

## 2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

### 2.1. NOCIONES DE HIDRÁULICA FLUVIAL

Una de las dificultades de la hidráulica fluvial es que los parámetros característicos de un río no son constantes. El caudal varía según el régimen hidrológico de la cuenca, la planta y sección del cauce no es fija ni en el espacio ni en el tiempo, y la rugosidad es un parámetro difícil de definir. Todo esto en conjunto, hace que los cálculos en hidráulica fluvial no sean del todo precisos. Sin embargo, se dispone de herramientas suficientes para predecir, en líneas generales, el comportamiento de un río.

#### 2.1.1. Transporte de sedimentos

Según el origen del sedimento, el transporte puede dividirse en material muy fino en suspensión (“washload”) y material de lecho, que se transporta por arrastre o en suspensión según el tamaño de las partículas y su velocidad. En el campo de la ingeniería fluvial lo que nos interesa es el transporte por arrastre, pues determina los aspectos morfológicos de erosión y sedimentación.

La propiedad más característica de un lecho granular es el peso de las partículas. Éste tiene poca variación y su valor medio es  $\gamma_s = 2.65 \text{ T/m}^3$ . Podemos clasificar las partículas según su tamaño de la siguiente manera:

<i>diámetro (mm)</i>	D<0.004	0.004-0.062	0.062-2.0	2.0-6.4	6.4-25.6	D>25.6
<i>clasificación</i>	Arcilla	Limos	Arenas	Gravas	Cantos	Bolos

Normalmente, los lechos granulares están compuestos por una mezcla de distintos tamaños. La manera de cuantificar si los tamaños son muy diferentes entre ellos es mediante el cálculo de su desviación típica  $\sigma$ . Si  $\sigma > 3$  se dice que el material es bien graduado. Si  $\sigma < 3$  se dice que la granulometría es uniforme o que el material está mal graduado. El comportamiento de uno y otro lecho es diferente, siendo el acorazamiento la propiedad más destacada de los primeros.

El umbral de inicio de movimiento se alcanza para un valor crítico de la tensión de corte que, para un lecho plano, viene dado por el criterio de Shields.

#### 2.1.2. Umbral o principio de movimiento

El criterio de Shields se usa para conocer la tensión de fondo que hace que la partícula del lecho del cauce esté a punto de iniciar su movimiento debido a la acción del flujo.

La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por una tensión cortante en el fondo  $\tau$  que produce el inicio del movimiento. La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con el peso específico sumergido ( $\gamma_s - \gamma$ ) y con el tamaño  $D$  que caracteriza el peso. Con estas tres variables se forma el parámetro adimensional  $\bar{\tau}$ , tensión cortante adimensional, de la siguiente manera:

$$\bar{\tau} = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma) \cdot D} \quad (2.1)$$

Como primera aproximación, la tensión existente en el fondo,  $\tau_0$ , se expresa como:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_h \cdot S_f \quad (2.2)$$

donde  $R_h$  es el radio hidráulico y  $S_f$  la pendiente motriz. El inicio del movimiento se produce en el momento en que  $\tau_0 = \tau_c$ .

La acción del agua sobre el fondo puede representarse mediante una velocidad llamada velocidad de corte  $u_*$ . Esta se define a partir de  $\tau_0$  como:

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau_0}{\rho}} \quad (2.3)$$

donde  $\rho$  es la densidad del agua, y a partir de ella se puede deducir fácilmente el número de Reynolds granular como:

$$Re_* = \frac{u_* \cdot D}{\nu} \quad (2.4)$$

El número de Reynolds granular mide la turbulencia a nivel de grano, donde  $\nu$  es la viscosidad cinemática.

El ábaco de Shields (figura 2.1) muestra la relación funcional existente entre  $\bar{\tau}$  y  $Re_*$ , y define el inicio del movimiento.

Fue obtenido por Shields en 1936 a partir de datos experimentales, utilizó cuatro tipos de sedimento para partículas uniformes de tamaño entre 0.36 y 3.44 mm. Donde  $X_{cr}$  representa el número de Reynolds granular e  $Y_{cr}$  es la tensión adimensional de Shields,  $\bar{\tau}$ .

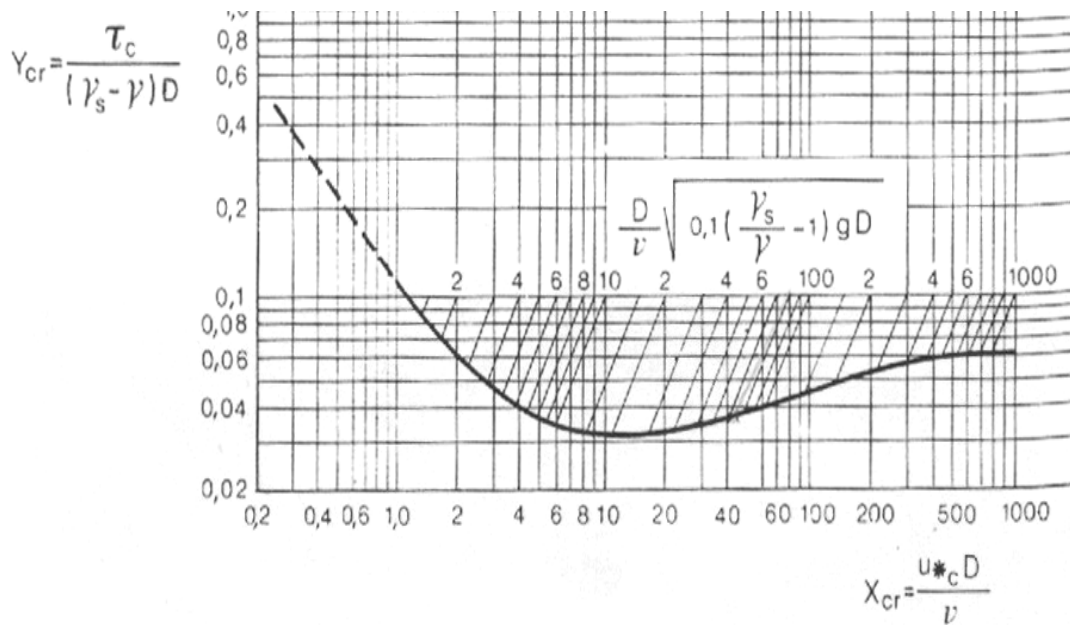


Figura 2.1 Ábaco de Shields, según Howard H. Chang, (1982)

En el gráfico se pueden distinguir tres zonas, flujo laminar, zona de transición y flujo turbulento.

