

**DIVISION DE EDUCACION  
CONTINUA. FACULTAD DE  
INGENIERIA, UNAM**

**INSTITUTO DE CAPACITACION  
FERROCARRILERA**

**DIPLOMADO EN TRANSPORTE FERROVIARIO**

**MODULO VI**

**CONSTRUCCION Y MANTENIMIENTO DE PUENTES Y TUNELES**

**SOCAVACION EN PUENTES**

**ING. JUAN MANUEL CORDOVA ALANIZ**

**1997**

## BIBLIOGRAFÍA

- "Problemas de Erosión Fluvial y Obras de Protección"  
Ing. José A. Maza Alvarez  
(Seminario Técnico AMIVTAC, 1993)
- Socavación en Puentes y Obras Menores  
Reunión Conjunta AMH, AMIVTAC, SMMS (1987)
- Mecánica de Suelos Tomo III  
Juarez Badillo - Rico Rodriguez
- Estabilidad en Cauces y Socavación en Puentes  
Curso Binacional México - USA (1996)
- Manual de Diseño de obras Civiles CFE  
Hidrogeotecnia A.2.II. Hidraulica Fluvial
- Apuntes del Curso Regional Hidrologia e Hidraulica Aplicada a las  
Vías Terrestres DGST (SCT-1996)

transversal del cauce es muy pequeña. La socavación aguas abajo puede generar su progreso en contra del sentido de la corriente, eventualmente alcanzado y dañando el puente.

## Dibujo

Un dibujo o croquis relativamente detallado de los niveles del lecho del río es frecuentemente necesario para comparar lo diseñado contra lo construido. El plano es también necesario como una base para el diseño de los trabajos de reparación.

El plano o croquis debe incluir un croquis general mostrando el río completo en el puente así como las secciones aguas arriba y aguas abajo, indicando todas las profundidades significativas, (ancho, profundidad, protecciones, obstrucciones, vértices...) y todo daño por socavación.

Adicionalmente, se deben de hacer registros detallados de estribos, pilas, cimientos y otros posibles componentes donde la socavación pueda ocurrir. Estos registros deben ser también hechos en croquis o dibujos. Registros de las dimensiones de la estructura de estudio, qué tan alto o bajo es el nivel de agua. La geometría detallada del lecho del cauce relacionada a la de la estructura, la dirección de la corriente, los posibles vértices, el posible daño en la estructura misma.

Es importante que una referencia fija se utilizada para las mediciones. La superficie del agua no es confiable como nivel de referencia. La mejor referencia es obtenida llevando un nivel en relación a un punto fijo. Alternamente, las coronas de las pilas pueden ser usadas como referencia, ya que están normalmente en un mismo nivel bien definido (presuponiendo que el asentamiento de las pilas está fuera de discusión).

En algunos casos (constante nivel de aguas alto) deben de ser tomadas para una carga línea o por aparatos de eco-sonido. Pueden necesitarse buzos para hacer registros detallados.

## **5.5 Erosión / Socavación.**

El método de inspección dominante relacionado con los problemas de socavación es la inspección visual. Puede ser dividida en tres partes:

- Inspección visual superficial.
- Registro de geometría detallada (mapeo).
- Evaluación de la composición del material restante del lecho del río.

### **Inspección visual superficial.**

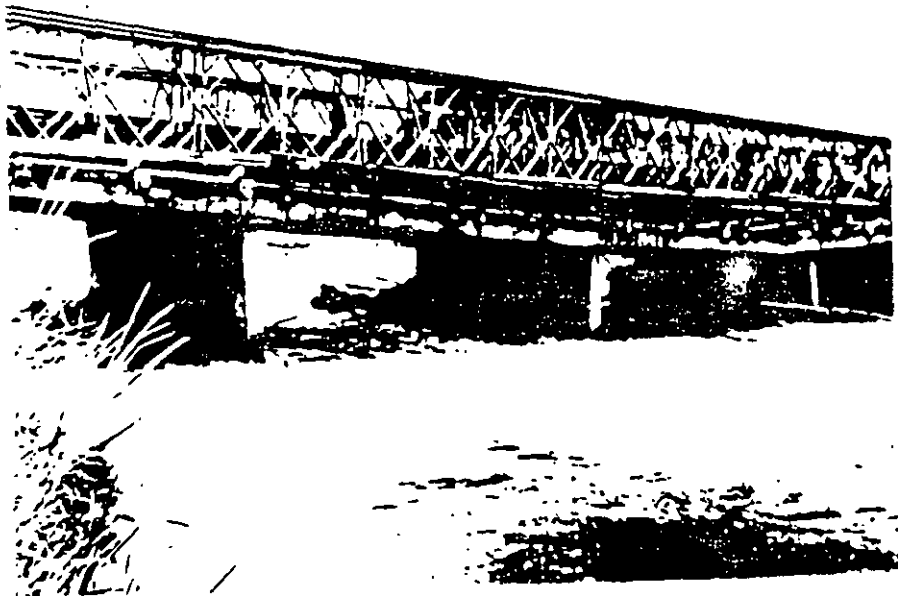
Durante la inspección visual superficial (la que es siempre la primera parte de la investigación de campo, véase página 5-3) los conceptos siguientes (entre otros) deben de ser considerados:

- ¿Cuál es la inspección general en la corriente? El volumen de agua, la velocidad, la cantidad de material acarreado, deflexiones y obstrucciones que causen vértices...
- ¿Qué tanto se eleva el nivel en caso de avenida? A menudo, se pueden ver signos de inundaciones tempranas indicando los niveles esperados.
- ¿Será afectada la superestructura por inundaciones? Si los accesos del camino están más bajos que la superestructura del puente. Esto puede actuar como "válvula de seguridad" dejando que el agua se derrame antes de rebasar la superestructura.
- ¿Hay algún indicativo de daño por socavación reciente? Movimientos, asentamientos, huecos bajo las pilas, cimentaciones, protección del lecho del río, viejas estructuras dañadas por avenidas, pilas o cimentaciones reconstruidas para corregir.
- ¿La socavación prosigue o es el daño registrado causado por una sola avenida? La socavación aguas abajo a menudo indica que la sección



FOTO 13.1 Socavación local al pie de una pila que descansa en 2 cilindros metálicos. Además de la socavación local se aprecia un descenso del fondo debido a la concentración del flujo en la zona donde se encuentra la pila, y que corresponde a los primeros seis claros a partir de la margen derecha. La pila mostrada es la cuarta desde el estribo derecho. El puente es el mismo de las fotos 13.14 y 13.15.

13.2 Falla de un puente debido a la socavación de las pilas. La falla se debe a una escasa profundidad de desplante. El material del fondo es arenoso. Sobre el puente colapsado se colocó un puente-armadura de aluminio para permitir el paso de vehículos.



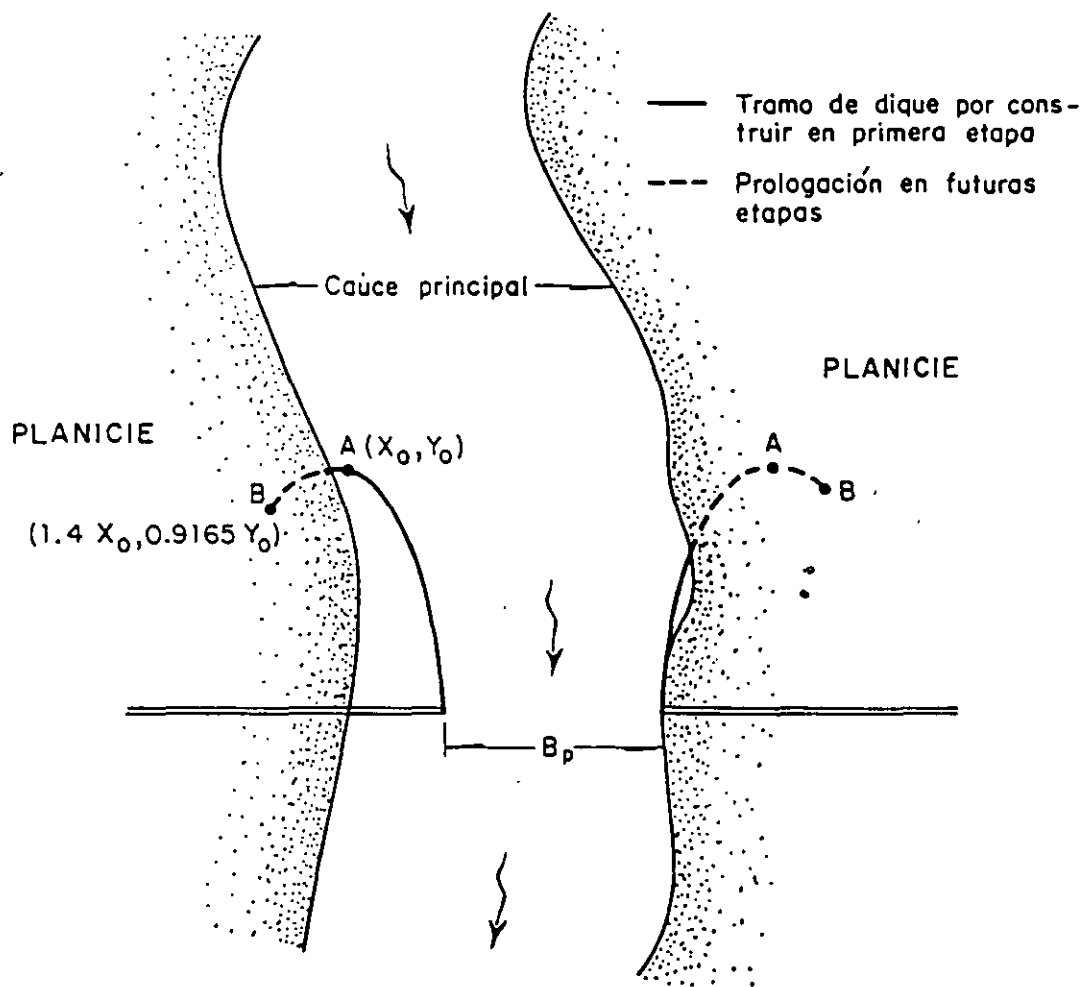


Fig 13.24 Trazo de dos diques de encauzamiento, en un río divagante con márgenes erosionables

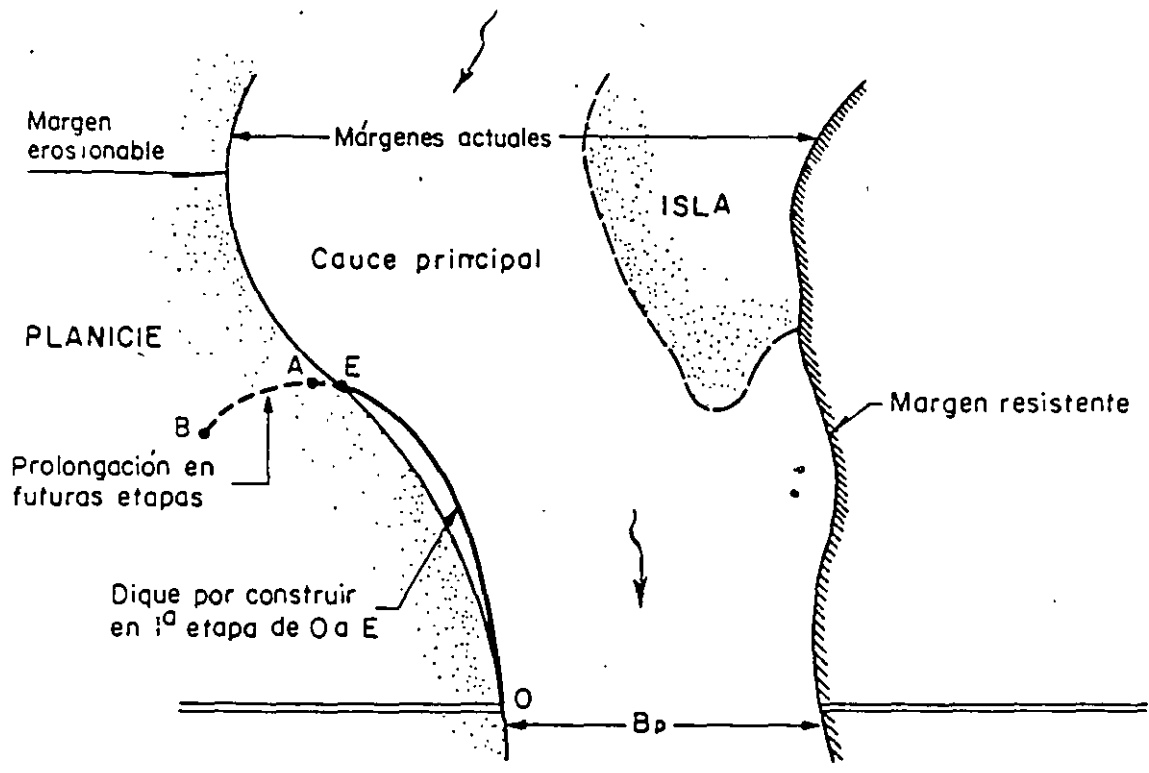


Fig 13.23 Trazo de un dique de encauzamiento, en un río con una margen erosionable

