



Ministerio de Obras Públicas y Transportes

# Control de la erosión fluvial en puentes



Estudio realizado por el  
Dr. Ingeniero de Caminos  
D. José Ramón Témez Peláez  
bajo la dirección de D. José Antonio Hinojosa Cabrera,  
Ingeniero Jefe del Servicio de  
Geotecnia del Area de Tecnología  
de la DGC del M.O.P.T.

Segunda edición

Edita:  
Secretaría General Técnica  
Centro de Publicaciones  
Ministerio de Obras Públicas y Transportes

NIPO: 161-91-123-0  
ISBN: 84-7433-572-8

Depósito Legal: M. 43506-1988

Imprime: grafoffset sl

# INDICE

	<b>PRESENTACION</b>	
<b>1</b>	<b>CONCEPTOS BASICOS</b>	
	1.1 Nociones de hidráulica fluvial .....	11
	1.2 Generalidades sobre erosiones locales .....	12
	1.3 Remanso debido a los puentes .....	15
<b>2</b>	<b>EROSION LOCAL EN PILAS. METODO DE CALCULO PROPUESTO</b>	
	2.1 Introducción .....	17
	2.2 Exposición del método de Laursen .....	17
	2.3 Modificación propuesta .....	18
	2.4 Variables decisivas .....	19
	2.5 Puntualizaciones a la anchura de cálculo .....	20
<b>3</b>	<b>EROSION LOCAL EN ESTRIBOS</b>	
	3.1 Introducción .....	23
	3.2 Estribos situados sobre el cauce de avenidas. Ley de cálculo .....	23
	3.3 Estribos situados sobre el cauce de avenidas. Observaciones complementarias .....	24
	3.4 Estribos situados sobre el cauce menor .....	25
	3.5 Modificaciones a las leyes de Laursen .....	26
	3.6 Resumen final y estudio comparativo de las leyes de erosión en los distintos tipos de apoyo .....	26
<b>4</b>	<b>EROSIONES GENERALES EN EL LECHO</b>	
	4.1 Introducción .....	31
	4.2 Tramos regulares de cauce .....	31
	4.3 Estrechamientos .....	33
	4.4 Nuevos cauces .....	33
	4.5 Codos .....	34
	4.6 Confluencias .....	34
	4.7 Desembocaduras .....	34
	4.8 Cauces divagantes .....	35
	4.9 Degradación o agradación progresivas .....	35
	4.10 Extracciones de áridos .....	36
	4.11 Fórmulas para estimar la erosión general .....	37

## MEDIDAS ANTIEROSION. MANTOS DE ESCOLLERA

5.1	Introducción .....	39
5.2	Cota .....	39
5.3	Planta .....	41
5.4	Tamaño de los bloques de escollera .....	41
5.5	Espesor .....	43
5.6	Filtro .....	44
5.7	Recomendaciones de otros autores .....	44
5.8	Otros tipos de protección .....	46
5.9	Protección continua e influencia de los obstáculos vecinos .....	48

## ANEJO A

### EROSION LOCAL EN PILAS. ESTUDIOS DE DIFERENTES AUTORES

A.1	Testimonios que avalan el método de Laursen .....	53
A.2	Fórmulas derivadas de los trabajos de Inglis .....	53
A.3	Funciones exclusivas de la anchura de pila .....	55
A.4	Shen y Cartens .....	56
A.5	Método de Yaroslavtsif y modificaciones propuestas por Maza y Sánchez .....	57

## ANEJO B

### EROSION LOCAL EN ESTRIBOS. JUSTIFICACION DEL METODO DE LAURSEN Y COMENTARIOS AL METODO DE ARTAMANOV

B.1	Introducción .....	61
B.2	Estrechamiento suficientemente largo .....	61
B.3	Principios del método .....	62
B.4	Estribos situados sobre el cauce de avenidas. Exposición del método .....	63
B.5	Estribos situados sobre el cauce menor .....	63
B.6	Comentarios al método de cálculo propuesto por Artamanov .....	64

<b>BIBLIOGRAFIA</b> .....	67
---------------------------	----

<b>LISTA DE SIMBOLOS</b> .....	69
--------------------------------	----

## PRESENTACION

Mientras que el diseño estructural de los puentes posee una evolucionada y contrastada base científica, los métodos para controlar la erosión fluvial en sus pilas y estribos se encuentran en vías de desarrollo, sin que hasta el momento exista una teoría unificada al respecto, a causa principalmente de la compleja naturaleza de los procesos erosivos. Ello explica que muchos de los fallos registrados en los puentes hayan sido debidos a la socavación de sus apoyos.

Consciente de ello, el Servicio de Geotecnia del Area de Tecnología de la Dirección General de Carreteras ha promovido y patrocinado diversos estudios y ensayos en modelo para mejorar el conocimiento de estos temas y facilitar su difusión entre los técnicos.

En esta línea de actuaciones se sitúa el estudio que dió lugar a la primera edición en el año 1974 de la publicación "Control de la erosión fluvial en puentes", enfocada eminentemente a una exposición del estado del arte en aquellas fechas mediante un análisis crítico, tanto de los métodos existentes para el cálculo de las profundidades de erosión como de los sistemas utilizados para controlarla.

En los catorce años transcurridos desde aquella fecha los especialistas de distintos países, y entre ellos España, han proseguido sus esfuerzos para avanzar en la comprensión de estos fenómenos y elaborar unas reglas más precisas para el diseño de las cimentaciones expuestas a los peligros de una socavación fluvial. Fruto de esos estudios son las nuevas leyes que rigen el fenómeno de la erosión y el dimensionado de las protecciones de escollera en torno a pilas y estribos, que constituyen algunas de las innovaciones que se presentan en la versión actualizada de este texto.

José A. Hinojosa Cabrera  
INGENIERO JEFE DEL SERVICIO DE GEOTECNIA

### 1.1 NOCIONES DE HIDRAULICA FLUVIAL

En general, el lecho de un río está formado por material no cohesivo de diferente tamaño: arenas, gravas, bolos, etc. En condiciones ordinarias permanece en reposo, pero durante las crecidas, cuando el caudal sobrepasa el valor crítico de comienzo de arrastre, las partículas de fondo son transportadas por las aguas y el caudal sólido crece simultáneamente con el líquido.

Las partículas unas veces se mueven en las proximidades del lecho, con el cual están en contacto continuo o intermitente (acarreo), y otras se incorporan a la masa fluida en cuyo seno permanecen en virtud de las componentes ascendentes de la velocidad turbulenta (suspensión). En la práctica suelen coexistir los dos modos de transporte, aunque en proporciones muy variables de unos casos a otros. Cuanto mayor es el caudal y menor el tamaño de las partículas, tanto mayor es la proporción de caudal sólido en suspensión. Con material grueso o en condiciones próximas a las de comienzo de arrastre, la casi totalidad del transporte es por acarreo.

Acarreo y suspensión se alimentan directamente del material del lecho (a veces también de las márgenes erosionables) y son los condicionantes de su configuración mediante procesos de erosión o aterramiento. Hay, sin embargo, otras partículas muy finas, que las aguas captan en su recorrido por la superficie de la cuenca y van por el cauce en suspensión, pero únicamente de paso, no encontrándose su huella en el lecho salvo en algunas singularidades donde se depositan esos lodos durante la decrecida. Este transporte de lavado (wash load) tiene una influencia despreciable en los fenómenos que se van a analizar, y no se considera en este estudio.

En un tramo concreto del río tendrán lugar simultáneamente unas entradas y unas salidas de material sólido, ambas crecientes en general con el caudal líquido. El signo del balance (entradas menos salidas) es el factor determinante de la evolución del lecho en ese entorno: si es positivo habrá aterramiento, en caso contrario erosión, y equilibrio cuando el saldo sea nulo.

En zonas propensas al desajuste, éste se acentúa al crecer el caudal, y con él las erosiones o aterramientos. Durante la decrecida del hidrograma el proceso es inverso y, al descender las aguas, el fondo tiende nuevamente hacia su primitiva configuración de equilibrio casi permanente, rellenando las excepcionales socavaciones y barriendo los singulares depósitos. El lecho del río "respira" así durante el paso de las avenidas.

La turbiedad habitual de las aguas de avenidas impide observar ese proceso, pero no se puede ignorar su existencia e infravalorar las máximas erosiones habidas, confundiéndolas con las residuales al final de dicha avenida.

Los fenómenos hasta ahora descritos pueden producirse incluso en puntos del cauce no alterados por obra alguna pero, si la presencia de un puente modifica con sus pilas y estribos el flujo natural del río, en su entorno se producirán unas erosiones singulares (erosión local), que se sumarán a las generales (positivas, nulas, o negativas) propias del tramo donde se ubica (fig. 1.1.). La importancia relativa de ambos tipos de socavación (general y local) varía ampliamente de unos casos a otros.

Se advierte que en este texto se hará referencia únicamente a regímenes lentos, es decir con número de Froude  $F = \frac{V}{\sqrt{gy}} < 1$ . Tal limitación no es muy restrictiva en la práctica, puesto que el régimen rápido ( $F > 1$ ) así

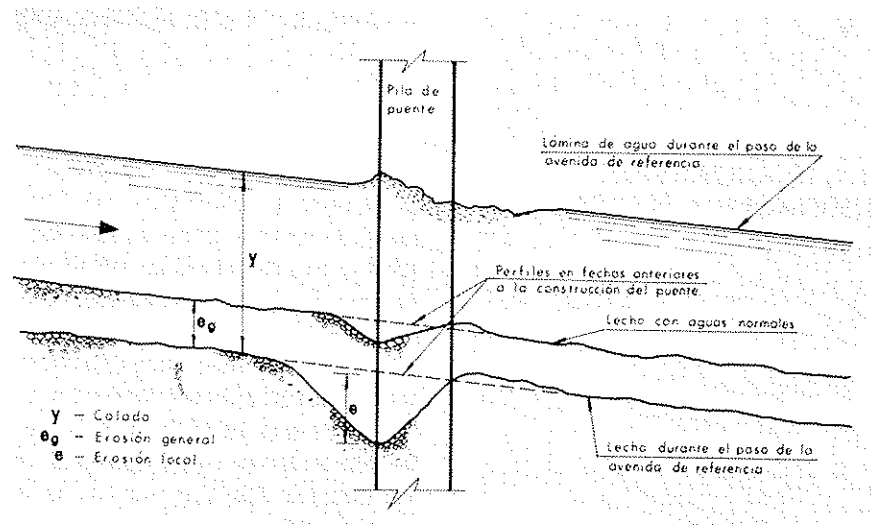


Fig. 1.1. DEFINICION DE LOS CONCEPTOS DE EROSION GENERAL Y EROSION LOCAL

excluido suele presentarse solamente en cañones o zonas de montaña, donde los problemas de cimentación de puentes son mínimos pues los cauces son estrechos y la roca es casi superficial.

## 1.2 GENERALIDADES SOBRE EROSIONES LOCALES

Las pilas y los estribos del puente provocan una contracción de la lámina de agua y la correspondiente concentración de caudal; pero un factor decisivo en el proceso de las erosiones locales lo constituyen también los movimientos secundarios con componente vertical que tienen lugar a causa de la alteración del régimen hidrostático de presiones en las inmediaciones de los obstáculos. El fenómeno presenta especial intensidad en la zona frontal con puntos de parada, donde el movimiento descendente del agua desde la superficie hacia el fondo inicia un vórtice que circunvala la obra, y que en el caso de las pilas tiene forma de herradura (fig. 1.2). Los movimientos ascendentes que se producen aguas abajo completan el complejo esquema de circulación secundaria.

Al especial comportamiento hidráulico en estos puntos va asociado otro sedimentológico también singular, con depósitos aguas abajo y sobre todo socavaciones, cuyos máximos se localizan aguas arriba (fig. 1.2.).

El desarrollo de las máximas profundidades de erosión, al ir creciendo la velocidad del agua, ofrece un aspecto peculiar (fig. 1.3.) que a continuación se comenta con cierto detalle, por ser de sumo interés para el buen entendimiento de los procesos de cálculo que más adelante se analizan.

En una primera etapa con velocidades muy pequeñas, la corriente es incapaz de mover el material del fondo.

Al aumentar progresivamente dicha velocidad, se alcanza un valor  $V_0^*$  a partir del cual se inicia el arrastre sólido, aunque solamente en el entorno del obstáculo (pila o estribo) donde las condiciones son más desfavorables, permaneciendo en reposo el resto del lecho. Un proceso de este tipo ("clear water"), con arrastre del material circundante sin aportación sólida de aguas arriba, se estabiliza cuando la magnitud de la socavación es tal, que en todos sus puntos los esfuerzos tangenciales coinciden con los críticos de comienzo de arrastre, y cesa por ello el movimiento de sólidos. La máxima erosión en esa nueva posición de equilibrio es decreciente con el tamaño y peso específico del material, y creciente con la velocidad, con ritmo sensiblemente lineal.

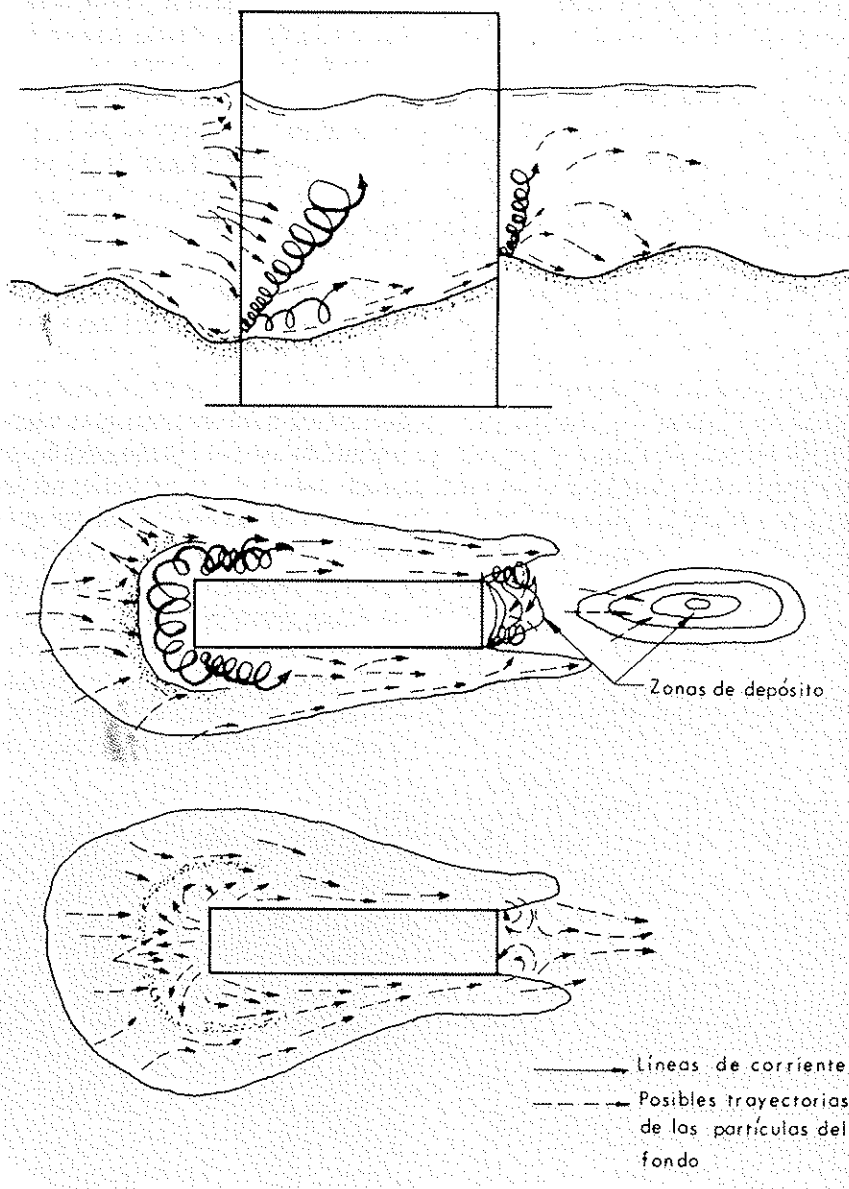


Fig. 1.2. MECANISMO DE DEFINICION DE LA EROSION LOCAL

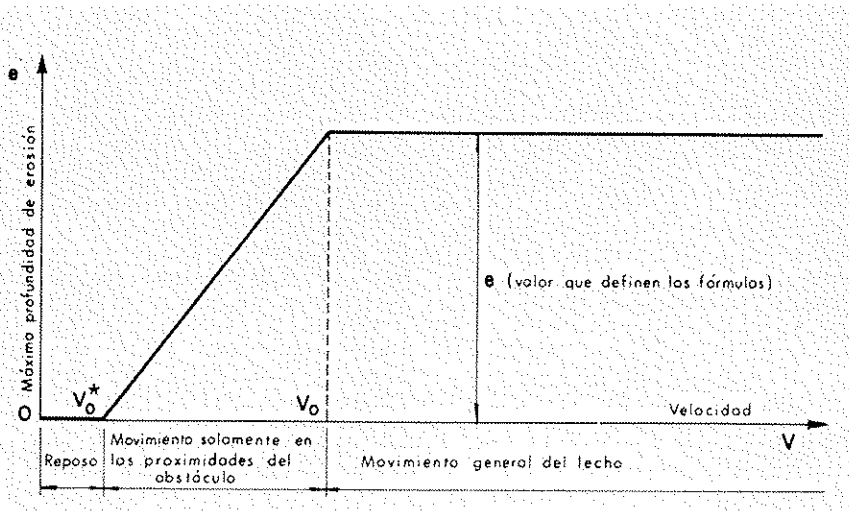


Fig. 1.3. EVOLUCION ESQUEMATICA DE LA EROSION CON LA VELOCIDAD



Si la velocidad es suficientemente alta para provocar el movimiento de las partículas del lecho ( $V > V_0$ ), a las proximidades del obstáculo llega el material transportado desde aguas arriba, y el fondo evoluciona en función del balance sólido (entradas menos salidas), hasta que éste se haga nulo y se alcance así una nueva configuración de equilibrio. Se ha comprobado experimentalmente que, en esas condiciones, la máxima profundidad de erosión es independiente tanto de la velocidad como de las características de las partículas del lecho, lo cual supone una notable simplificación en los cálculos.

La afirmación anterior, aceptable a efectos de cálculo, sólo es válida a grandes rasgos siendo el comportamiento real el reflejado en los ejemplos de la figura 1.4.

Salvo indicación en contra, al hablar de máximas erosiones locales se hará referencia al valor de equilibrio alcanzado en condiciones de movimiento sólido generalizado, tal como se indica en la fig. 1.3, por ser el decisivo para el diseño de las estructuras en la mayoría de los casos.

Los dos valores de la velocidad  $V_0^*$  y  $V_0$ , que limitan el intervalo de la fase de "clear water", es decir, los de comienzo de arrastre en el entorno de los apoyos del puente y en la generalidad del lecho, se analizan en el capítulo 5, dedicado a mantos de escollera, por ser de interés para su dimensionamiento. Con ellos la ley general esquemática de erosiones de la figura 1.3. queda definida en todo su desarrollo.

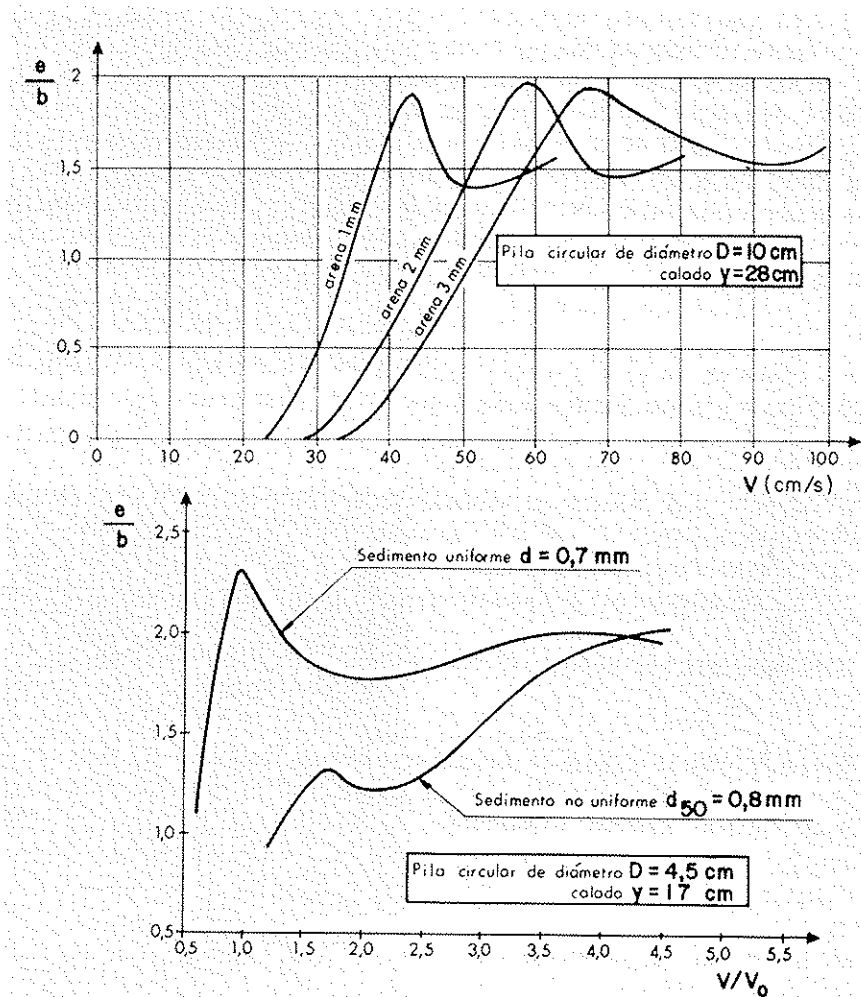


Fig. 1.4. EJEMPLOS DE LA VARIACION DE LA EROSION CON LA VELOCIDAD Y EL MATERIAL DEL FONDO

También se pueden citar, con carácter especial, los apoyos de puentes situados fuera del cauce menor ("relief bridge") sobre terrenos inundables en avenidas y relativamente estables, capaces de soportar sin alteración los esfuerzos hidráulicos en las secciones ordinarias, pero no los extraordinarios en las proximidades del puente. La circulación en crecidas en torno a tales apoyos es también característica de la fase "clear water", pero no se consideran en el presente texto.