En la zona laminar el número de Reynolds granular  $Re^*$  es menor que 2 donde el tamaño de las partículas es inferior que el espesor de la capa laminar y por tanto, el movimiento se debe a las fuerzas viscosas.

En la zona de transición el tamaño del sedimento es similar al de la capa laminar y por consiguiente el movimiento está parcialmente influenciado por las fuerzas viscosas. El valor  $\bar{\tau}$  tiene un valor mínimo de 0.03 con  $Re^*_{c}$  equivalente a 10.

En la zona turbulenta de Reynolds grandes ( $Re^*_{c} > 400$ ) el valor de  $\bar{\tau}$  tiene un valor constante de 0.056 independientemente del valor del número de Reynolds. Valores inferiores de  $\bar{\tau}$  han sido sugeridos por otros investigadores como Zeller (1963), que da un valor de 0.047 en la zona turbulenta.

El diagrama de Shields contiene la tensión crítica como una variable implícita que no se puede obtener directamente, para solucionar este problema, el ASCE Sedimentation Manual (1975) utiliza un tercer parámetro adimensional

$$\frac{D}{v} \left[ 0.1 \left( \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) gD \right]^{1/2} \quad (2.5)$$

Que aparece como una familia de líneas paralelas en el diagrama. Del valor de esta tercera variable se obtiene la tensión crítica de Shields ( $\tau_{*c}$ ), a partir de la intersección de esta recta con la curva de Shields.

Hay que aclarar que el inicio del movimiento no es una línea bien definida sino una nube de dispersión entorno a esta línea, esto es debido a que depende del tipo de grano y a que la teoría de Shields se dedujo en base a datos experimentales.

El diagrama de Shields ha tenido mucha aceptación, sin embargo tiene algunas limitaciones. En el flujo turbulento existe momentáneamente una tensión cortante que puede considerarse diferente del valor medio. Por otro lado, no tiene en cuenta la temperatura del agua, en sedimentos de pequeño tamaño (de 0.1 a 0.5 mm) el efecto en la tensión crítica es mucho mas pronunciado.

Otra de las limitaciones de la teoría de Shields es que se dedujo para materiales granulares finos de granulometría uniforme. Cuando el lecho de un cauce está constituido por material de distintos tamaños, la corriente teóricamente tiene más facilidad para desplazar los finos que los gruesos, con lo que al cabo del tiempo se observará una acumulación de gruesos en la superficie, esto es lo que se conoce como acorazamiento del lecho.

### 2.1.3. Ampliación de la aplicación de la ecuación de Shields a estribos y puentes

Aunque el marco básico del criterio de Shields se acepta actualmente, se critica la inexactitud al predecir el inicio del transporte del sedimento, principalmente porque la velocidad de corte no puede ser determinada directamente. Willi H. Hager et al. (2002) realizaron una serie de experimentos en cuya investigación pretendía mejorar esta desventaja, usando variables hidráulicas básicas para definir la condición del inicio de movimiento para sedimento no uniforme. El segundo propósito era ampliar el dominio actual del uso de la ecuación de Shields a los estribos y pilas de puentes. Si cualquiera de los dos elementos se inserta en un canal rectangular recto, se espera que el inicio ocurra previamente a la definición de Shields, dependiendo de la anchura de la pila o del estribo.

El diagrama de Shields no se puede utilizar directamente para establecer si un lecho uniforme de sedimento sigue siendo estable o no. Actualmente, muchas ecuaciones están disponibles para explicar la curva del inicio de movimiento de Shields, muchas de las cuales son muy complicadas. Por lo tanto, Hager y Del Giudice (2000) dividió el dominio de interés en tres zonas, dependiendo del tamaño adimensional del sedimento  $D_*$ .

$$D_* = (g'/v^2)^{1/3} d_{50} \quad (2.6)$$

Donde  $g' = [(\rho_s - \rho) / \rho]g$

Las tres zonas a saber son:

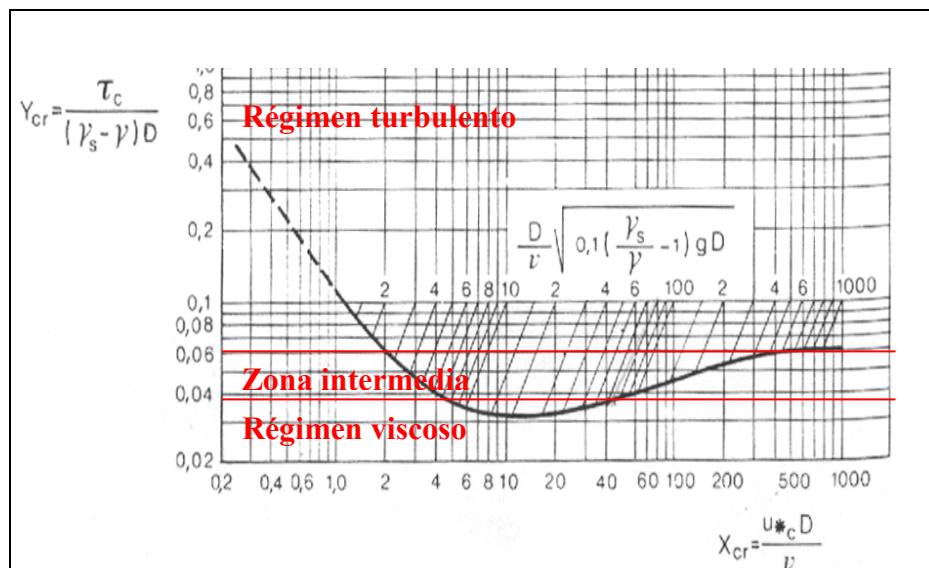
$$\bar{\tau} = 0.120 D_*^{-1/2} \quad , \quad D_* \leq 10 \quad \text{Régimen viscoso} \quad (2.7)$$

$$\bar{\tau} = 0.026 D_*^{1/6} \quad , \quad 10 \leq D_* \leq 150 \quad \text{Zona intermedia} \quad (2.8)$$

$$\bar{\tau} = 0.060 \quad , \quad D_* \geq 150 \quad \text{Régimen turbulento} \quad (2.9)$$

