adyacentes, pero si está influida por este factor cuando los huecos de socavación se superponen (Laursen, E. M., 1960). Usualmente, el efecto de la influencia de las pilas adyacentes se considera dentro del efecto de la socavación por contracción del cauce.

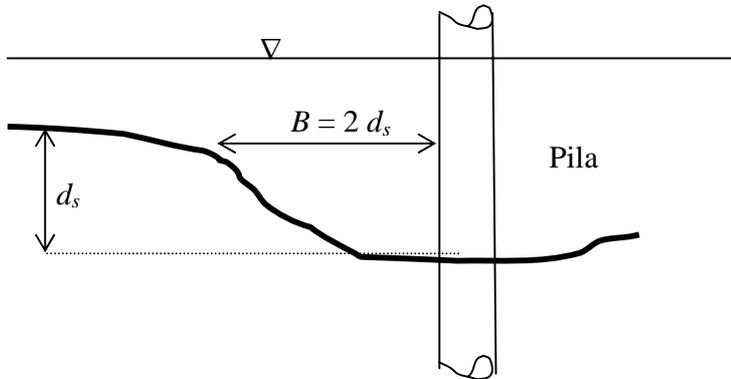
Prácticamente ninguno de los métodos disponibles para calcular socavación en pilas considera el efecto del espaciamiento entre estas estructuras con excepción de los resultados obtenidos en dos investigaciones realizadas por U. C., Kothyari, R. J., Garde y K. G., Ranga Raju (1992) y por K. R. Elliot y C. J. Baker (1985), (Guevara A., E., 1998).

### **3.11 Tamaño del hueco de socavación local en las pilas**

Experiencias realizadas por Dargahi B., (1990) mostraron que después de 12 horas de ensayo, la tasa de socavación se había reducido considerablemente y que la pendiente media del talud del hueco de socavación era de aproximadamente 30°. Este mismo ángulo medio fue medido en experiencias realizadas con diferentes formas de pilas en el laboratorio de hidráulica de la Universidad del Cauca.

HEC-18 (1993) sugiere para aplicaciones prácticas, que el ancho en la superficie del hueco de socavación se tome igual a dos veces la profundidad de socavación local (2.0 *d*.) medido a partir

de la cara de la pila, pudiendo variar entre  $1.0 d_s$  y  $2.8 d_s$  dependiendo del tamaño del hueco de socavación.



**Figura 3.26 Ancho superior del hueco de socavación.**

$B = d_s (K + \cot \phi)$ . ..... 3.88

$B$  = ancho en la superficie del hueco de socavación

$K$  = ancho del fondo del hueco de socavación como una fracción del hueco de socavación.

Varía entre 0 y 1.

$\phi$  = ángulo de reposo del material del lecho variando entre  $30^\circ$  y  $44^\circ$

**3.12 Cálculo de la socavación local en estribos**

Algunos métodos existen para la determinación de la socavación local en estribos: Liu, Chang y Skinner, Laursen, Artamonov, Froehlich, HIRE y Melville. Sin embargo, la incertidumbre existente con relación a la aplicabilidad y a los resultados de las ecuaciones es mayor que para pilas.

Todas las ecuaciones existentes tienen limitaciones de tipo práctico. Por ejemplo, las ecuaciones han sido desarrolladas para cauces de lecho arenoso y no tienen en cuenta la posibilidad de acorazamiento. Las ecuaciones para el cálculo de la socavación en estribos se basan en información de laboratorio y muy poca información de campo existe para su verificación. Casi todas las ecuaciones dan valores muy conservadores de socavación debido a que consideran que el estribo está en el cauce principal formado por lechos aluviales y a que asumen que el caudal de agua obstruido es proporcional a la longitud del estribo, lo que es raro que ocurra en la realidad. El ingeniero diseñador debe determinar la ecuación que se ajusta mejor a las condiciones de un puente dado.

Como se vio en el Capítulo 1 de la Parte IV sobre Conceptos Básicos de Socavación en Puentes, la socavación en los estribos depende de la forma del estribo, las características del sedimento, la forma de la sección transversal, la profundidad del flujo en el cauce principal y en las laderas del estribo, el caudal que es interceptado por el estribo y retorna al cauce principal, el alineamiento del cauce, el tiempo de duración de la creciente, etc., factores que no se reflejan debidamente en las ecuaciones existentes.

La socavación en estribos puede ser en agua clara o en echo móvil (vivo), dependiendo en muchos casos de si el estribo está en las laderas o sobrelanquas o si está metido en el cauce principal.

En muchos casos, los estribos pueden diseñarse a criterio del ingeniero con profundidades de cimentación menores que las dadas por las ecuaciones si van a estar protegidos con enrocado colocado hasta el lecho, o si se construyen diques encauzadores aguas arriba del estribo, u otro tipo de protección. Factores económicos deben considerarse para tomar la decisión final sobre la profundidad de socavación en estribos y su forma de protección.

La socavación local en estribos depende de la interacción del flujo obstruido por el estribo y el enfoque de la vía y el flujo en el cauce principal. El caudal que retorna al cauce principal no es una función simple de la longitud de la estructura y es precisamente la longitud del estribo que se opone al paso del agua el parámetro mas importante que interviene en el cálculo de la profundidad de socavación local. Socavación más severa ocurre cuando la mayor parte del flujo de las laderas es obstruido y obligado a pasar abruptamente por la abertura del puente. Menos socavación ocurre si el flujo obstruido en las laderas regresa gradualmente al cauce principal en el puente.

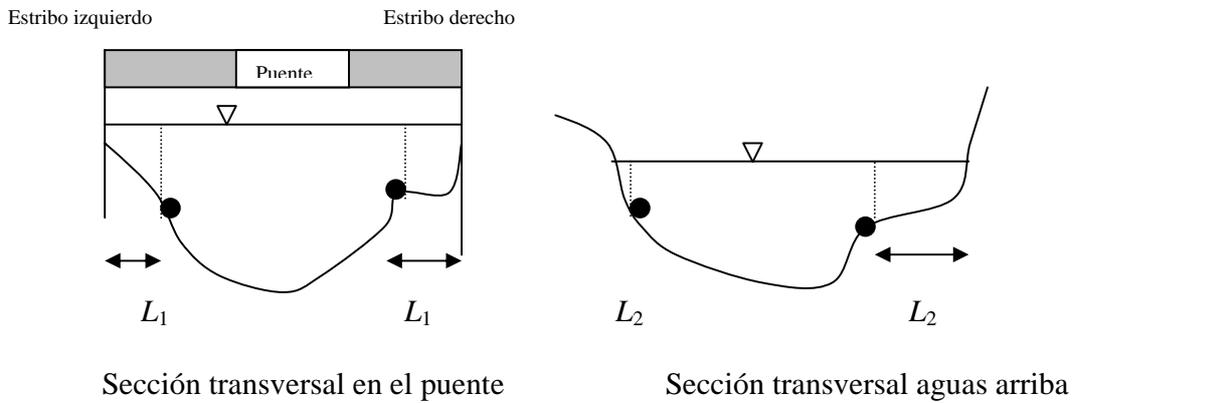
Un método simplístico para determinar la longitud del estribo que se opone al paso del agua es superponer la estructura del puente a la del cauce aguas arriba y ver qué tanto cada estribo obstruye el paso del agua. Esto resulta válido para puentes por construir, pero no es así cuando el puente ya está construido y el cauce natural está afectado por los terraplenes de acceso. En este caso, se recurre a comparar una sección de aguas arriba con la sección en el puente, las que pueden ser diferentes en el ancho del cauce principal y estar afectadas por los terraplenes de aproximación, por lo que en vez de superponerlas mecánicamente, es mejor analizar el comportamiento real del flujo y determinar a criterio lo que de verdad el estribo está obstaculizándolo. Para ello, hay que definir en el campo cuales son los extremos del cauce principal, o sea el que lleva agua durante crecientes de cierta frecuencia. Esto se determina por observación directa de cambios de pendiente en la sección transversal, cambios de color en el suelo o en la vegetación o cualquier otro indicio que lleve a diferenciar el cauce principal del cauce de inundaciones.