### 1.3 REMANSO DEBIDO A LOS PUENTES

Los problemas hidráulicos y sedimentológicos están íntimamente ligados, y por ello las erosiones influyen en los niveles y viceversa. Por este motivo se hacen a continuación algunas observaciones generales sobre el remanso creado por los puentes.

La presencia del puente lleva consigo una serie de contracciones y expansiones tridimensionales de la corriente, que originan una pérdida de carga singular adicional. Como consecuencia de ello la lámina líquida de aguas arriba se sobreleva en relación a la que habría si el puente no existiera, amortiguándose tal efecto con la distancia al obstáculo según la curva de remanso, de manera que a partir de un cierto punto se hace despreciable (fig. 1.5.).

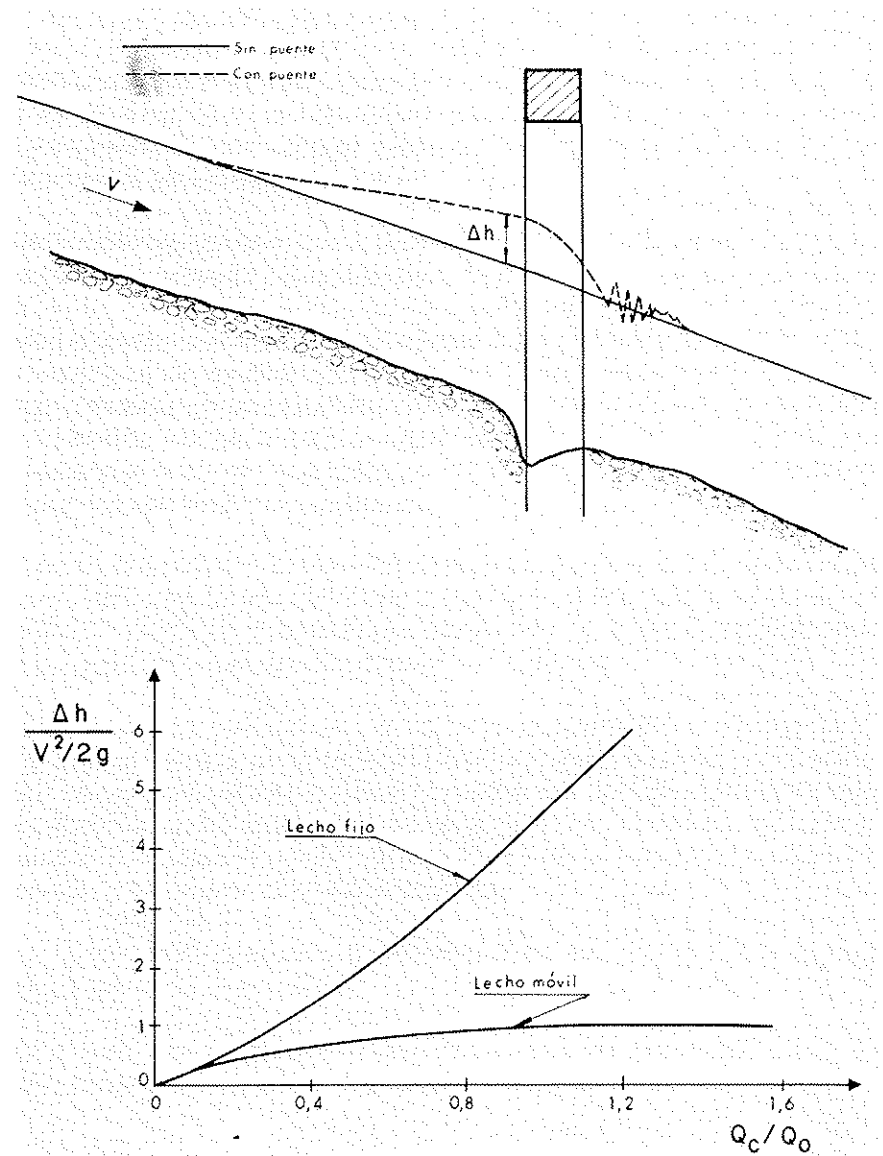


Fig. 1.5. REMANSO PRODUCIDO POR LA PRESENCIA DE PUENTES EN EL CAUCE DEL RIO

El remanso tiene gran importancia "per se", puesto que con él se incrementan las inundaciones o se requieren obras adicionales de defensa. Pero tampoco puede olvidarse su influencia en el fenómeno de las erosiones, pues modifica el calado y el reparto de caudal entre los cauces menor y de avenidas, variables ambas que condicionan las erosiones locales de pilas y estribos. Además, el frenado de la corriente aguas arriba hace que se retenga en esa zona parte del caudal sólido (aterramiento), que así se le resta al tramo de aguas abajo (socavación).

Sin embargo, es conveniente advertir que la magnitud de las sobreelevaciones en los cauces naturales, incluso en el caso de obstrucciones notables, no es tan importante como pudiera parecer a primera vista o razonando como si el lecho del cauce fuera fijo, puesto que las erosiones locales incrementan en profundidad la sección de desagüe.

Considérese, por ejemplo, un puente sin pilas pero con estribos que interceptan en el cauce de avenidas un caudal  $Q_0$  y sea  $Q_c$  el caudal del cauce menor. En la figura 1.5., transcrita de una publicación de Laursen, se contrastan las sobreelevaciones debidas a dicho puente en los casos de lecho fijo y móvil, pudiendo observarse que, mientras las primeras crecen notablemente con  $\frac{Q_0}{Q_c}$ , las segundas se mantienen casi constantes y con un valor mucho más reducido.

El gráfico permite reflexionar también sobre un aspecto negativo de la colocación de mantos protectores de lecho (hormigón, escollera, etc.) a cotas altas, que coarten excesivamente la tendencia natural a socavar en estos tramos, aunque de esta forma se limiten ventajosamente las erosiones.

A veces la presencia de brozas provoca nuevas reducciones en la sección de desagüe, y favorece así el desarrollo del remanso.

En los casos en que la lámina pueda sobrepasar la clave de los vanos, su circulación a través del puente se hará en carga. A partir de ese momento, las sobreelevaciones tenderán a crecer notablemente con el caudal, hasta que el agua desborde por encima del tablero; pero nuevamente se debe recordar que con lecho erosionable esos incrementos hipotéticos se verán sensiblemente atenuados por la socavación del fondo.

**2.1 INTRODUCCION**

Este capítulo está dedicado al cálculo de las erosiones locales en pilas, cuyo concepto ya se ha puntualizado en el capítulo anterior.

Los métodos actualmente en uso se basan en resultados experimentales, de laboratorio en su casi totalidad, puesto que los registros de campo de este tipo resultan difíciles y costosos. No todos ellos son equivalentes, y la aplicación de uno u otro puede dar lugar a resultados sustancialmente diferentes. Tales discrepancias tienen su origen no en la fiabilidad de las medidas experimentales, sino en la comprensión del fenómeno físico y de sus diferentes fases, en la elección de las variables fundamentales, y en la extrapolación de la fórmula más allá del campo de los valores experimentales, siempre reducido.

Después del oportuno análisis de dichos métodos, se ha seleccionado como base el procedimiento de Laursen, investigador del Iowa Institute of Hydraulic Research, conocido especialista en hidráulica fluvial, sobre todo en los problemas hidráulicos y sedimentológicos del río en su cruce con los puentes. Su elección se justifica por la buena lógica de su planteamiento y resultados, por el serio y relativamente amplio programa de ensayos que le sirvió de apoyo, y por la confirmación experimental que también le prestan los registros de otros autores, algunos de ellos menos afortunados en la concepción de sus leyes.

Sin embargo, la presentación que se hace del método (apartado 2.2) no es la del trabajo original. Por una parte se ha dado una sencilla expresión analítica a la ley gráfica del autor, y por otra, se ha suprimido el gráfico definitorio del factor representativo del ángulo entre la pila y la corriente, incluyendo su influencia en el término "anchura de pila", que interviene en la fórmula y ahora adquiere un sentido más amplio. Tales simplificaciones, que permiten la aplicación incluso de memoria y sin disponer de tabla o gráfico alguno, no implican una menor precisión y, en algunos aspectos, incrementan el rigor del procedimiento.

A pesar de lo anterior, tal como se expone en el apartado 2.3., se ha creído oportuno introducir una corrección a esa ley, modificándola en el campo de grandes valores de la anchura de pila en relación al calado, donde hasta hace pocos años se carecía de datos experimentales.

A la luz del método propuesto se hacen en el apartado 2.4. algunas consideraciones sobre el grado de incidencia que tienen las diferentes variables. Los comentarios, si bien meramente cualitativos, son de gran interés para los proyectistas de este tipo de obras, al permitirles centrar su atención en los pocos factores realmente decisivos en el fenómeno de la erosión, sin preocuparse en exceso de los secundarios.

Se hacen ciertas puntualizaciones complementarias respecto a la anchura de cálculo en el apartado 2.5.

En el Anejo A se completa el análisis de las erosiones en pilas con el comentario crítico de los estudios realizados por otros autores.

**2.2 EXPOSICION DEL METODO DE LAURSEN**

La máxima profundidad de erosión  $e$ , medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene definida por la fórmula:



$$\frac{e}{b_*} = 1,5 \left[ \frac{y}{b_*} \right]^{1/3} \quad \text{en términos adimensionales}$$

o bien:

$$e = 1,5 b_*^{2/3} y^{1/3} \quad \text{en forma explícita}$$

siendo

$y =$  calado

$$b_* = b \cos^2 \alpha + \frac{L'}{b} \sin \alpha \quad (\text{fig. 2.1.})$$

Solamente cuando la pila tenga la misma dirección que la corriente ( $\alpha = 0$ ), se puede considerar una reducción en las erosiones debida a una forma hidrodinámica de su frente, que será del orden de 0,9 para las circulares y de 0,75 para las elípticas y lenticulares (en caso contrario no se tendrán en cuenta esas circunstancias).

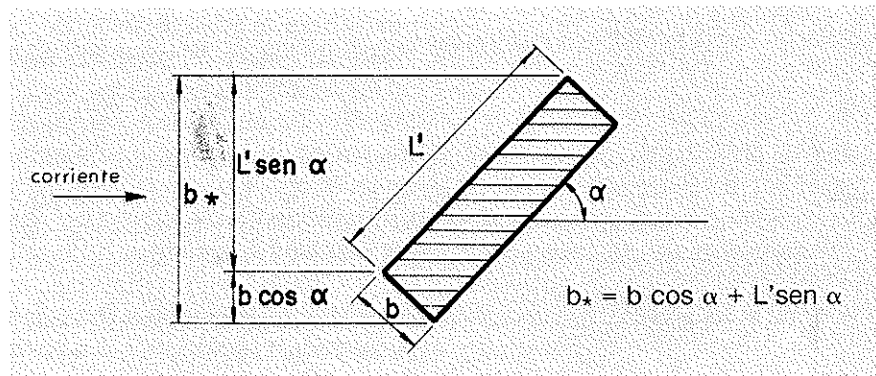


Fig. 2.1. ANCHURA PROYECTADA DE LA PILA

## 2.3 MODIFICACION PROPUESTA

Por falta de datos experimentales en ese campo, la ley de Laursen para valores de  $\frac{y}{b}$  menores de 0,5 fué una extrapolación de su autor.

Hoy día se dispone de mayor información, y los registros de autores como Basak, que en la zona de altas cifras de  $\frac{y}{b}$  confirman las estimaciones del método de Laursen, aconsejan sin embargo modificar las correspondientes a la parte baja.

De acuerdo con esas consideraciones, se propone la ley presentada en la figura 2.2. Las dos fórmulas que aparecen en dicha figura se pueden englobar en la expresión única más compleja que se indica a continuación:

$$\frac{e}{b} = 1,5 \left[ \frac{y}{b} \right]^{3 \frac{(y/b)^3 + 0,5}{(y/b)^3 + 1}}$$

Esta modificación de la ley de Laursen sólo afecta a un campo de valores muy poco frecuentes en la práctica, y desde esa perspectiva su interés es puramente teórico. Sin embargo se ha creído oportuno introducirla porque, como se verá en el capítulo 3, gracias a ella se puede mostrar la validez de esta misma ley para el caso de estribos en el cauce menor, dándole así mayor generalidad y rigor.

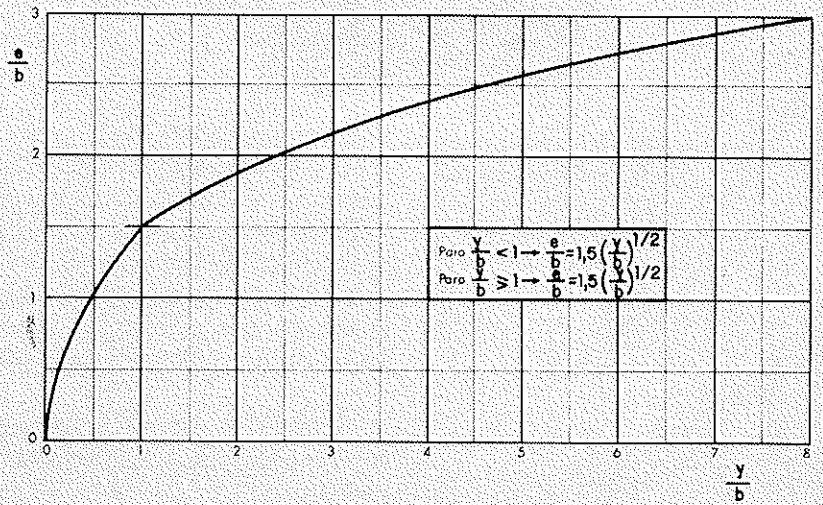


Fig. 2.2. MAXIMA EROSION EN PILAS RECTANGULARES – LEY PROPUESTA

## 2.4 VARIABLES DECISIVAS

De acuerdo con lo expuesto en este capítulo, el factor con mayor incidencia en la profundidad de erosión es la anchura  $b_*$  de la proyección de la pila en dirección perpendicular a la corriente que, si no hay ángulo de ataque ( $\alpha = 0$ ), coincide con el de la pila. En caso contrario destaca también la importancia de dicho ángulo  $\alpha$ , cuya influencia crece con la longitud de la pila.

A la hora de estimar  $\alpha$ , no debe olvidarse su posible variación con el caudal, y que puede estar condicionado por la configuración de las márgenes, estribos, terraplenes, etc., sobre todo en las pilas próximas a las orillas.

Las contracciones, ensanchamientos, codos y dunas del lecho, y especialmente los cursos meandreados y los divagantes en una amplia terraza aluvial ("braided channels"), suponen ángulos de ataque a veces notables.

Si fueran de temer cambios apreciables en la dirección de la corriente en el entorno de puentes de cierta anchura, se recomienda sustituir el apoyo continuo por otro múltiple, constituido por ejemplo por pilas cilíndricas suficientemente separadas, (fig. 2.3.).

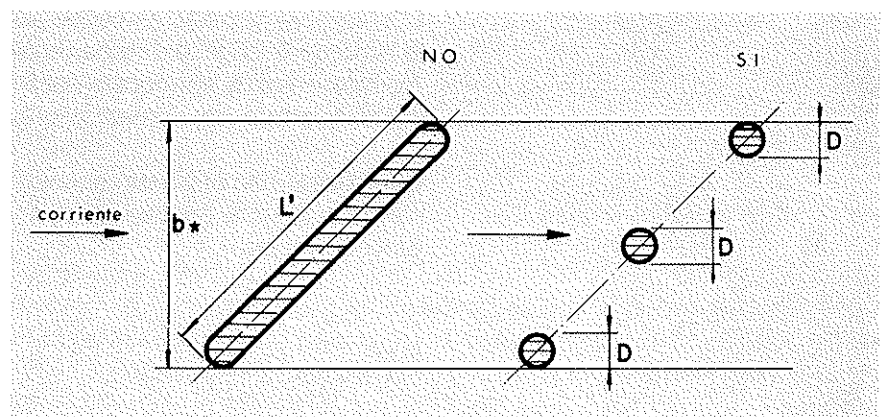


Fig. 2.3. VENTAJAS DEL APOYO MULTIPLE CON GRANDES ANGULOS DE ATAQUE Y LONGITUDES DE PILA

Parece prudente considerar en los cálculos un cierto ángulo de ataque, aunque sea pequeño, salvo en condiciones de excepcional garantía de la alineación de la pila con la corriente para todos los caudales con poder erosivo.

El calado, cuya influencia ponen en duda algunos autores, interviene también, pero con menor potencia que la anchura de pila. Hay que tenerlo en cuenta en los cálculos (la erosión en los casos ordinarios varía entre 1 y 3 veces la anchura, según el calado); pero no debe preocupar en exceso la precisión en las estimaciones hidrológicas (caudales de referencia) e hidráulicas (relación caudal-calado) necesarias para su determinación, y es suficiente un valor aproximado: a un error del 30% en el calado, difícil de cometer en los valores altos, corresponde otro en la erosión solamente del 9%.

La forma de la pila, las características del material del fondo, la velocidad de llegada, etc., o son despreciables o su incidencia en el fenómeno es secundaria.

Se ve así que la máxima profundidad de erosión local en pilas depende, fundamentalmente, de características inherentes a la propia obra, y más concretamente de su anchura y de su alineación con la corriente; y sólo secundariamente de los caudales del río.

## 2.5 PUNTUALIZACIONES A LA ANCHURA DE CALCULO

Las brozas retenidas por la pila durante el paso de las crecidas originan un incremento de su anchura, más o menos efectivo según la impermeabilidad de aquéllas, y hacen algo mayores las erosiones. Ese efecto puede tenerse en cuenta entrando en la fórmula con un valor de  $b$  algo superior al real.

En el caso de pilas cuya anchura varía de unas cotas a otras se presenta el problema de concretar el valor de  $b$  que debe utilizarse en los cálculos.

La única documentación conocida sobre este punto es la de Yaroslavtsiev, y se refiere al tipo de pila esquematizado en la figura 2.4, frecuente donde una parte del cimientado queda expuesta al agua. En ella se propone una anchura de cálculo

$$b = \frac{b_1 (y - \delta) + b_2 \delta}{y}$$

es decir, la media de las dos anchuras ponderada según las longitudes en que ambas se mantienen, pudiéndose objetar que ignora la profundidad e con anchura  $b_2$ .

Con carácter general, se puede admitir para el cálculo la anchura media a lo largo de la longitud mojada de pila ( $y+e$ ), que incluye la parte erosionada. Algunos ensayos en modelo confirmaron que los resultados así obtenidos son suficientemente aproximados para fines prácticos.

De acuerdo con el párrafo anterior, erosión y longitud mojada se condicionan mutuamente pero ese círculo vicioso se puede deshacer mediante un proceso iterativo.

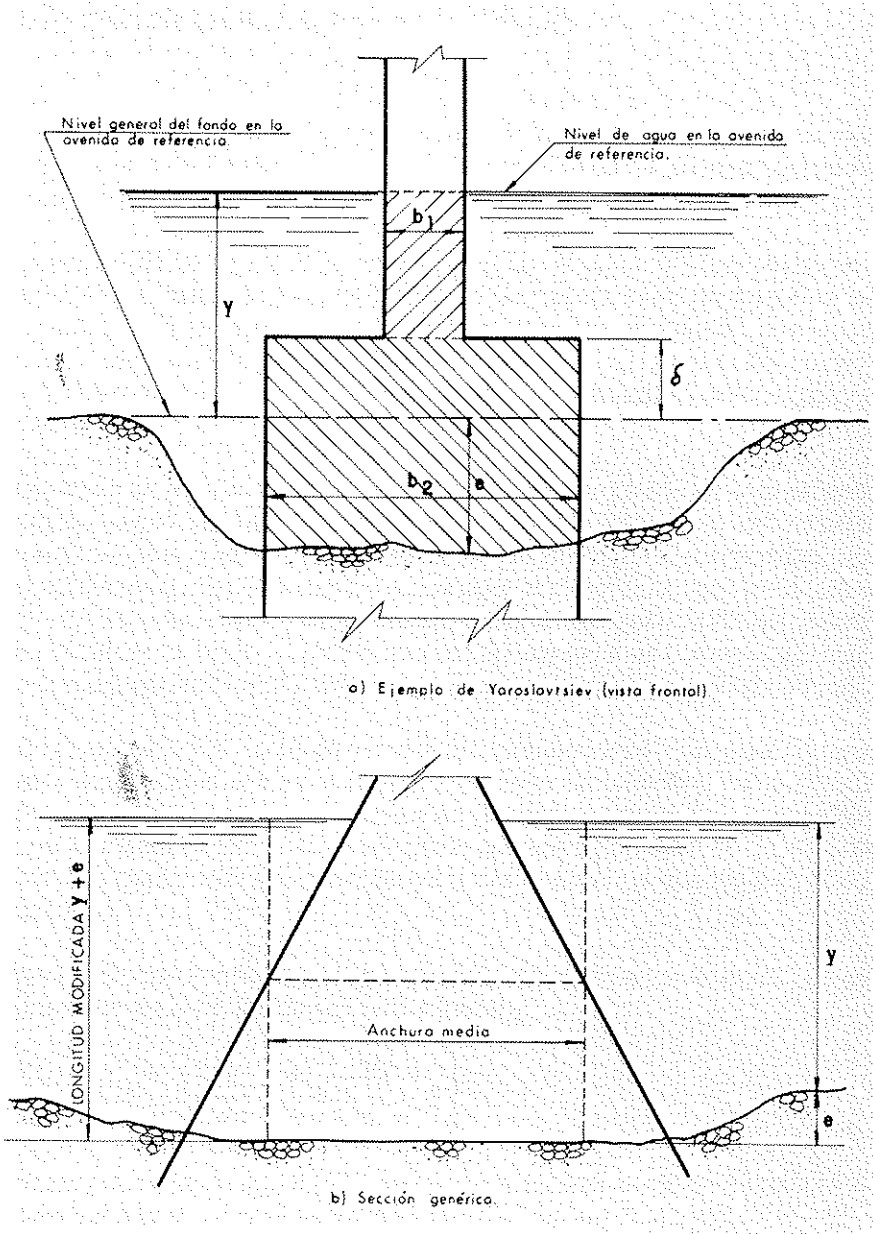


Fig. 2.4. PILAS DE ANCHURA VARIABLE



### 3.1 INTRODUCCION

El método aquí expuesto va encaminado a facilitar la estimación de las máximas erosiones locales previsibles en los estribos de los puentes, con criterio análogo al seguido en capítulos anteriores para las pilas.