Donde  $\bar{\tau}$  es la tensión inicial de corte adimensional.

$$\bar{\tau} = S_0 R_h / \rho' d_{50} \quad (2.10)$$



Podemos definir el número densimétrico de Froude para el inicio del transporte de sedimento como:

$$F_{di} = 6.75 * \bar{\tau}^{-1/2} * (R_h / d_{50})^{1/6} \quad (2.11)$$

Para los tres dominios de  $D_*$  previamente definidos, existe una relación entre el número densimétrico de Froude, la tensión de corte adimensional y la profundidad de flujo relativa ( $R_h / d_{50}$ ) por lo tanto:

Insertando la ecuación (2.7) para el régimen viscoso con  $D_* \leq 10$  obtenemos:

$$F_{di} = 2.33 D_*^{-0.25} (R_h / d_{50})^{1/6} \quad (2.12)$$

Insertando la ecuación (2.8) para la zona de transición con  $10 < D_* < 150$

$$F_{di} = 1.08 D_*^{1/12} (R_h / d_{50})^{1/6} \quad (2.13)$$

Insertando la ecuación (2.9) para el régimen turbulento, tenemos:

$$F_{di} = 1.65(R_h / d_{50})^{1/6} \quad (2.14)$$

A partir de los ensayos realizados con sedimentos no uniformes, Willi H. Hager et al. (2002) definieron un número densimétrico de Froude para sedimento mixto como:

$$F_{dm} = V / (g' d_{50}) \sigma^{1/3} \quad (2.15)$$

En cuanto a la presencia de elementos (pilas o estribos) sobre el lecho, observaron que produce un efecto geométrico, es decir, la erosión comienza para un número densimétrico de Froude inferior al que se tendría si no hubiese ningún elemento. Estos resultados se aplican a la estabilidad de lechos de ríos, y a las pilas o a estribos del puente que experimentan erosión, o no.

Para el régimen uniforme (calado y caudal constantes) la pendiente geométrica y la pendiente motriz son iguales. La pendiente motriz  $S_f$  se puede calcular mediante la ecuación de Manning

$$S_f = \frac{n^2 \cdot Q^2}{A^2 \cdot R_h^{4/3}} \quad (2.16)$$

donde  $Q$  es el caudal en  $m^3/s$ ,  $A$  el área de la sección del flujo considerado en  $m^2$ ,  $R_h$  el radio hidráulico en metros y  $n$ , el coeficiente de rugosidad de Manning obtenido a partir de la fórmula de Strickler, para fondos granulares uniformes

$$n = \frac{d_{50}^{1/6}}{21} \quad (2.17)$$

donde  $d_{50}$  es el diámetro medio del grano y se expresa en metros.

## **2.2. TIPOS DE FLUJO: AGUAS CLARAS Y LECHO MÓVIL**

La relación existente entre la velocidad media del flujo ( $V$ ) y la velocidad crítica media de inicio de movimiento ( $V_c$ ) es una medida de la intensidad del flujo, y determina si se produce el movimiento de las partículas en el lecho del cauce. En función de la relación  $V/V_c$ , podemos clasificar el flujo en:

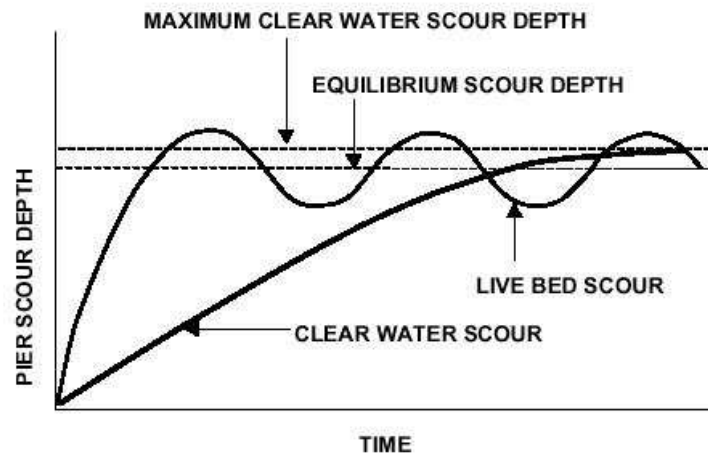
- **Aguas claras:** para  $V/V_c < 1$  existen condiciones de aguas claras tanto para sedimentos uniformes como no uniformes. El flujo no alcanza la velocidad

crítica y como no tiene la suficiente fuerza para movilizar partículas, no existe transporte generalizado. Tan sólo podría producirse erosión si el flujo se encontrase un obstáculo, por lo que la única erosión posible es la local.

- **Lecho móvil:** si  $V/V_c > 1$ . Aquí la velocidad del flujo ya tiene la fuerza suficiente como para mover sedimento uniforme, es decir  $\sigma_g < 1.3$  y por eso será capaz de erosionar el lecho del río.

Según todos los estudios realizados, la máxima erosión se da justo cuando  $u*/u_{*c} = 1$ , que son precisamente las condiciones de inicio del movimiento. Por esta razón se han realizado los ensayos justo en estas condiciones, en aguas claras para valores de  $u*/u_{*c}$  comprendidos entre 0.9 y 1.

En la figura 2.2 podemos apreciar la diferencia entre ambos tipos de flujo. En aguas claras se alcanza la máxima erosión, aunque se tarda mucho más tiempo. En cambio en lecho móvil es posible alcanzar grandes erosiones con menos tiempo, aunque éstas fluctúan alrededor de un valor de equilibrio que es ligeramente inferior al máximo, la razón por la que no se alcanza un equilibrio absoluto es debido a que la cavidad de erosión es rellenada por el sedimento que transporta el flujo.