La Figura 3.27 ilustra algunas de los casos que se pueden presentar dependiendo de la ubicación del estribo y de los niveles de inundación tanto en la zona del puente como en la sección transversal aguas arriba.

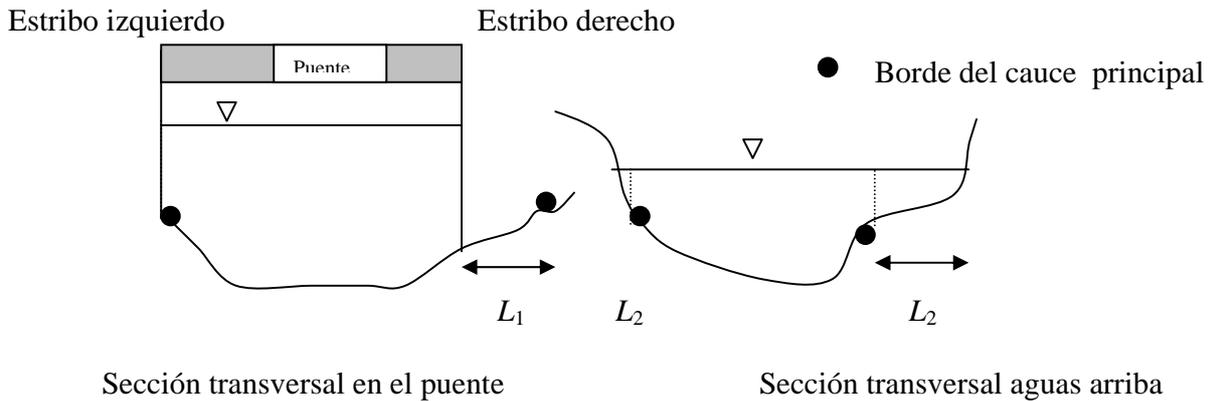
$L_1$  = longitud entre el borde del cauce principal y la pared del estribo (izquierdo o derecho)

$L_2$  = longitud entre el borde del cauce principal y el punto de intercepción del agua con la ladera.

$L$  = longitud del estribo que se opone al paso del agua



Casos 1 y 2. Estribos alejados del cauce principal



Casos 3 y 4. Estribos al borde o en el cauce principal.

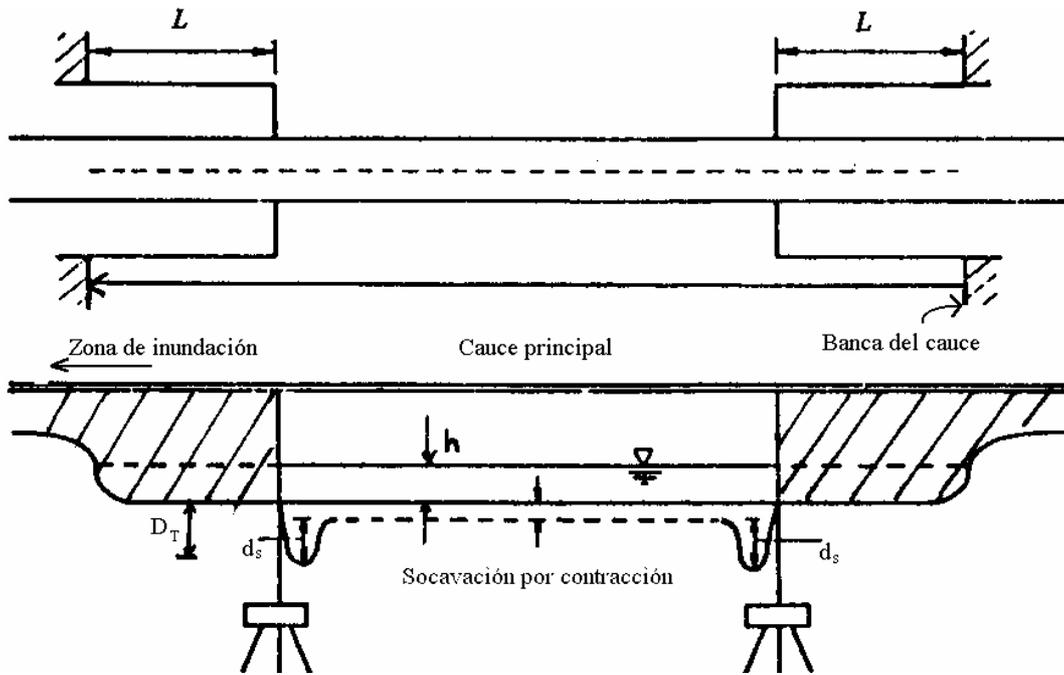
**Figura 3.27 Algunos casos de obstrucción de estribos.**

Las longitudes se consideran positivas cuando se miden desde el borde del cauce principal hacia el exterior y negativas si se miden desde aquel hacia el interior del cauce.

- Caso 1. Estribo izquierdo,  $L_1 > L_2$   
 $L = L_2 - L_1$ ;  $L =$  negativo y por lo tanto el estribo no obstruye el paso del agua  
 $L = 0$
- Caso 2. Estribo derecho,  $L_2 > L_1$   
 $L = L_2 - L_1$
- Caso 3. Estribo izquierdo,  $L_1 = 0$   
 $L = L_2 - L_1$ ;  
 $L = L_2$
- Caso 4. Estribo derecho,  $L_1 =$  negativo  
 $L = L_2 - (-L_1)$   
 $L = L_2 + L_1$

**3.12.1 Método de Liu, Chang y Skinner**

El método se basa en una ecuación resultante de estudios de laboratorio y análisis dimensional realizados en 1961 y se aplica para las siguientes condiciones que se ilustran en la Figura 3.28:



**Figura 3.28 Estribos que se prolongan hasta el cauce principal y no existe flujo en la zona de inundación. HEC-18, 1993.**