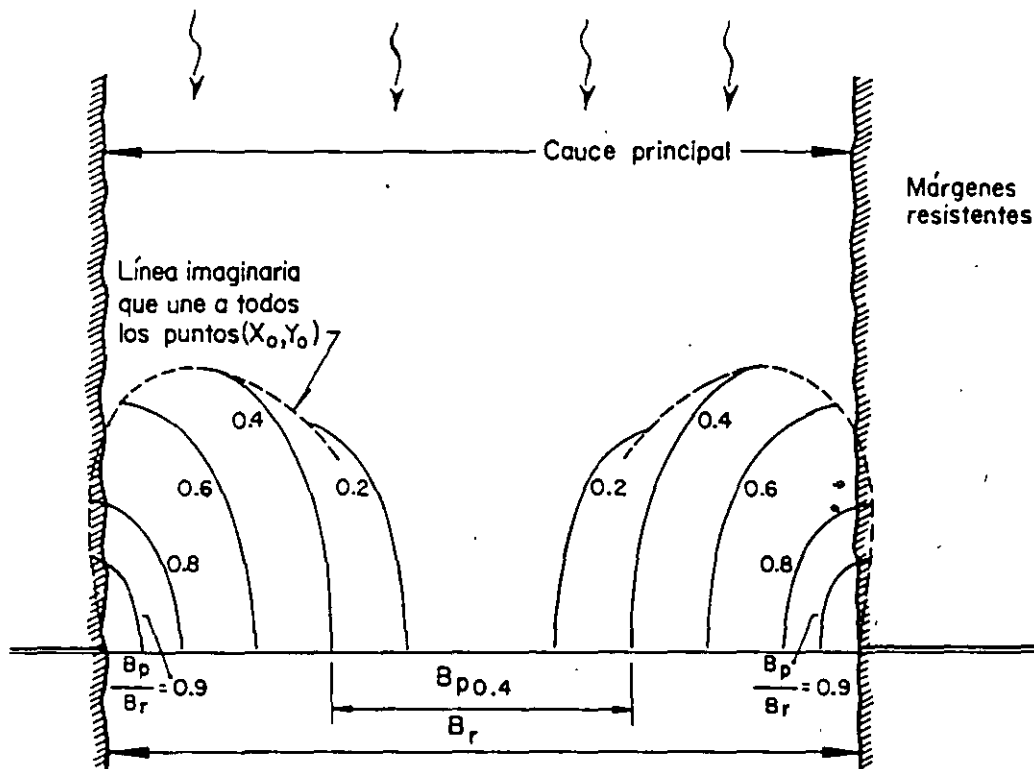


Fig 13.22 Geometrías de dos diques de encauzamiento, en un río con márgenes resistentes y con el puente centrado



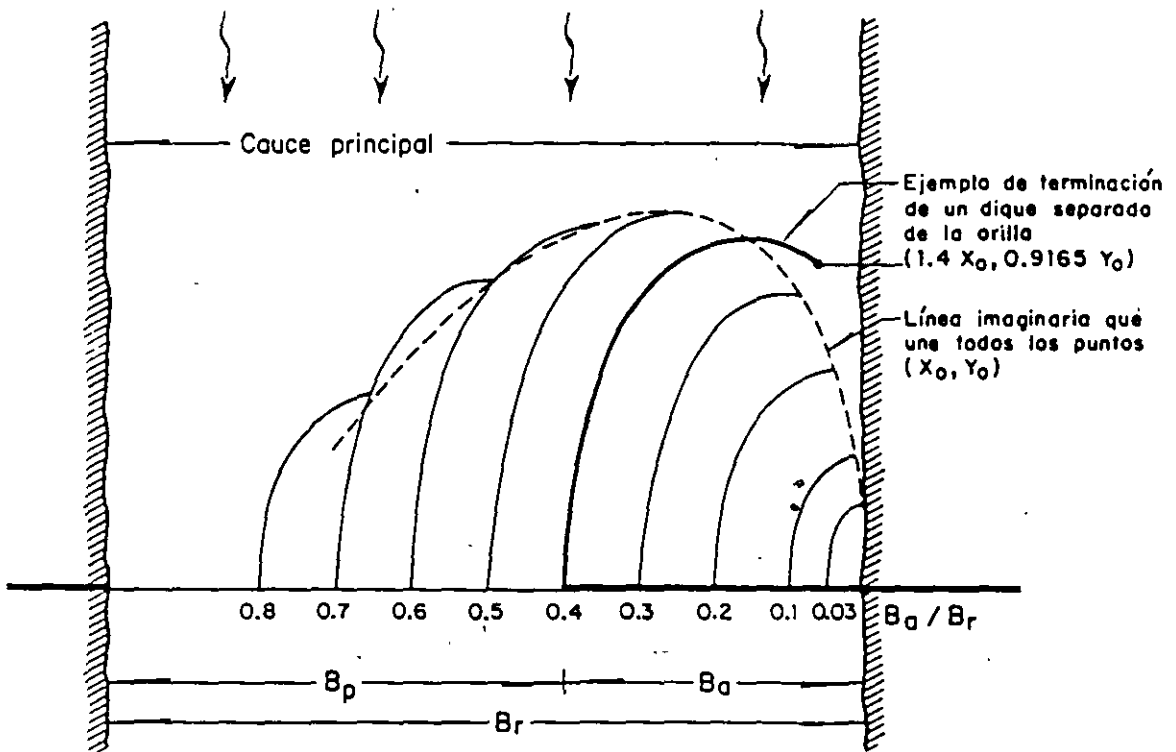


Fig 13.21 Geometrías de un dique de encauzamiento, en ríos con márgenes resistentes



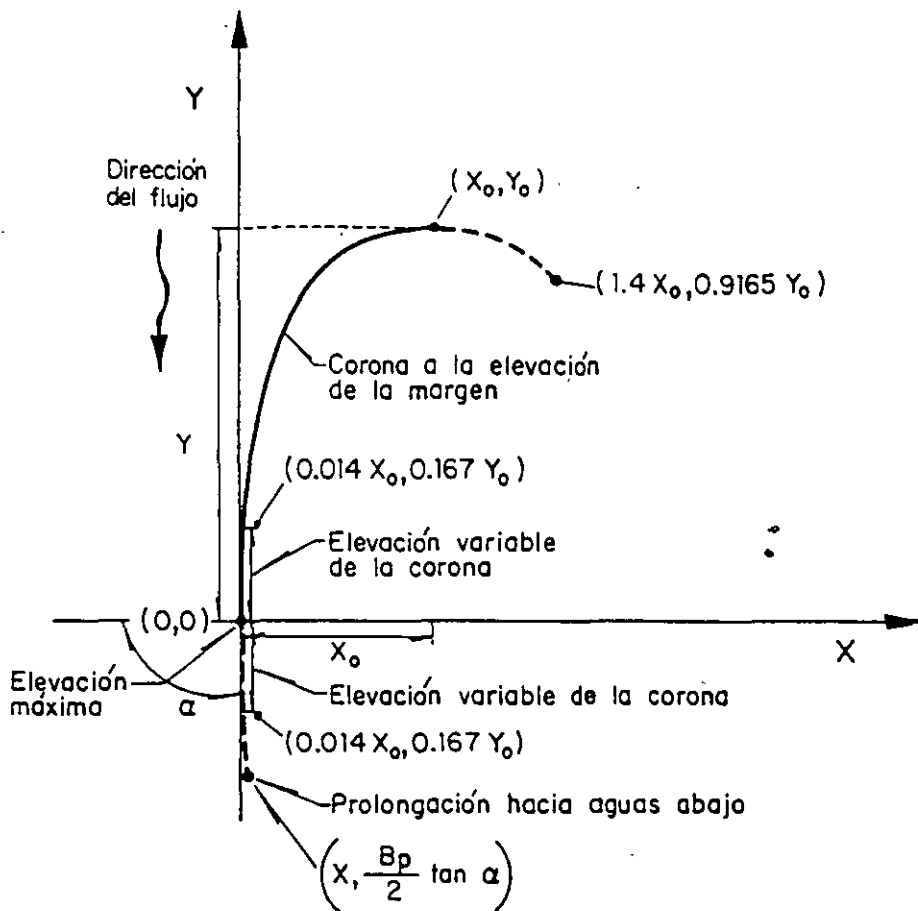
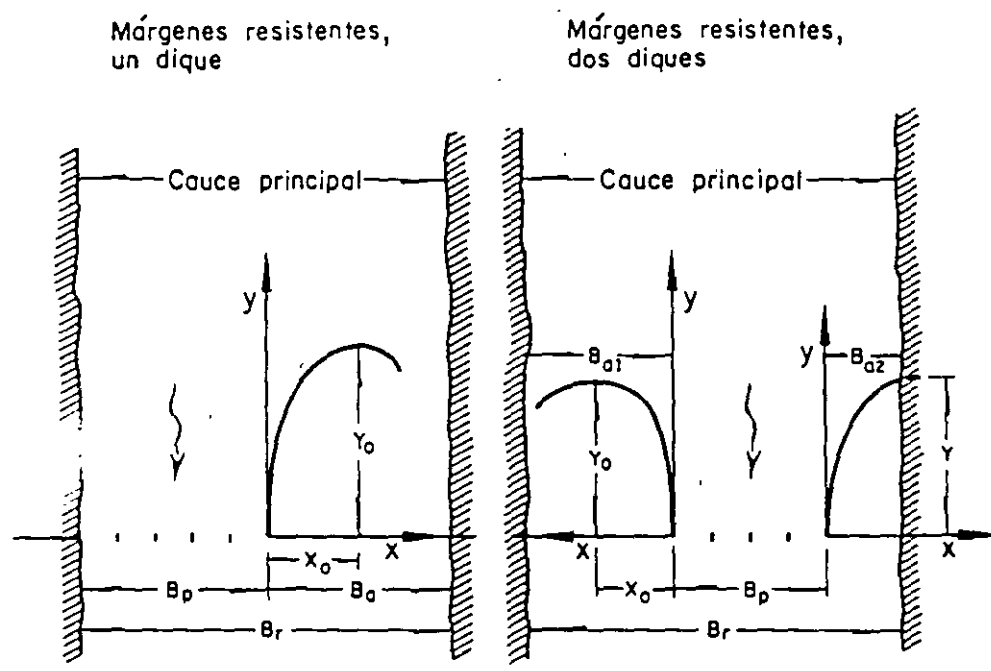
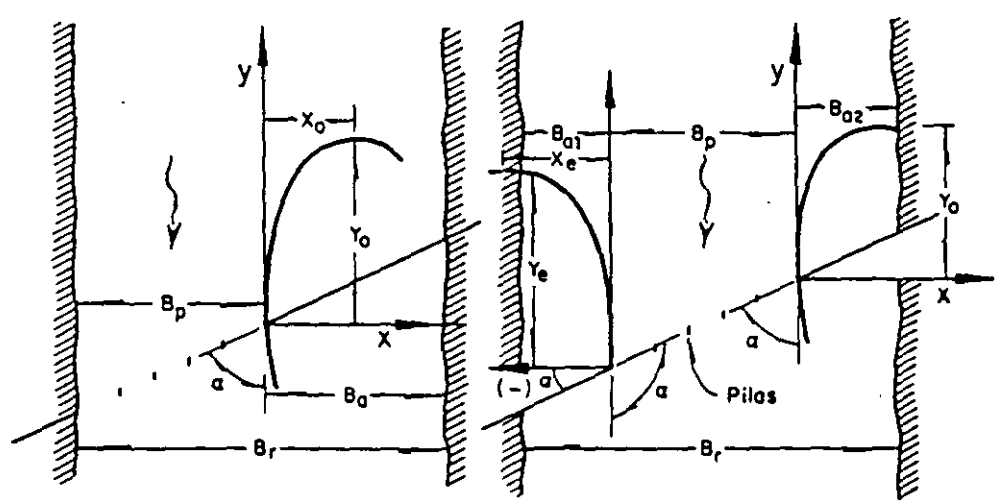