*Figura 2.2. Comparación de la evolución de erosión-tiempo en lecho móvil y aguas claras, según W. Jr. Miller (2003)*

En la figura 2.3 se puede ver además, la relación de lo anterior con la velocidad del flujo, cuanto mayor sea menos tiempo se requiere para alcanzar la erosión de equilibrio. La zona sombreada de negro muestra claramente como  $d_{se}$ , que es la erosión de equilibrio, es mayor para el punto de la frontera entre aguas claras y lecho móvil, como se ha dicho.

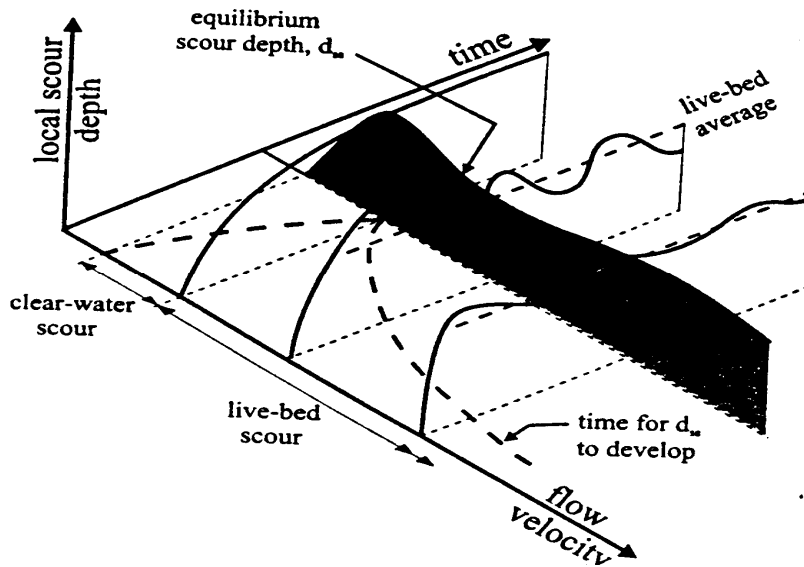


Figura 2.3. Variación de la erosión local respecto a la velocidad del flujo y al tiempo, según Melville y Chiew (1999).

### 2.3. PROCESO DE EROSIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTE

La construcción de obras hidráulicas sobre un curso de agua, ya sea con fines de aprovechamiento, protección o comunicación, genera una interferencia en la corriente. La perturbación es particularmente significativa en el entorno de la estructura, conduciendo generalmente a un proceso de erosión local del lecho en esa zona.

La causa principal de la erosión local en pilas de puente es debido a la aceleración del flujo que provoca la formación de vórtices, más conocidos como vórtices de herradura (horseshoe vortex), ver figura 2.4.

La erosión local puede desarrollarse tanto en aguas claras como en lecho vivo.

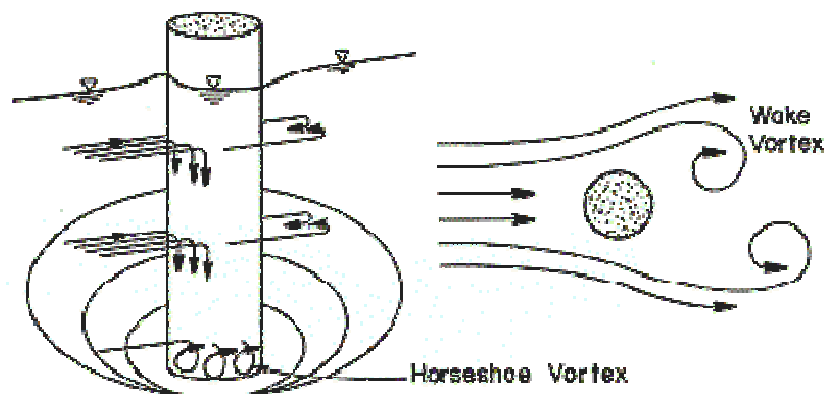


Figura 2.4. Formación de vórtices alrededor de una pila, HEC 18 (2001)



En la parte frontal de la pila se genera un flujo descendente que provoca, por un lado, una sobre elevación de la lámina de agua en la cara de aguas arriba de la pila y por otro lado la formación de los vórtices de herradura que actúan en el lecho del cauce tanto en la parte frontal como lateral de la pila desplazando el material.

A medida que la profundidad de erosión se incrementa la fuerza de los vórtices disminuye, con lo que el transporte de sedimentos decrece. En aguas claras la erosión cesa cuando la tensión cortante que provocan los vórtices de herradura se iguala a la tensión de corte crítica del sedimento en el foso de erosión.

Además de los vórtices de herradura, aguas abajo de la pila se forman los vórtices de estela (wake vortex), como consecuencia de la separación del flujo. Estos vórtices interactúan con los de herradura aumentando el poder erosivo del flujo.

La capacidad de aspiración de todos estos vórtices y un incremento local de la tensión cortante en el fondo es lo que provoca la formación del foso alrededor de la pila. Este foso consta de dos partes: un foso de mayor pendiente y muy poca profundidad, situado de forma adyacente a la pila, y otro de forma cónica con la pendiente igual al ángulo de fricción en reposo del sedimento. El primero se ha formado por la acción directa de los vórtices de herradura, mientras que el segundo se va formando a medida que la erosión local va progresando.

Melville (1975) dividió el proceso en tres fases:

1. El flujo se acelera debido a la distorsión de las líneas de corriente causada por el obstáculo.
2. Separación del flujo y desarrollo del vórtice de herradura al mismo tiempo que el foso se va erosionando.
3. Deslizamiento del material de las paredes del foso hacia el fondo cuando éste ya es suficientemente grande para contener el vórtice de herradura.

Además Melville llegó a la conclusión que el ángulo de la pared del foso es el ángulo de reposo del sedimento y por lo tanto se mantiene constante en todo el proceso.

## **2.4. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA EROSIÓN LOCAL**

Los factores que afectan la magnitud de la erosión local en pilas de puente según el documento HEC-18, Evaluating Scour at Bridges (2001) son:

1. La velocidad del flujo afecta a la profundidad de erosión local. Cuanto mayor es la velocidad, más profunda es la erosión.
2. La profundidad de flujo también tiene una influencia en la profundidad de la erosión local. Un aumento del calado puede aumentar la profundidad de erosión en un factor de 2 o más para pilas. Con los estribos, el aumento es aproximadamente de 1.1 a 2.15 dependiendo de la forma del estribo.
3. El ancho de la pila tiene una influencia directa en la profundidad de erosión local, pues cuanto mas ancha sea mayor será la profundidad de erosión. Sin

embargo hay un límite, pilas muy anchas (alrededor de 10 m) experimentan profundidades de erosión inferiores a las predichas por las ecuaciones existentes.