- Socavación en lecho móvil
- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).
- Flujo subcrítico.
- Lecho del cauce arenoso.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_\theta$  para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ver Numeral 3.12.4. Ecuación 3.95)
- Los valores de las profundidades de socavación deben ser incrementados en un 30% cuando se presentan dunas en el cauce de aproximación al estribo.
- Si existe lecho plano o lecho con antidunas, las ecuaciones deben aplicarse tal como se exponen a menos que las antidunas ocurran en el estribo, caso para el cual la profundidad de socavación debe incrementarse en un 20%.

$$\frac{d_s}{h} = K_f \left( \frac{L}{h} \right)^{0.4} F_r^{0.33} \dots\dots\dots 3.89$$

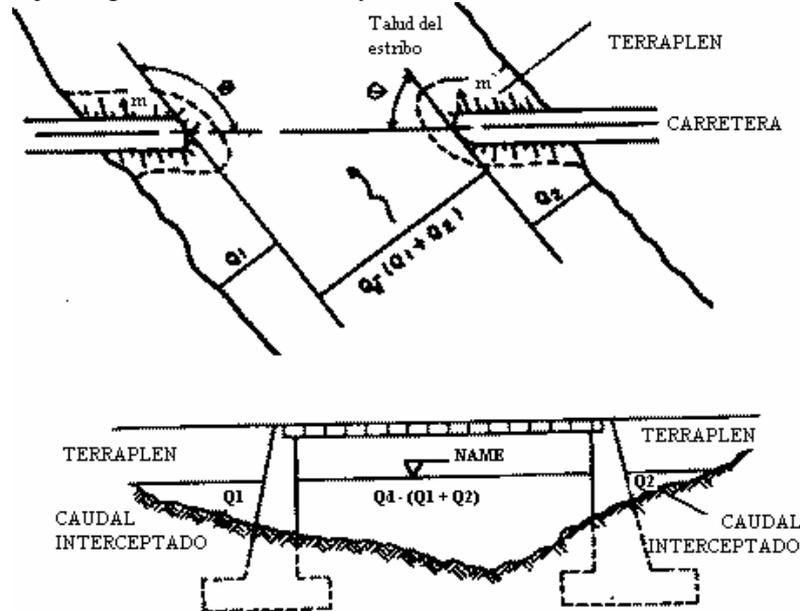
$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} \dots\dots\dots 3.68$$

- $d_s$  = profundidad de socavación de equilibrio medida desde el nivel medio del lecho hasta el fondo del hueco de socavación [m]
- $h$  = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal [m]
- $L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua [m]
- $F_r$  = número de Froude en la sección de aguas arriba
- $V$  = velocidad media del flujo aguas arriba [m/s]
- $K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo
- $K_f = 1.1$  para estribos con pared inclinada hacia el cauce
- $K_f = 2.15$  para estribos con pared vertical

**3.12.2 Método de Artamonov**

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribos sino también al pie de espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción del caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente  $Q_1$  o  $Q_2$  (Figura 3.29).
- Talud que tienen los lados del estribo ( $mH:1.0V$ ).
- Ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente ( $\theta$ ).



**Figura 3.29 Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov. Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).**

$$H_T = K_\theta K_Q K_m h \dots\dots\dots 3.90$$

$H_T$  = profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

$K_\theta$  = coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente.  
Tabla 3.12.

$K_Q$  = coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo  $Q_1$  o  $Q_2$  y el caudal total  $Q_d$  que escurre por la sección transversal.  
Tabla 3.13.

$K_m$  = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo.  
Tabla 3.14.

$h$  = tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

**Tabla 3.12 Coeficiente de corrección  $K_\theta$  Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).**

$\theta$	20°	60°	90°	120°	150°
$K_\theta$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

**Tabla 3.13 Coeficiente de corrección  $K_Q$  Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).**

$Q_1/Q_d$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
$K_Q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

**Tabla 3.14 Coeficiente de corrección  $K_m$  Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).**

Talud $m$	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$K_m$	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$mH:1V$

La siguiente ecuación se usa cuando el puente no está sesgado con relación al flujo ( $\theta = 90^\circ$ ) y la pared de los estribos es vertical:

$$H_T = K_Q h \dots\dots\dots 3.91$$

**3.12.3 Método de Laursen**

Laursen en la década de los ochenta sugirió dos ecuaciones basándose en el razonamiento sobre el cambio en las relaciones de transporte debido a la aceleración del flujo causada por el estribo, una para socavación en lecho móvil y otra para socavación en agua clara aplicables para las siguientes condiciones (HEC-18, 1993):

- Estribos que se proyectan dentro del cauce principal.
- Estribos con pared vertical.
- No existe flujo sobre las bancas del cauce de inundación.
- El largo del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del agua ( $L/h < 25$ ).
- **Las ecuaciones dan profundidades de socavación máximas e incluyen el efecto de la socavación por contracción, por lo que para estas ecuaciones no se debe incluir el efecto de la contracción del cauce para obtener la socavación total.**
- Se recomienda que las ecuaciones se apliquen para valores máximos de  $d_s/h$  igual a 4.0.
- Las ecuaciones dadas por Laursen deben resolverse por tanteos.
- Las ecuaciones deben ser ajustadas por un factor de corrección  $K_\theta$  para considerar el efecto del ángulo de ataque del flujo, (Ver Numeral 3.12.4, Ecuación 3.95).

• **Socavación en lecho móvil**

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[ \left( \frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \dots\dots\dots 3.92$$

• **Socavación en agua clara**

$$\frac{L}{h} = 2.75 \frac{d_s}{h} \left[ \frac{\left( \frac{d_s}{11.5h} + 1 \right)^{7/6}}{\left( \frac{\tau}{\tau_c} \right)^{0.5}} - 1 \right] \dots\dots\dots 3.93$$

- $h$  = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal
- $L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua
- $\tau$  = esfuerzo cortante en el lecho hacia aguas arriba del estribo (Ver Parte II)
- $\tau_c$  = esfuerzo cortante crítico para  $D_{50}$  del material del lecho aguas arriba, (Ver Parte II)

Las dos ecuaciones anteriores son aplicables para estribos con pared vertical por lo que las profundidades de socavación resultantes deben afectarse por un factor de corrección  $K_f$  para tener en cuenta el efecto de otras formas.

- $K_f$  = 0.9 para estribos con aletas inclinadas 45°
- $K_f$  = 0.8 para estribos con pared inclinada hacia el cauce

**3.12.4 Método de Froehlich**

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y en análisis de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993) recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación.