Fig 13.18 Geometría y elevación de la cresta de un dique de encauzamiento



a) Cruce perpendicular al flujo



b) Cruce esviado con respecto al flujo

Fig 13.19 Esquemas de diques de encauzamiento, en un río con márgenes resistentes

5. Cuando exista un cauce de avenidas bien definido mucho más amplio que el cauce de estiaje, o si se construyeron bordos longitudinales sobre ambas márgenes para protección contra inundaciones, anualmente se debe remover la vegetación que crezca a ambos lados del cruce hasta una distancia de dos veces el ancho del puente, tanto aguas arriba como aguas abajo.
6. En un río que tenga diques longitudinales para protección contra inundaciones o un cauce de avenidas bien definido, la longitud total del puente debe abarcar la separación entre bordos o el ancho de ese cauce de avenidas bien definido, la longitud total del puente debe abarcar la separación entre bordos o el ancho de ese cauce de avenidas. De no ser así habrá que construir diques de encauzamiento, aunque sea de corta longitud, aguas arriba de cada estribo. Si uno de los estudios se encuentra situado sobre el bordo o sobre la margen del cauce de inundación, debe colocarse un pedraplén de protección desde el estribo hacia aguas arriba, con una longitud total mínima igual a la longitud total del puente.

Conviene revisar las medidas de protección señaladas para no encontrar sorpresas desagradables, sobre todo en años muy lluviosos o en grandes avenidas. Sin embargo, si por cuestiones económicas no se llevaran a cabo, debe trazarse un programa detallado de inspección frecuente del comportamiento del río, especialmente en el tramo de aguas arriba, para poder iniciar oportunamente cualquier obra correctiva o preventiva contra mayores daños.

### 13.13 BIBLIOGRAFIA,

Adami, A., 'Uno schema di calcolo per la determinazione delle escavazioni a valle di traversa', Instituto d'Idraulica della' università di Padova, Studi e Ricerche, No 287, 1971, 7 pps.

Anderson, A.G., 'Sedimentation' Section 18 in *Handbook of fluid dynamics*, V.L. Streeter ed., McGraw-Hill Book Co., inc., 1961, pp 18-29 to 18-32.

Ashida, K. And Michiev, M., 'An investigation of river bed degradation downstream of a dan', Proc. XIV international Congres of IAHR, Vol III, C-30, Paris, 1971, pp 247-256.

Bhamidpaty, S. And Shen, H.W., 'Laboratory study of degradation and aggradation', *Journal of Waterways, Harbors and Costal Engineering Division*, ASCE, WW4, Nov 1971, pp 211-252.

Breusers, H.N.C., Nicollet, G. And Shen, H.W., 'Local Scour around cylindrical piers', *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol 15, No 3, 1973.

se tendrá en cuenta la máxima erosión calculada, la cual será igual para todas las pilas.

### 13.12.2 Recomendaciones cuando se utilizan obras de protección.

Con todas las recomendaciones antes señaladas se pretende tener en cuenta la máxima erosión al pie de las pilas y estribos, mientras se deja que el río se mueva libremente y sin obras de protección, durante su vida útil. Desde un punto de vista económico, lo anterior no necesariamente conduce a la solución más económica o conveniente, por lo que a continuación se dan algunas recomendaciones que consideran obras de protección. La mejor solución se obtiene después de efectuar un análisis económico de las posibles alternativas de solución. Estas obras de protección no necesariamente se construyen junto con el puente, sino cuando se requieren, lo que permite reducir el costo inicial de la obra con su consiguiente amortización. Sin embargo, ello obliga a observar anualmente el tramo del río inmediato aguas arriba del puente y reconocer ha tenido desplazamientos que hagan cambiar la dirección y posición de la corriente en el cruce y si esto a su vez hace peligrar alguna pila, estribo o terraplén del camino.

1. Si en la zona del cruce las curvas del río sufren anualmente desplazamientos laterales de consideración, o existen meandros que se cortan con relativa frecuencia, conviene colocar diques de encauzamiento aguas arriba de ambos estribos con la longitud recomendada en el apartado 13.9.4.2.
2. Si una de las márgenes del río tiene mucho mayor resistencia que la otra o es francamente rocosa y al momento de la construcción el río corre adyacente a ese margen en el sitio del cruce, se debe construir un dique encauzamiento en el estribo de la margen opuesta.

En lugar de los diques de encauzamiento indicados en los incisos anteriores, otra solución consiste en fijar como mínimo las tres primeras curvas aguas arriba del cruce, ya sea con un recubrimiento marginal o con espigones.

3. Siempre que se trate del diseño de diques de encauzamiento se puede tratar de reducir su longitud respecto a la dada por el método señalado en 13.9.4.2, para lo cual se requiere un modelo hidráulico, que puede ser de fondo fijo o móvil, procurando que su distorsión sea la menor posible.
4. Cuando no hay tiempo para un estudio y diseño adecuado de los diques de encauzamiento o no se cuente con los recursos económicos para construirlos, o bien cuando por el valor de los terrenos y las construcciones afectadas no sea posible una rectificación del río para corregir la dirección del flujo bajo el puente, se tendrá que recurrir a la protección individual de cada pila y estribo mediante un pedraplén que rodee dichas obras. El tamaño de los elementos de esa protección se seleccionará según lo indicado en el apartado 13.0.4.1. Esta solución se utiliza con frecuencia para proteger puentes ya construidos que están seriamente amenazados por la erosión, sobre todo por cambios radicales en la dirección de la corriente.

recto, se debe estimar ese posible esviamiento y calcular también la erosión bajo esa condición sin olvidar la reducción del ancho.

4. Al observar que la dirección del flujo en la sección del cruce es diferente para diferentes gastos, debe calcularse la erosión para varios de ellos, ya que no necesariamente el gasto máximo de diseño provocará la mayor erosión. Como ejemplo de lo anterior, considérese un río en el que el flujo durante una avenida sigue una dirección perpendicular al camino, mientras que el cruce de estiaje lo cruza a  $30^\circ$ .
5. Si en el río hay islas en las zonas aledañas al cruce (aunque no necesariamente en él) que muestran evidencias de desplazamiento hacia aguas abajo lo cual es lo más normal, habrá que levantar cuatro o cinco secciones transversales donde haya islas, suponer esas secciones en el cruce y calcular la erosión para cada una de ellas. La erosión que se debe considerar al pie de todas las pilas es la más desfavorable que se obtenga en cualquiera de ellas y con cualquiera de las secciones.
6. Cuando sea necesario calcular la erosión en un puente que se localice en una curva de la cual se tenga la seguridad de que permanecerá fija durante la vida útil del puente (ya sea por la resistencia natural de la margen o por que está artificialmente protegido) se obtendrá una erosión diferente para cada una de las pilas, ya que sin duda será mayor que para las que se encuentren más cerca de la margen exterior. Esta es la única situación en que la cimentación de las pilas puede tener diferente profundidad de desplante.
7. Si en una condición semejante a la anterior se tiene la seguridad de que la margen cóncava se mantendrá fija, pero que la dirección del flujo a la entrada de la curva puede variar para diferentes gastos o por cambios del río y desplazamientos de sus márgenes aguas arriba, conviene levantar tres secciones transversales en la curva; una en el primer cuarto de la curva y otra en las tres cuartas partes de la misma. Con esas tres secciones se calculará la erosión final al pie de cada pila, y para cada una de ellas se escogerá la más desfavorable de las tres obtenidas.
8. Cuando el cruce se localiza en un tramo recto del río y se prevé que por sus desplazamientos se puede formar una curva bajo el puente, se deberán levantar dos secciones transversales en dos curvas existentes y calcular la socavación en el cruce con la sección actual y con las levantadas en las curvas. Para todas las pilas se considerará la erosión más desfavorable que se obtenga, y para los estribos será la que se calcule con las secciones levantadas en las curvas y colocando el estribo en la parte más profunda de ellas. Esto último implica que la margen no sea tangente al estribo sino que éste sobresalga e interrumpa parcialmente el flujo.
9. Además debe recordarse que cuando una curva se pueda desarrollar en un cruce originalmente localizado en un tramo recto, se presentarán condiciones en que la dirección del flujo en el cruce no esté alineado con el eje longitudinal de las pilas y, por tanto, se deberá calcular la erosión para esas posibles condiciones. Para ello,

velocidades del flujo en época de avenidas. También se construyen con gaviones o tabla-estacado de madera, troncos y pilotes de concreto.

### 13.12 RECOMENDACIONES GENERALES.

Como algunas de las recomendaciones implican el diseño de algún tipo de protección, este subcapítulo se ha colócado después de señalar las medidas de protección.

#### 13.12.1 Recomendaciones cuando no hay obras de protección.

La aplicación directa de los métodos discretos para determinar las erosiones considerando únicamente la sección transversal actual en el cruce, y sin tener en cuenta al tramo del río en conjunto, puede conducir a un diseño deficiente en cuanto a una posible erosión al pie de cada una de las pilas y estribos, que puede llevar, al cabo de unos cuantos años, a que el puente falle por socavación.

En lo que sigue se señala algunas recomendaciones de carácter general que consideran la morfología del cauce, sus posibles variaciones y los desplazamientos del río en un mediano plazo.

Lo que a continuación se indica se complementa con lo expuesto en los capítulos sobre estabilidad de cauces y morfología de los ríos en este manual. Al leer este capítulo es necesario tener en mente que en la naturaleza se pueden presentar cualquier situación intermedia a lo aquí señalado.

Los aspectos que es necesario considerar cuando se calcula la erosión al pie de pilas y estribos son los siguientes:

1. Si el cruce se localiza en un tramo recto de un cauce bien definido, se debe considerar como posible erosión al pie de cualquiera de las pilas la máxima que haya resultado en el cálculo. Esto se debe a que la forma de la sección transversal de un río varía continuamente y el canal más profundo se puede presentar en cualquier punto de dicha sección (excepción hecha de las secciones en curva donde el canal más profundo siempre se encuentra cerca de la margen exterior o cóncava de la curva). Así, por ejemplo; si al aplicar lo explicado, la socavación máxima se obtiene al pie de la pila No. 3, ella debe considerarse como erosión posible para todas las pilas.
2. Cuando en el caso anterior la sección transversal muestra gran variación entre la profundidad medida y la más profunda, conviene levantar un mínimo de otras dos secciones, una aguas arriba y otras aguas abajo; repetir el cálculo suponiéndolas en la sección del cruce y considerar como erosión posible al pie de todas las pilas, la máxima calculada al utilizar cualquiera de las tres secciones.
3. Si debido a los desplazamientos laterales del río se tuviera la certeza de que la dirección del flujo puede variar bajo el cruce, aún cuando el tramo siguiente siendo



puede alcanzar el agua durante la avenida con periodo de retorno de 25 años (elevación máxima).