4. La longitud de la pila no tiene ningún efecto apreciable en la profundidad de erosión local mientras esté alineada con el flujo. Cuando la pila no está alineada con el flujo, si se doblase la longitud de esta, la profundidad de erosión se incrementaría de un 30 a un 60% dependiendo del ángulo del ataque.
5. La forma de la base de la pila puede tener una influencia en la profundidad de erosión. Una pila de base cuadrada tendrá profundidades máximas de erosión cerca de un 10 por ciento mayor que una pila cilíndrica.
6. Según el tipo de material, el tiempo que se tarda en alcanzar la erosión máxima varía. Así, en lechos de sedimentos de arenas el tiempo para alcanzar la máxima profundidad de erosión se mide en horas mientras que en lechos de sedimentos cohesivos se tardará mucho más tiempo en alcanzar la profundidad máxima de erosión.
7. La configuración del lecho cuando el sedimento es arena afecta a la magnitud de la erosión local. Las formas del lecho descritas por Richardson se clasifican en ripples, dunas, lecho plano o antidunas. La configuración del lecho depende del tamaño del sedimento, las características hidráulicas y la viscosidad del fluido. Puede cambiar de dunas a lecho plano o antidunas durante un incremento del flujo en una inundación, o por un cambio de la temperatura del agua, o un cambio en la concentración de arcillas en el material de suspensión. El tipo de configuración del lecho y sus posibles cambios afectan a la velocidad del flujo y en consecuencia al transporte de sedimentos y a la erosión local.
8. La gradación del sedimento, un sedimento uniforme ( $\sigma = 0$ ), ocasiona una erosión máxima, según Raudkivi y Ettema (1977). Además para un sedimento uniforme, con  $0.7 < d_{50} < 6$  mm, la erosión es independiente del tamaño de grano.
9. El ángulo que forma la pila con el flujo incide de forma significativa en la erosión local.
10. La influencia del tamaño del sedimento en la profundidad de erosión en pilas circulares con sedimento uniforme, fue estudiado por Ettema (1980) para aguas claras y Chiew (1984) para lecho vivo. Sus datos mostraron que la erosión de equilibrio  $d_{se}$  crece con el tamaño relativo de los sedimentos  $b/d_{50}$ , donde  $b$  es el diámetro de la pila, hasta  $b/d_{50}=50$ , y que a partir de ese valor es independiente del tamaño del sedimento.
11. Para que no influya el tamaño del sedimento en la erosión máxima se necesita un calado mínimo tal que :

$$\frac{y}{d_{50}} \geq 50$$

## 2.5. EVOLUCIÓN TEMPORAL DE LA EROSIÓN

Muchas han sido las investigaciones sobre la erosión local en pilas de puente. Las ecuaciones comúnmente usadas para el cálculo de erosión de pilas, fueron desarrolladas entre otros, por Hancu (1971), Melville y Sutherland (1988), HEC-18 (2001). Estas ecuaciones fueron propuestas únicamente para estimar la profundidad de equilibrio de erosión.

Otros autores en cambio, han desarrollado métodos para predecir la evolución temporal de la erosión local, tales como Ettema (1980), Melville y Chiew (1999), Farruque y Hirishi (2003) etc.

Algunos investigadores como Breusers et al. (1977); sugirieron que el tiempo para alcanzar la profundidad de equilibrio era infinito o ilimitado ya que tenía un comportamiento asintótico con el tiempo. Melville y Chiew (1999) encontraron que entre el 50-80% de la profundidad de erosión se alcanza después del 10% del tiempo al equilibrio.

### 2.5.1. Estimación de la erosión local en pilas de puente

La erosión local es un proceso que depende del tiempo, la máxima profundidad de erosión se le denomina profundidad de equilibrio. Se distinguen tres fases:

- Fase inicial: se caracteriza por la rápida evolución de la erosión.
- Fase principal: en la cual la erosión sigue aumentando aunque a un menor ritmo.
- Fase de equilibrio: donde la erosión tiende a estabilizarse.

A continuación se presentan algunas de las ecuaciones más usadas para predecir la profundidad de equilibrio de erosión:

#### **Breusers-Hancu (1971):**

En un documento del Departamento de Transporte de U.S realizado por David S. Mueller y Chad R. Wagner se cita la ecuación para la predicción de la erosión local en pilas de puentes de Breusers-Hancu.

$$d_s = 2.42 \cdot b \cdot \left[ 2 \cdot \left( \frac{V}{V_c} \right) - 1 \right] \cdot \left( \frac{V_c^2}{gb} \right) \quad \text{para } 0.05 \leq \frac{V_c^2}{gb} \leq 0.6 \quad (2.18)$$

$$V_c = 1.2 \sqrt{g \cdot D_{50} [(\rho_s - \rho) / \rho]} \cdot \left( \frac{y}{D_{50}} \right)^{0.2} \quad (2.19)$$

donde  $V$  es la velocidad del flujo y  $V_c$ , la velocidad crítica. Para condiciones de aguas claras, el término  $\left( \frac{2V}{V_c} - 1 \right) = 1$ . La ecuación (2.18) no es aplicable para relaciones  $V/V_c \leq 0.5$ .

**Bruce y Melville (1997):**

Desarrollaron un modelo de erosión basado en extensos ensayos de laboratorio, y lo expresaron de la forma

$$d_s = K_{yb} \cdot K_l \cdot K_d \cdot K_s \cdot K_\theta \cdot K_g \quad (2.20)$$

Donde los factores  $K$  se obtienen a partir de gráficas o ecuaciones y dependen del calado, de la intensidad del flujo, tamaño del sedimento, forma de la pila, la alineación y geometría del cauce.