La investigación sobre estos temas no es tan abundante como en el caso anterior y la selección del procedimiento de cálculo se ha de hacer dentro de un campo mucho más reducido. No obstante, el método propuesto, debido básicamente a Laursen, goza de grandes virtudes y puede cumplir sus objetivos dentro de los márgenes de error admisibles en este tipo de estimaciones.

Las leyes de erosión en torno a los estribos se estructuran en este procedimiento según un patrón racional teórico, donde intervienen las variables fundamentales y un número limitado de parámetros indeterminados, que posteriormente se concretan para conseguir el mejor ajuste con los registros de una serie de ensayos sobre modelo reducido. La justificación del método se detalla en el Anejo B, donde también figuran algunos comentarios a otro método propuesto por Artamanov y menos convincente que el de Laursen.

En el apartado 3.5. se proponen ciertas modificaciones a las leyes de Laursen, aconsejadas por los resultados de recientes estudios sobre modelo reducido (patrocinados por la Dirección General de Carreteras), compatibles con los datos experimentales utilizados por ese autor, pero en desacuerdo con sus extrapolaciones teóricas hacia campos en los que no tuvo apoyo empírico.

### 3.2 ESTRIBOS SITUADOS SOBRE EL CAUCE DE AVENIDAS. LEY DE CALCULO

Tras el proceso deductivo teórico-empírico detallado en el Anejo B, Laursen propuso para este tipo de estribos la fórmula:

$$\frac{Q_0}{q_c y} = 2,75 \frac{e}{y} \left[ \left[ \frac{1}{4,1} \frac{e}{y} + 1 \right]^{7/6} - 1 \right]$$

representada en la figura 3.1., que permite estimar la máxima profundidad de erosión  $e$  en función de las tres variables  $Q_0$ ,  $q_c$ ,  $y$ , siendo:

$Q_0$  = caudal interceptado por el estribo.

$q_c$  = caudal unitario en la franja del cauce menor próxima al estribo y de anchura  $2,75 e$ .

$y$  = calado medio en la franja antes mencionada.

Se puede sustituir esta expresión por otra, más sencilla y sensiblemente equivalente, de la forma:

$$\frac{e}{y} = 1,1 \left[ \frac{Q_0}{q_c y} \right]^{1/2}$$

El valor  $Q_0$  es difícil de estimar y debe conocerse de antemano, como dato del problema.

Si a efectos prácticos se puede considerar uniforme el régimen dentro de la sección transversal,  $q_c$  e  $y$  -valores medios en la franja de espesor  $2,75 e$ - se confundirán con el caudal unitario y el calado en cualquier punto de ella, y también serán conocidos. En caso contrario habrá que contemplar que los calados y las velocidades se van haciendo menores hacia las orillas, y los valores de la fórmula dependerán de la anchura incógnita  $2,75 e$  a que se refieren.

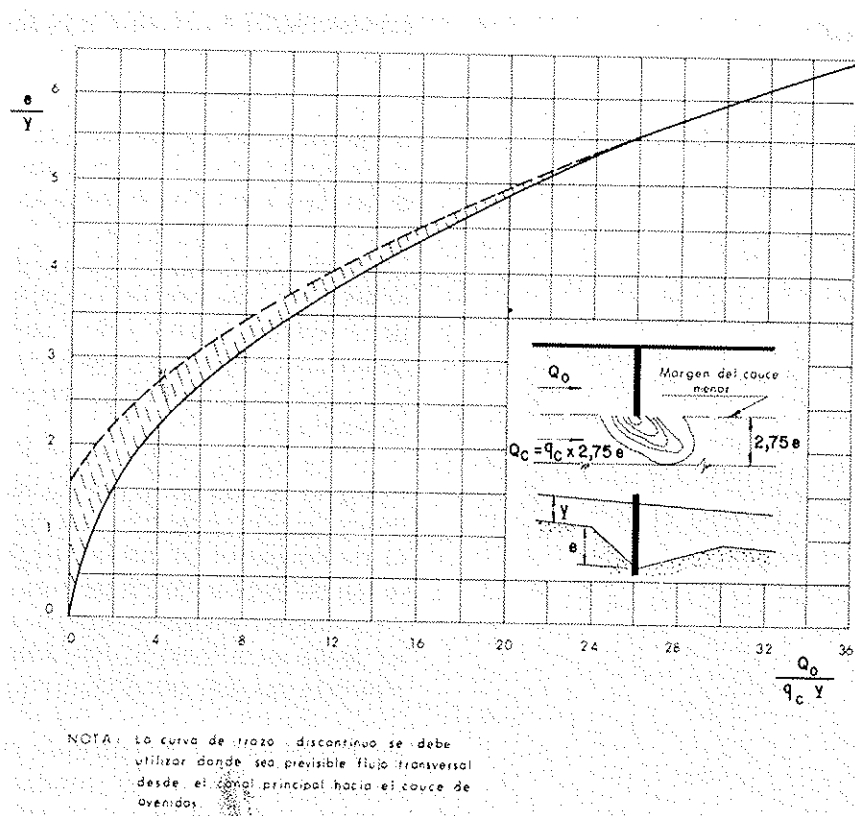


Fig. 3.1. MAXIMA PROFUNDIDAD DE EROSION EN UN ESTRIBO SITUADO SOBRE EL CAUCE DE AVENIDAS

En estas circunstancias será necesario determinar la erosión mediante un proceso iterativo, en el que se partirá de una primera estimación de  $q_c$  e  $y$ , que se irán corrigiendo en los siguientes pasos en función del resultado precedente, el cual señalará un valor de  $e$  cada vez más preciso.

### 3.3 ESTRIBOS SITUADOS SOBRE EL CAUCE DE AVENIDAS. OBSERVACIONES COMPLEMENTARIAS

A veces el estribo está retranqueado y no se remata en la margen del cauce menor (fig. 3.2.).

Se ha comprobado que los retranqueos pequeños (menores que el valor de la erosión  $e$ ) no tienen influencia en el fenómeno. Si por el contrario fueran muy grandes (superiores a  $2e$ ), no serían aplicables los resultados de este estudio y habría que tratar el problema como el de un "relief bridge", no considerado aquí.

Cuando a través de o sobre el estribo tenga lugar un cierto desagüe  $Q'_0$ , se debe sustituir en los cálculos el valor  $Q_0$  por  $(Q_0 - Q'_0)$ .

El método expuesto sobreestima las erosiones si el flujo en el cauce de avenidas  $Q_0$  es muy grande en relación al caudal unitario  $q$  del cauce menor, pues en esas circunstancias no son admisibles algunas de las simplificaciones efectuadas en la elaboración de las fórmulas. Por ello, se recomienda limitar su aplicación a valores  $\frac{Q_0}{q_c y} < 30$  (la casi totalidad de los casos prácticos) para evitar el uso implícito de coeficientes de seguridad exagerados.

Si, por el contrario, la circulación por el cauce de avenidas es muy pequeña, sus cotas de agua pueden ser inferiores a las del curso principal y producirse una circulación transversal que es necesario considerar en los cálculos, puesto que supone un incremento de caudal  $Q_0$ . Si la estimación de  $Q_0$  se hace ignorando esa corriente transversal, Laursen recomienda utilizar la curva superior de trazos de la figura 3.1.

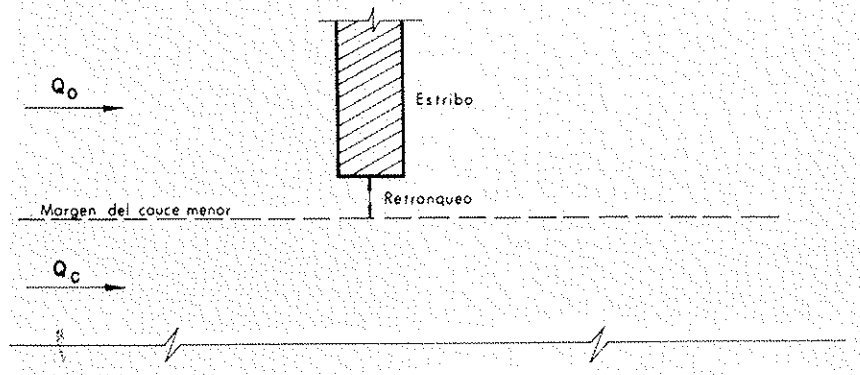


Fig. 3.2. ESTRIBO RETRANQUEADO SITUADO EN CAUCE DE AVENIDAS

La determinación de las erosiones es en este caso más compleja que en las pilas y mientras que en éstas se ha visto que las características hidráulicas de la corriente tenían una influencia secundaria, en el caso de los estribos la distribución de caudales es decisiva y también difícil de estimar correctamente, sobre todo si una anárquica situación de vegetación y obstáculos sobre el cauce de avenidas repercute en el valor de  $Q_0$ .

Por el contrario, el ángulo incidente de la corriente, importante en el caso de las pilas por condicionar la anchura de ataque, ahora sólo contribuye a hacer más o menos hidrodinámica la forma de la obra, y prácticamente no influye en el valor de la máxima erosión.

### 3.4 ESTRIBOS SITUADOS SOBRE EL CAUCE MENOR

Para este tipo de estribos Laursen, según el proceso deductivo expuesto en el Anejo B, propone la fórmula:

$$\frac{L}{y} = 2,75 \frac{e}{y} \left[ \left[ \frac{1}{11,5} \frac{e}{y} + 1 \right]^{1/\alpha} - 1 \right]$$

que se representa en la figura 3.3., siendo  $\alpha = 0,59$  para el caso de transporte por acarreo.

Puede expresarse por una fórmula más sencilla y prácticamente equivalente, en la forma:

$$\frac{e}{y} = 1,5 \left[ \frac{L}{y} \right]^{1/2}$$

Dicha ley permite calcular la máxima erosión en función de las variables  $L$  e  $y$ , cuyo significado se explica en los párrafos siguientes y en el esquema de la misma figura.

Si el régimen en el cauce menor se puede considerar uniforme a efectos prácticos,  $L$  será la anchura de cauce interceptada por el estribo,  $e$  y el calado medio, siendo ambos parámetros datos.

Si no sucediera así, la magnitud puramente geométrica  $L$  debe reducirse en la relación de los caudales unitarios  $\frac{q_L}{q_d}$  indicados en la figura 3.3., en la que  $q_L$  se conocerá, pero  $q_d$  dependerá de la anchura desconocida  $2,75 e$ . También  $y$ , calado medio en la franja  $L + 2,75 e$ , es ahora función de la erosión incógnita.

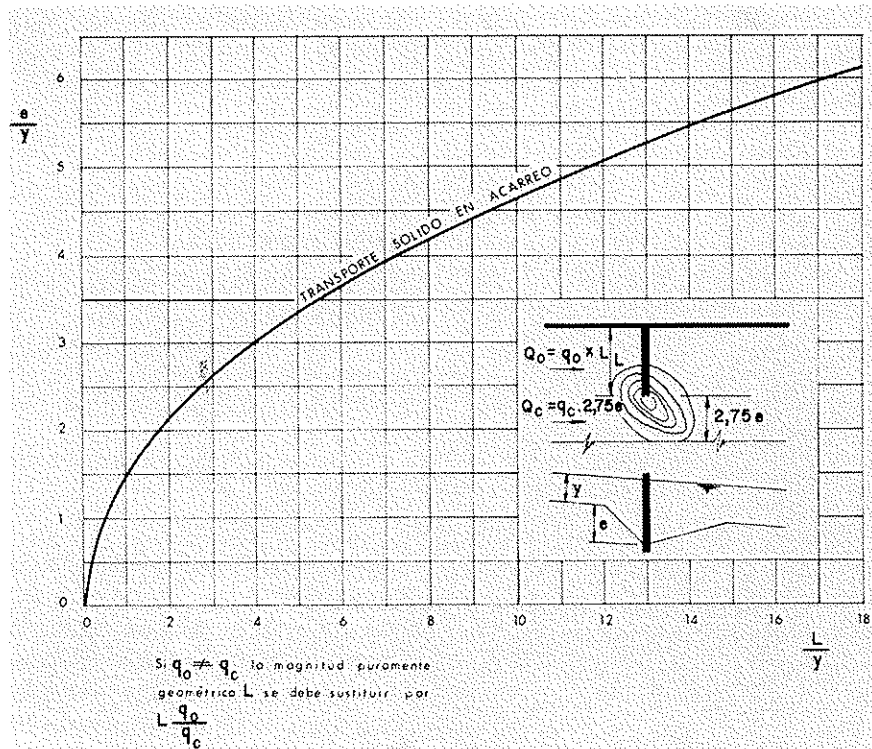


Fig. 3.3. MAXIMA PROFUNDIDAD DE EROSION EN UN ESTRIBO SITUADO SOBRE EL CAUCE MENOR

Así pues, si no se puede admitir un régimen uniforme en la sección del cauce, el cálculo de las erosiones se hará mediante un proceso iterativo, partiendo de unas primeras estimaciones de  $q_d$  e  $y$  que se irán perfeccionando en pasos sucesivos.

### 3.5 MODIFICACIONES A LAS LEYES DE LAURSEN

Ante las dudas suscitadas por algunas observaciones en prototipo y modelo, se decidió realizar una serie de ensayos para comprobar la validez de las leyes de Laursen relativas a estribos, y en su caso proponer las oportunas modificaciones.

Los resultados de esos ensayos mostraron un cierto desacuerdo con las estimaciones de Laursen en aquellos campos de valores donde dicho investigador no dispuso de datos experimentales. Sin embargo, tanto los puntos representativos de los nuevos registros como los utilizados por Laursen para el trazado de sus leyes, se alinean en torno a una curva única, por lo que se puede afirmar que no hay contradicción entre ellos, sino solamente una discrepancia con las extrapolaciones teóricas del mencionado autor.

Las nuevas leyes deducidas, y su comparación con las originales de Laursen, se presentan en la figura 3.4. para estribos sobre el cauce de avenidas, así como para estribos sobre el cauce menor.

### 3.6 RESUMEN FINAL Y ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS LEYES DE EROSION EN LOS DISTINTOS TIPOS DE APOYO

Dentro de la dilatada exposición que se ha hecho en estos tres primeros capítulos puede quedar diluida y confusa su principal conclusión práctica, que es la definición de las leyes que finalmente se proponen para estimar las máximas erosiones locales en pilas y estribos.

Por ello, aun a costa de perder algunos matices secundarios, se presentan en forma resumida nuevamente en este apartado, a la vez que se facilita el estudio comparativo entre ellas al expresarlas en función de un parámetro común a todos los tipos de apoyo.

$$\lambda = \frac{\text{caudal interceptado por el apoyo}}{\text{caudal unitario en el cauce menor}}$$



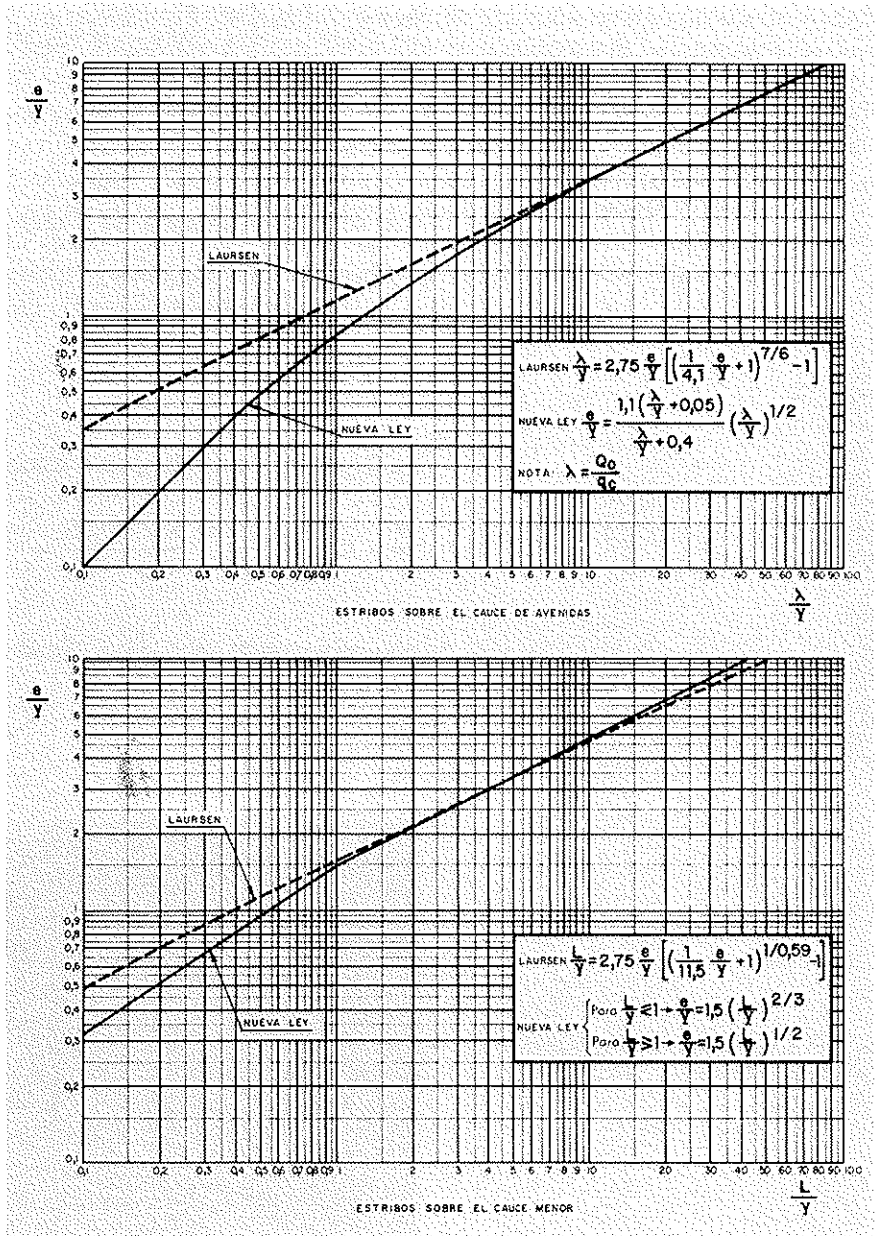


Fig. 3.4. MAXIMAS EROSIONES EN ESTRIBOS – COMPARACION DE DIFERENTES LEYES

que en los casos concretos que se indican tiene las equivalencias siguientes:

Tipo de apoyo	$\lambda$
Pila	Anchura de pila normal a la corriente ( $b$ si está alineada con la corriente y $b_*$ en el caso general).
Estribo en cauce menor	Longitud $L$ del estribo perpendicular a la corriente.
Estribo en cauce de avenidas	$Q_0$ —, siendo $Q_0$ el caudal interceptado por el estribo $q_c$ y $q_c$ el caudal unitario en el cauce menor.