- 2.a) En el Estribo. La elevación de la corona del dique debe de ser igual a la máxima señalada, la que puede ser menor que la de la rasante del camino. Desde ahí disminuye uniformemente hasta el punto de coordenadas  $(0.014 x_0, 0.167 y_0)$  donde alcanza la elevación de la margen. El resto del dique conserva esta última elevación, fig. 13.18. Al seguir esta recomendación se reduce la erosión al pie del dique, cuando en avenidas el agua llega a pasar sobre él.
- 2.b) La longitud del tramo con elevación de corona variable puede incrementarse, por motivos constructivos, cuando la pendiente longitudinal de la corona es mayor que la permitida para el equipo de construcción (camiones de volteo). Esto ocurre si la obra se hace con rezaga y roca. Véase la foto 13.19.
- 2.c) Para permitir la sedimentación de arena en la zona protegida por el dique, se requiere en ocasiones reducir su altura. Cuando se haga, se deberá observar periódicamente el dique y sobreelevarlo a la altura de la margen en cuanto se haya logrado la sedimentación deseada. Véanse las fotos 13.17 y 13.18.

### 3. Empotramiento.

Si la margen es resistente y el dique llega a ella, este se apoyara directamente contra la margen sin necesidad de excavarla para empotrarlo. En cambio, si se observan erosiones laterales y se estima que el río continuará erosionando la orilla en los siguientes tres años, conviene excavar la margen y prolongar el dique dentro de ella, una longitud conveniente que será función de los corrimientos esperados de la orilla.

### 4. Prolongación hacia aguas abajo.

- 4.a) Cuando el cruce es perpendicular al flujo y orillas del río conviene, por economía, evitar la prolongación de los diques. Esa prolongación es indispensable cuando el cauce es divagante y el puente queda esviado con respecto al flujo y orillas únicamente para el dique que parte del estribo situado aguas arriba, (figs. 13.18 a 13.20). La longitud máxima que se recomienda, prolonga el dique elíptico hasta el punto cuya ordenada es:

$$y = -0.5 B_p / \tan \alpha \quad (13.114)$$

La elevación de la corona de esa prolongación deberá cumplir con las recomendaciones señaladas para el tramo de aguas arriba.

### 5. Materiales de construcción.

En nuestro medio se construyen con pedraplén, formando una sección trapezoidal. Sobre la corona transita el equipo de construcción. El talud en contacto con el escurrimiento se protege con dos capas de roca con diámetro mayor de 30 cm. Su se obtiene en función de las

0.9165  $y_0$ ), figs 13.18. De ahí en adelante el río podrá seguir erosionando la orilla, pero el dique queda como está, con su forma final.

- 1.b) Para la condición b. Cuando el extremo  $(x_0, y_0)$  del cuarto de elipse queda cercano o tangente a la orilla, se deberá analizar, en cada situación particular, si el dique se deja con esa forma o el tramo cercano al empotramiento se modifica, trazando una línea tangente a la elipse y prolongándola a la orilla. Se recomienda que esa línea tangente a la elipse forme, en el empotramiento con la orilla, un ángulo de  $70^\circ$ .
- 1.c) Para la condición b. Si el extremo  $(x_0, y_0)$  del dique queda muy separado de la orilla se debe prolongar la forma elíptica hasta el punto de coordenadas  $(1.4 \cdot x_0, 0.9165 y_0)$ , fig 13.18
- 1.d) Cuando se tiene que proteger un puente con varios años de haberse construido y existen grandes profundidades cercanas al estribo u acceso, el dique de protección se construirá desde la orilla, suspendiendo su construcción donde empieza la fosa producida por la erosión. Dos o tres años después, cuando se haya rellenado en forma natural esa zona erosionada, se deberá prolongar el dique hasta unirlo con el estribo, véase la foto 13.17.
- 1.e) En cruces perpendiculares a la dirección media del flujo en que se requieran dos diques de encauzamiento, las dimensiones en sus semiejes deben ser iguales. Esto debe cumplirse aunque sea diferente la longitud del tramo que se construya de cada dique.
- 1.f) Cuando un cruce queda esviado con respecto a la dirección media del flujo, los semiejes del dique que parte del estribo de más aguas abajo se deben calcular con las relaciones

$$x_e = x_0(1+0.5/\tan\alpha) \quad (13.112)$$

$$y_e = y_0(1+0.5/\tan\alpha) \quad (13.113)$$

donde  $\alpha$  es el ángulo, medido hacia aguas abajo, que se forma entre el eje del cruce y una línea paralela a la dirección deseada del flujo.  $x_0, y_0$  se obtiene según lo indicado en la ecuación de diseño en (b y c) en función de las características del mismo río y cruce sin esviamiento, ecs. 13.104 a 13.111. Las longitudes  $x_0$  y  $y_0$  son las que deben tener los semiejes del dique que parte del estribo situado más aguas arriba.

## 2. Elevación de la corona.

Como referencia se devén tomar la elevación del agua al escurrir el gasto formativo, la que en los ríos de planicie prácticamente es igual a la elevación de la margen, y la elevación que

$$y_0 = B_p[2.00-3.20 B_p/B_r + 1.25(B_p/B_r)^2] \quad (13.107)$$

donde  $B_p$  es el claro total del puente, figs 13.19 y 13.22

Los dos diques de encauzamiento son iguales; es decir, tienen la misma  $x_0$  y  $y_0$ , independientemente de la longitud de cada acceso.

En la fig 13.22, se muestran diversas geometrías de diques, trazados con las ecs 13.103, 13.106 y 13.107, en función de distintas relaciones  $B_p/B_r$ .

c. Cruce con un río divagante, lo cual exige que exista llanura de inundación.

c.1) Para un solo dique. Condición que ocurre cuando una margen es muy resistente, con uno de los estribos apoyado en ella, y el río puede desplazarse libremente en la otra margen, fig 13.20 y 13.23. Los semiejes  $x_0$  y  $y_0$  se valúan simplemente como

$$x_0 = 0.6 B_p \quad (13.108)$$

$$y_0 = B_p \quad (13.109)$$

c.2) Para dos diques de encauzamiento. Cuando el río puede desplazarse lateral y libremente en cualquiera de las márgenes, figs 13.20 y 13.24. Para esta condición  $x_0$  y  $y_0$  valen

$$x_0 = 0.5B_p \quad (13.110)$$

$$y_0 = 1.1B_p \quad (13.111)$$

## Recomendaciones de diseño

### 1. Longitud del dique

Se ha indicado que la forma básica de los diques de encauzamiento es un cuarto de elipse; sin embargo, por su posición relativa a la orilla pueden requerir una mayor o menor longitud, según lo que a continuación se señala.

1.a) Si el segmento de elipse se une a la orilla antes de llegar al punto  $(x_0, y_0)$ , la construcción se hará entre el estribo y la orilla únicamente. Si se trata de diques diseñados para las condiciones b.1 y b.2, ecs 13.104 a 13.107 la erosión marginal debe ser muy lenta o no ocurrir. En cambio, si se trata de diques para la condición d, ecs 13.108 a 13.111, esa erosión se presentará sin duda, al menos en una de las márgenes. Cuando hay erosión en el empotramiento, y la orilla se desplaza lateralmente, se prolongará el dique siguiendo la forma inicial, figs 13.23 y 13.24. Esa prolongación se repetirá, las veces necesarias, hasta llegar al punto  $(1.4 x_0,$

donde  $x_0$  y  $y_0$  son los semiejes de la elipse en las direcciones  $x$  y  $y$  y respectivamente, fig 13.18. El sistema de ejes cartesianos que se utiliza como referencia tiene su origen en el centro del extremo del estribo. El eje  $y$  está dirigido hacia aguas arriba y paralelo a la dirección deseada del flujo en la sección del cruce; el eje  $x$  es perpendicular a  $y$  y dirigido hacia tierra adentro, figs 13.18 a 13.20.

Las longitudes  $x_0$  y  $y_0$  dependen de la estabilidad de las orillas del cauce, del claro total del puente o de la longitud del terraplén de acceso, del ancho medio del río en la zona del cruce, y del hecho de que se construyan uno o dos diques de encauzamiento. Las ecuaciones obtenidas para cada situación se indican a continuación.

- b. Cruce en tramo recto con márgenes bien definidas y resistentes a la erosión, fig 13.19

En esta condición no existe llanura de inundación, ya sea porque las márgenes tienen suficiente elevación y el agua no se desborda o porque hay diques longitudinales para control de inundaciones. La resistencia de las márgenes a la erosión se debe a los materiales que las constituyen, como roca o arcilla muy cohesiva, o porque las orillas se construyen ya protegidas con espigones o muros de protección.

- b.1) Si únicamente se requiere un dique de encauzamiento,  $x_0$  y  $y_0$  se determinan mediante las ecuaciones.

$$x_0 = B_a (1 - B_a/B_r) \quad (13.104)$$

$$y_0 = B_a [ 0.05(B_a/B_r)^{-1} + 1.2 + 0.3(B_a/B_r) - 1.85(B_a/B_r)^2 ] \quad (13.105)$$

donde

$B_a$  longitud del acceso o sea la distancia entre el estribo y la orilla del cauce principal, figs 13.19 y 13.21

$B_r$  ancho del cauce principal del río en la zona del cauce, fig 13.19

En la fig 13.21 se han dibujado algunos diques con diferentes relaciones de  $B_a/B_r$  y cuya geometría se obtuvo con las ecs 13.103 a 13.105

- b.2) Si se requieren dos diques de encauzamiento, porque en ambas márgenes el acceso y estribo están dentro del cauce,  $x_0$  y  $y_0$  se calculan con las expresiones

$$x_0 = 0.75B_p[1 - B_p/B_r] \quad (13.106)$$

Cuando se tenga la certeza de que la corriente y el eje de las pilas estarán alineados durante la vida del puente, en lugar de rodear las pilas con enrocamiento, éste se colocará sólo rodeando el extremo de aguas arriba de cada pila.

#### 13.11.4.2 Diques de encauzamiento

Son estructuras que se construyen a partir de los estribos de un puente y se prolongan hacia aguas arriba siguiendo la forma de un cuarto de elipse. Fotos 13.17 y 13.18

Los diques de encauzamiento deben cumplir con los siguientes propósitos:

- a. Obligar que la dirección del flujo en la sección del cruce sea aproximadamente constante para todos los gastos de la época de lluvias. Cuando hay pilas dentro del cauce, la dirección adecuada debe ser paralela al eje longitudinal de las mismas, con lo que se garantiza que la erosión local al pie de las pilas sea mínima y se produzca únicamente en el frente o cara de aguas arriba.
- b. Evitar la socavación local al pie del estribo. En la foto 13.21 se muestra un estribo que debe ser protegido.
- c. Proteger el terraplén de vía terrestre, al menos en la zona cercana al puente.

El primer objetivo se logra de inmediato si el dique de encauzamiento está unido al estribo, ya que así el dique obliga al flujo a escurrir tangencialmente a esa obra y no entorpecer los escurrimientos. Véase la foto 13.19.

Para lograr los otros dos objetivos, el diseño de los diques de encauzamiento debe cumplir las recomendaciones que a continuación se señalan, y que fueron propuestas por Maza y García teniendo en cuenta que dichos diques no sólo deben de trabajar satisfactoriamente bajo las características hidráulicas y geométricas del cauce en la época de la construcción, sino durante toda la vida útil de la obra de cruce.