**HEC-18 (2001):**

La ecuación (2.21) fue desarrollada a partir de datos de laboratorio y se recomienda tanto para condiciones de aguas claras como de lecho móvil. En el HEC-18 se recomienda que el valor límite de  $d_s/y$  sea 2.4 para  $F < 0.8$  y 3.0 para  $F > 0.8$ .

$$d_s = 2.0 \cdot y \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \left(\frac{b}{y}\right)^{0.65} \cdot F^{0.43} \quad (2.21)$$

Donde los factores  $K$  dependen del ángulo de ataque, forma de la pila, y tipo de sedimento;  $b$ , es el ancho de la pila y  $F$ , el número de Froude.

2.5.2. Variación temporal de la erosión en pilas de puente

A continuación se presentan algunos de los desarrollos más importantes de evolución temporal de la erosión realizados hasta el momento.

**Ettema (1980):**

Describió la evolución temporal de la erosión alrededor de una pila cilíndrica mediante una fórmula logarítmica.

$$\frac{d_s}{b} = K_1 \log \left[ \left( \frac{d_{50}}{b} \right) \left( \frac{u_* t}{b} \right) \left( \frac{\nu}{u_* b} \right) \right] + \log K_2 \quad (2.22)$$

donde  $b$  es el diámetro de la pila,  $t$  el tiempo,  $d_s$  la profundidad de erosión en el tiempo  $t$ ,  $u_*$  la velocidad de corte,  $\nu$  la viscosidad cinemática, y  $K_1$  y  $K_2$  coeficientes empíricos.

Ettema obtuvo los valores de estos coeficientes en la fase principal y de equilibrio para diferentes valores de  $d_{50}/b$  y en las condiciones de inicio de movimiento.

**Franzetti et al. (1982):**

David S. Mueller y Chad R. Wagner citan la ecuación de Franzetti et al. Estudiaron la influencia de la duración del ensayo en la profundidad de erosión y sugirieron una expresión de tipo exponencial:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = 1 - \exp \left[ a_1 \left( \frac{ut}{L} \right)^{a_2} \right] \quad (2.23)$$

donde  $u$  es la velocidad media del flujo aguas arriba de la pila,  $a_1$  y  $a_2$  son constantes empíricas y  $L$  la longitud característica, para pilas cilíndricas  $a_1 = -0.028$ ,  $a_2 = 1/3$  y  $L = b$ .

**Melville y Chiew (1999):**

Realizaron una serie de ensayos encaminados a estimar el tiempo de equilibrio. Para ello utilizaron una serie de pilas cilíndricas con diámetros comprendidos entre los 16 y 150 mm, diversos tamaños de sedimentos comprendidos entre los 0.80 y los 5.35 mm de diámetro medio.

Los ensayos se realizaron en condiciones de aguas claras, sedimento uniforme, y con relaciones  $V/V_c$  comprendidos entre 0.5 y 1.

Encontraron el tiempo  $t_e$  de equilibrio en aguas claras, que lo definieron como el tiempo en que la variación en la profundidad de erosión es menor del 5% del diámetro de la pila en 24 horas. Además definieron un factor de escala temporal  $t^* = Vt_e/D$ . Experimentalmente hallaron que  $t_e$  y  $t^*$  sólo dependían de  $V/V_c$ ,  $D/d_{50}$  y  $y_0/D$ .

En sus estudios relacionaron  $t^*$  con cada uno de los parámetros independientes. Demostraron que:

$$\begin{aligned} t^* &= 2,5 * 10^6 && \text{si } y_0/D > 6 \text{ ó } D/d_{50} > 100 \\ t^* &= 1,6 * 10^6 \{ y_0/D \}^{0,25} && \text{si } y_0/D \leq 6 \\ t^* &= 9,5 * 10^5 \{ D/d_{50} \}^{0,21} && \text{si } D/d_{50} \leq 100 \end{aligned} \quad (2.24)$$

Sus experimentos sólo son válidos en aguas claras ( $0,4 \leq V/V_c \leq 1$ ) donde:

$$t^* = 4,17 * 10^6 \{ V/V_c - 0,4 \} \quad (2.25)$$

De estas relaciones sacaron el tiempo de equilibrio  $t_e$ :

$$\begin{aligned} t_e (\text{días}) &= 48,26 * \frac{D}{V} \left( \frac{V}{V_c} - 0,4 \right) && \text{si } y_0/D > 6 \\ t_e (\text{días}) &= 30,89 * \frac{D}{V} \left( \frac{V}{V_c} - 0,4 \right) \left( \frac{y}{D} \right)^{0,25} && \text{si } y_0/D \leq 6 \end{aligned} \quad (2.26)$$

y también la ecuación de la erosión en función del tiempo:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = \exp \left[ -0,03 \left| \frac{V_c}{V} \ln \left( \frac{t}{t_e} \right) \right|^{1,6} \right] \quad (2.27)$$

Donde  $D$  es el diámetro de la pila,  $V$  la velocidad media del flujo,  $V_c$  es la velocidad crítica media de inicio de movimiento,  $y$  calado medio,  $d_s$  profundidad de erosión en el instante  $t$ , y  $d_{se}$  profundidad de erosión de equilibrio.

De las ecuaciones se puede observar que el tiempo de equilibrio tiende a incrementar si se incrementa la intensidad del flujo  $V/V_c$ , manteniendo las demás variables constantes. Esto es debido a dos factores. Primero, al incrementar la intensidad del flujo el sedimento es movido más rápidamente y por esto tiende a disminuir el tiempo de equilibrio. En segundo lugar la profundidad de equilibrio es mayor si hay más intensidad del flujo y por eso se necesita más tiempo para llegar al equilibrio. Este estudio dedujo que el segundo factor es dominante sobre el primero y por eso al tener más intensidad del flujo el tiempo de equilibrio es mayor.

### **Faruque y Hiroshi (2003):**

El objetivo de este estudio fue elaborar un método computacional para evaluar la evolución temporal de la erosión local en pilas circulares para sedimento uniforme y condiciones del flujo de inicio de aguas claras.

La teoría del transporte de sedimentos de Yalin (1977) fue aplicada para calcular el volumen de erosión, y fue modificada para incorporar la variación temporal de la velocidad de corte en la base de la pila. La velocidad de corte disminuye con el tiempo a medida que el foso de erosión crece.