La ley relativa a pilas coincide con la de estribos en el cauce menor y viene reflejada por las fórmulas:

$$\frac{e}{y} = 1,5 \left[ \frac{\lambda}{y} \right]^{2/3} \text{ para } \frac{\lambda}{y} \leq 1 \text{ (campo de interés para pilas)}$$

$$\frac{e}{y} = 1,5 \left[ \frac{\lambda}{y} \right]^{1/2} \text{ para } \frac{\lambda}{y} > 1$$

que se pueden englobar en la expresión única más compleja:

$$\frac{e}{\lambda} = 1,5 \left[ \frac{y}{\lambda} \right] \frac{(y/\lambda)^3 + 0,5}{3(y/\lambda)^3 + 1}$$

La fórmula para estribos en el cauce de avenidas es:

$$\frac{e}{y} = 1,1 \left[ \frac{\lambda}{y} \right]^{1/2} \frac{\lambda/y + 0,05}{\lambda/y + 0,4}$$

que para valores altos ( $\frac{\lambda}{y} > 12$ ) equivale a:

$$\frac{e}{y} = 1,1 \left[ \frac{\lambda}{y} \right]^{1/2}$$

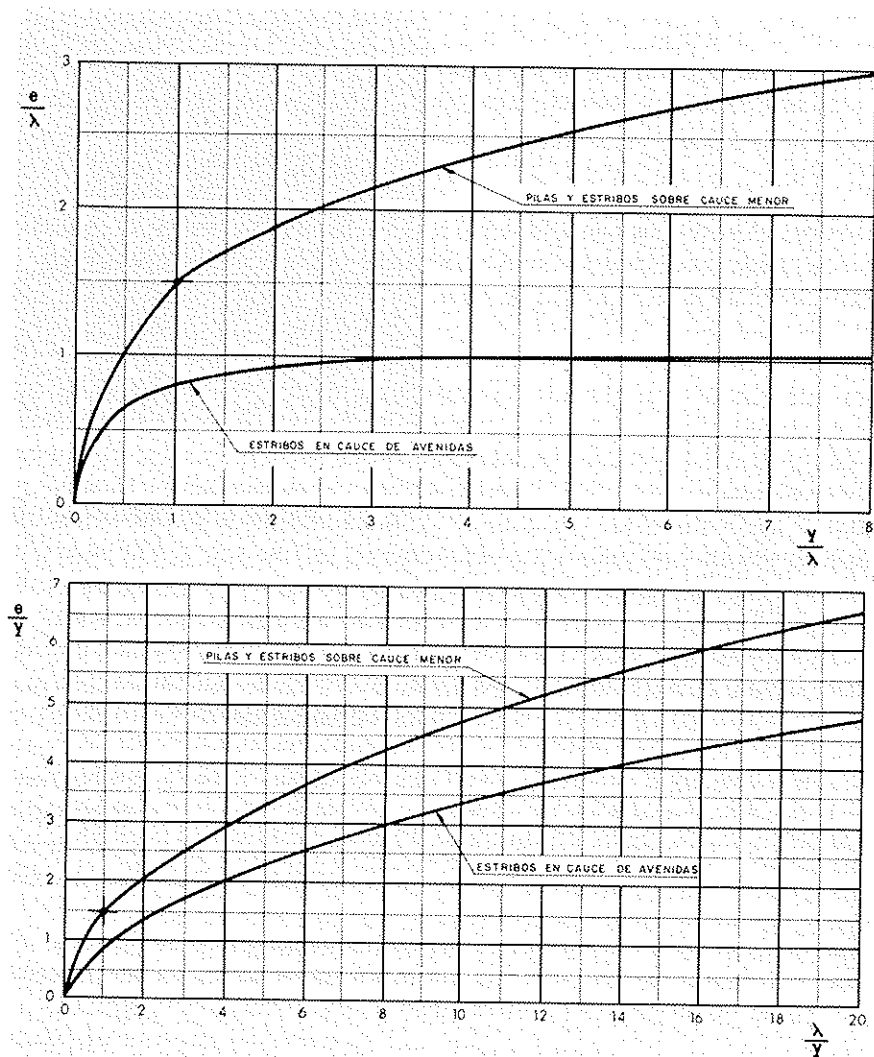


Fig. 3.5. ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS EROSIONES PRODUCIDAS EN LOS DISTINTOS TIPOS DE APOYOS

El contraste entre las leyes correspondientes a los distintos tipos de apoyo se presenta en la figura 3.5. en dos diferentes sistemas de coordenadas. La diferencia entre la ley de pilas y estribos sobre el cauce menor y la correspondiente a estribos sobre el cauce de avenidas no se debe, como en principio podría pensarse, a que los caudales interceptados por el obstáculo en este último caso se encuentran a una cierta cota sobre el lecho del río, pues se vió en los estudios sobre modelo que esa variable no tenía incidencia en las máximas erosiones. La explicación de esa diferencia está en la no erosionabilidad del fondo del cauce de avenidas que se supone en el prototipo y se impone en el modelo.

8

8

#### 4.1 INTRODUCCION

Los valores de la máxima profundidad de erosión deducibles de los métodos expuestos en capítulos anteriores se miden desde el nivel general del fondo en los puntos no afectados por el puente, pero durante el paso de la crecida. Sin embargo, la referencia más fácil y mejor conocida para el proyectista es la cota habitual del lecho inalterado en época de aguas normales, que no coincide en general con la de avenidas por lo que es preciso sumar, con su signo, la diferencia entre ambas (erosión o aterramiento general) a la erosión local para tener el valor total. En el apartado 1.1. ya se hicieron algunos comentarios relativos a los movimientos circunstanciales del fondo del cauce en torno a su posición de equilibrio casi permanente.

No debe olvidarse en los cálculos ese sumando de la erosión general, porque a veces puede ser tanto o más importante que el local y específico de la obra, y su ignorancia conduciría a resultados totalmente erróneos.

En los apartados siguientes se hacen una serie de consideraciones de tipo cualitativo, llamando la atención sobre algunos casos de interés.

Es inviable una fórmula con validez general que defina este tipo de erosión, puesto que es muy sensible a la infinidad de factores morfológicos locales que condicionan la circulación hidráulica y sedimentológica por los cauces principal y de avenidas. En el último apartado de este capítulo se comentan algunas ecuaciones que figuran en la bibliografía especializada y que pretenden orientar sobre la magnitud de estas socavaciones generales, aunque deban mirarse con grandes reservas pues son proclives a las sobreestimaciones.

Los esfuerzos en este campo deben enfocarse preferentemente a perfeccionar las técnicas de registros a posteriori en los lechos de los ríos. La medición directa de erosión durante el paso de las crecidas es difícil, costosa, y la mayoría de las veces inoportuna por la imprevista hora y fecha de presentación. Pero no cabe duda que tiene que existir alguna diferencia entre las capas del cauce que periódicamente son removidas y sustituidas por otras de aguas arriba, y aquellas otras que permanecen fijas desde tiempos muy lejanos. Esas diferencias deben ser detectables mediante sencillos sondeos, y pueden reflejarse en el grado de compactación o de resistencia a la penetración, en la curva granulométrica, presencia de materia orgánica, etc. Con estas técnicas de detección de máximas profundidades de erosión ya han obtenido prometedores resultados Kühn y Williams (1961), y en España Valenciano (1970) (fig. 4.1.).

También puede pensarse en otros sistemas basados en la colocación de testigos, bien de grava preparada, por ejemplo con pintura, bien con cordones o planchas flexibles en posición vertical, que en la zona erosionada se encontrarán posteriormente inclinados. (Emmet y Leopold). Estos métodos son más fáciles de aplicar en ríos de acusado estiaje, que permitan trabajar en seco.

#### 4.2 TRAMOS REGULARES DE CAUCE

Si un tramo de características prácticamente regulares es precedido de otro igual en suficiente longitud, sus caudales sólidos de entrada y salida serán también iguales, y el fondo se conservará a su cota primitiva.

Es el caso más favorable para que las erosiones generales se puedan despreciar pero por prudencia se aconseja admitir en los cálculos una posible socavación, del orden de la cuarta parte del calado, para prever paso de dunas, inestabilidades circunstanciales, influencia de pequeñas irregularidades, etc.



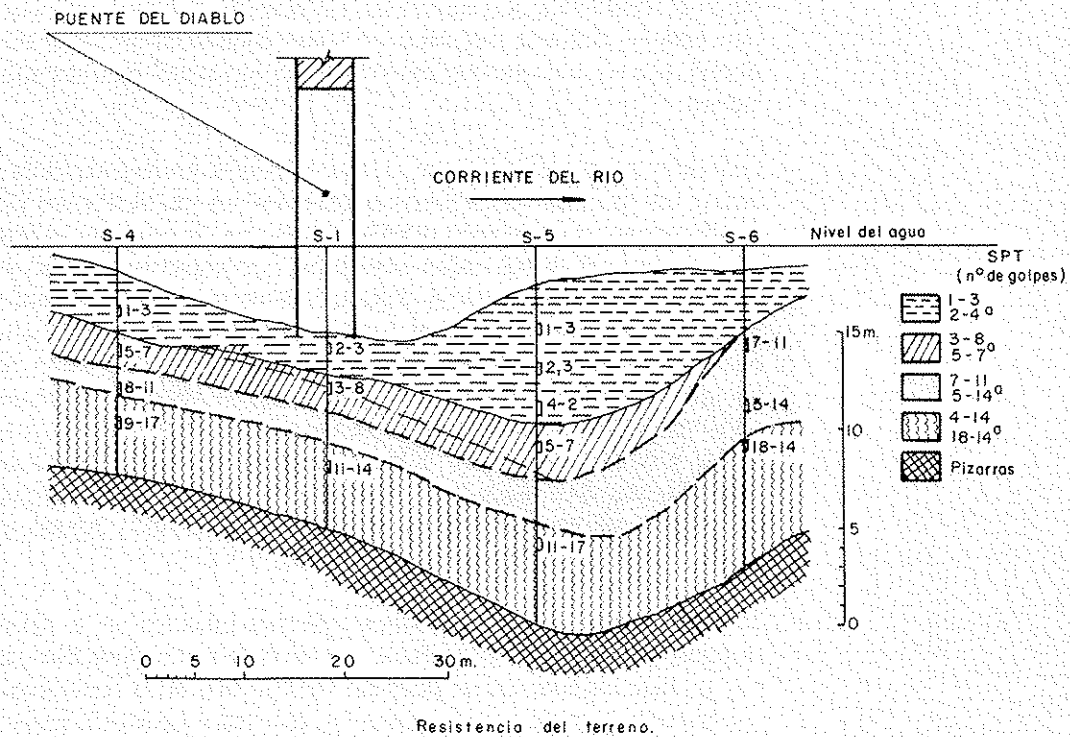
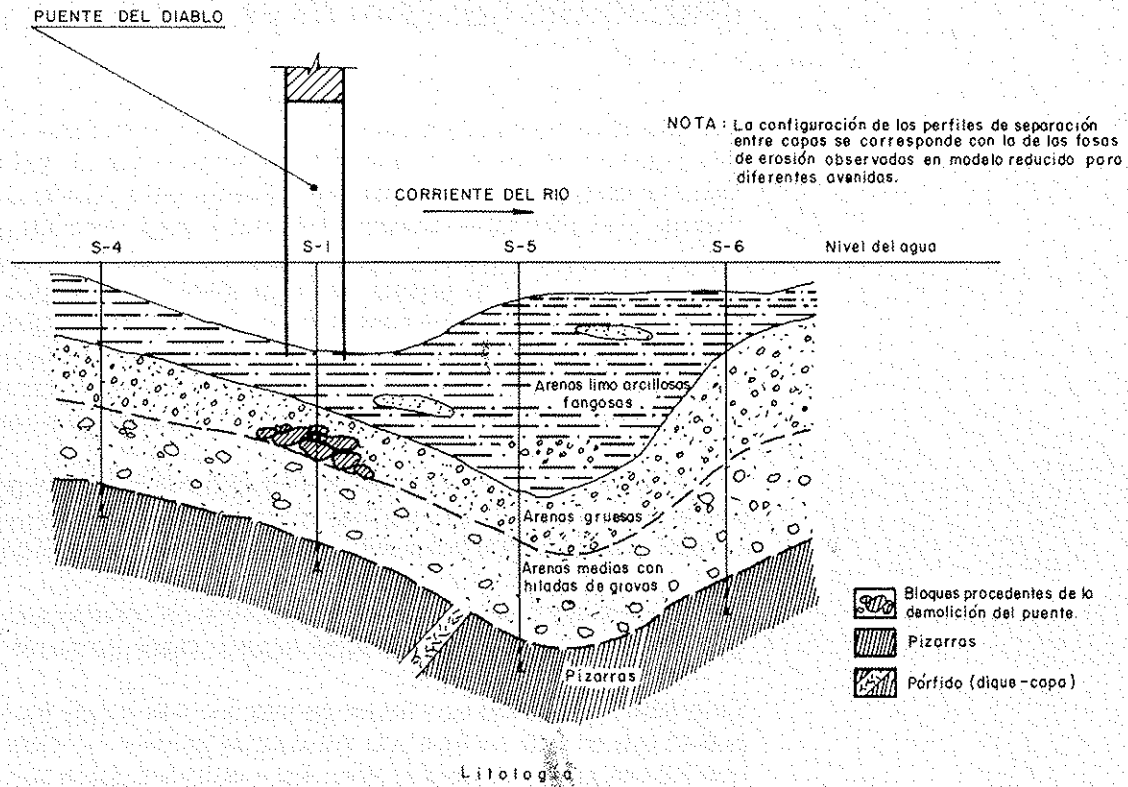


Fig. 4.1. PERFIL LONGITUDINAL DEL RIO LLOBREGAT EN EL PUENTE DEL DIABLO (MARTORELL.)

Si el arrastre del fondo tiene lugar en forma de dunas, aguas abajo de su frente móvil (fig. 4.2) donde se acumulan y detienen las partículas que a él llegan, se produce un desajuste en el balance sólido y unos remolinos a su pie. Por ello, con este tipo de transporte la cota del lecho oscila en torno al valor medio temporal.

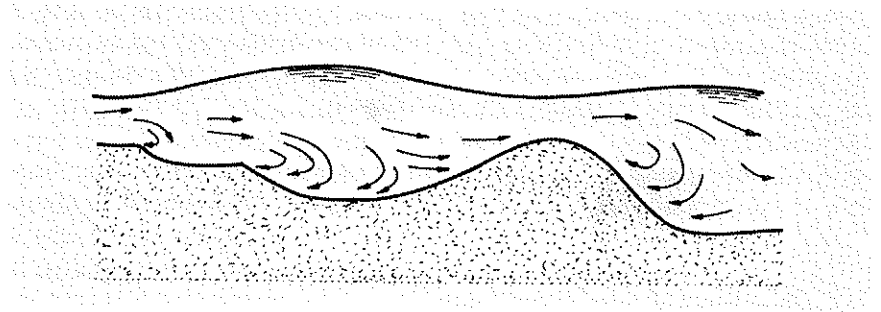


Fig. 4.2. DUNAS

### 4.3 ESTRECHAMIENTOS

Una de las causas más frecuentes de erosión en los cauces naturales es el estrechamiento del río en relación a la zona de aguas arriba. Si la longitud lo permite, la máxima socavación se puede estimar con las fórmulas de estrechamiento largo que figuran en el Anejo B.

Si la duración de la crecida es pequeña y el tramo largo, el proceso erosivo no llega a alcanzar toda su magnitud en las secciones finales, que se mantienen por encima de las cotas calculadas.

A veces las derivaciones o reincorporaciones de caudal desde el cauce de avenidas al cauce menor falsean los resultados del cálculo.

Los remansos provocados aguas arriba de puentes, presas, etc., tiene el carácter de un ensanchamiento de la sección, aunque en sentido vertical. Si el remanso deprimiera la lámina, como sucede ante una rápida o una corta, el efecto es el de un estrechamiento.

### 4.4 NUEVOS CAUCES

A veces conviene desviar el curso natural de un río y se abre un nuevo cauce. En esos casos la rasante proyectada y construida más o menos uniformemente puede no ser respetada por el río, que, con el tiempo, irá evolucionando hacia una configuración estable más acorde con sus características, erosionando aquí y depositando allá.

Por otra parte, es frecuente que la naturaleza del terreno donde se abre el cauce difiera notablemente del material del fondo del río antiguo y sea menos resistente al arrastre por las aguas. En ese caso, mientras los acarrees de aguas arriba van invadiendo y recubriendo el nuevo lecho, se producirán unas acusadas erosiones, especialmente en las inmediaciones de aguas abajo del frente de avance de dichos acarrees (fig. 4.3.).

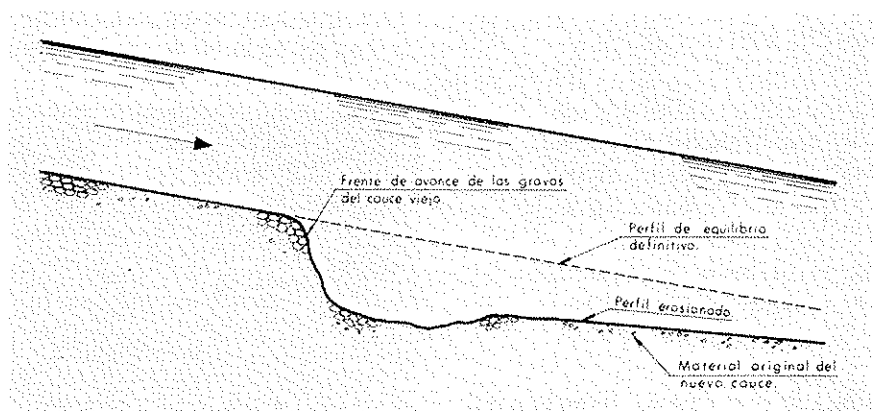


Fig. 4.3. ETAPA DE TRANSICION DEL NUEVO CAUCE

## 4.5 CODOS

Otros puntos frecuentes de erosión son los lados exteriores de los codos, mientras en los interiores se producen depósitos. La distribución disimétrica del caudal y los movimientos secundarios justifican ese especial comportamiento.

La máxima socavación se produce a la salida del codo y puede ser muy importante, dependiendo fundamentalmente del radio y ángulo de dicho codo. No se puede olvidar que la singularidad perdura en una zona de aguas abajo más o menos larga, hasta que se restablece el régimen.

En el apartado 4.11. se da una idea del orden de magnitud de estas socavaciones. Sin embargo, existen algunas dudas sobre si es admisible calcular por separado la erosión general y la local y valorar luego la total como suma de ambas, pues en estas circunstancias los movimientos secundarios de los dos procesos se interfieren y dan lugar a un esquema circulatorio y erosivo más complicado.

La evolución del lado interior del codo es de signo contrario, y los apoyos situados en él se verán favorecidos por la ayuda que le prestan los aterramientos correspondientes.

Como en la mayoría de los casos difíciles, se recomienda la realización de ensayos en modelo reducido.

## 4.6 CONFLUENCIAS

En la zona de confluencia de varios ríos la fusión de sus caudales líquidos y sólidos es extremadamente compleja. La dirección de la corriente, su velocidad y sus zonas de separación y remolinos fluctúan y cambia de unas fechas a otras según las aportaciones relativas de los diferentes cauces. La configuración del fondo es asimismo muy variable.

## 4.7 DESEMBOCADURAS

En la misma desembocadura del río y en sus proximidades se encuentra un tapón de materiales sueltos procedentes del mar, que tiene tendencia a seguir configurando la playa costera como si no existiera el río. A ese tapón marino le siguen hacia aguas arriba otros aterramientos más extensos de origen fluvial (fig. 4.4.).

Durante el paso de pequeñas crecidas, la zona de remanso y menores velocidades de la desembocadura es propicia al depósito de los caudales sólidos transportados a través de las secciones de aguas arriba, donde las velocidades son mayores. El proceso sedimentario de esas épocas se compensa con el proceso erosivo durante las crecidas extraordinarias, de manera que el perfil del río, como resultante de esos efectos de signo contrario, adquiere una posición media en torno a la cual oscila según intensidad de los episodios hidrológicos.

Las singularidades del tramo de desembocadura nacen de la imposición de un nivel de agua en el mar independiente del caudal.

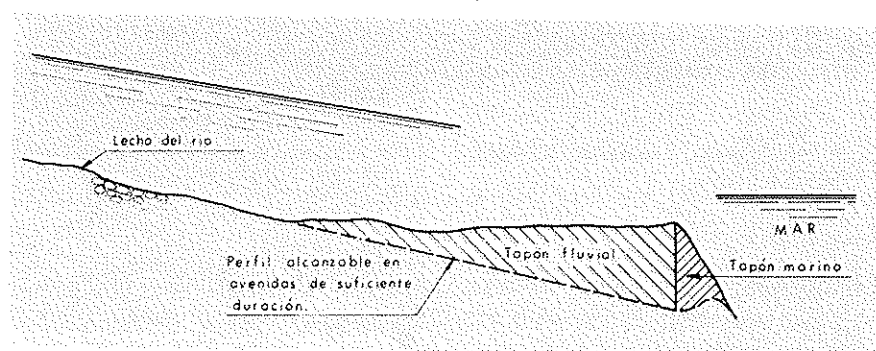


Fig. 4.4. DEPOSITOS EN LA DESEMBOCADURA AL MAR

En una sección normal de un río, al crecer los caudales el incremento de capacidad se consigue principalmente por un incremento análogo de sección debido a la elevación del plano de agua; pero conforme se acerca al mar tal elevación resulta cada vez más difícil, hasta hacerse imposible en el mismo mar. La cota de agua, fija al final del río y sin embargo creciente con  $Q$  en las secciones de aguas arriba, da lugar a una pendiente de la superficie libre también creciente con  $Q$ , siendo horizontal para un caudal nulo.

El río, que ve así coaccionado su plano de agua, adquiere hacia la desembocadura mayores velocidades, a las que va asociado un mayor poder erosivo del lecho. Por ello erosiona el tapón existente y en cierto grado consigue un aumento de sección en profundidad. Si la duración de la crecida y la permanencia de los caudales extraordinarios fueran suficientes, el fondo acabaría alcanzando un perfil de equilibrio libre de todo tapón; pero si por el contrario, la duración es corta –tal como sucede en muchos de los ríos mediterráneos–, las erosiones no afectan sino a una parte relativamente reducida de esos depósitos, y el perfil del fondo durante el paso del caudal punta se sitúa en una posición intermedia entre ese perfil desprovisto de tapón y el perfil medio de equilibrio existente antes de la avenida.

Habría que considerar en algunos casos los posibles efectos marinos del oleaje.

#### 4.8 CAUCES DIVAGANTES

En algunas grandes llanuras aluviales el cauce principal del río sufre los cambios propios de la evolución de sus meandros, o bien divaga erráticamente y abre nuevos brazos, que en posteriores avenidas borra o deja muertos (fig. 4.5.). Como es natural, las cotas del lecho variarán sustancialmente con la posición del cauce principal y de sus meandros; un apoyo de puente construido en un depósito aluvial fuera de la corriente puede verse, por ejemplo, en otra fecha en el lado exterior del codo de un nuevo trazado elegido por las aguas, y sufrir así fuertes ataques en su cimentación, quizás imprevistos por no haberse contemplado esa eventualidad.

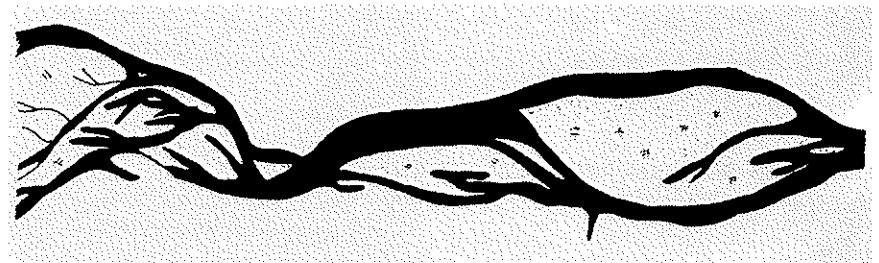


Fig. 4.5. CAUCE DIVAGANTE

#### 4.9 DEGRADACION O AGRADACION PROGRESIVAS

Hay que distinguir entre los desplazamientos circunstanciales del lecho desde su posición de equilibrio habitual, y aquéllos otros sistemáticos en busca de otra nueva posición estable, diferente de la anterior a causa de un cambio permanente en las características del río o de su entorno.