**• Socavación en agua clara y en lecho móvil**

La ecuación de Froehlich que a continuación se expone es de uso común en los Estados Unidos de América.

$$\frac{d_s}{h_e} = 2.27 K_f K_\theta \left( \frac{L}{h_e} \right)^{0.43} F_{re}^{0.61} + 1 \dots\dots\dots 3.94$$

- $d_s$  = profundidad de socavación [m]
- $h_e$  = profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente [m]
- $K_f$  = coeficiente que depende de la forma del estribo. Tabla 3.15. Figura 3.30
- $K_\theta$  = coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. Ecuación 3.95 o Figura 3.31.
- $L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo [m]
- $F_{re}$  = número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo

**Tabla 3.15 Coeficiente por la forma del estribo  $K_f$  Método de Froehlich. HEC-18. 1993.**

Descripción	$K_f$
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

$$K_\theta = (\theta/90)^{0.13} \dots\dots\dots 3.95$$

- $\theta$  = ángulo° de inclinación del estribo. Figura 3.31.
- $\theta < 90^\circ$  si el estribo está inclinado hacia aguas abajo
- $\theta > 90^\circ$  si el estribo está inclinado hacia aguas arriba

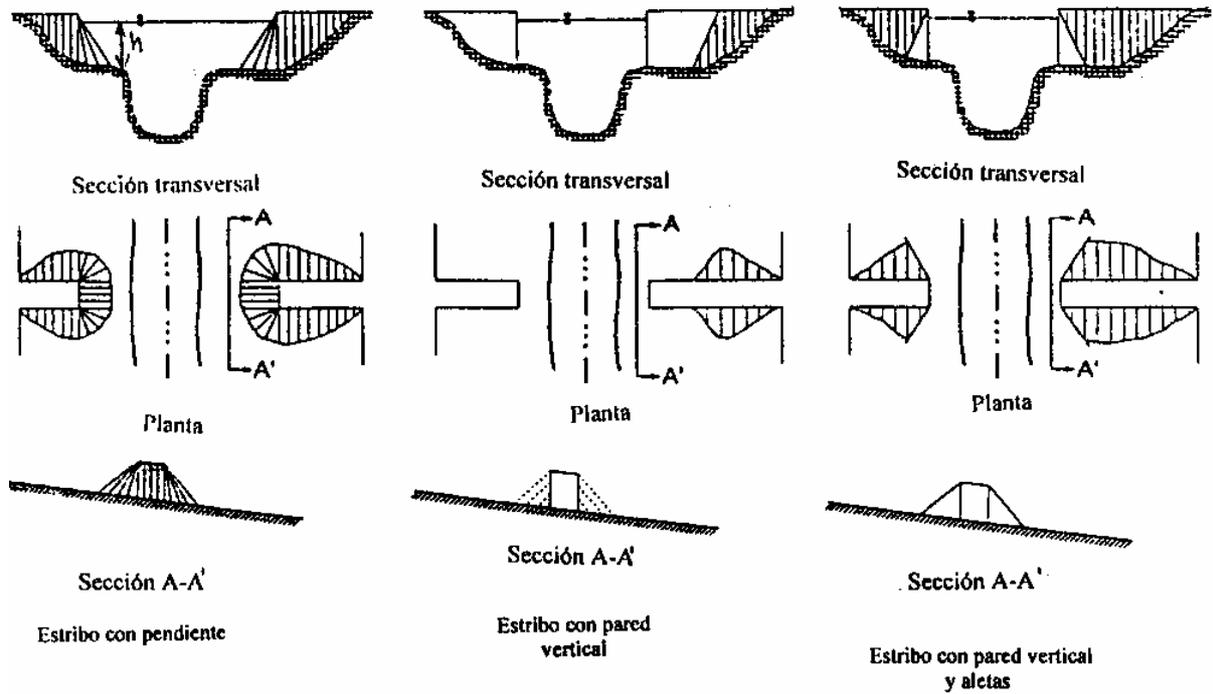


Figura 3.30 Formas comunes de estribos. Método de Froehlich. HEC-18, 1993.

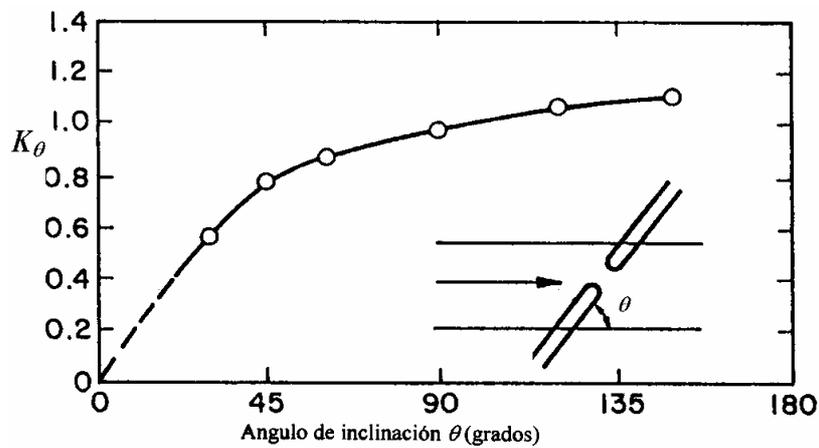


Figura 3.31 Factor de corrección  $K_\theta$ . Método de Froehlich. HEC-18, 1993.

$$h_e = A_e/L \dots\dots\dots 3.96$$

$$F_{re} = \frac{V_e}{\sqrt{gh_e}} \dots\dots\dots 3.97$$

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} \dots\dots\dots 3.98$$

- $V_e$  = velocidad del flujo obstruido por el estribo y los accesos al puente en la sección de aguas arriba [m/s]
- $Q_e$  = caudal obstruido por los estribos o los accesos medido aguas arriba del puente [m<sup>3</sup>/s]
- $A_e$  = área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos [m<sup>2</sup>]

• **Socavación en agua clara**

Froehlich también propone una ecuación solamente para condiciones de socavación en agua clara pero tiende a dar valores muy bajos y no se ha verificado con datos de campo, por lo que HEC-18 (1993) no recomienda su uso. Esta ecuación implica que el material del lecho del río tenga un  $D_{50} \geq 7.6$  cm y que la desviación estándar geométrica del sedimento  $\sigma_g$  sea mayor que 1.5. Se presenta el método para efectos de comparación de resultados con otros métodos.

$$\frac{d_s}{h_e} = 0.78 K_f K_\theta \left(\frac{L}{h_e}\right)^{0.63} F_{re}^{1.16} \left(\frac{h_e}{D_{50}}\right)^{0.43} \sigma_g^{-1.87} + 1 \dots\dots\dots 3.99$$

$\sigma_g$  = desviación estándar geométrica del material

$$\sigma_g = \left(\frac{D_{84}}{D_{16}}\right)^{0.5} \dots\dots\dots 3.100$$

**Nota:** El número 1 al final de las dos ecuaciones propuestas por Froehlich es un factor de seguridad que hace que las ecuaciones predigan profundidades de socavación mayores que aquellas medidas en los experimentos. Este factor de seguridad debe ser usado en el diseño.

**3.12.5 Método de Melville**

B. W. Melville propuso un método basándose en análisis dimensional y desarrollo de relaciones entre parámetros dimensionales usando líneas de mejor ajuste de datos provenientes de ensayos de laboratorio realizados en la Universidad de Auckland en Nueva Zelandia, (Melville B. W., 1992).