Asumió que la forma del foso no cambiaba y se podía aproximar a un cono truncado invertido con un ángulo aproximadamente igual al ángulo de reposo del sedimento.

Las ecuaciones 2.28 y 2.29 permiten calcular el transporte de sedimento por unidad de ancho y la profundidad de erosión en cualquier instante

$$q_{st} = 1.80 d_{50} u_{*t} S_t q_{st} = 1.8 d_{50} u_{*t} S_t \left[ 1 - \frac{1}{aS_t} \ln(1 + aS_t) \right] \quad (2.28)$$

Para cualquier paso de tiempo  $n$ , el término  $q_{vt}$  se expresa como:

$$q_{vt_n} = \sum_{i=0}^n q_{st_i}$$

Con lo que la ecuación para calcular la profundidad de erosión en cualquier instante puede ser expresada como:

$$d_{st} = \sqrt{\frac{6 * tg\phi}{\pi} * q_{vt} + \frac{9 * D^2 * tg^2\phi}{16} - \frac{3 * D * tg\phi}{4}} \quad (2.29)$$

Este método también proporciona el tiempo requerido para alcanzar la tensión de corte crítica en el foso de erosión.

Puesto que la profundidad de erosión no progresa cuando se alcanza la tensión de corte crítica, se puede encontrar la profundidad de erosión de equilibrio y el tiempo necesario para alcanzarla.

### **Shepard et al. (2004):**

La mayoría de los estudios de erosión local realizados en las cuatro últimas décadas, habían sido para pilas relativamente pequeñas, hasta cerca de 0.15 m de diámetro. Por esta razón uno de los objetivos principales de esta investigación fue ampliar a valores más grandes de  $D/D_{50}$  utilizando pilas de mayor diámetro.

Varios investigadores (Ettema 1980; Chiew 1984; Melville y Sutherland 1988; Sheppard et al.1995; Sheppard 1999; Melville y Chiew 1999) encontraron que la profundidad normalizada de erosión de equilibrio ( $d_{se}/D$ ), para sedimento uniforme y cohesivo en pilas circulares y flujo constante, se puede expresar en función de tres cantidades adimensionales:

- (1) intensidad del flujo  $V/V_c$ ;
- (2) cociente de aspecto (calado dividido por el diámetro de la pila)  $y_0/D$  ;
- (3) el diámetro de la pila dividido por el diámetro medio del sedimento  $D/D_{50}$ .

Los valores de los dos primeros parámetros se pueden hacer coincidir en el laboratorio y en el campo. Sin embargo el tercer parámetro suele diferir en el laboratorio de la situación real.

Esta diferencia no era considerada un problema puesto que se pensaba que la dependencia de la profundidad normalizada de la erosión cesaba para los valores de  $D/D_{50}$  mayores de 50 según (Melville y Chiew 1999).

Los datos de Sheppard (Sheppard et al. 1995) incluyeron valores levemente mayores de  $D/D_{50}$  (hasta 1260). Encontró que la dependencia del  $d_{se}/D$  con  $D/D_{50}$  disminuía para valores de  $D/D_{50}$  superiores a 45.

Los ensayos de esta investigación fueron hechos en aguas claras y para condiciones de flujo de inicio de movimiento. El criterio para parar los ensayos, fue el propuesto por Melville y Chiew (1999), se alcanza la profundidad de equilibrio cuando la profundidad de erosión no exceda el 5% del diámetro de la pila durante un periodo de 24 horas.

La profundidad de erosión de equilibrio se obtuvo para ensayos con tres tipos de pilas circulares de 0.11, 0.31 y 0.91 m de diámetro, el rango del tamaño medio del sedimento  $0.22 < D_{50} < 2.90$  mm y valores de  $D^*/D_{50}$  inferiores a 4155.

La ecuación que predice la erosión local en aguas claras publicada por Sheppard (1995) fue actualizada:

$$\frac{d_{se}}{D^*} = 2.5 f_1\left(\frac{y_0}{D^*}\right) f_2\left(\frac{V}{V_c}\right) f_3\left(\frac{D^*}{D_{50}}\right) \quad (2.30)$$

Donde

$$f_1\left(\frac{y_0}{D^*}\right) = \tanh\left[\left(\frac{y_0}{D^*}\right)^{0.4}\right]$$

$$f_2\left(\frac{V}{V_c}\right) = 1 - 1.75 \left[\ln\left(\frac{V}{V_c}\right)\right]^2 \quad (2.31)$$

$$f_3\left(\frac{D^*}{D_{50}}\right) = \frac{D^* / D_{50}}{0.4(D^* / D_{50})^{1/2} + 10.6(D^* / D_{50})^{-0.13}}$$

Donde  $D^*$  es el diámetro efectivo ( $D^* = k_s w$ ); en pilas circulares  $k_s = 1$  y  $w$  es el diámetro, en pilas cuadradas  $k_s = 1.23$  y  $w$  es el ancho de la pila.

Para mostrar la dependencia funcional de  $\frac{d_{se}}{D^*}$  con  $\frac{D^*}{D_{50}}$  dibujaron los datos obtenidos de los ensayos y obtuvieron la siguiente gráfica:

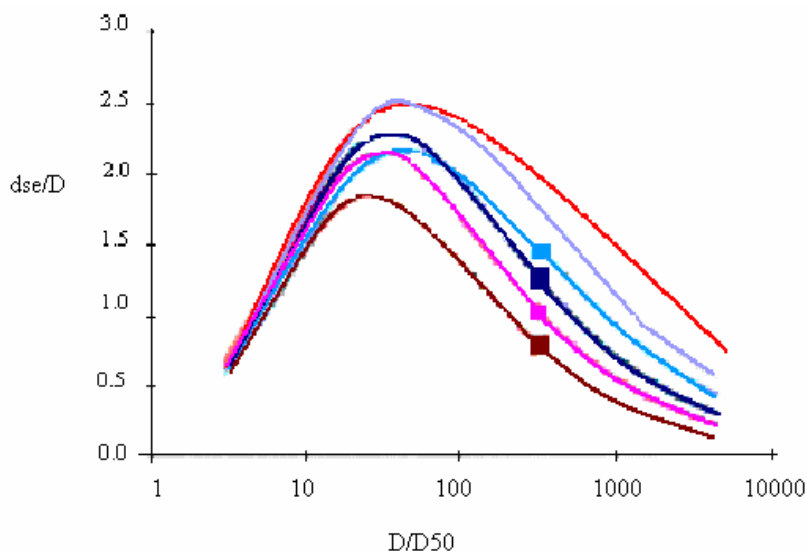


Figura 2.6. Dependencia funcional de  $d_{se}/D$  con  $D/D_{50}$ , Shepard, Odeh, y Glasser (2004)

Este dibujo muestra claramente como disminuye la profundidad normalizada de equilibrio al aumentar la relación  $D^*/D_{50}$ . Hay que recalcar que esto difiere de lo



encontrado por otros investigadores (Ettema 1980; Melville and Chiew 1999). Melville encontró que la dependencia acaba para valores de  $D^*/D_{50}$  superiores a 50.