Si se construye un embalse, los caudales sólidos procedentes de aguas arriba quedarán retenidos en él, y aguas abajo se acusará esa falta de alimentación en una degradación progresiva (fig. 4.6.).

El caso de los pequeños azudes es muy diferente, puesto que la carga sólida pasa sobre ellos. A veces se producen incluso depósitos aguas abajo, en la zona de disipación de la energía y transición hacia el régimen inalterado.

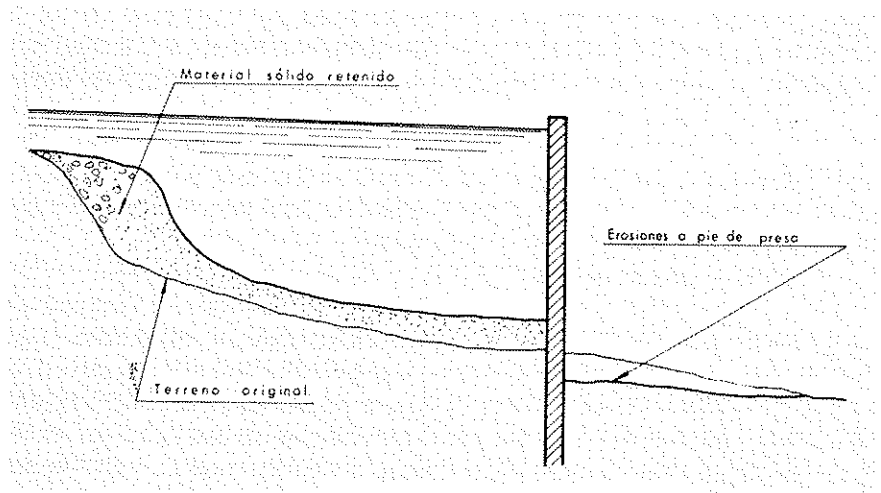


Fig. 4.6. ALTERACION DEL LECHO DEL RIO DEBIDO A LA EXISTENCIA DE UN EMBALSE

Si por el contrario se suprime una presa, en la zona de aguas arriba se irán erosionando progresivamente los antiguos depósitos creados en el remanso del embalse.

#### 4.10 EXTRACCIONES DE ARIDOS

Las grandes fosas de extracción de áridos hacen el papel de pequeños embalses temporales, donde se retienen las cargas sólidas. Provocarán por ello unas erosiones en el tramo de aguas abajo, que se extenderán también en una cierta distancia hacia aguas arriba para suavizar el talud de la fosa (fig. 4.7.).

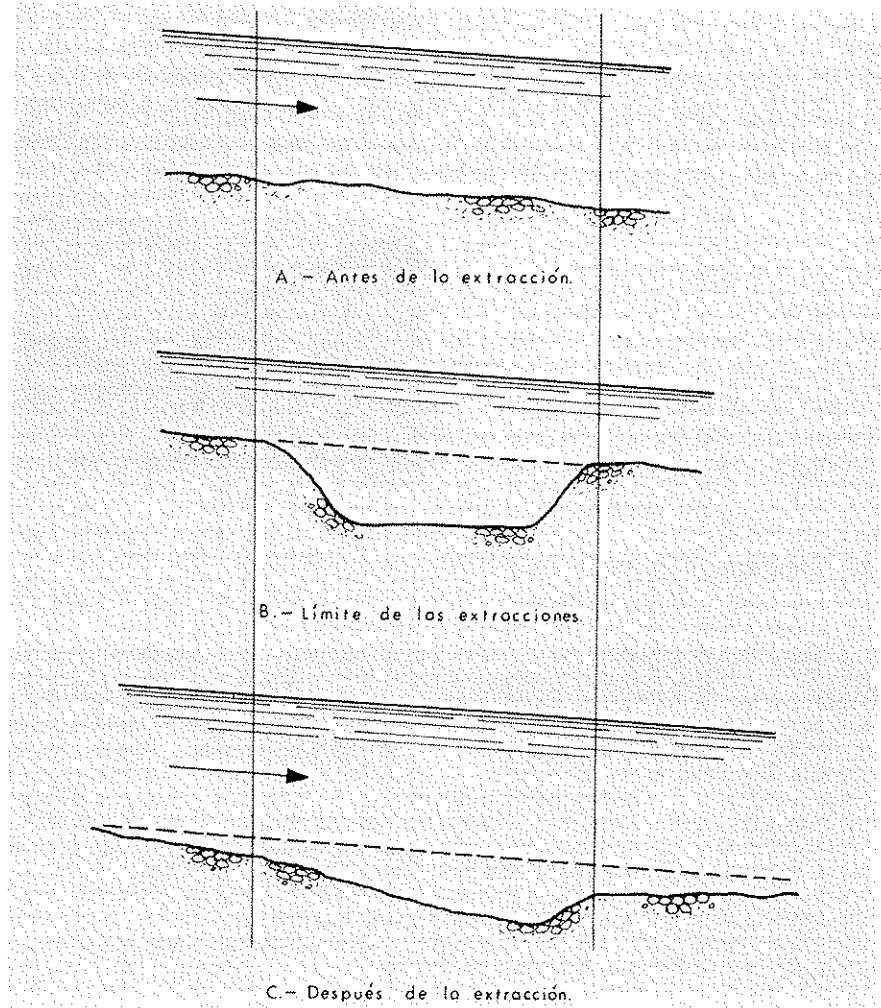


Fig. 4.7. EFECTO DE LA EXTRACCION DE ARIDOS DEL CAUCE DE UN RIO

## 4.11 FORMULAS PARA ESTIMAR LA EROSION GENERAL

### A) FORMULAS DE REGIMEN

En este método se admite que durante la avenida de cálculo se alcanza el calado  $y_r$ , dado por las fórmulas llamadas de régimen. Por otra parte, es necesario estimar la cota de agua durante esa avenida y, restándole el calado antes mencionado, obtener la cota del lecho del río, cuya posición respecto al fondo del cauce detectado en aguas bajas define la erosión previsible.

El calado  $y_r$ , definido por las fórmulas es el medio en la sección  $y$ , para obtener el máximo en el punto más desfavorable, se multiplica por un factor mayorante  $K$  dado por la tabla 4-1. La figura 4.8. facilita la comprensión del proceso de cálculo.

TABLA 4-1  
*Factor mayorante K del calado medio*

Tramo recto de cauce	1,25
Codo moderado	1,50
Codo acusado	1,75
Codo abrupto	2,00

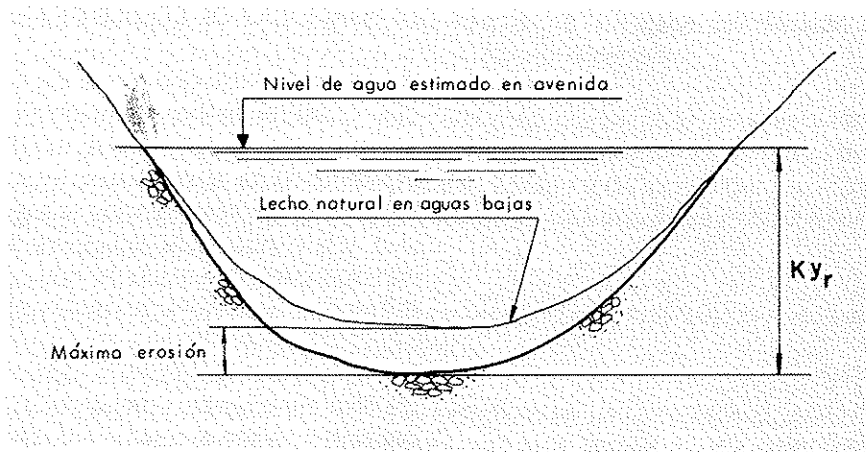


Fig. 4.8. DEFINICION DE MAGNITUDES PARA EL PROCESO DE CALCULO CON FORMULAS DE REGIMEN

Por razones dimensionales se ha transformado la versión original de la ecuación de régimen de Blench, introduciendo en ella la aceleración de la gravedad. Se llega así a la expresión:

$$y_r = \alpha \left[ \frac{q}{\sqrt{g}} \right]^{2/3} = \alpha y_c$$

siendo

$y_r$  = calado de régimen.

$q$  = caudal por unidad de anchura.

$g$  = aceleración de la gravedad.

$\alpha$  = factor adimensional función del tamaño del material del lecho, que se puede obtener del gráfico de la figura 4.9.

$y_c$  = calado crítico.

Otra de las fórmulas conocidas, la de Lacey, lleva implícita la hipótesis de que la anchura del cauce varía con el caudal  $Q$  según la expresión  $B = 2,57 Q^{1/2}$ , en unidades pies-segundos, que equivale a la de Blench con unos factores  $\alpha$  algo menores, tal como se representa en la citada figura 4.9. Lacey se limitó al caso de arenas con diámetros inferiores a 1,30 mm.



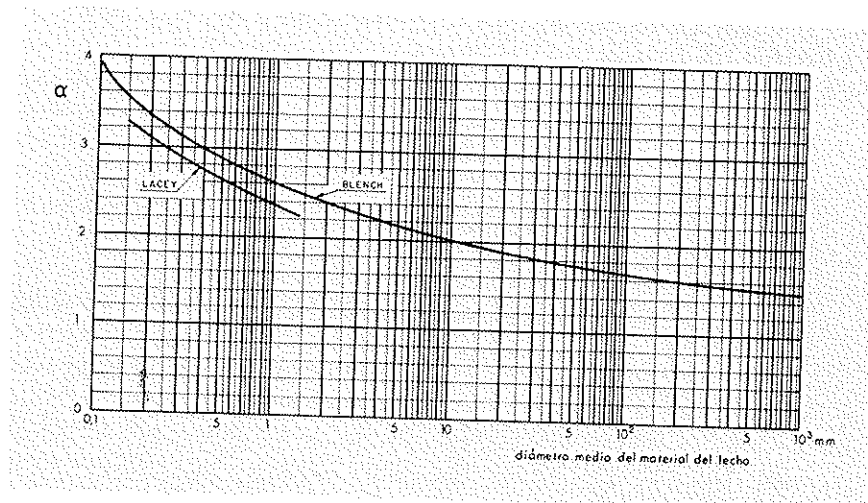


Fig. 4.9. FACTOR  $\alpha$  DE LA ECUACION DE REGIMEN

### B) FORMULAS DE EQUILIBRIO ESTATICO

Existen otros métodos, entre los que se encuentra el de Lischvan - Lebediev, citado en el libro "Geotecnia y Cimientos III" del Prof. Jiménez Salas et al., en el que la posición de máxima erosión se hace coincidir con la de equilibrio como si el transporte sólido procedente de aguas arriba fuera nulo. En esas circunstancias el aumento de sección debido al proceso erosivo, y la consiguiente reducción de velocidad y de esfuerzos tangenciales han alcanzado un estado tal, que el agua es incapaz de mover las partículas del fondo y se detiene la socavación.

No se analizan los distintos sistemas para determinar esa situación crítica del final del arrastre, porque su utilización para el cálculo de las erosiones generales parece excesivamente pesimista, y muchas veces puede desfigurar el problema y ocultar el verdadero orden de magnitud de las socavaciones.

### 5.1 INTRODUCCION

Una solución para evitar que las cimentaciones de los apoyos de los puentes sean descalzadas por las aguas es colocarlas a una profundidad mayor que la máxima erosión previsible, que se puede deducir de las consideraciones indicadas en los capítulos anteriores. Pero cabe también utilizar algún dispositivo para impedir o reducir esas erosiones, permitiendo así cimentar a cotas más altas. Habrá que considerar en cada caso los costes de ambas soluciones alternativas.

El método de más frecuente uso consiste en un manto de escollera colocado alrededor del apoyo y se viene empleando con éxito desde hace tiempo en muchos países.

El comportamiento del manto de escollera, aunque sus elementos no sean susceptibles de ser arrastrados por las aguas, no tiene que ser totalmente estático, y es admisible un cierto basculamiento (fig. 5.1.). Esos desplazamientos serán irreversibles y se acentuarán a medida que las erosiones tiendan a hacerse mayores, pero se mantendrá la eficacia del dispositivo mientras no se demorone y deje al descubierto el cimiento.

En los apartados siguientes se definen la cota, planta, peso, espesor y filtro de la protección. Variables decisivas en tales determinaciones son las máximas profundidades de erosión general  $e_g$  y sobre todo local  $e$  que se alcanzarían sin coacción alguna, es decir, las calculables según los métodos descritos anteriormente.

Finalmente se completa el estudio de medidas contra la erosión con algunos comentarios sobre otros procedimientos.

Una gran parte de las fórmulas y consideraciones de este capítulo son fruto de una experimentación sobre modelo reducido llevada a cabo para estos fines y patrocinada por la Dirección General de Carreteras.

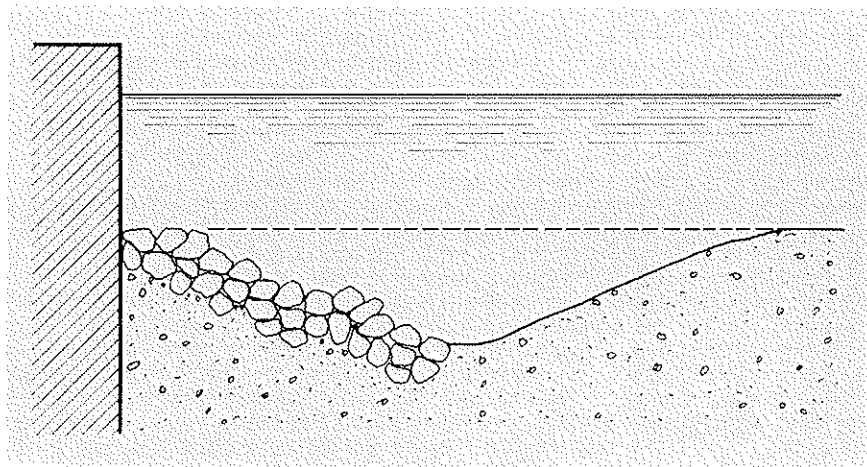


Fig. 5.1. BASCULAMIENTO DEL MANTO DE ESCOLLERA

### 5.2 COTA

Se recomienda colocar la protección a la cota del lecho durante las avenidas, es decir, a una profundidad desde el perfil habitual del fondo igual a la erosión general  $e_g$  (fig. 5.2.).

Es frecuente encontrar obras de este tipo al nivel normal de la rasante del río, porque es más fácil su construcción, y además permite subir la cimenta-

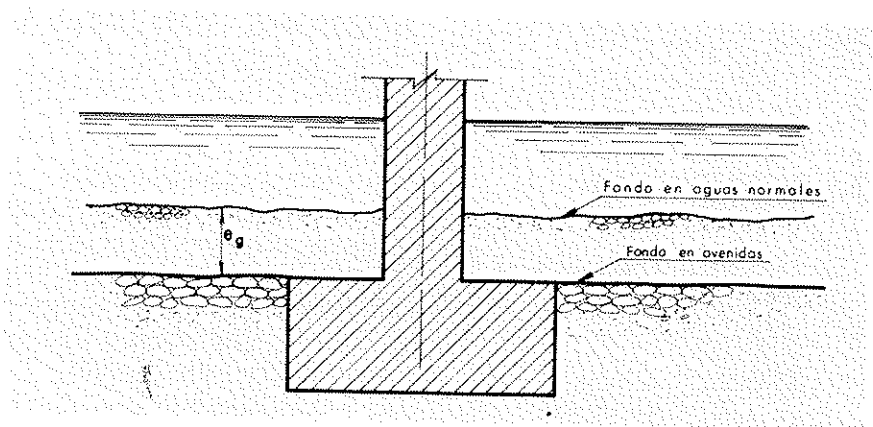


Fig. 5.2. COTA RECOMENDABLE DEL CIMIENTO Y DE LOS MANTOS DE ESCOLLERA

ción de los apoyos. Sin embargo esa zona permanecerá fija también durante las crecidas, cuando el resto del cauce en ese tramo se rebaja e incrementa así su sección en profundidad. En esas condiciones el manto desempeña el papel de una barrera transversal, provoca sobreelevaciones de la lámina aguas arriba y sufre un ataque más fuerte por parte de la corriente. Si la protección se coloca a una cierta altura sobre la cota del lecho en avenidas, al menos habrá que tener en cuenta esa circunstancia en su dimensionamiento, incrementando la extensión del manto tal como se indica en el apartado siguiente.

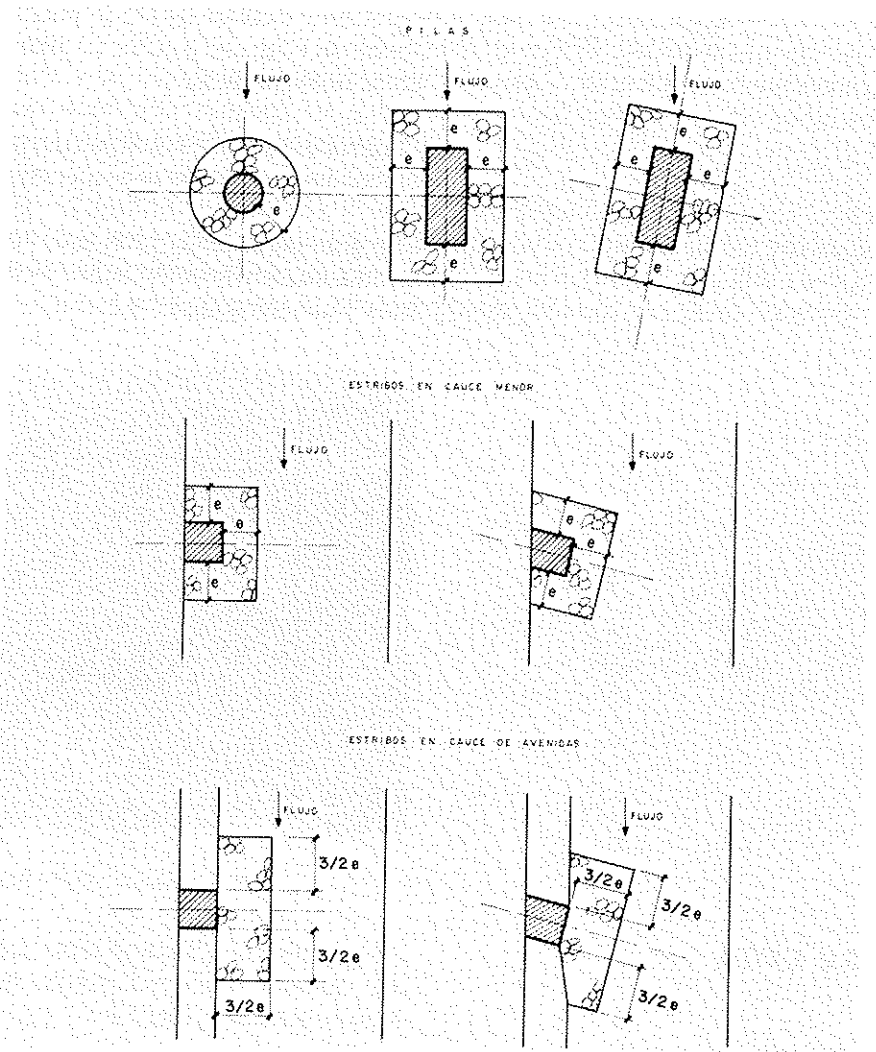


Fig. 5.3. DIFERENTES CASOS DE PROTECCIONES EN PILAS Y ESTRIBOS (PLANTA)

### 5.3 PLANTA

La dimensión en planta del manto se define por su anchura, entendiéndose por tal la distancia desde el borde de la protección hasta el contorno del apoyo del puente.

Tanto en el caso de pilas como de estribos sobre el cauce menor, se recomienda una anchura igual a la máxima erosión local  $e$  (fig. 5.3.), si bien en los ensayos sobre modelo reducido se han observado comportamientos satisfactorios incluso con  $2/3 e$ .

Las erosiones en el lecho provocadas por un estribo situado sobre el cauce de avenidas se pueden a su vez controlar con un manto de dimensión  $3/2 e$ , tal como se indica en la figura 5.3.

En cualquier caso la extensión del manto debe ser superior a  $4 d$ , siendo  $d$  el diámetro de la esfera equivalente a los elementos de escollera.

Con las dimensiones recomendadas la protección es capaz de soportar el efecto del posible paso de dunas.

Las anchuras hasta ahora mencionadas se refieren a protecciones situadas a la cota del lecho de avenidas, y varían linealmente con la profundidad (fig. 5.4.), siendo lógicamente nulas a la cota de máxima erosión  $e$ .

### 5.4 TAMAÑO DE LOS BLOQUES DE ESCOLLERA

El tamaño de los elementos de la escollera debe ser tal, que la corriente sea incapaz de arrastrarlos.