El método no ha sido verificado en el campo y no considera al igual que en otros casos efectos debidos a la no rectangularidad del cauce, irregularidades en el lecho, flujo sobre las sobreebanca durante crecientes, ni distribución no uniforme del flujo lateral. Esto hace que el método dé valores de profundidades de socavación muy grandes especialmente cuando los estribos son muy largos. Además, no considera los efectos del tamaño ni de la gradación del sedimento, por lo que puede resultar muy conservador para tamaños grandes y sedimentos bien gradados. Tampoco considera el caso de estribos en suelos cohesivos.

B. W. Melville considera los casos de estribos cortos y largos (Ver Capítulo 1 de la Parte IV sobre Conceptos Básicos sobre Socavación en Puentes) y propone las siguientes ecuaciones de tipo general:

• **Estribos cortos:** cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del agua es menor que la profundidad del flujo ( $L < h$ ).

Se ha demostrado en laboratorio que para estribos cortos el modelo de flujo que causa la socavación no cambia con relación a la profundidad del flujo y que por lo tanto la profundidad de socavación es función principalmente de la longitud del estribo.

$$\frac{d_s}{L} = K_i K_h K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \dots\dots\dots 3.101$$

• **Estribos largos:** cuando la longitud del estribo y zonas de aproximación que se oponen al paso del agua es mayor que 25 veces la profundidad del flujo ( $L > 25h$ ).

La información obtenida en laboratorio confirma que para estribos largos la profundidad de socavación local depende de la profundidad del flujo tal como lo ilustra la siguiente ecuación general:

$$\frac{d_s}{h} = K_i K_L K_D K_\sigma K_f K_\theta K_g \dots\dots\dots 3.102$$

- $d_s$  = profundidad de socavación [m]
- $L$  = longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua [m]
- $h$  = profundidad del flujo al pie del estribo [m]
- $K_i$  = factor de corrección por intensidad del flujo que tiene en cuenta la velocidad del flujo y la velocidad crítica para inicio del movimiento del sedimento
- $K_h$  = factor de corrección por profundidad del flujo
- $K_L$  = factor de corrección por longitud del estribo
- $K_D$  = factor de corrección por tamaño del sedimento
- $K_\sigma$  = factor de corrección por gradación del sedimento
- $K_f$  = factor de corrección por forma del estribo
- $K_\theta$  = factor de corrección por ángulo de ataque
- $K_g$  = factor de corrección por la geometría del cauce de aproximación

La Tabla 3.16 incluye los factores de corrección por forma del estribo en la cual el estribo de pared vertical se ha tomado como referencia. La Figura 3.32 presenta los valores del coeficiente  $K_\theta$  para diferentes ángulos de ataque del flujo.

Tabla 3.16 Valores del factor de corrección  $K_f$ . Melville, W. B., 1992.

Forma del estribo	$K_f$
Estribo de pared vertical angosta	1.00
Estribo de pared vertical con punta semicircular.	0.75
Estribo con aletas a 45°	0.75
Estribo de pared inclinada (H:V)	
0.5:1.0	0.60
1.0:1.0	0.50
1.5:1.0	0.45

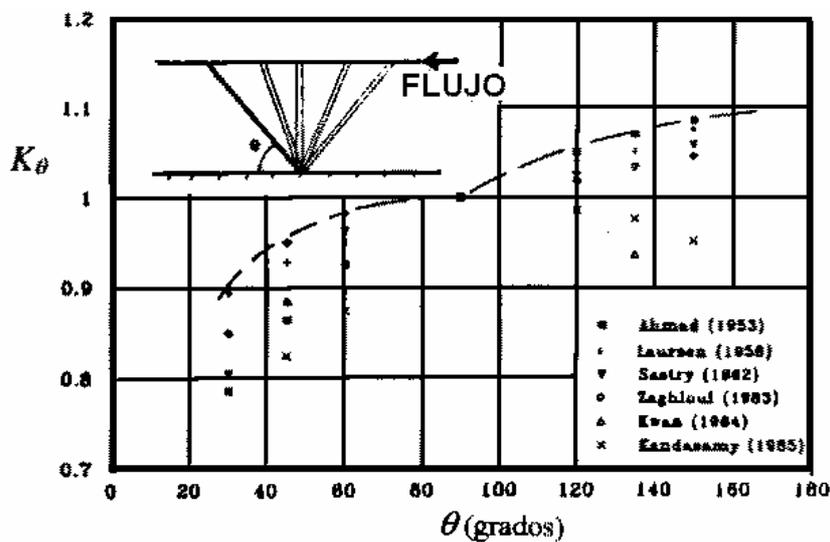


Figura 3.32 Factor de corrección por ángulo de ataque del flujo  $K_\theta$ . Melville, W. B., 1992.

$K_L = 10$  estribos largos

$K_h = 2$  para estribos cortos

$K_i = 1.0$ , considerando que las mayores profundidades de socavación ocurren bajo condiciones de lecho móvil.

Los datos encontrados por W. B. Melville para tener en cuenta la influencia del tamaño y la gradación del sedimento son inconsistentes por lo que sugiere que para propósitos prácticos  $K_D$  y  $K_\sigma$  sean tomados igual a 1.0. Esto significa que las profundidades de socavación obtenidas se aplican para sedimentos uniformes.

Existe algo de información sobre la influencia de la geometría del cauce de aproximación sobre la profundidad de socavación pero más investigación se requiere para poderlo cuantificar debidamente. Por lo tanto, B. W. Melville (1992), sugiere que en principio  $K_g$  se considere igual a 1.0, lo que implica que la profundidad de socavación en un cauce único sería igual a la profundidad de socavación en un estribo localizado en un cauce compuesto. Este valor es muy conservador especialmente para el caso de estribos largos. Para mas detalles, ver M. E. Guevara A., 1998.

• **Conclusiones al método de Melville**

Finalmente, considerando todas las limitaciones en la cuantificación de ciertos factores existentes hasta la fecha de realización de las investigaciones, B. W. Melville, propone las siguientes ecuaciones de diseño que corresponden a envolventes de los datos de laboratorio. Por las razones anteriores, los resultados de su aplicación son bastante conservadores.

• **Estribos cortos ( $L < h$ )**

$$d_s = 2K_f L \dots\dots\dots 3.103$$

$$d_s \text{ máximo} = 2L \dots\dots\dots 3.104$$

Las anteriores ecuaciones consideran que el ángulo de ataque del flujo pierde importancia para el caso de estribos cortos.