Por otro lado encontraron que la profundidad de erosión de equilibrio parece ser relativamente insensible a la temperatura del agua, pero en cambio es sensible al sedimento suspendido en la columna del agua. Las razones de la reducción de la profundidad de erosión están siendo investigadas actualmente, pero se sospecha que es debido a la reducción inducida, por el sedimento fino en suspensión, en la tensión de corte sobre el lecho.

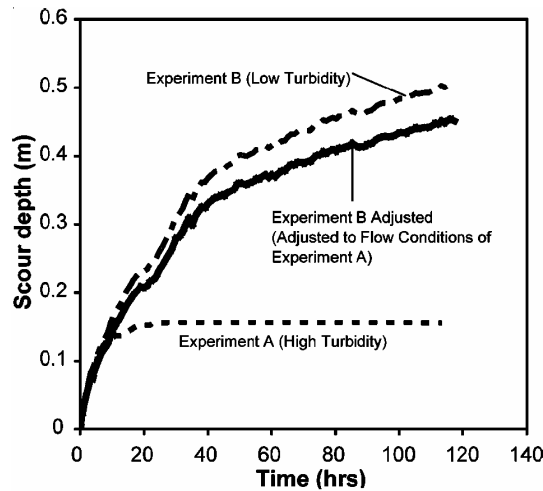


Fig. 2.7. Diagrama del rango del tiempo de erosión que muestra los efectos del material en suspensión sobre profundidades de erosión. *Shepard, Odeh, y Glasser (2004)*

**Oliveto y Hager (2005):**

Oliveto y Hager (2002) presentaron una ecuación para la erosión donde la profundidad de erosión era en función del tiempo. Realizaron 200 experimentos de larga duración de hasta un mes en aguas claras y lecho plano. Para simplificar los cálculos asumieron una analogía entre la erosión local y la resistencia que ofrece un cuerpo rígido en el flujo de un fluido no viscoso. La erosión ocurre debido a que las fuerzas hidrodinámicas en el grano son mayores que las fuerzas que se oponen al movimiento.

Encontraron que el parámetro que gobierna el proceso de erosión es el número densimétrico de Froude, que incluye parámetros hidráulicos y granulométricos

$$F_d = \frac{V}{\sqrt{\frac{\rho_s - \rho}{\rho} * g * d_{50}}} \tag{2.32}$$

$$F_d = V / (g' d_{50})^{1/2} \tag{2.33}$$

Donde  $V$  es la velocidad de aproximación del flujo,  $g' = ((\rho_s - \rho) / \rho)$  es la aceleración gravitacional relativa,  $\rho$  densidad del agua,  $\rho_s$  densidad del sedimento,  $d_{50}$  tamaño medio del sedimento.

Podemos definir un tiempo de referencia como:

$$t_r = z_r / (\sigma^{1/3} (g' d_{50})^{1/2}) \quad (2.34)$$

Este número adimensional tiene en cuenta tanto la profundidad del flujo como el diámetro de la pila, y nos permite hallar una ecuación para la profundidad de erosión adimensional.

$$Z = z / z_r = 0.038 * N * \sigma^{-1/2} * F_d^{1.5} * \text{Log}(T) \quad (2.35)$$

Donde  $z_r = (h_0 D^2)^{1/3}$  para pilas cilíndricas,  $N = 1$  para pilas cilíndricas,  $\sigma = (d_{84}/d_{16})^{1/2}$  es la desviación estandar del sedimento,  $T$  es el tiempo relativo  $= t / t_r$

Las principales limitaciones de este modelo son:

- El tamaño del sedimento  $d_{50} > 0.80$  mm con el fin de evitar efectos viscosos
- La geometría del canal
- La profundidad relativa del flujo para descartar los efectos de las macrorugosidades
- Erosión bajo condición de flujo en aguas claras

El umbral de velocidad fue definido por Oliveto y Hager (2002) para el régimen turbulento rugoso como:

$$V_t = 1.65 (g' d_{50})^{1/2} \sigma^{1/3} (R_h/d_{50})^{1/6} \quad (2.36)$$

Y para la transición del régimen como:

$$V_t = 1.08 (g' d_{50})^{1/2} \sigma^{1/3} D_*^{1/12} (R_h/d_{50})^{1/6} \quad (2.37)$$

Donde  $D_* = (g' v^2)^{1/3} d_{50}$  es el tamaño adimensional del sedimento. El umbral del número de Froude se expresa como  $F_t = V / V_t$

La ecuación (2.36) puede ser aplicada en flujos totalmente turbulentos donde la rugosidad tiene un efecto dominante. Para valores del umbral del número de Froude pequeños, la predicción de la profundidad de erosión es bastante conservadora. La principal razón de este efecto se atribuye a la viscosidad del fluido, al número de Reynolds y al número de Froude.

En contraste con las conclusiones de Oliveto y Hager (2002) donde los efectos viscosos eran debidos al pequeño tamaño del sedimento se ha visto que se deben al flujo del fluido.

En consecuencia, la aplicación de la ecuación (2.36) debe ser limitado a umbrales del número de Froude que no sean pequeños, se debe usar para  $F_t < 0.6$ . Oliveto y Hager (2002) restringieron la ecuación a un umbral superior a  $F_t = 1.2$ , con lo cual la ecuación es aplicable para  $0.60 < F_t < 1.20$ .