Sin la presencia del puente la condición de comienzo de arrastre del material del lecho en un tramo normal puede expresarse con la fórmula:

$$\frac{V_0}{\sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g d}} = 1,5 \cdot K \left[ \frac{R}{d} \right]^{1/6}$$

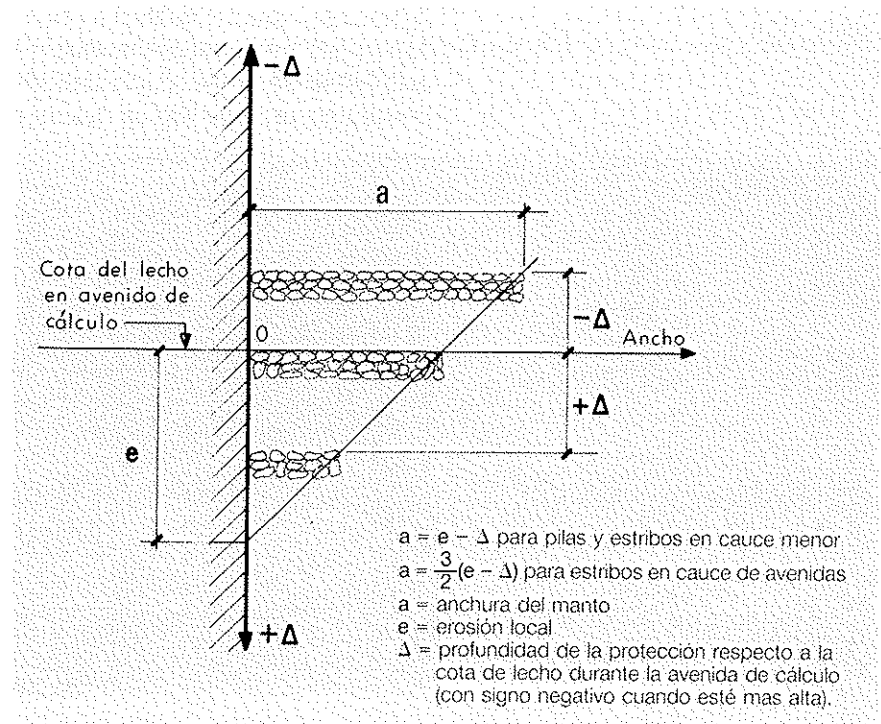


Fig. 5.4. VARIACION DE LA ANCHURA DE LA PROTECCION CON LA COTA

siendo

$V_0$  = velocidad media de comienzo de arrastre en la vertical del punto.

$R$  = radio hidráulico, igual a la sección mojada dividida por el perímetro mojado.

$K$  = factor adimensional.

$d$  = diámetro de la esfera de igual volumen que el elemento representativo del material del fondo.

$\gamma_s$  = peso específico del material.

$\gamma$  = peso específico del fluido.

$g$  = aceleración de la gravedad.

El parámetro  $K$  es un factor adimensional con valor 1 donde se trate de un lecho plano constituido todo él por el mismo material, pero que en el caso de protecciones de escollera incrustadas en un cauce de material más fino toma los valores siguientes:

$K = 0,85$  para protecciones aisladas y transporte sólido de material del cauce en dunas.

$K = 0,90$  para protecciones aisladas sin transporte sólido en dunas, o para protecciones en toda la anchura del cauce con dunas.

$K = 0,95$  para protecciones en toda la anchura del cauce y sin dunas.

Esa misma velocidad admisible en la zona inalterada se ve a su vez disminuida por la influencia negativa de la presencia de los apoyos del puente en

la proporción  $\frac{V_0^*}{V_0}$  que se define en la figura 5.5. en función del parámetro:

$$\lambda = \frac{\text{caudal interceptado por el apoyo}}{\text{caudal unitario en el cauce menor}}$$

ya mencionado en el capítulo 3 al hablar de las erosiones, y que en el caso de pilas es igual a su anchura normal a la corriente.

La figura 5.5., si bien corresponde a estribos y pilas rectangulares, se puede aplicar con carácter general a otros tipos de apoyo. Una forma más hidrodinámica del frente resulta favorable a efectos del peso de la escollera, pero esta influencia no es muy acusada en la mayoría de los casos prácticos, y por ello no se ha tenido en cuenta en aras de una mayor sencillez.

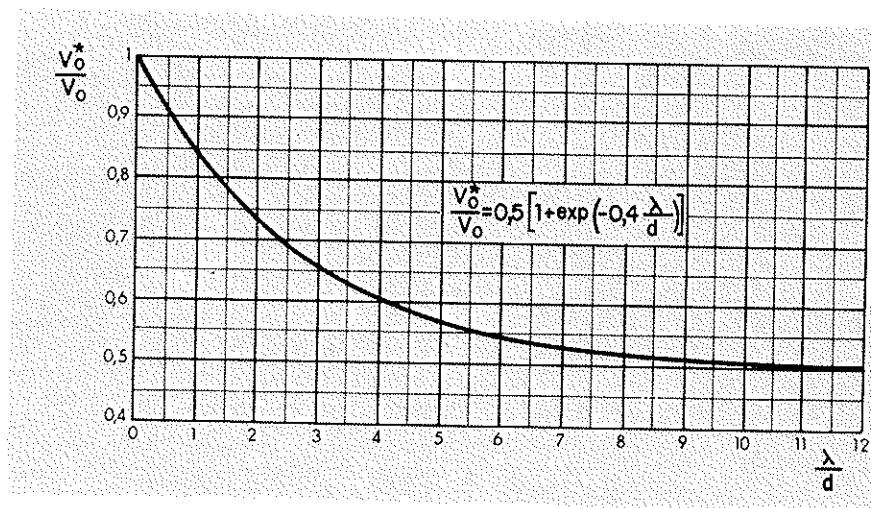


Fig. 5.5. INFLUENCIA DE LA EXISTENCIA DE PILA O ESTRIBO EN EL PESO DE LA ESCOLLERA

## 5.5 ESPESOR

Para que los mantos de escollera puedan considerarse protecciones, es preciso que consten al menos de dos capas.

Si las piedras fueran esféricas e iguales, esa condición equivaldría a un espesor  $1,82 d$ , siendo  $d$  el diámetro de la esfera equivalente. En la práctica la forma de la escollera natural se asemeja más a la de un elipsoide de revolución de volumen  $\frac{4}{3} \pi d^3$ , por definición, y ejes  $0,8 d$ ,  $0,8 d$  y  $1,6 d$ .

Se propone, con un cierto coeficiente de seguridad que supla los reajustes y deficiencias derivadas de los desplazamientos del manto, un valor para el espesor de las capas de escollera ( $\epsilon_0$ ) igual a dos veces el diámetro de la esfera equivalente ( $\epsilon_0 = 2d$ ).

Pero los elementos de escollera disponibles no tendrán todos la misma dimensión, sino que presentarán una curva granulométrica más o menos abierta. El problema consiste en concretar cuáles son las condiciones que ha de satisfacer la curva granulométrica para ser aceptable.

Los elementos más ligeros corren teóricamente el riesgo de ser arrastrados, pero ello no quiere decir que hayan de rechazarse todos, pues sería poco económico y una parte quedará sujeta o protegida por las piedras más gruesas. Es preferible admitir una cierta cantidad de ellos, tomando la precaución complementaria de aumentar el espesor antes calculado, para compensar las pérdidas de material, según la fórmula:

$$\epsilon_c = \epsilon_0 \cdot \left[ 1 + \frac{C}{100} \right]$$

siendo  $C$  el tanto por ciento de elementos con peso inferior al de cálculo  $P$ . En cualquier caso deberán cumplirse las dos condiciones siguientes:

$$C < 50$$
$$P \text{ mínimo} > 1/3 P$$

Por otra parte se pone también un límite superior a la curva granulométrica, tal como se indica en la figura 5.6.

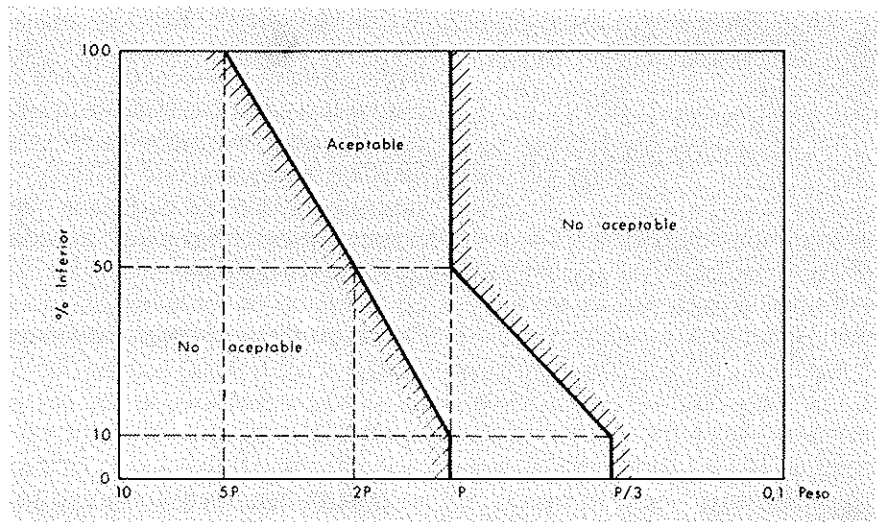


Fig. 5.6. LÍMITES DE LA CURVA GRANULOMÉTRICA

## 5.6 FILTRO

Si la diferencia entre el tamaño del material de la escollera y el del material del fondo es grande, éste último puede ascender entre los huecos del primero, y en la práctica se comprueba que tiene tendencia a ello. De esa forma los bloques verían minada su base y caerían a mayores profundidades, dejando al descubierto las obras que se desean proteger. Para evitarlo es necesario colocar un filtro que haga más gradual la variación entre el manto y el terreno, con un material que se escalonará entre el veinte por ciento del tamaño medio de la escollera y tres veces el del lecho, y con un espesor del cincuenta por ciento del tamaño medio de la escollera.

También se puede utilizar para estos fines telas plásticas y geotextiles.

## 5.7 RECOMENDACIONES DE OTROS AUTORES

En primer lugar hay que señalar que los comentarios de este apartado se refieren únicamente a protecciones en torno a pilas, generalmente circulares, pues no se ha encontrado bibliografía que en estas materias aluda a los estribos.

Laursen reconoce que no ha estudiado explícitamente el problema, pero hace algunas consideraciones sobre él. Subraya que la escollera debe situarse muy por debajo del fondo del río, pues así resistirá mejor.

Las anchuras del tapiz las fija de manera que el área socavada normal a la corriente sea igual a la que se produciría sin protección (fig. 5.7.). No considera basculamientos, y llega así a la ley:

$$a = \frac{1,375 (e^2 - \Delta^2)}{\Delta}$$

que proporciona dimensiones exageradas si la diferencia de cotas  $\Delta$  entre el lecho en avenidas y la protección es pequeña, e infinitas cuando se coloca al nivel de dicho lecho. En la figura 5.7. se compara esta ley con la propuesta.

Sobre el peso de los bloques hace los siguientes comentarios bastante precisos: "El tamaño de la escollera debe ser considerablemente mayor que cualquier material existente en el lecho, y preferiblemente mayor que cualquiera que pueda ser arrastrado por las aguas en la zona del puente. Un material con granulometría abierta y un mínimo de huecos será la mejor protección, pero su fracción fina no debe ser tan pequeña que la corriente la desplace rápidamente".

Inglis, siempre preocupado por la variable caudal, define el valor crítico del mismo que produce el fallo de la protección en el caso de una pila, mediante una fórmula dimensionalmente incorrecta basada en una corta y antigua serie de ensayos y que refleja los principales parámetros que afectan el peso del bloque. Es dudosa la corrección de sus exponentes, por lo cual parece también dudosa su extrapolación por fuera de la experimentación que le sirvió de base.

De Sousa Pinto y Nelson determinan la anchura de la protección mediante la ley:

$$a = 1,8 (e - \Delta)$$

cuya estructura es análoga a la propuesta, pero multiplicada por un coeficiente 1,8.

Otros autores consideran el peso de la escollera función de las dimensiones máximas o medias del material del fondo, cuando en realidad depende de las características de la corriente y del obstáculo.



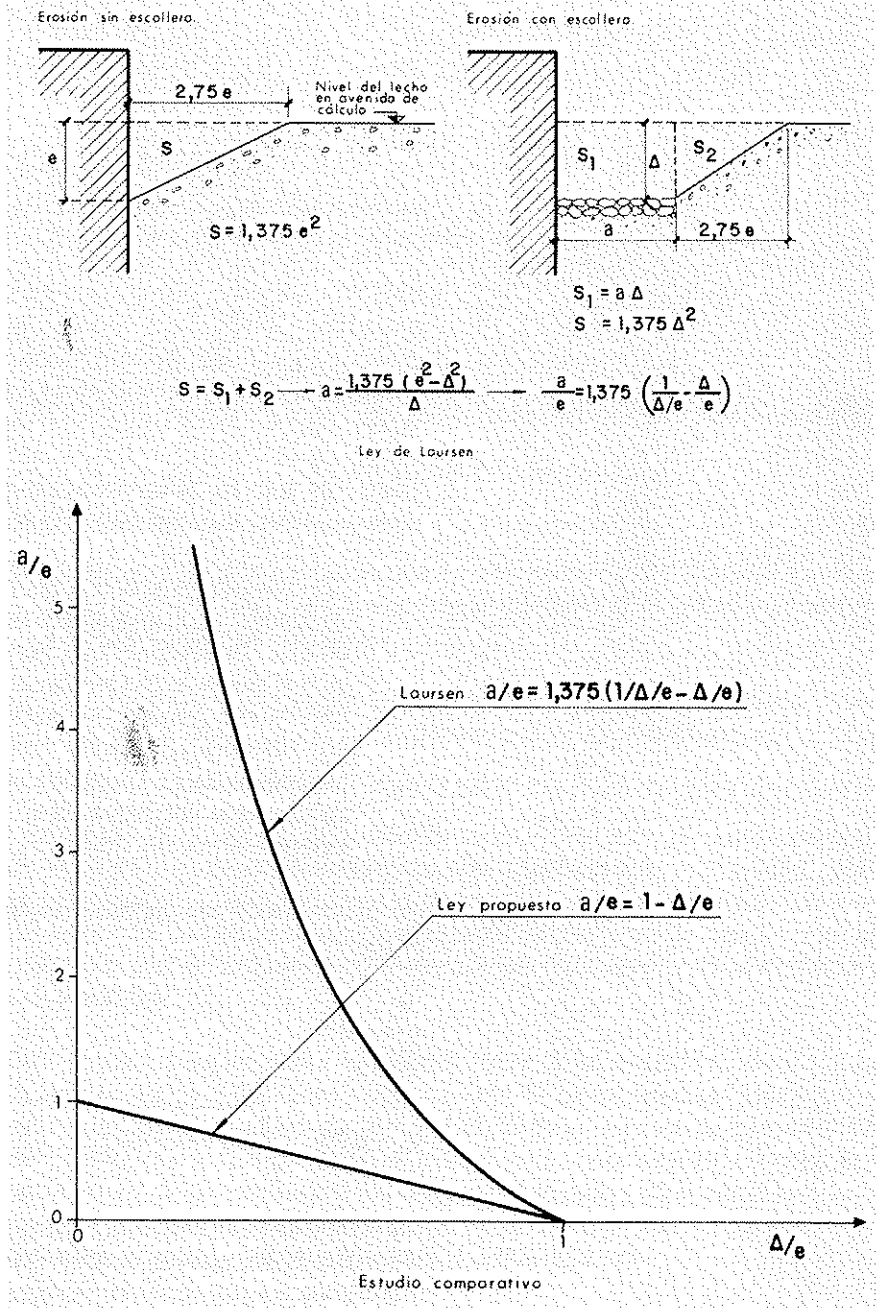


Fig. 5.7. ANCHURA DEL MANTO DE ESCOLLERA SEGUN LAURSEN Y COMPARACION CON LA PROPUESTA EN ESTE TEXTO

Maza y Sánchez llegan a la conclusión de que la velocidad de comienzo de arrastre de la escollera es la misma, exista o no puente, y aprovechando los estudios generales de comienzo de arrastre establecen una ley velocidad-diámetro. Tal afirmación no es admisible – como lo demuestran por ejemplo erosiones con “clear water” – siendo exageradamente optimista en la mayoría de los casos, sobre todo si se trata de estribos, ya que equivale a admitir  $V_0 = V_0^*$ . No se toleran en la curva granulométrica valores menores que el de cálculo, y se prescribe la existencia mínima de tres capas para evitar fugas del material de fondo subyacente por los huecos del tapiz. No se contempla la posibilidad de un filtro para remediar ese último problema.

Neill dice que el manto debe colocarse preferiblemente de manera que su superficie esté por debajo del nivel esperado de erosión general, y debe alcanzar alrededor de la pila una distancia igual a 1,5 veces su anchura.

Para dimensionar la escollera propone una curva sensiblemente equivalente a la ley:

$$V_0 = 1,37 \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} g d}$$

y una reducción por efecto de la pila  $\frac{V_0^*}{V_0} = 0,66$

Breusers, Nicollet y Shen afirman que las dimensiones horizontales de la protección deben ser al menos dos veces la anchura de la pila, medidas desde su contorno. La cara superior de la protección debe estar a una cierta distancia bajo el nivel normal del lecho, para evitar una excesiva exposición.

Estos tres autores últimamente citados, al referirse al peso de los elementos de la escollera, razonan de la siguiente manera:

"La máxima velocidad alrededor de un cilindro en flujo bidimensional es aproximadamente doble de la del flujo no perturbado. Apoyándose en ello Carstens sostuvo que la velocidad  $V_0^*$  de iniciación de la erosión al pie de la pila tenía que ser la mitad de la  $V_0$  correspondiente al movimiento general del lecho. Los ensayos de Hancu confirmados por Ramette y Nicolette han mostrado que efectivamente, para un sedimento dado, la erosión en la base de las pilas circulares comienza con una velocidad igual a la mitad de la velocidad crítica, con independencia del diámetro de la pila".

De acuerdo con las afirmaciones anteriores, y con la fórmula de Isbach, proponen:

$$\frac{V_0^*}{V_0} = 0,5$$

$$V_0 = 0,85 \sqrt{2 g \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d}$$

Como comentario a las recomendaciones tanto de Neill, como de Breusers, Nicollet y Shen, que se acaban de mencionar, se puede decir que las dimensiones en planta de la protección son del mismo orden de magnitud que las propuestas, y también hay coincidencia en cuanto a la cota a la que se debe colocar. Sin embargo hay diferencias cualitativas y cuantitativas en lo concerniente al tamaño de los elementos de la escollera, que en el presente texto se hace depender, como parece lógico, de las dimensiones de la pila, aunque para grandes valores de su anchura (no son las más frecuentes en la práctica) se haga casi independiente como propugnan esos autores. Los pesos de la escollera a que conduce la aplicación de una u otra fórmula pueden ser fuertemente discrepantes, pues dicho peso es muy sensible a las variaciones de la velocidad (aproximadamente con la potencia 9).

## 5.8 OTROS TIPOS DE PROTECCION

El cimienta crea a veces en torno al apoyo del puente un área rígida no erosionable que se pueda contabilizar como integrante del manto protector, completándolo con un franja de escollera a lo largo de su contorno (fig. 5.8.). Esa protección mixta, rígida en el interior y flexible en su borde exterior, es aceptable siempre que, según se expone en la figura 5.8., cumpla las condiciones siguientes:

- a) La anchura total del manto es al menos la recomendada en el apartado 5.3.

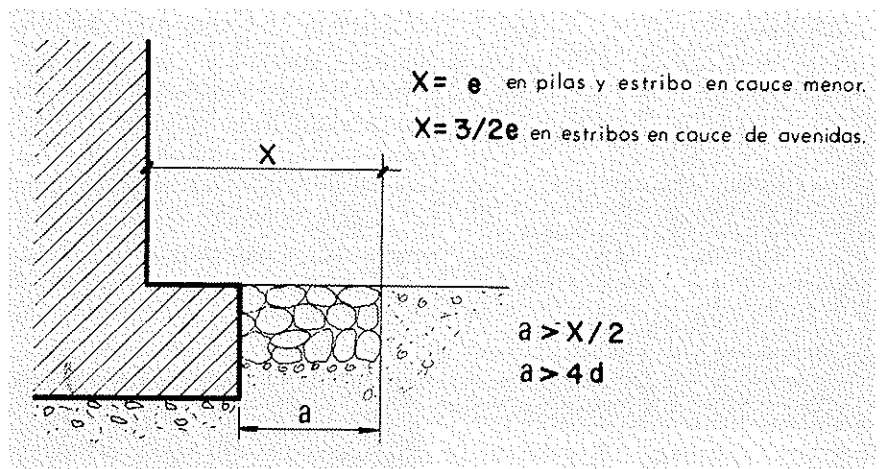


Fig. 5.8. PROTECCION MIXTA

- b) La anchura de la franja de escollera no es inferior al 50% de esa anchura total recomendada, ni a  $4d$ , siendo  $d$  el diámetro de la esfera equivalente a los elementos de escollera.

Chabert propuso una solución totalmente rígida para pilas circulares, consistente en un cajón cilíndrico de diámetro  $3D$  ( $D$  = diámetro de la pila) colocado a una profundidad  $\frac{D}{2}$  bajo el lecho (fig. 5.9.). En los ensayos que han servido de base para la redacción del presente texto se comprobó que las erosiones en esas circunstancias eran efectivamente moderadas, pero se incrementaban sensiblemente al aproximar la cota de la protección a la del lecho del río por lo cual este dispositivo encierra serios riesgos ante el peligro de una infravaloración de las erosiones generales, y no se considera recomendable.

Otra medida para controlar la erosión es la construcción de diques-guía ("guide-banks" o "spur-dikes") que, a modo de aletas laterales, van conduciendo las aguas desbordadas por la llanura de inundación hacia los vanos del puente, con lo que se consigue atenuar el proceso erosivo y desplazarlo hacia aguas abajo, para evitar los ataques al terraplén de la carretera y sus márgenes. No se contemplan aquí las obras de este tipo, cuya misión es estabilizar el cauce menor impidiendo sus divagaciones.