• **Estribos de longitud intermedia ( $h \leq L \leq 25h$ )**

En este caso, la forma y la longitud del estribo, el ángulo de ataque y la profundidad del flujo, tienen importancia sobre la profundidad de socavación, tal como lo reflejan las siguientes ecuaciones:

$$d_s = 2K_f^* K_\theta^* (hL)^{0.5} \dots\dots\dots 3.105$$

$$K_f^* = K_f \quad \text{para } L \leq 10h \dots\dots\dots 3.106$$

$$K_f^* = K_f + (1 - K_f) \left( 0.1 \frac{L}{h} - 1.5 \right) \quad \text{para } 10h < L < 25h \dots\dots\dots 3.107$$

$$K_f^* = 1 \quad \text{para } L \geq 25h \dots\dots\dots 3.108$$

$$K_\theta^* = K_\theta \quad \text{para } L \geq 3h \dots\dots\dots 3.109$$

$$K_\theta^* = K_\theta + (1 - K_\theta) \left( 1.5 - 0.5 \frac{L}{h} \right) \quad \text{para } 1h < L < 3h \dots\dots\dots 3.110$$

$$K_\theta^* = 1 \quad \text{para } L \leq h \dots\dots\dots 3.111$$

• **Estribos largos ( $L > 25h$ )**

$$d_s = 10K_\theta h \dots\dots\dots 3.112$$

$$d_s \text{ máximo} = 10h \dots\dots\dots 3.113$$

Las anteriores ecuaciones consideran que la forma del estribo pierde importancia cuando el estribo es largo.

**3.12.6 Método HIRE**

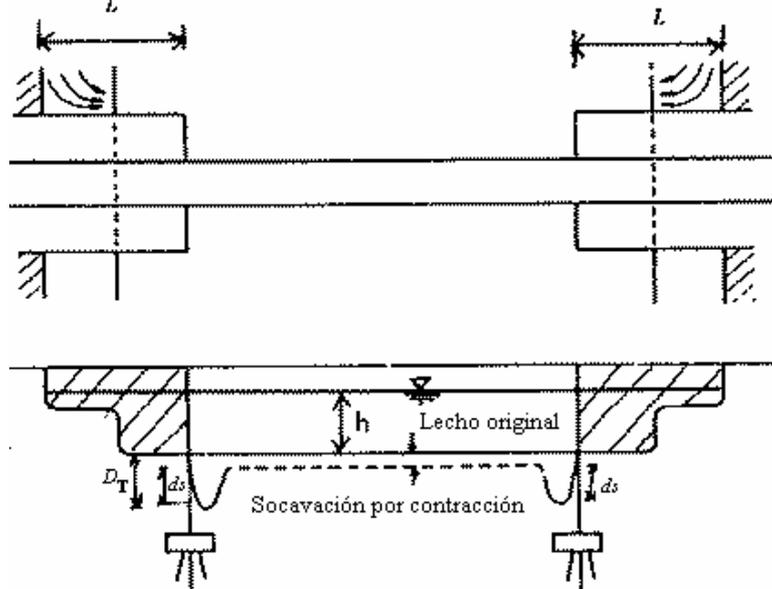
HEC-18 (1993), incluye otra ecuación desarrollada a partir de datos del Cuerpo de Ingenieros Militares de los Estados Unidos para la socavación en la punta de espolones construidos en el Río Mississippi. La ecuación HIRE es por lo tanto aplicable cuando el estribo penetra el cauce principal.

$$d_s = 4h \left( \frac{K_f}{0.55} \right) K_\theta F_r^{0.33} \dots\dots\dots 3.114$$

- $d_s$  = profundidad de socavación [m]
- $h$  = profundidad media del flujo al pie del estribo en la sobreranca o en el cauce principal, considerando la sección transversal inmediatamente aguas arriba del puente. [m]
- $F_r$  = número de Froude basado en la velocidad y profundidad al pie y justo aguas arriba del estribo.
- $K_f$  = coeficiente de corrección por la forma del estribo. Tabla 3.15.
- $K_\theta$  = coeficiente de corrección por el ángulo de ataque del flujo, Ecuación 3.95

**3.13 Efecto del flujo en las sobrerancas sobre la socavación en estribos que se proyectan hasta el cauce principal**

Esta situación considera el caso de que hay flujo de agua pero no hay transporte de sedimentos en las sobrerancas y que además la longitud proyectada del estribo es menor que 25 veces la profundidad media del flujo, (Figura 3.33).



**Figura 3.33 Estribo localizado en el cauce principal con influencia de flujo en las sobrerancas. HEC-18. 1993.**

Una opción es usar las ecuaciones propuestas por Laursen (Ecuaciones 3.92 y 3.93) calculando la longitud del estribo con la siguiente ecuación.

$$L = \frac{Q_e}{Vh} \dots\dots\dots 3.115$$

- $L$  = longitud del estribo [m]
- $Q_e$  = caudal obstruido por el estribo y el acceso al puente [m<sup>3</sup>/s]
- $V$  = velocidad del flujo en el cauce principal [m/s]
- $h$  = profundidad media del flujo aguas arriba en el cauce principal [m]

Otras opciones son usar la ecuación 3.94 propuesta por Froehlich o la siguiente ecuación propuesta por Laursen aplicable para socavación en lecho móvil y en agua clara:

$$\frac{Q_e b}{Q_c h_e} = 2.75 \frac{d_s}{h_e} \left[ \left( \frac{d_s}{4.1 h_e} + 1 \right)^{7/6} - 1 \right] \dots\dots\dots 3.116$$

- $Q_e$  = caudal obstruido por el estribo y el acceso al puente
- $Q_c$  = caudal en el cauce principal
- $b$  = ancho del cauce principal
- $h_e$  = profundidad media del flujo aguas arriba en la sobrebanca obstruida

Esta ecuación no da socavación apreciable cuando no existe flujo sobre la zona de inundación.

**3.14 Efecto de estribos alejados del cauce principal y de puentes de alivio**

Cuando el estribo está alejado del cauce principal una distancia mayor que  $2.75d_s$  es posible que haya flujo en las sobrebancas sin transporte de sedimentos. Este caso se ilustra en la Figura 3.34.

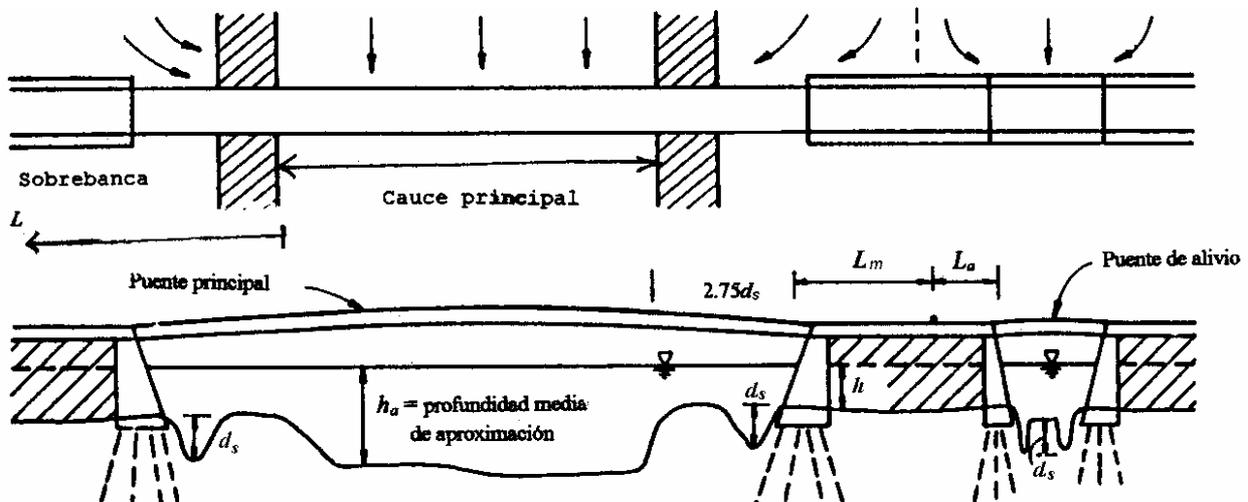


Figura 3.34 Estribos alejados del cauce principal y con puentes de alivio. HEC-18, 1993.