#### Ecuaciones de diseño

- a. Los diques de encauzamiento deben seguir una forma elíptica, cuya geometría se obtiene con la ecuación.

$$hy = y_0 [ 1 - (1 - x/x_0)^2 ]^{0.5} \quad (13.103a)$$

o bien

$$y = y_0/x_0 ( 2x_0x - x^2 )^{0.5} \quad (13.103b)$$

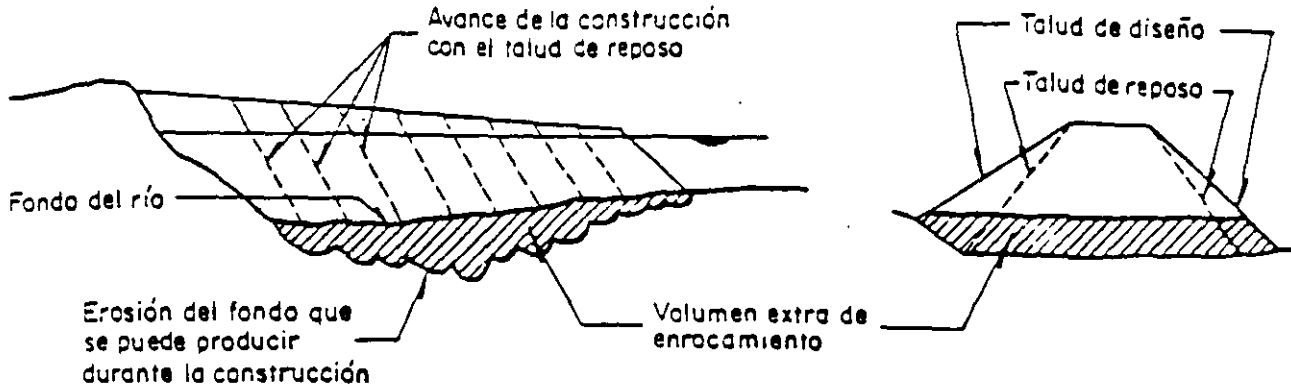


Fig 18 Erosión del fondo durante la construcción

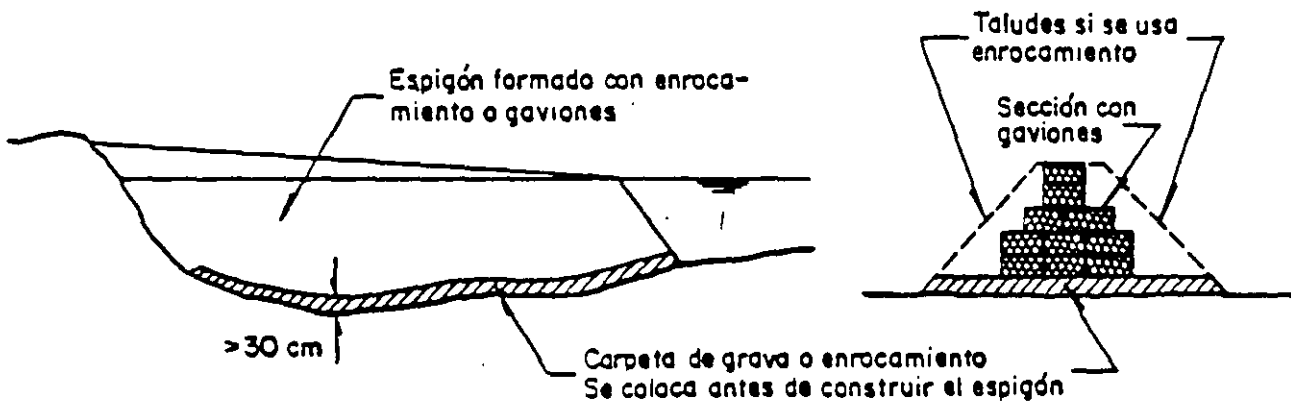
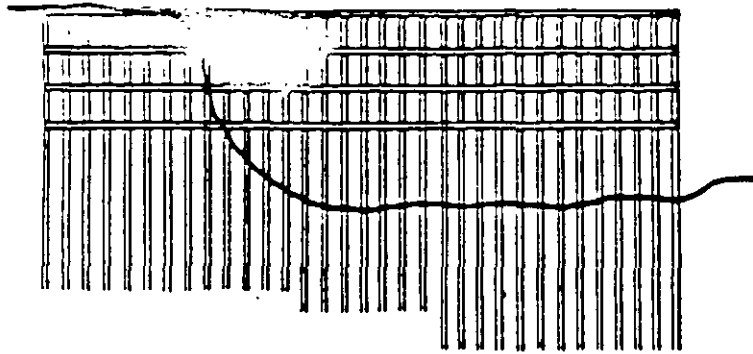
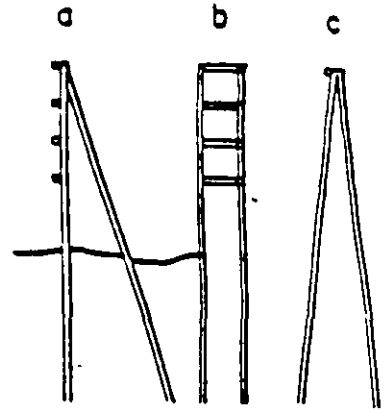


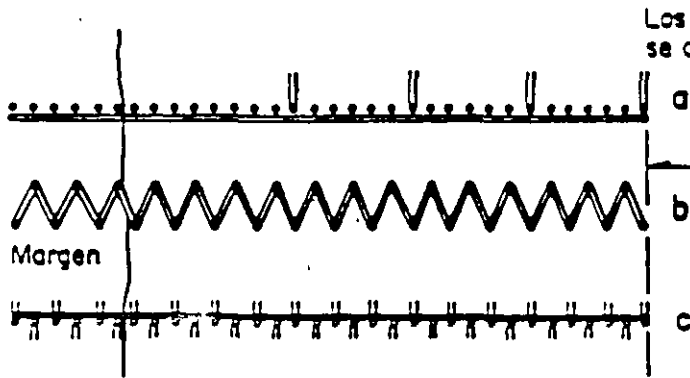
Fig 19 Forma de evitar la erosión durante la construcción



Vista frontal



Vista lateral



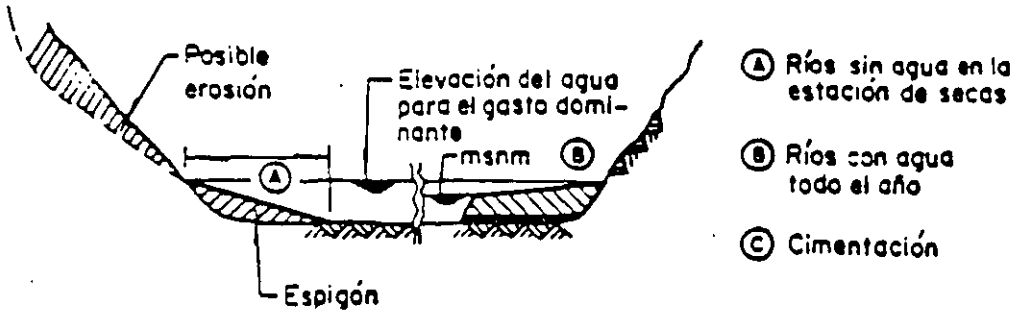
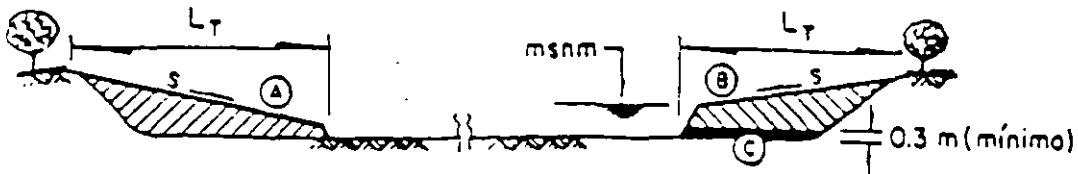
Planta

Los espigones permeables se deben empotrar

Línea extrema de defensa

Los elementos pueden ser troncos de palmera o pilotes de madera

Fig 17 Esquemas de espigones permeables



- Ⓐ Ríos sin agua en la estación de secas
- Ⓑ Ríos con agua todo el año
- Ⓒ Cimentación