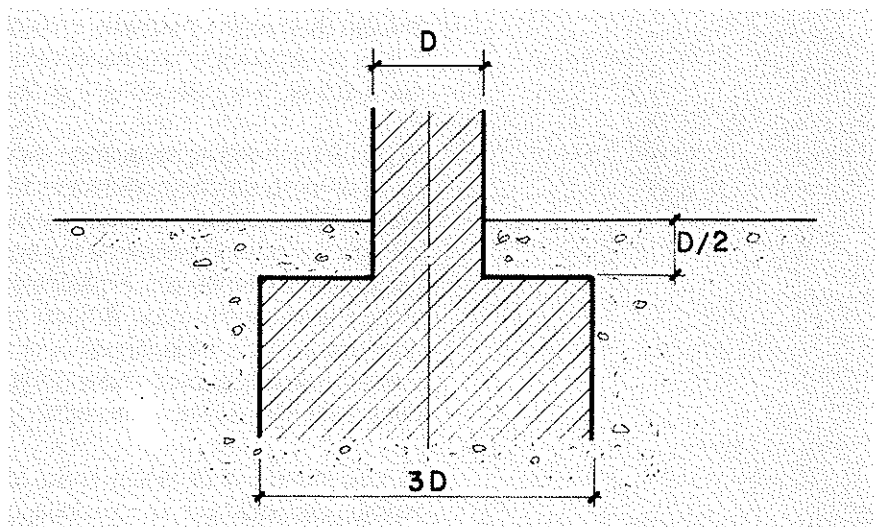


Fig. 5.9. PROTECCION RIGIDA DE CHABERT

Si bien los diversos autores citados por Bradley y Neill en la bibliografía parecen coincidir en que, para estos diques, el trazado más adecuado en planta es un cuadrante de elipse con relación de ejes 0,4, las discrepancias en cuanto al valor absoluto de esas dimensiones es grande, y las variables elegidas para su determinación no parecen seriamente justificadas. No se ha estudiado experimentalmente este punto, pero tras un análisis crítico de lo publicado por los investigadores se pueden proponer tentativamente las leyes que se representan en la figura 5.10. El pie de dique debe ir protegido por un manto de escollera con una anchura de vez y media la máxima erosión prevista.

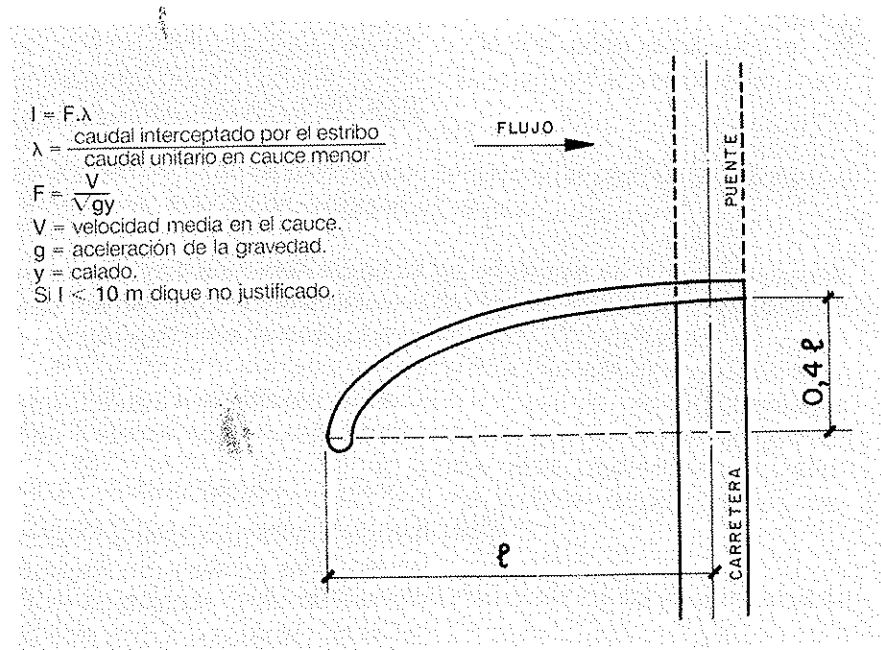


Fig. 5.10. PLANTA DE DIQUE GUIA

### 5.9 PROTECCION CONTINUA E INFLUENCIA DE LOS OBSTACULOS VECINOS

En los cálculos de las erosiones y el dimensionamiento de los sistemas de protección comentados se ha contemplado cada pila o estribo aisladamente.

Si los apoyos vecinos están suficientemente alejados sus influencias recíprocas no se dejan sentir, y los métodos expuestos mantienen su validez. En el caso de puentes normales a la corriente se puede admitir que tal circunstancia se produce si la distancia entre apoyos consecutivos es igual o superior a  $2,5 (e_1 + e_2)$  siendo  $e_1$  y  $e_2$  las máximas erosiones de cada apoyo.

Si por el contrario se aproximan excesivamente, el flujo y el potencial erosivo en el entorno de cada obstáculo se ve afectado por la presencia de otros, siendo difícil precisar el carácter y magnitud de estas afecciones que dependen de las características de los apoyos, posición relativa entre ellos y respecto a la corriente, etc. En estos casos se recomienda sustituir las protecciones aisladas en torno a cada apoyo por una protección continua que abarque a todos ellos (figura 5.11.) Si una pila está a una distancia de la margen inferior igual al doble de la máxima erosión previsible, también se debe extender el manto protector hasta dicha margen.

Incluso donde la distancia entre apoyos no lo exija, la sustitución de los mantos aislados por un continuo que abarque toda la anchura del cauce (fig. 5.11.) mejora el sistema de protección, al estabilizar el lecho en esas secciones; y se recomienda su uso si no supone un incremento apreciable de coste.

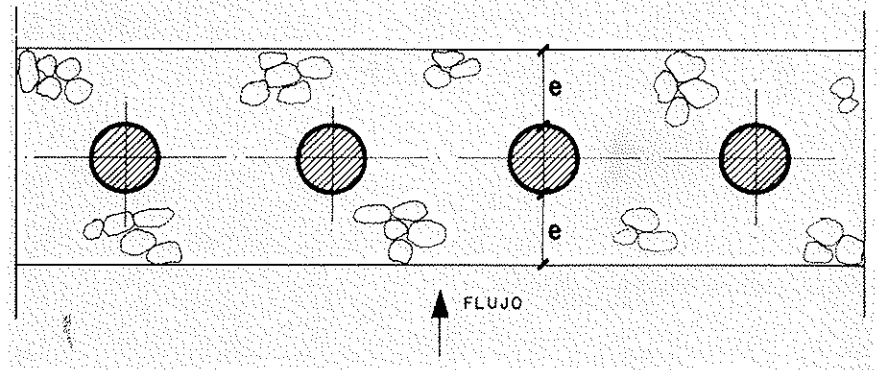


Fig. 5.11. PROTECCION CONTINUA

Los problemas más frecuentes de influencia entre obstáculos vecinos se presentan en los casos en los que las pilas están constituidas por apoyos múltiples, generalmente cilíndricos. La experimentación sobre modelo ha demostrado que una protección continua formada por la envolvente de las protecciones individuales de cada apoyo (fig. 5.12) se comporta satisfactoriamente.

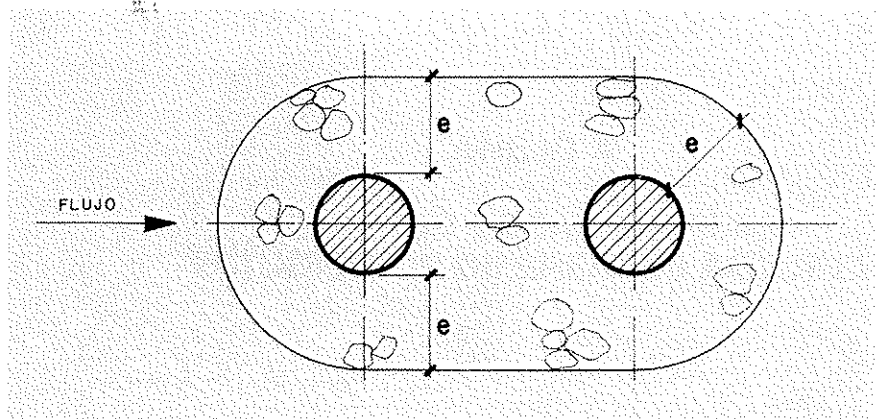


Fig. 5.12. APOYOS CILINDRICOS MULTIPLES

**ANEJO A**

**EROSION LOCAL EN PILAS**  
**ESTUDIOS DE DIFERENTES AUTORES**

## A.1 TESTIMONIOS QUE AVALAN EL METODO DE LAURSEN

No hay ningún método para la valoración de profundidades de erosión local en torno a pilas que haya conseguido aún una aprobación universal sin reservas por parte de los especialistas; pero el de Laursen es sin duda el de mayor aceptación. Como prueba de ello se incluyen a continuación algunas conclusiones de famosos investigadores sobre la materia.

Liu y Bradley en la Universidades de Colorado demostraron la consistencia de los ensayos de Laursen, al repetirlos con los mismos resultados.

Hancu niega la influencia del calado en el proceso erosivo, pero sus propios resultados lo contradicen y marcan una curva análoga a la de Laursen, aunque algo superior.

Neill subraya la evidente influencia del factor  $\frac{\text{calado } y}{\text{ancho } b}$  representativo de la geometría del sistema de vórtices, y dice que la experiencia así lo confirma; comenta la dificultad del tema y cree preferible el proceso de cálculo de Laursen a los demás. La fórmula de este investigador, transcrita en el Boletín nº 90 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo:

$$\frac{e}{b_*} = 1,5 \left[ \frac{y}{b_*} \right]^{0,3}$$

es prácticamente coincidente con la expresión propuesta en este texto y con la ley de Laursen.

Maza y Sánchez confirman una vez más con sus ensayos la existencia de una curva límite de máximas erosiones, independiente de la velocidad y prácticamente coincidente con la de Laursen.

Veiga de Cunha muestra cómo los datos de Chabert y Engeldinger, una de las más famosas series de registros de este tipo, avalan también la ley propuesta.

Breusers, Nicollet y Shen (1977) hacen una interesante recopilación de los estudios realizados hasta esa fecha en relación con la erosión local en pilas. Entre las informaciones más recientes que incorporan a su artículo se encuentran los resultados experimentales de Bonasoundas (1973) y Basak (1975), cuyos datos concuerdan mejor con las estimaciones de Laursen que con las de los otros investigadores, incluidos los propios autores del artículo, que recomiendan la ley  $\frac{e}{b} = K \tanh \frac{y}{b}$ , siendo  $K = 2$  para pilas circulares y 2,6 para rectangulares.

Jain (1981) hace un estudio comparativo de numerosas fórmulas, contrastando sus predicciones con las observaciones empíricas de Shen, Chabert, Engeldinger y el propio Jain, llegando a la conclusión de que la propuesta por Laursen es la mejor, aunque aconseja modificarla con la inclusión de un nuevo parámetro función del tamaño del sedimento, lo cual no supone realmente mayor precisión ni parece suficientemente justificado. El ajuste de los puntos experimentales a la ley de Laursen aún sería sensiblemente mejor si se prescindiera de los ensayos realizados con material muy fino, de dudosa representatividad por los efectos de escala a causa de las fuerzas viscosas.

## A.2 FORMULAS DERIVADAS DE LOS TRABAJOS DE INGLIS

Durante los años 1938 á 1942 se llevaron a cabo en el Laboratorio de Hidráulica de Poona (India), bajo la dirección de Inglis, unos ensayos sobre modelo reducido de una pila alineada con la corriente, reproducción de la existente en el puente Harding sobre el río Ganges. La arena del modelo fue la misma del prototipo, con un diámetro de 0,29 mm, y en la experimentación se dejó correr el agua a caudal constante sin carga sólida hasta que



cesaba la erosión. Se hicieron posteriores ensayos a diferentes escalas, variando los calados y el material próximo a la pila y manteniendo fija la arena del canal. La ley deducida, conocida con el nombre de fórmula de Poona, es, en unidades pies y segundo:

$$\frac{y_s}{b} = 1,70 \left[ \frac{q^{2/3}}{b} \right]^{0,78}$$

siendo

$y_s$  = máxima profundidad de erosión media desde la superficie del agua (e + y).

$b$  = anchura de pila.

$q$  = caudal unitario.

Está basada en un campo muy limitado de ensayos antiguos en torno a una pila concreta, donde las principales variaciones se debían al caudal, por lo que no puede extrañar que acuse deficientemente la influencia de las distintas variables. El régimen sin carga sólida, mantenido hasta que hubiese cesado la erosión, corresponde a agua clara "clear water" y no a la posición de equilibrio con movimiento general del fondo que, según se indicó en el primer capítulo, es la que tiene más interés. Ello puede explicar que sus valores de erosión resulten notablemente más reducidos que los de Laursen. Tratándose de "clear water", debiera reflejarse la influencia del material del fondo y no sucede así. Además, no es dimensionalmente homogénea.

El propio Inglis, basado en datos de diferentes puentes construidos en la India, valoró por otra parte la máxima erosión medida desde la superficie del agua como dos veces el calado de régimen de Lacey  $y_r$ :

$$y_s = 2y_r = 2 \left[ \frac{Q}{f} \right]^{1/3}$$

siendo

$Q$  = caudal medio en pies cúbicos por segundo.

$f = 1,76 \sqrt{d}$

$d$  = tamaño medio del material en milímetros.

En su expresión omite la anchura de la pila, cuya influencia es evidente y decisiva. Por otra parte, las dificultades que encierran las medidas de las erosiones en el prototipo hacen dudosa la precisión de esos registros efectuados en épocas con escasez de auxilios técnicos, y que tampoco es seguro correspondan a las máximas profundidades de equilibrio, que se alcanzan con movimiento general del fondo. Por otra parte, tampoco es correcta dimensionalmente.

Blench, uno de los principales propulsores de la teoría de régimen, ha retocado recientemente la fórmula de Inglis de la forma siguiente:

$$\frac{y_s}{b} = 1,8 \left[ \frac{y_r}{b} \right]^{3/4}$$

En ella ya figura la anchura de pila, pero sus datos básicos son los registros de los modelos y prototipos de Inglis, antes calificados de poco significativos aunque los complementa con nueva documentación.

### A.3 FUNCIONES EXCLUSIVAS DE ANCHURA DE PILA

Algunos autores han llegado en sus estudios a la conclusión de que las máximas erosiones locales en pilas son función exclusiva de su anchura, incluso sin intervención del calado, teniéndose en cuenta únicamente mediante coeficientes multiplicadores la forma del frente de pila y el ángulo de ataque.

Breusers (1965) propone la expresión  $\frac{e}{b} = 1,4$  para sección circular, que debe estar basada en un corto número de ensayos con pequeños calados, pues entre los datos de la mayoría de los experimentadores se encuentran frecuentes registros con relaciones  $\frac{e}{b}$  que superan ampliamente el valor 1,4. Para calados medios o altos la citada expresión da valores por defecto.

Coleman, basado también en resultados de una breve experimentación, llega a una fórmula similar a la de Breusers.

A su vez, Larras (1963) defiende la fórmula  $e = \frac{10}{3} b^{0,75}$  utilizando el centímetro como unidad, o bien  $e = 1,42 b^{0,75}$  en pies, ambas para secciones circulares.

En la zona de pequeños valores de  $b$ , se apoya en los resultados de los ensayos de Chabert y Engeldinger, que también están de acuerdo con las leyes de Laursen.

Larras no puede extrapolar los registros de los modelos a los valores habituales en prototipo mediante el factor de escala geométrica, puesto que su fórmula es dimensionalmente incorrecta e implícitamente niega esa semejanza. Por ello, para trazar su ley en el intervalo de las grandes anchuras, se ve obligado a recurrir directamente a datos reales, cuya obtención reconoce que es casi impracticable puesto que los máximos valores tienen lugar durante el paso de las crecidas. Sin embargo dispone de una interesante serie de datos más accesibles, como son las erosiones residuales registradas una vez vueltas las aguas a sus niveles ordinarios y que, si bien son menores a causa de los rellenos ocurridos durante la decrecida, deben guardar alguna relación con las máximas profundidades habidas y desde luego constituyen un límite inferior para las mismas.

El autor contrasta también los cálculos de su fórmula en algunos casos de accidente o incidente en las pilas, en que fue posible hacer una estimación de la máxima erosión real causante de la catástrofe.

La discusión entre Laursen y Larras hay que plantearla en el nebuloso terreno de las grandes anchuras, por otra parte el más interesante puesto que en él se encuentran los valores habituales de los prototipos. Larras proporciona en estos casos profundidades de erosión sensiblemente menores que Laursen.

No existe suficiente número de registros a gran escala con garantía para disipar definitivamente las dudas sobre el tema; pero existen serios indicios para considerar erróneos por defecto los cálculos de Larras, a saber:

- Sus cifras son excesivamente próximas a las de las erosiones residuales, y a veces se ven superadas por éstas, por lo que no parecen representativas de las máximas profundidades sufridas durante las crecidas.
- En los casos de accidentes o incidentes considerados, los valores estimados de acuerdo con el comportamiento y estado final de la obra sinistrada superan ampliamente los obtenidos por su fórmula. No parece

lógico justificar esas diferencias por notables descensos generales del lecho del río en todos los casos, ni tampoco, como hace Larras, admitiendo que la erosión global sea mayor que la suma de la local y la general. Del método de Laursen se deducen cifras mucho más acordes con estas estimaciones de campo.

- El buen acuerdo con el dato del prototipo citado por Bata desautoriza más que avala la fórmula, puesto que en torno a la pila existía una protección de escollera de tipo medio. Otro registro a escala natural, que figura con frecuencia en la literatura especializada, es el mencionado por Neill, pero aclara que la información le llegó por correspondencia, y su valor comparativo no puede establecerse simplemente a causa de la singularidad de su geometría, y por desconocerse el ángulo de ataque, que él estima superior a los 40°. Cabría preguntar también sobre la precisión y significación de tal medida.

#### A.4 SHEN Y ¿CARSTENS?

Shen, profesor de la Universidad del Estado de Colorado, obtuvo la siguiente expresión, en unidades pies y segundo, y dimensionalmente incorrecta:

$$e = 73 \times 10^{-5} R_e^{0,619}$$

siendo  $R_e = \frac{Vb}{\nu}$ , número de Reynolds de la pila.

El autor, en una de sus últimas publicaciones, limita su aplicación al campo de agua clara ("clear water"), es decir, sin movimiento general de las partículas del lecho. Por ello carece de interés práctico; pero conviene aclarar que tampoco se considera adecuada ni para esas circunstancias de "clear water", puesto que en la mayoría de esos casos la turbulencia se habrá desarrollado suficientemente como para que el número de Reynolds carezca de influencia en el fenómeno. Por otra parte, las erosiones en esa fase dependerán evidentemente de las características del material, sin que la fórmula refleje esa dependencia.

Shen cita también en sus trabajos la fórmula de Carstens:

$$\frac{e}{b} = 0,456 \left[ \frac{N^2 - 1,64}{N^2 - 5,02} \right]^{5/6}$$

en la cual:

$$N^2 = \frac{V^2}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1\right)gd}$$

siendo

d = diámetro representativo del material del fondo.

$\gamma_s$  = peso específico de dicho material.

$\gamma$  = peso específico del fluido.

g = aceleración de la gravedad.

La ley carece de sentido para  $N^2 < 5,02$  y para los valores altos del parámetro N, como son los habituales en la práctica, equivale a  $\frac{e}{b} = 0,456$ , análoga a la de Breusers y con cifras tres veces menores que aquella, ya de por sí errónea por defecto.

Se comprueba sorprendentemente en el artículo de Carstens que esa expresión, transcrita por Shen, la cita su autor únicamente como ejemplo de aplicación de una ley general más compleja a un caso muy concreto, y

## A.5 METODO DE YAROSLAVTSIEV Y MODIFICACIONES PROPUESTAS POR MAZA Y SANCHEZ

además reconoce que es incapaz de representar las erosiones máximas, pues proporciona valores mucho más reducidos. En definitiva, Carstens dirige su trabajo hacia otros objetivos y no deduce ninguna fórmula de este tipo, que se debe únicamente a una mala interpretación de Shen.

En la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), se llevaron a cabo, bajo la dirección de Maza y Sánchez, una serie de ensayos encaminados principalmente al estudio crítico y comparativo de los métodos de Laursen y del ruso Yaroslavtsiev.

Este último utiliza la expresión:

$$e = K_f K_v (A + K_y) \frac{V^2}{g} - 30 d$$

siendo

$e$  = profundidad de erosión en m.

$K_f$  = coeficiente que depende en general de la forma del frente de la pila y del ángulo de ataque ( $K_f = 10$  para sección circular).

$K_v$  = coeficiente definido por  $\log K_v = -0,28 \sqrt[3]{\frac{V^2}{gb_*}}$

$V$  = velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, en m/s

$g$  = aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>.

$b$  = proyección de la sección de la pila sobre un plano normal a la corriente, en m.

$A$  = coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio donde estén ubicadas las pilas y que vale 0,6 si se encuentran en el cauce principal y 1 en el cauce de avenidas.

$K_y$  = coeficiente función del calado relativo de corriente, según  $\log K_y = 0,17 - 0,35 \frac{y}{b_*}$

$d$  =  $d_{85}$  de las partículas del fondo, en m.

Este procedimiento —más complicado que los otros— señala una influencia preponderante de la velocidad, admisible para condiciones de "clear water" pero no así para grandes valores de la velocidad, donde —según Yaroslavtsiev— la erosión sigue creciendo apreciablemente con dicho parámetro, contrariamente a las comprobaciones experimentales de numerosos autores, entre los que se incluyen los propios difusores del método —Maza y Sánchez— que llegan a una curva límite prácticamente coincidente con la de Laursen.

Sorprende también la escasa influencia de la anchura de la pila y la variación inversa de la erosión con el calado.