HEC-18, (1993) sugiere usar la ecuación de Froehlich 3.94 para lecho móvil o la de Laursen (3.74) para agua clara con los siguientes parámetros:

- $\tau$  = Esfuerzo cortante en la sobrecanva hacia aguas arriba del estribo
- $\tau_c$  = Esfuerzo cortante crítico en la sobrecanva usando  $D_{50}$

Cuando hay puentes de alivio, la Ecuación de Laursen para agua clara se usa con  $L = L_m$  para el puente principal y  $L = L_a$  para el puente de alivio, según se ilustra en la Figura 3.34.

Si no hay transporte de sedimentos en las sobrecanvas pero el esfuerzo cortante del lecho es mayor que el crítico, la relación  $\tau/\tau_c$  debe tomarse igual a 1.0 en la Ecuación 3.93 para considerar que el flujo es sobre terreno con pasto.

La Ecuación de Laursen 3.92 para lecho móvil debe usarse si existe considerable transporte de material del lecho en la zona de la sobrecanva.

#### • Socavación en puentes de alivio

Cuando hay puentes de alivio, la ecuación 3.93 de Laursen para socavación en agua clara se usa con  $L = L_a$  según se ilustra en la Figura 3.34 y usando la profundidad media del agua en la zona de inundación.

Si no hay transporte de sedimentos en las sobrecanvas pero el esfuerzo cortante del lecho es mayor que el crítico para transporte de sedimentos, la relación  $\tau/\tau_c$  debe tomarse igual a 1.0 en la Ecuación 3.93 para considerar que el flujo es sobre terreno con pasto. El trazo de las líneas de flujo ayuda a establecer el punto de separación del flujo que pasa por el puente principal y del que pasa por el puente de alivio.

### 3.15 Efecto de estribos que llegan al borde del cauce principal

La profundidad de socavación en estribos de pared vertical situados justo al borde del cauce principal (Figura 3.35) se puede calcular con la ecuación dada por Laursen 3.116 si no hay apreciable transporte de sedimentos en las sobrecanvas. Si el flujo en las sobrecanvas es despreciable también lo será la profundidad de socavación correspondiente. Froehlich propuso una ecuación (3.94), que como se dijo anteriormente, HEC-18 (1993) recomienda usar para cualquier caso.

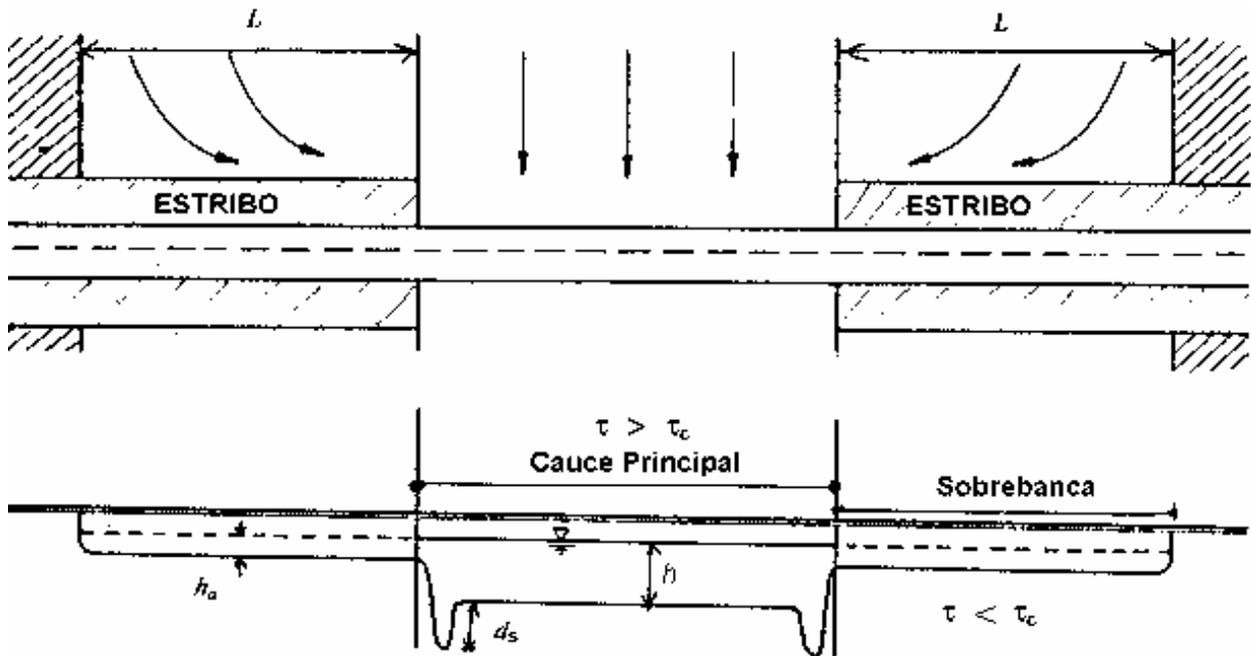


Figura 3.35 Estribos situados al borde del cauce principal. HEC-18, 1993.

### 3.16 Comentarios sobre los métodos de cálculo de la profundidad de socavación local

- Los métodos de cálculo de la profundidad de socavación para pilas y estribos anteriormente expuestos no son los únicos existentes por lo que para mas detalles y otras consideraciones sobre factores que afectan la profundidad de socavación se recomienda consultar C. H. Higuera y G. Pérez (1989) y M. E. Guevara A., 1998.
- Las ecuaciones fueron en su mayoría deducidas de modelación física en laboratorio con muy poca verificación en el campo, y por lo tanto, no se tiene certeza sobre su representatividad al usarlas con prototipos.
- La mayoría de los métodos empíricos para calcular la socavación local se basan en determinar la máxima profundidad de socavación bajo condiciones de flujo permanente en cauces aluviales, o son ecuaciones derivadas de curvas envolventes de los datos obtenidos en campo y en laboratorio. Los métodos de cálculo contemplan generalmente condiciones medias del flujo y dan valores de profundidad de socavación conservadores.
- Para algunos métodos no se sabe con certeza si deben usarse valores medios o puntuales de parámetros como velocidad y profundidad del agua. Una de las causas de incertidumbre respecto a la confiabilidad del cálculo de la profundidad de socavación por los diferentes métodos, radica en que los parámetros de entrada se obtienen puntualmente y corresponden a valores representativos en el momento en que se hacen las mediciones de campo, pero no representan las variaciones que puedan ocurrir en un río a lo largo del tiempo.