*b) Construcción de espigones cuando las márgenes son altas*

Fig 16 Construcción de espigones en función de la altura de los márgenes



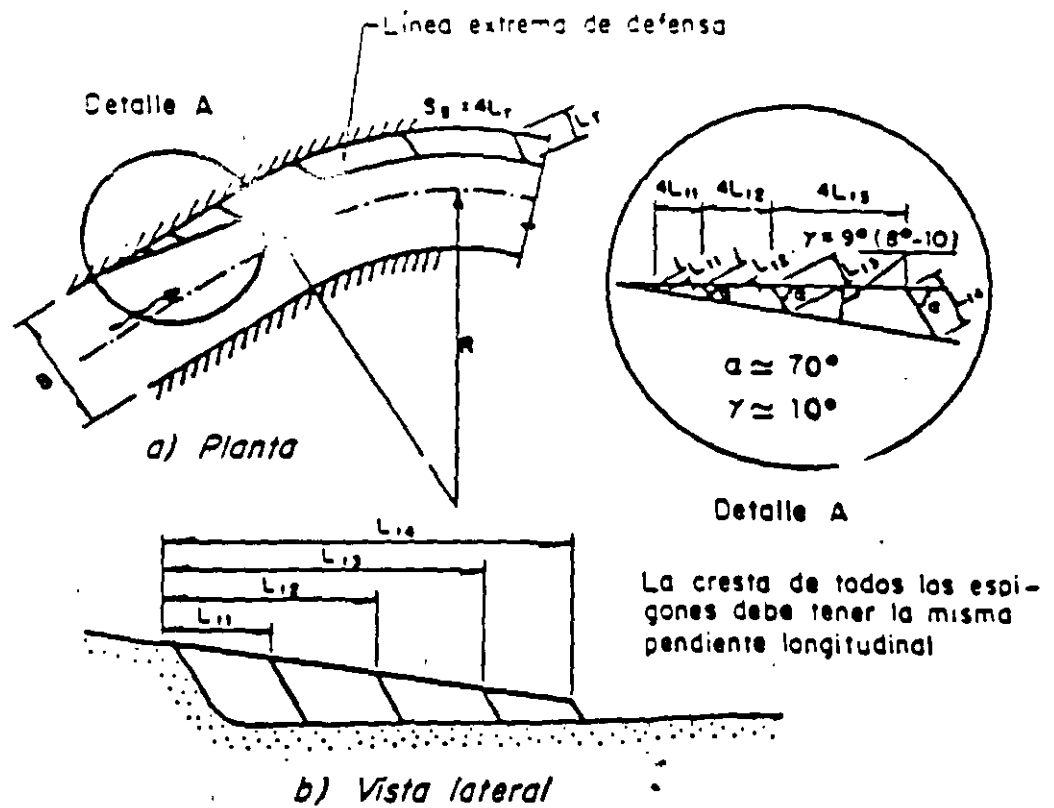


Fig 15 Diseño de los primeros espigones en un obra de protección

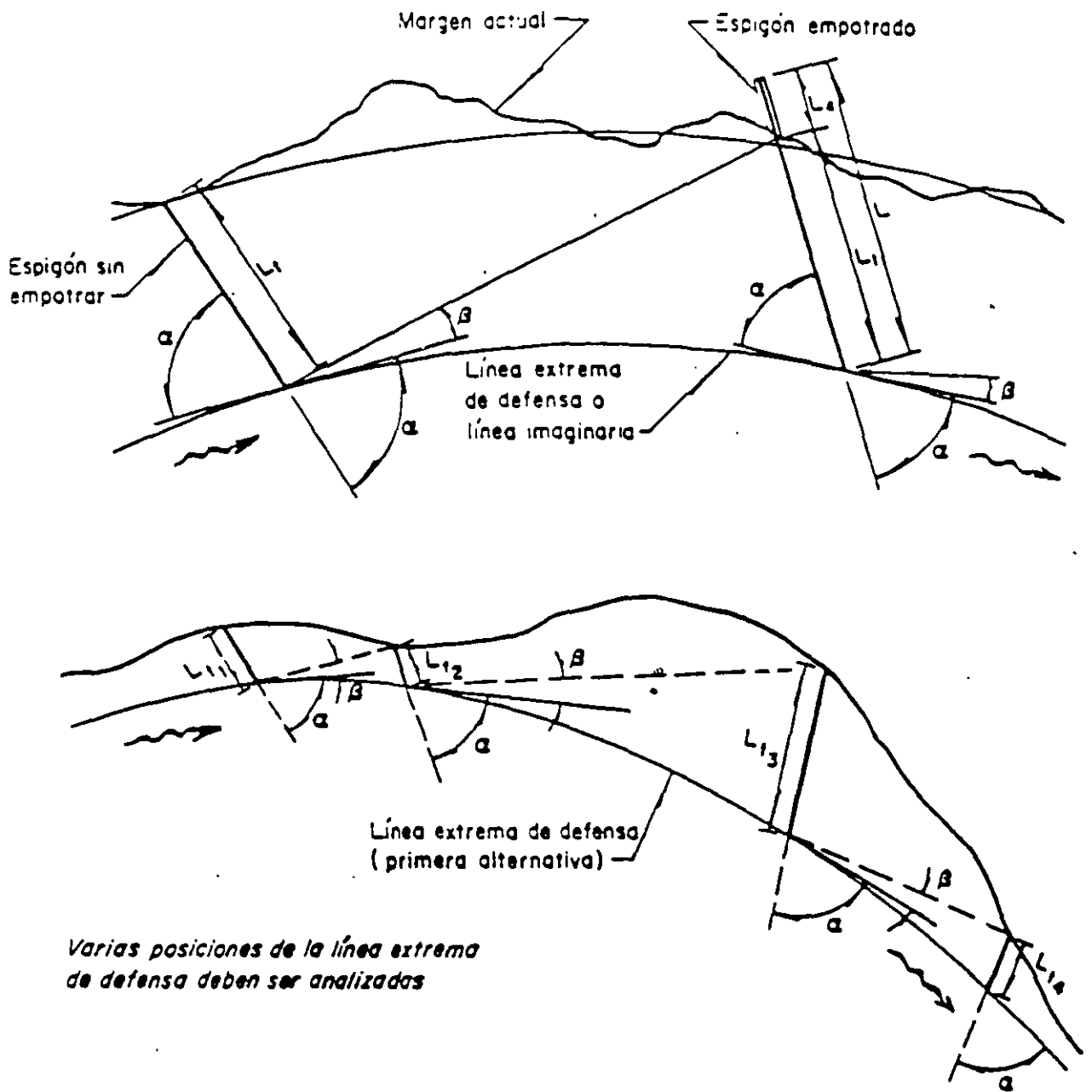


Fig 14 Método para obtener el espaciamiento entre espigones

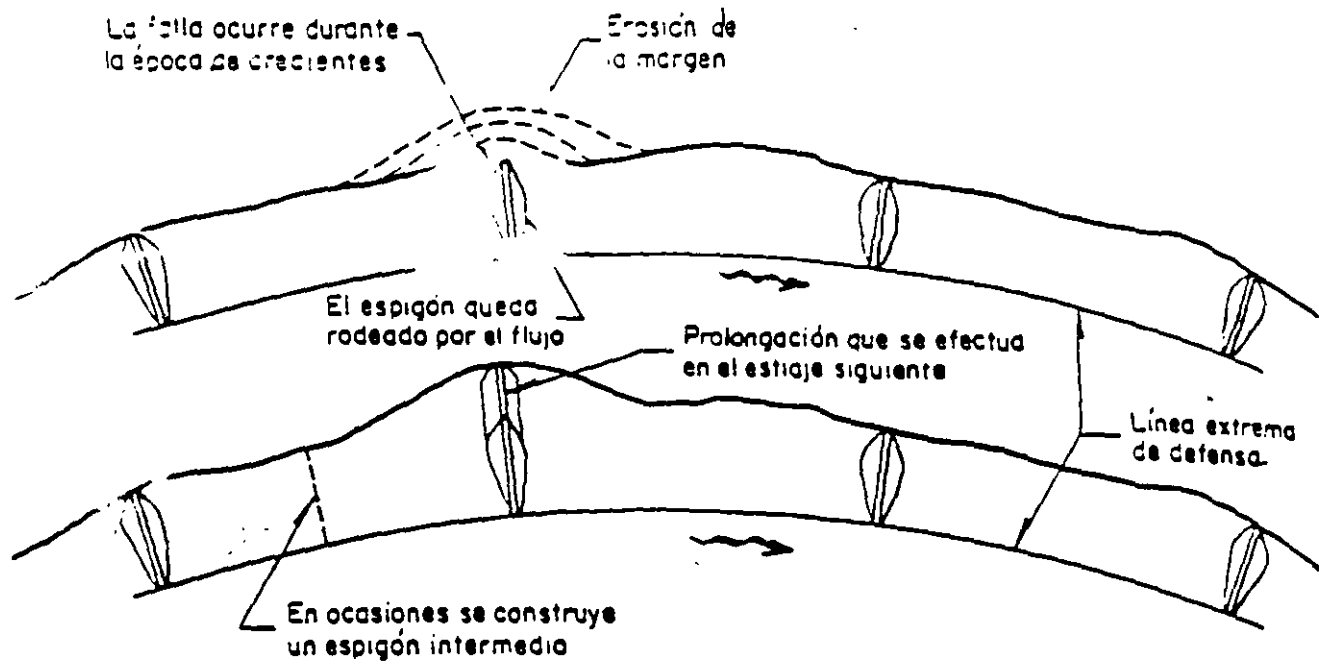


Fig. 12 Falla de un espigón

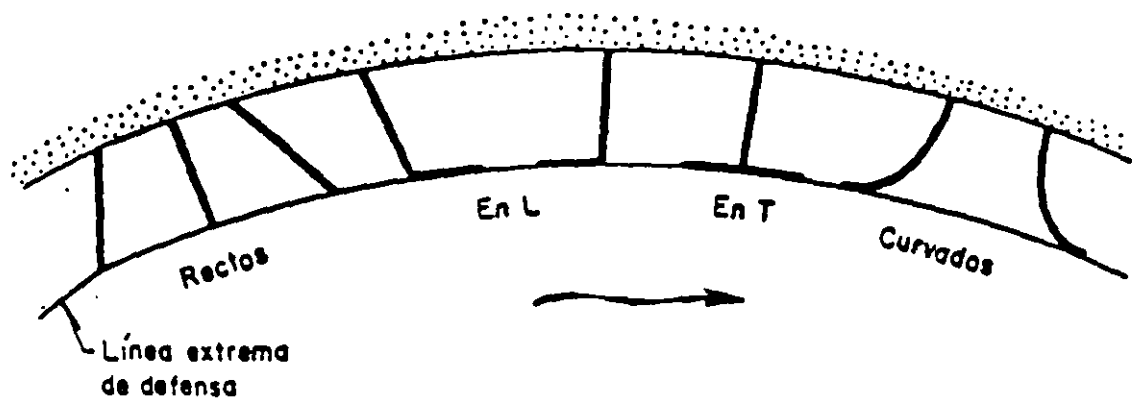


Fig. 13 Forma en planta de los espigones

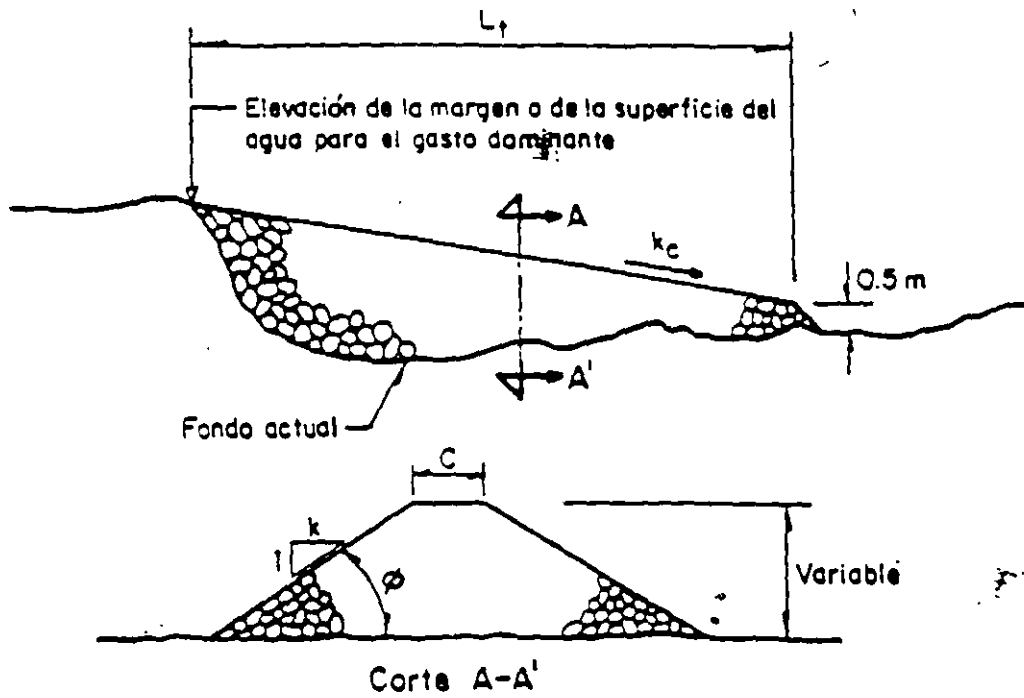