Para pequeñas velocidades incapaces de provocar el movimiento general del lecho, Maza y Sánchez definen en cada caso las correspondientes erosiones de "clear water", inferiores a las límites de Laursen, mediante una ley análoga a la de Yaroslavtsiev, dada por la expresión:

$$\frac{100 e}{b_*} = K_1 K_2 \frac{V}{gb_*} - \frac{30 d}{b_*}$$

en la que

$K_1$  depende de la geometría y del ángulo de ataque y

$$K_2 = \phi \left[ \frac{y}{b}, \frac{V^2}{gb} \right]$$

Su validez se limita a valores  $\frac{y}{b} > 1,5$  y  $\frac{V}{gb} < 0,28$

**ANEJO B**

**EROSION LOCAL EN ESTRIBOS  
JUSTIFICACION DEL METODO DE LAURSEN Y  
COMENTARIOS AL METODO DE ARTAMANOV**

## B.1 INTRODUCCION

Este Anejo se dedica, fundamentalmente, a exponer el proceso deductivo seguido por Laursen para llegar a las leyes por él propuestas para estimar las erosiones locales en estribos, situados bien sobre el cauce de avenidas, bien sobre el cauce menor.

En el último apartado se hacen algunos comentarios críticos sobre otro método menos convincente, propuesto por Artamanov.

## B.2 ESTRECHAMIENTO SUFICIENTEMENTE LARGO

La figura B.1. representa un esquema de definición de un estrechamiento suficientemente largo.

Laursen aplica, tanto al tramo ancho como al contraído, la ecuación hidráulica de Manning y la sedimentológica del propio autor, que define el caudal sólido.

Además de la uniformidad del régimen se hacen otras hipótesis simplificativas, admisibles en la mayoría de los casos prácticos: constancia de la rugosidad a lo largo del río, valor despreciable del esfuerzo tangencial crítico frente al real por haberse rebasado ampliamente las condiciones de comienzo de arrastre, caudal sólido nulo en el cauce de avenidas, etc.

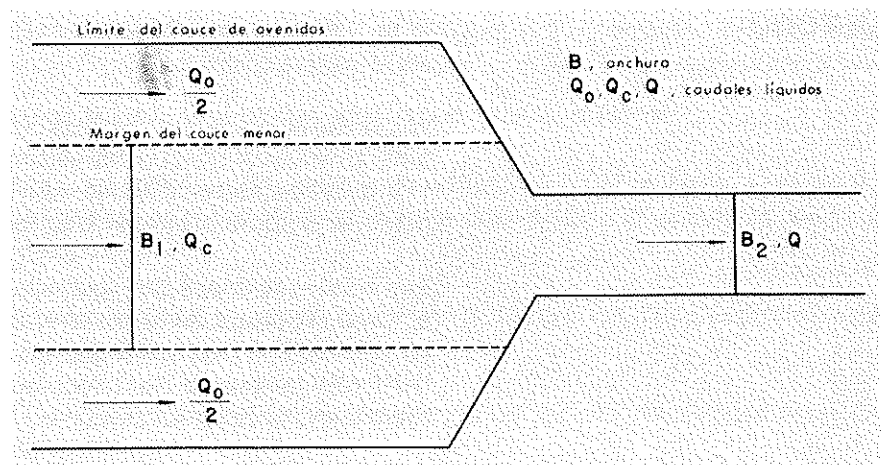


Fig. B.1. ESQUEMA DE DEFINICION DE UN ESTRECHAMIENTO LARGO

Se llega así a la expresión:

$$\frac{e}{y} + 1 = \left[ \frac{Q}{Q_c} \right]^{6/7} \left[ \frac{B_1}{B_2} \right]^\alpha$$

siendo

$\alpha = 0,59$  (acarreo).

$\alpha = 0,69$  (suspensión).

Cuando la contracción se produzca únicamente en el cauce mayor, (o de avenidas):

$$\frac{e}{y} + 1 = \left[ \frac{Q}{Q_c} \right]^{6/7}$$

y si sólo afecta al cauce menor por no existir el de avenidas:

$$\frac{e}{y} + 1 = \left[ \frac{B_1}{B_2} \right]^\alpha$$

Straub (1939), que se limitó a estudiar este segundo caso, llegó a la expresión siguiente:

$$\frac{e}{y} + 1 = \left[ \frac{B_1}{B_2} \right]^{9/14} = \left[ \frac{B_1}{B_2} \right]^{0,64}$$

que se confunde con la correspondiente de Laursen.

También Komura (1966) estudió el tema cuando sólo existe contracción en el cauce menor, llegando a la fórmula:

$$\frac{e}{y} + 1 = \beta \left[ \frac{B_1^{3/4}}{B_2} \right]^{6/7}$$

en la que  $\beta$  es un cociente que tiene en cuenta la diferencia entre los esfuerzos tangenciales del tramo ancho y del estrecho y que en los casos ordinarios oscila entre 0,8 y 1. A pesar del valor algo mayor de su exponente, los resultados de Komura no son en la práctica muy diferentes de los de Laursen.

### B.3 PRINCIPIOS DEL METODO

Los efectos de las perturbaciones locales no son apreciables indefinidamente en el espacio, y su influencia se limita a un entorno más o menos extenso según su importancia.

Así, la alteración de la corriente provocada por el estribo se va amortiguando tanto longitudinal como transversalmente con la distancia a éste y, si la sección es suficientemente ancha, será despreciable a partir de un determinado punto, límite de la zona donde se localizan los fenómenos singulares.

Esa frontera se puede fijar siguiendo la huella del régimen perturbador sobre el fondo del cauce, es decir, las erosiones locales. Con los taludes en reposo habituales en los materiales constitutivos de los lechos de los ríos, la dimensión transversal de la socavación es aproximadamente 2,75 veces la máxima profundidad de erosión  $e$ .

También se han podido comprobar estas consideraciones generales experimentando con cilindros múltiples, en los que se vió que la presencia de uno no afectaba al comportamiento de los demás mientras no hubiera solape en las respectivas erosiones; siendo en otro caso despreciable el efecto de la contracción y modificación de la corriente debidas a los cilindros vecinos.

En el estudio de estos procesos locales se puede, por tanto, razonar solamente con la porción de flujo limitado por la distancia 2,75  $e$  al obstáculo, e ignorar el resto del cauce.

Las máximas profundidades de erosión en el estribo no se verían afectadas si éste se prolongara indefinidamente hacia aguas abajo hasta conseguir en esa zona un régimen uniforme propio de un largo estrechamiento.

Las erosiones en esa zona uniforme imaginaria se pueden calcular con las fórmulas del apartado B.2, y las máximas profundidades situadas en el tramo de la embocadura, es decir las correspondientes al estribo real, se podrán deducir admitiendo que guardan una relación constante  $r$  con aquéllas (fig. B.2.).

En los apartados siguientes, y de acuerdo con los anteriores postulados, las ecuaciones ya deducidas para el estrechamiento largo (apartado B.2) se particularizan para el caso de un estribo sobre el cauce de avenidas y de otro que sólo afecta al cauce menor.



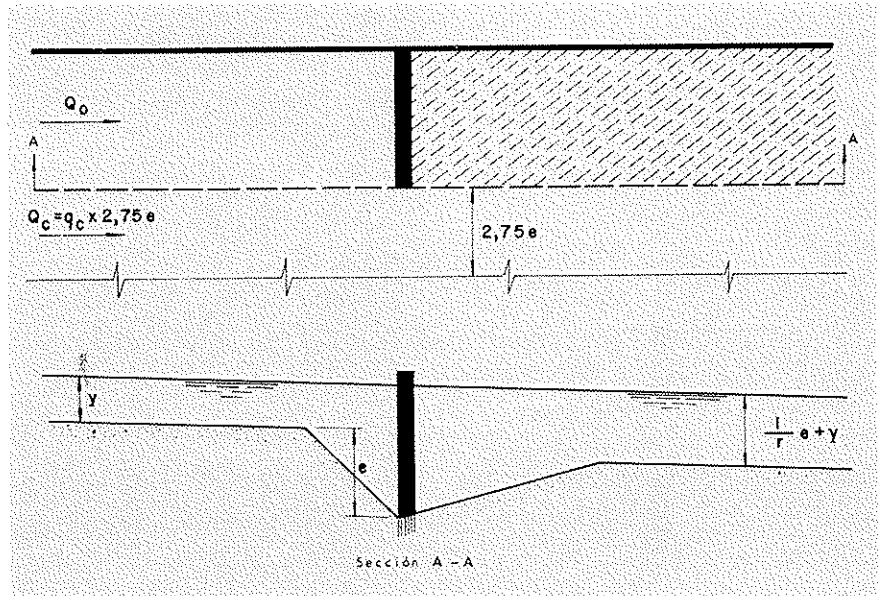


Fig. B.2. ESQUEMA DE DEFINICION DE UN ESTRIBO LARGO SITUADO EN EL CAUCE DE AVENIDAS

#### B.4 ESTRIBOS SITUADOS SOBRE EL CAUCE DE AVENIDAS. EXPOSICION DEL METODO

De acuerdo con el esquema de la figura B.2. la erosión uniforme en el estrechamiento largo que debe intervenir en la fórmula se puede sustituir por su equivalente  $\frac{1}{r} e$ , siendo ahora  $e$  la erosión en el estribo.

El caudal total  $Q$  será la suma del interceptado en el cauce de avenidas  $Q_0$  y el del cauce menor  $Q_c$  en una franja de anchura  $2,75 e$  y medida desde el margen.

El valor de  $r$  que proporciona el mejor ajuste con los datos experimentales en el modelo es  $r = 4,1$ .

$Q_c$  se puede expresar en función del caudal unitario, mediante la siguiente expresión:

$$Q_c = q_c \cdot 2,75 e$$

Después de sustituir estos valores y de realizar algunas sencillas operaciones, la fórmula adopta la forma:

$$\frac{Q_0}{q_c y} = 2,75 \frac{e}{y} \left[ \left[ \frac{1}{4,1} \frac{e}{y} + 1 \right]^{7/6} - 1 \right]$$

y se representa en la figura B.3.

#### B.5 ESTRIBOS SITUADOS SOBRE EL CAUCE MENOR

De acuerdo con el esquema de la figura B.4. se particularizan las ecuaciones del apartado B. 2. al caso de un estribo que sólo intercepte la corriente sobre el cauce menor.

La erosión uniforme de la contracción larga que figura en la fórmula será  $r$  veces menor que la máxima  $e$  localizada en el estribo.

La sección no contraída tendrá un ancho  $L + 2,75 e$ , y la contraída  $2,75 e$ .

La fórmula se transforma, en este caso, en la siguiente:

$$\frac{1}{r} \frac{e}{y} + 1 = \left[ 1 + \frac{L}{2,75 e} \right]^\alpha$$

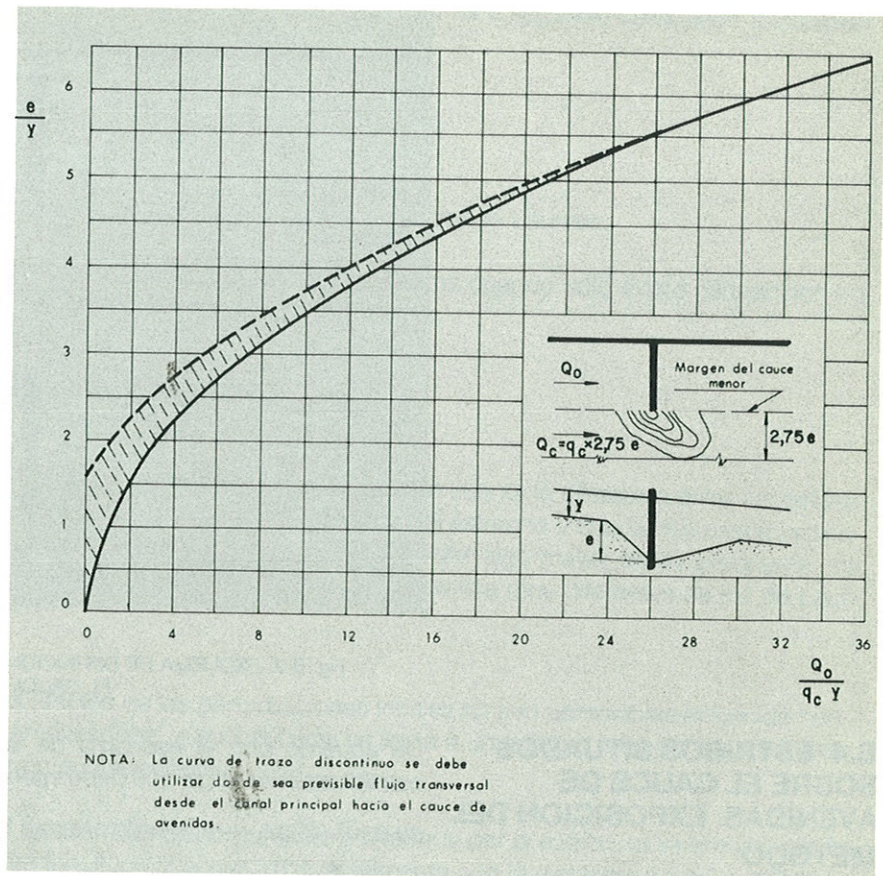


Fig. B.3. MAXIMA PROFUNDIDAD DE EROSION EN UN ESTRIBO SITUADO SOBRE EL CAUCE DE AVENIDAS

Los resultados experimentales aconsejan un valor  $r = 11,5$ .

La ecuación anterior se puede poner en la forma:

$$\frac{L}{y} = 2,75 \frac{e}{y} \left[ \left[ \frac{1}{11,5} \frac{e}{y} + 1 \right]^{1/\alpha} - 1 \right]$$

y se representa en la figura B.4., siendo  $\alpha = 0,59$  para transporte por acarreo.

## B.6 COMENTARIOS AL METODO DE CALCULO PROPUESTO POR ARTAMANOV

Artamanov propone un método de cálculo diferente del de Laursen, y propone la expresión:

$$\frac{e}{y} - 1 = P_{\alpha} P_R P_Q$$

siendo

$P_{\alpha}$  = coeficiente función del ángulo de la corriente con el eje del estribo y que, como sucede en el procedimiento de Laursen, oscila entre valores muy próximos a 1, por lo que su influencia es despreciable.

$P_R$  = coeficiente que depende del talud de los lados del estribo, con los siguientes valores:

Talud R	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
$P_R$	0,1	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

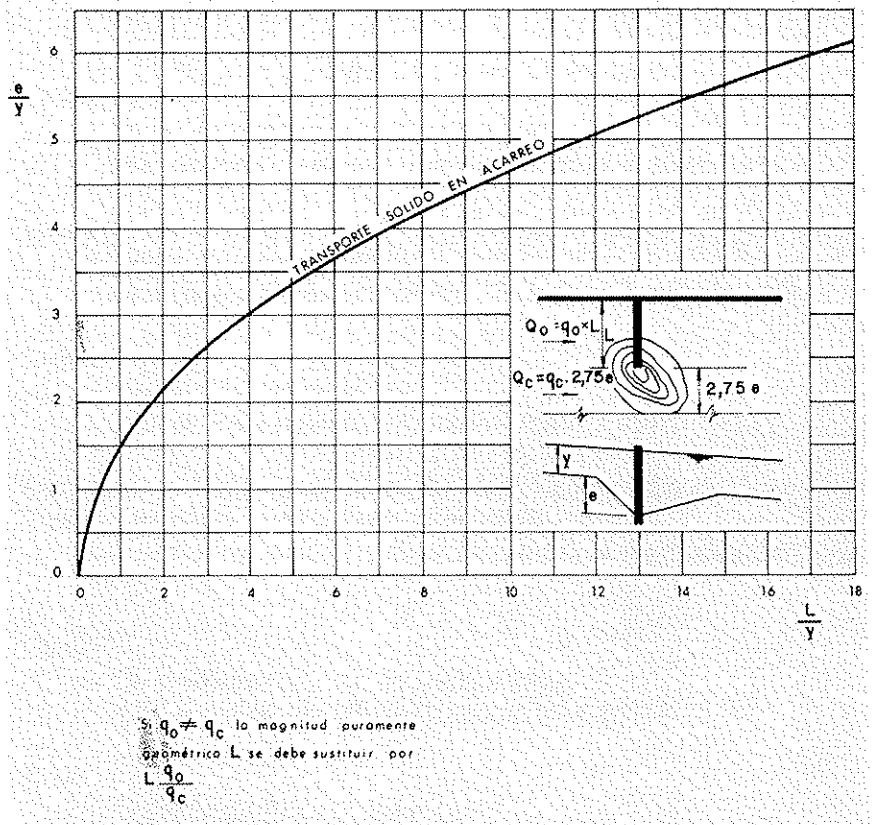


Fig. B.4. MAXIMA PROFUNDIDAD DE EROSION EN UN ESTRIBO SITUADO SOBRE EL CAUCE MENOR

Laursen siempre experimentó con paredes verticales y no lo tuvo en cuenta. En un número reducido de ensayos de los que han servido de base para el presente texto se pudo comprobar que el talud prácticamente no afectaba al valor de la máxima erosión, aunque producía un sensible desplazamiento hacia aguas arriba de su localización, acorde con el alejamiento del flujo respecto al estribo que impone la presencia del terraplén. Por ello, otra variable decisiva en tal fenómeno es la altura del relleno.

$P_q$  = coeficiente función de la relación del caudal interceptado por el estribo al total del río. Por las razones explicadas en el apartado B.3. se piensa que el caudal que circula por zonas alejadas del obstáculo no debe considerarse y, por ello, no es variable adecuada el caudal total del río.

Este método trata global e indiscriminadamente los caudales obstaculizados en el cauce de avenidas y en el menor, cuando sus efectos son diferentes; o quizás ha considerado únicamente los estribos sobre el cauce menor sin que exista el de avenidas.

Por las razones señaladas, se juzga más aceptable el método de Laursen.

## BIBLIOGRAFIA

Laursen y Toch

- "Scour around bridge and abutments"  
Iowa. Highway Research Board - Bulletin n° 4, Mayo 1956.

Laursen

- "Scour at bridge crossings"  
Iowa. Highway Research Board - Bulletin n° 8, Agosto 1958.

Laursen

- "Scour at bridge crossings"  
Journal of the Hydraulics Division - ASCE, Febrero 1960.

Blench (Mayo 1960), Bradley (Agosto 1960), Joglekar, Bauer, Tison, Chitale, Thomas, Ahmad y Romita (Noviembre 1960)

- Discusiones del artículo anterior en Journal of the Hydraulics Division-ASCE.

Shen

- "River Mechanics - Vol. II" - Editor Shen.  
P. O. Box 606, Fort Collin Colorado, USA 80521.

Shen

- "Local Scour Around bridge piers"  
Journal of the Hydraulics Division - ASCE. Noviembre 1969.

Neill (Mayo 1970), Larras (Junio 1970), Veiga da Cunha, Shankarachar y Chandrasekhara (Agosto 1970), Shen (Septiembre 1971).

- Discusiones del artículo anterior en Journal of the Hydraulics Division-ASCE.

Larras

- "Profondeurs maximales d'érosion des fonds mobiles autour des piles en rivière" - Annales de Ponts et Chaussées Vol. 133 n° 4.

Veiga da Cunha

- "Erosões localizadas junto de obstáculos salientes de margens" - Laboratorio de Engenharia Civil. Lisboa 1971.

Moore y Masch

- "Influence of secondary flow on local scour at obstructions in a channel" - Proc. Federal Inter - Agency Sedimentation Conference - Miscellaneous Public. n° 970.

Carstens

- "Similarity laws for localized scour"  
Journal of the Hydraulics Division - ASCE. Mayo 1966.

Komura

- "Equilibrium depth of scour in long constructions".  
Journal of the Hydraulics Division -ASCE. Septiembre 1966.

Galles, Hancu, Coleman, Nicollet y Ramette, Leclerc

- Comunicaciones al 14 Congreso de la IAHR - Société Hydrotechnique de France - París 1971.

Juárez y Rico

- "Mecánica de Suelos". México 1970.

- Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.  
– “La socavación en pilas y estribos de puentes”  
Boletín nº 90 - Marzo, Abril 1972.
- U.S. Bureau of Reclamation  
– “Computing degradation and local scour”.
- Breusers, Nicollet y Shen  
– “Local scour around cylindrical piers”  
Journal of the IAHR. Volumen 15 - 1977 (nº 3).
- Jain  
– “Maximum clear water scour around circular piers”  
Journal of the Hydraulics Division - ASCE. Mayo 1981.
- Randkivi  
– “Functional Trends of Scour at Bridge piers”  
Journal of the Hydraulics Division - ASCE. Enero 1986.
- Federal Highway Administration  
– “Countermeasures for Hydraulic Problems at Bridges”  
Septiembre 1978.
- Bradley  
– “Hydraulics of Bridge waterway”  
U.S. Department of Transportation 1980.

## LISTA DE SIMBOLOS

- a = anchura del manto de escollera
- b = anchura de pila
- $b_*$  = anchura de pila proyectado perpendicular a la dirección de la corriente
- B = anchura de cauce
- d = diámetro de la esfera de igual volumen que el elemento representativo del material del fondo
- D = diámetro de pila circular
- e = erosión local
- $e_g$  = erosión general
- F = número de Froude
- g = aceleración de la gravedad
- L = longitud del estribo perpendicular a la dirección de la corriente
- L' = longitud de pila
- q = caudal por unidad de anchura
- $q_c$  = caudal por unidad de anchura en una franja del cauce menor próxima al estribo
- Q = caudal total
- $Q_c$  = caudal del cauce menor
- $Q_0$  = caudal interceptado por el estribo
- R = radio hidráulico
- $Re$  = número de Reynolds
- V = velocidad media en el lecho general
- $V_0$  = velocidad de comienzo de arrastre en el lecho general
- $V_0^*$  = velocidad de comienzo de arrastre en las proximidades del estribo o pila
- Y = calado
- $Y_c$  = calado crítico
- $Y_r$  = calado de régimen
- $\gamma$  = peso específico del fluido
- $\gamma_s$  = peso específico del material
- A = profundidad de la protección respecto a la cota del lecho durante la avenida de cálculo (con signo negativo cuando esté más alta)
- $\gamma$  = caudal interceptado por el apoyo dividido entre el caudal unitario en el cauce menor.