- Los métodos no tienen en cuenta el tiempo de duración de la avenida y el tiempo necesario para degradar el suelo, el cual es mayor en los suelos cohesivos. En este último caso, se podría adoptar un caudal de diseño con un período de retorno menor, de forma que la ocurrencia de la creciente tenga mayor frecuencia y se den las condiciones para que se presente la máxima profundidad de socavación.
- Los resultados de la profundidad de socavación pueden diferir bastante de un autor a otro debido a que los parámetros involucrados no son los mismos. Es difícil establecer un criterio único de diseño. La aplicación de diferentes métodos da al ingeniero diseñador un orden de magnitud para que mediante el análisis de todas las variables involucradas en el fenómeno, pueda decidir sobre las elevaciones de cimentación del puente. La decisión final debe basarse en el buen criterio del diseñador y en el buen conocimiento de la interacción entre el río y la estructura.
- La mayoría de investigaciones para deducir ecuaciones de socavación local, han sido hechas generalmente bajo condiciones insignificantes de socavación por contracción, por lo que ambos efectos deben considerarse en forma separada al hacer la evaluación de la socavación total.
- La socavación local es dependiente de la forma de transporte de sedimentos. Muchos métodos fueron desarrollados para condición de lecho móvil, en tanto que otros se hicieron para condiciones de socavación en agua clara, y hay otros que no especifican para qué condiciones fueron desarrollados.
- La profundidad de socavación de equilibrio disminuye usualmente cuando se presentan condiciones de transporte en lecho móvil. Es posible que se pueda presentar una profundidad de socavación mayor para un flujo menor que el flujo de máxima avenida cuando existan condiciones de agua clara ya que no hay realimentación del hueco con sedimentos.
- La mayoría de los métodos han sido desarrollados para condiciones de equilibrio de socavación habiéndose dejado correr los modelos hasta que prácticamente no existiera remoción de partículas del hueco socavado, tiempo que se ha determinado experimentalmente entre 12 y 24 horas, habiéndose llegado hasta 5 días en algunos casos. Además, la mayoría de las ecuaciones se han desarrollado bajo condiciones límites entre socavación en lecho móvil y en agua clara, que es cuando se presentan las máximas profundidades de socavación.
- En cauces naturales, el flujo es no permanente para condiciones de creciente, lo cual no es tenido en cuenta por los métodos tradicionales de cálculo de la socavación. El caudal máximo de diseño se presenta en tiempos muy cortos y seguramente menores a los necesarios para que se alcancen las profundidades máximas de socavación calculadas.
- Muy pocas de las ecuaciones existentes para calcular socavación local incluyen el efecto de la localización de la cimentación o del tamaño no uniforme de la pila. Prácticamente todas usan el ancho de la pila como dimensión característica suponiendo que esta dimensión se mantiene por debajo del lecho original indefinidamente. Sin embargo, para el caso de estructuras de cimentación con sección variable debe tenerse buen criterio al determinar el ancho representativo.

- No hay suficiente evidencia sobre la confiabilidad de los métodos para calcular profundidades de socavación en estribos, debido a que las ecuaciones consideran básicamente el caso de estribos construidos en el cauce principal compuesto por materiales aluviales.
- Las investigaciones sobre estribos se han hecho básicamente en canales rectangulares donde no se considera el efecto de la geometría del cauce en caso que esté compuesto por un cauce principal y uno de avenidas. Existen factores de reducción de la socavación teniendo en cuenta la geometría del canal de aproximación, pero, han sido investigados para casos muy limitados. Se ha observado que la socavación en estribos localizados en cauces compuestos es hasta tres veces menor que si se considera el estribo en el cauce principal.
- Se han hecho esfuerzos para aplicar métodos de modelaje de la incertidumbre en la predicción de la socavación local en pilas de puentes y determinar la desviación entre los resultados obtenidos al aplicar ecuaciones derivadas de investigaciones de laboratorio y mediciones reales de campo, (Johnson, P. A. y Ayyub, B. M., 1996). Los resultados de estos modelos teóricos de predicción arrojan que las ecuaciones derivadas de laboratorio habitualmente sobre-predicen la socavación. Sin embargo, los métodos aplicados adolecen de algunas deficiencias debidas principalmente a limitaciones en los datos disponibles y a dificultades en establecer el grado de incertidumbre aceptable de acuerdo con la importancia de la obra. El uso de este tipo de métodos puede ser útil para determinar un rango de profundidades de socavación cuando hay bastante incertidumbre en los parámetros que alimentan el modelo y para servir de guía a los investigadores en la interpretación de resultados de modelos a pequeña escala en laboratorio y su eventual extrapolación a casos de la vida real.
- Los métodos existentes para calcular la socavación frecuentemente predicen un valor conservador con el objetivo de incorporar algún grado de seguridad en el diseño de un puente por construir, o en la evaluación de un puente ya construido. Sin embargo, este factor de seguridad es desconocido y desde que haya incertidumbre siempre hay un factor riesgo asociado con un diseño.
- Las fórmulas de socavación local que están en función del número de Froude o de la velocidad y que no consideran el tamaño del sedimento, pueden sobrestimar la socavación en cauces de montaña y subestimarla en cauces de planicie.
- La profundidad de socavación es una variable estocástica puesto que depende de variables hidráulicas como caudal, profundidad del flujo y velocidad que también lo son, ya que tienen asociada a ellas una distribución probabilística. Sin embargo, la gran mayoría de las ecuaciones para encontrar la profundidad de socavación se basan en un enfoque determinístico en que todos los parámetros involucrados se asumen conocidos con certeza. Esto lleva a pensar que para estimar la profundidad de socavación en puentes debe usarse un enfoque probabilístico, lo que hasta la fecha poco se ha investigado con excepción de algunos intentos para el caso de las pilas.
- Los métodos más comúnmente usados para encontrar las profundidades de socavación son:

- En Colombia: El método de Lischvan-Levediev (Numeral 3.2.1) es el más usado para encontrar la profundidad de socavación general que se asimila a socavación por contracción

debido al puente y a la cual se le adiciona la profundidad de socavación local que se calcula generalmente por los métodos de Laursen y Toch (Numeral 3.3.1) o Maza-Sánchez (Numeral 3.3.5). Para el caso de estribos, los métodos más usados son los de Liu, Chang y Skinner (Numeral 3.12.1) y el de Artamonov (Numeral 3.12.2).

- En Estados Unidos: HEC-18, (1993) sugiere estimar, así sea en forma cualitativa, los efectos de la degradación o agradación a largo plazo y de la migración natural de la corriente y calcular la profundidad de socavación por contracción usando el método de Laursen (Numeral 3.2.3), a la que se le suma la profundidad de socavación local en las pilas calculada por el método de la Universidad Estatal de Colorado (Numeral 3.3.9), o la profundidad de socavación local en estribos calculada por el método de Froehlich (Numeral 3.12.4), según corresponda.