Fig 11 Espigón apoyado en la margen en ríos de planicie

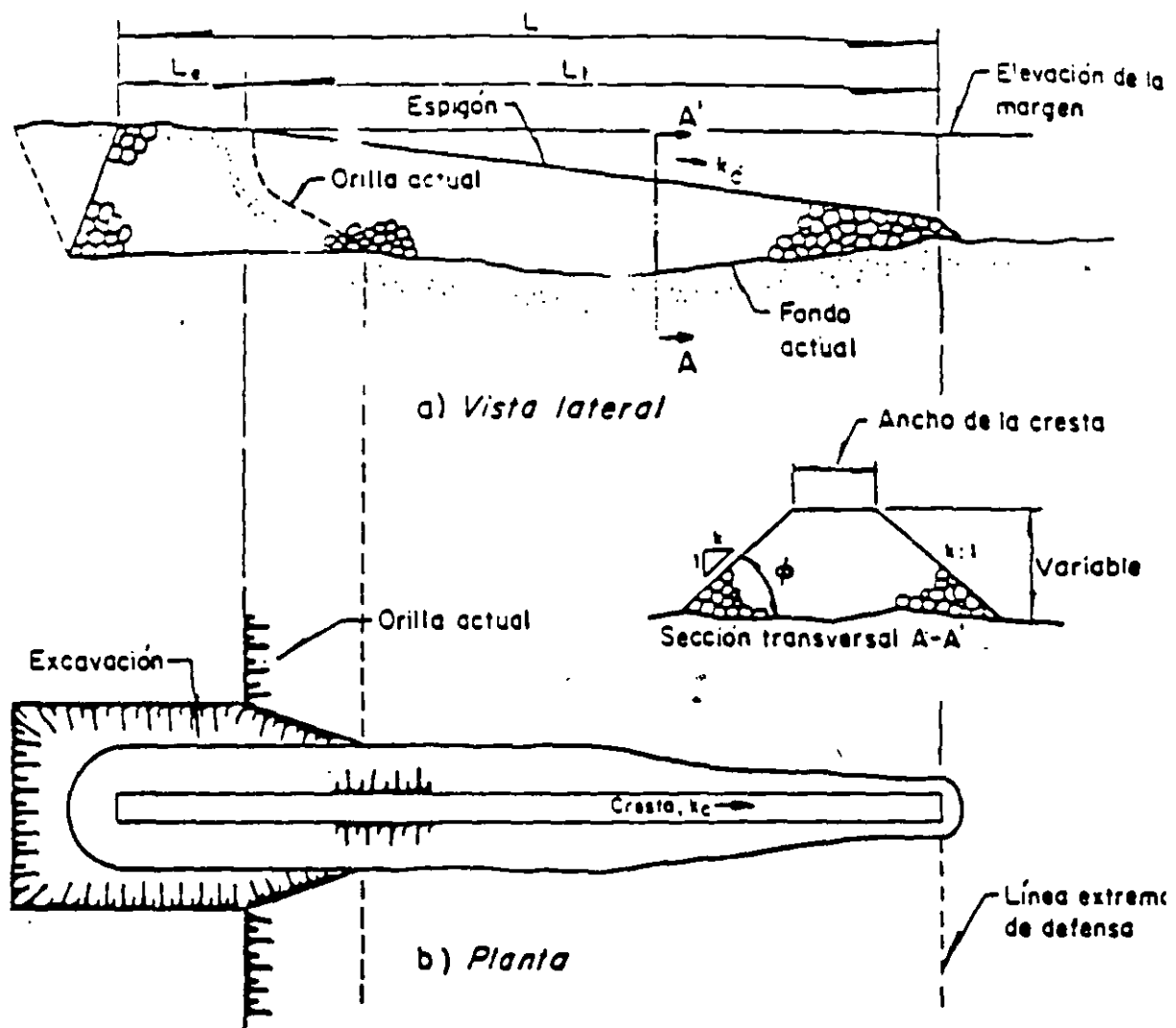


Fig 10 Espigón empotrado

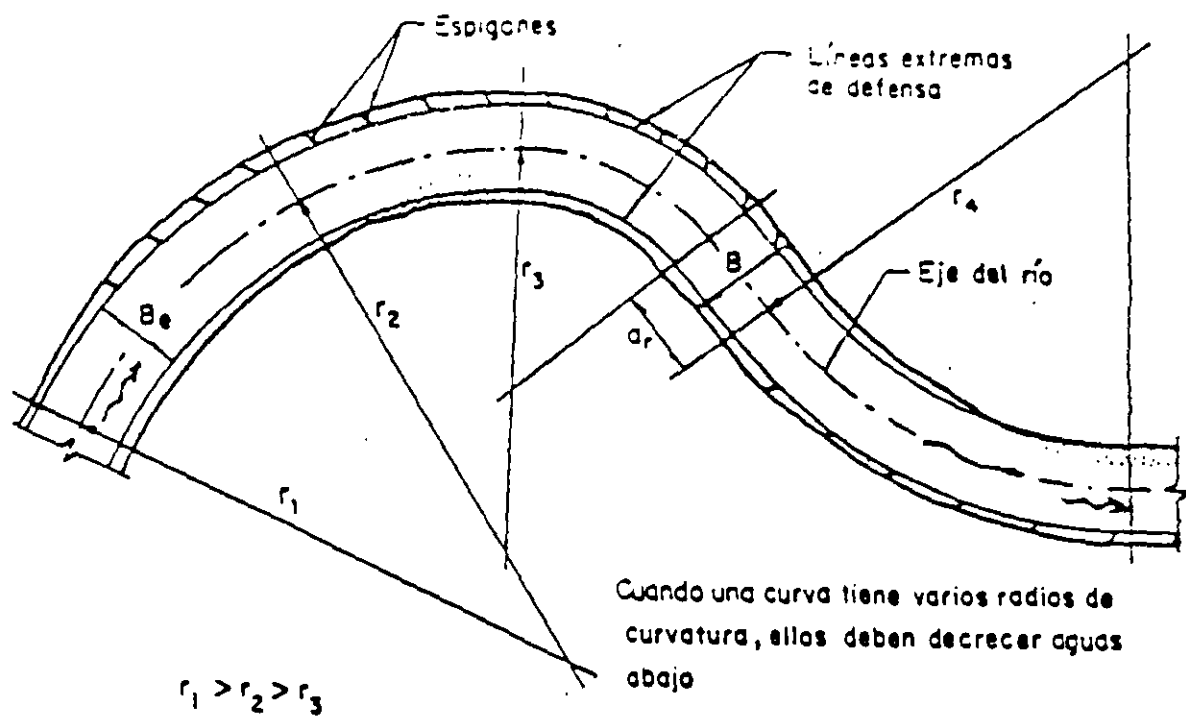


Fig 8 Trazo del eje del río

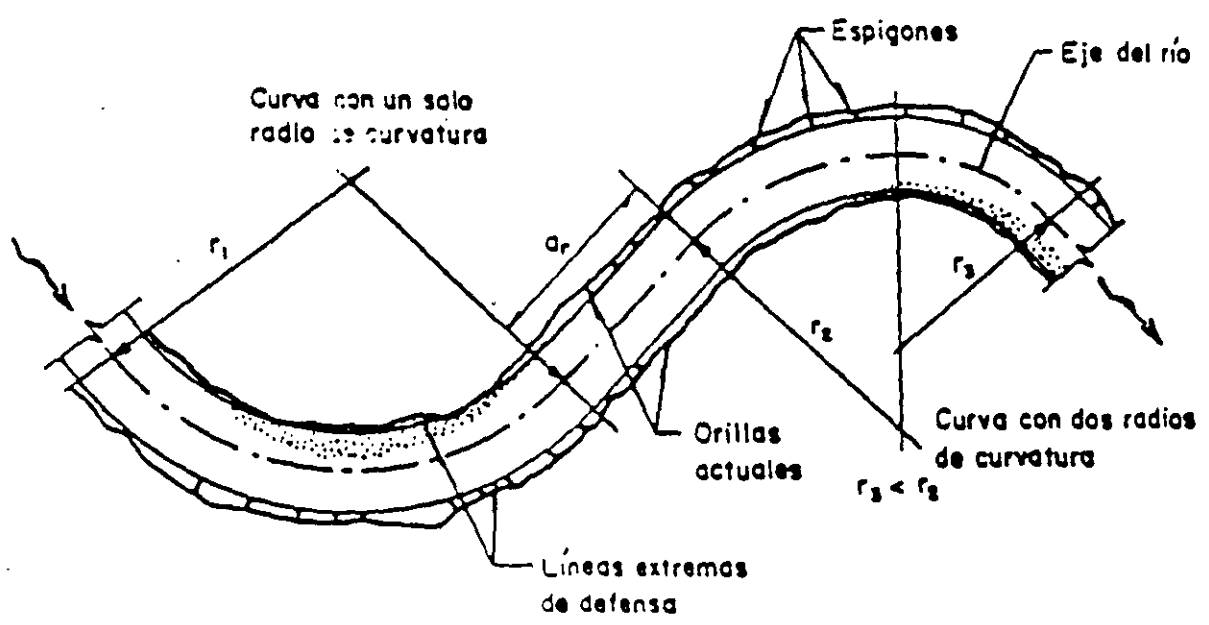


Fig 9 Eje del río y radios de curvatura

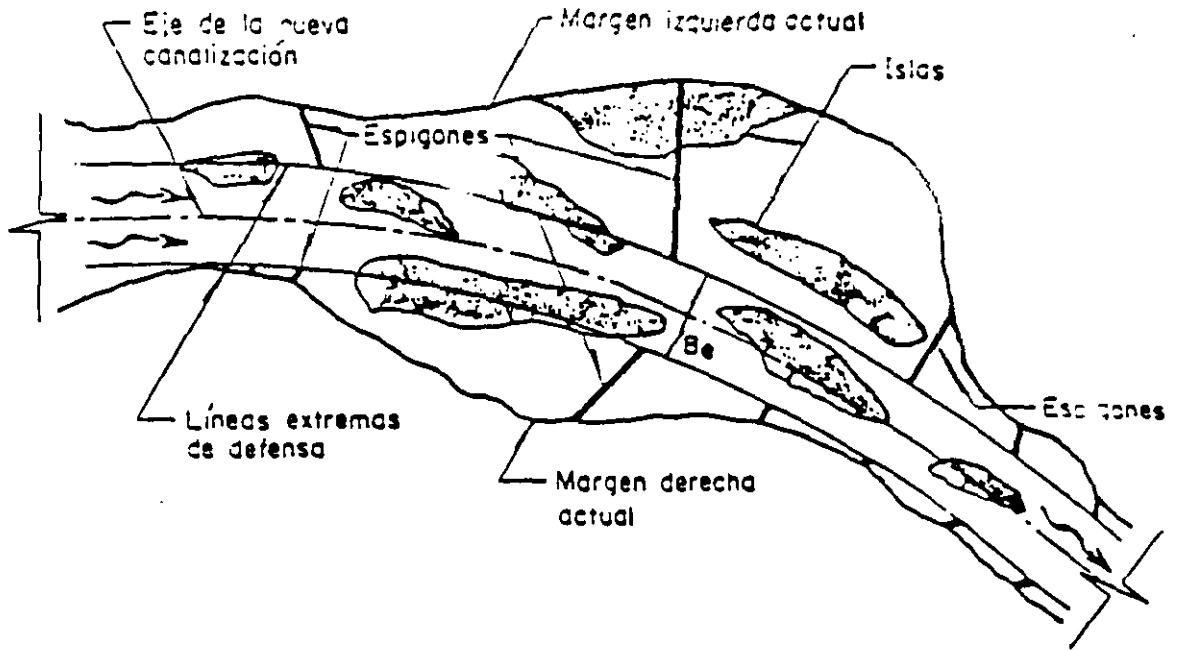


Fig 6 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa en una rectificación

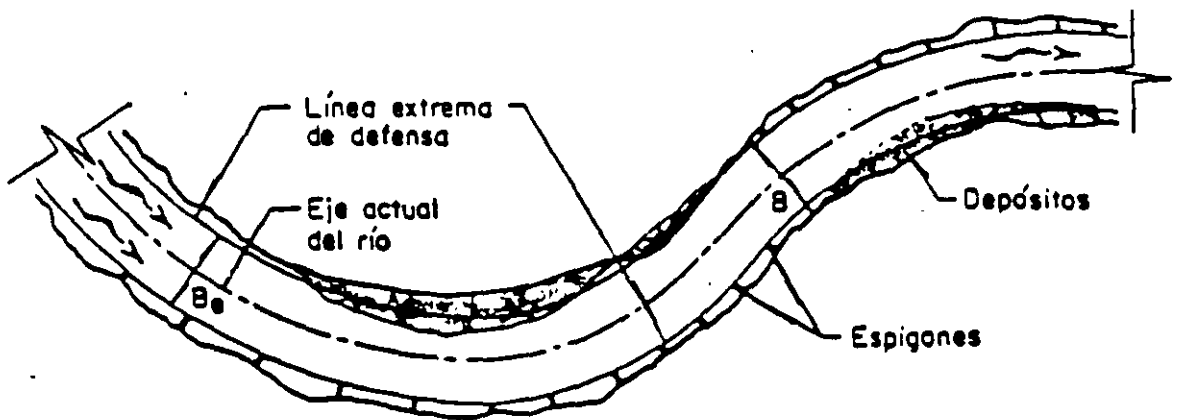


Fig 7 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa para proteger las margenes actuales

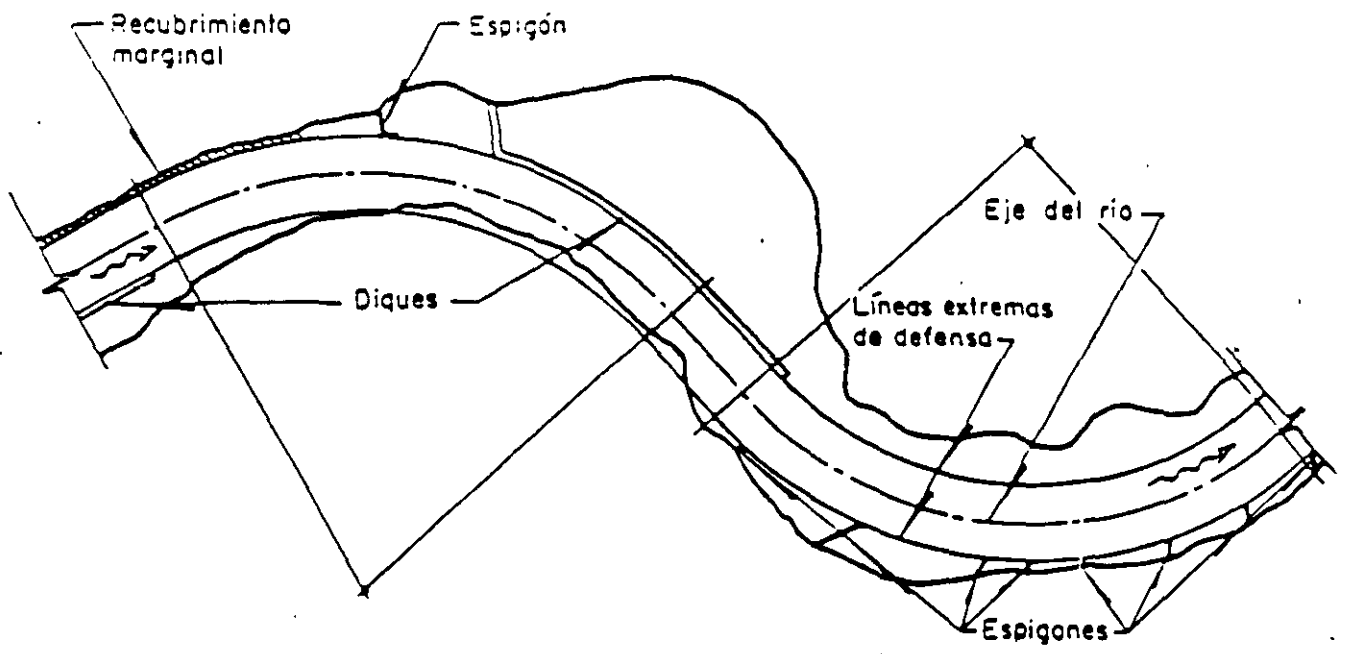


Fig 5 Obras de protección marginal



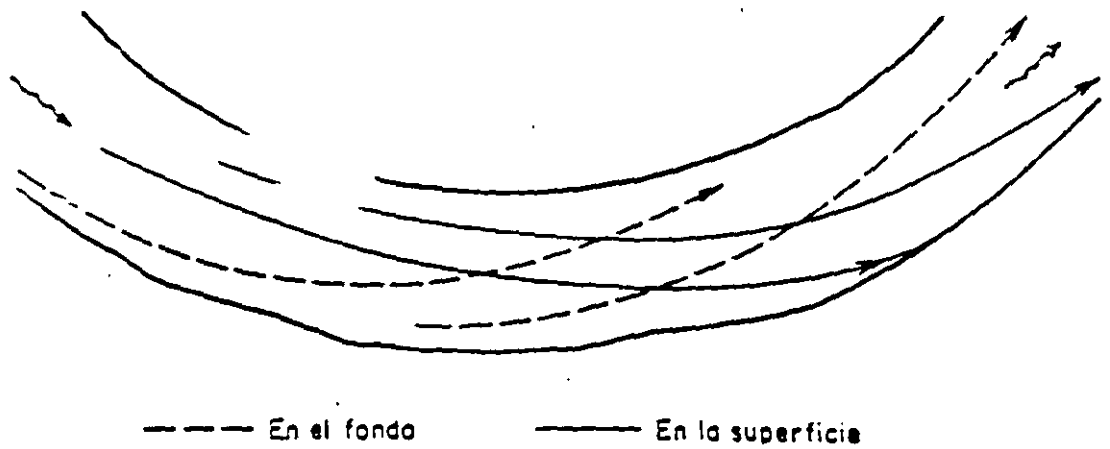


Fig 3 Esquema de la curva de un río, con dos trayectorias de partículas localizadas en el fondo y en la superficie del agua

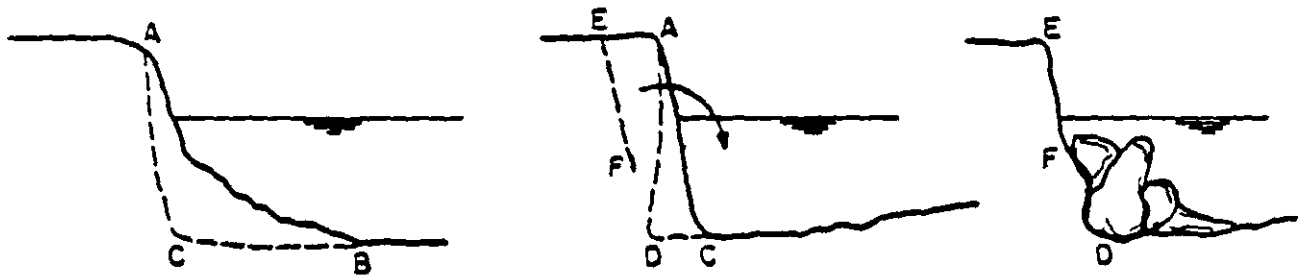


Fig 4 Una posible forma de falla y erosión de la margen

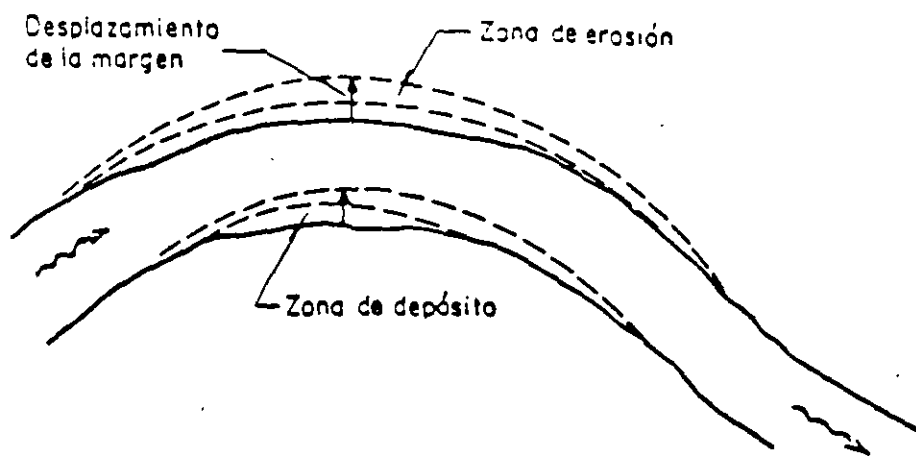


Fig 1 Desplazamientos laterales de un cauce

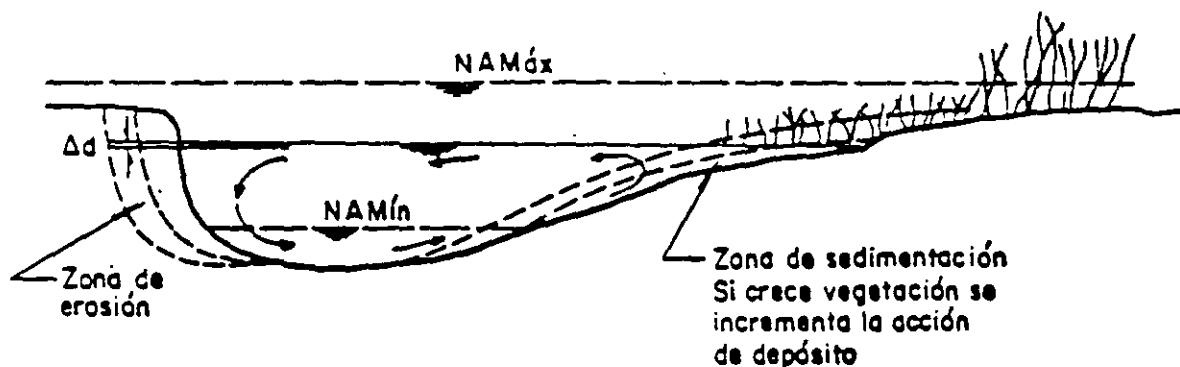


Fig 2 Erosión y sedimentación en curvas

donde:

$d_e$  profundidad máxima en la zona erosionada al final del espigón, medida desde la superficie, asociado al gasto  $Q$

$d_o$  profundidad del flujo en una zona cercana al extremo del espigón no afectada por la erosión, asociado al gasto  $Q$

$\alpha$  ángulo entre el eje longitudinal del espigón y la dirección del flujo, medido hacia aguas abajo, según se muestra en la fig. 14

$k$  talud del extremo del espigón. Es igual a  $\cot \phi$ , en que  $\phi$  es el ángulo que forma el talud con la horizontal, véase las figs. 10 y 11

$Q_1$  gasto teórico que podría pasar por la zona ocupada por el espigón. Para obtenerlo, se obtiene el gasto unitario  $q = Q/b$  y se multiplica por la longitud del espigón proyectada en un plano perpendicular a la dirección del flujo.

$Q$  gasto total en el río. Para el cálculo de la socavación se utiliza el gasto asociado a un período de retorno entre 25 y 50 años. El gasto así obtenido es mayor que el dominante y aún puede producir desbordamientos.

La ec. 14.13 es dimensionalmente correcta, por lo que puede usarse con cualquier sistema congruente de unidades.

## II.9. Socavación local al pie de espigones

La socavación más importante que se produce al pie de un espigón ocurre en el extremo que se encuentra dentro del agua. Cuando los espigones son construidos en ríos que casi no tienen escurrimiento durante la época de estiaje, no existe socavación durante su construcción. Si además se le da una pendiente longitudinal y su extremo final queda casi a la elevación del fondo, como se indicó en el apartado 2.5, tampoco sufren erosiones durante su vida útil.

No ocurre lo mismo cuando son construidos en ríos que llevan aguas todo el año, y aún la velocidad de la corriente en estiaje es elevada. Si ello ocurre, a medida que se construye el espigón se produce una socavación en su extremo y por tanto, al continuar la construcción también se tiene que ir rellenando la depresión que se forma por efecto de esa socavación, véase la fig. 18. Esto trae como consecuencia un incremento en el volumen de material de construcción, y por tanto, en el costo final de la obra. Si ello se desea evitar, conviene primero construir una capa de grava o enrocamiento de unos 30 cm de espesor que ocupe toda la base del futuro espigón, véase las figs. 16 y 19. Esto necesariamente tendrá que hacerse desde barcazas. Posteriormente se podrá construir el espigón iniciándolo desde la orilla.

Para obtener la socavación al pie del extremo de un espigón, se puede utilizar la ecuación que a continuación se indica, la cual fue obtenida por Maza quien utilizó los datos y criterio inicial de Latuischenkov. Dicha relación establece.

$$d_e = 0.855d_o \left( 4.17 + L_n (Q_i/Q) \right) e^{(0.0028\alpha - 0.24 k)} \quad (13)$$

ocasiones con alambre, véase fig. 17. Usualmente los espigones construidos con roca o gaviones al principio no son totalmente impermeables; lo llegan a ser cuando sus huecos se rellenan con la arena y limo que transporta el agua.

Los espigones permeables deben de llegar también a la línea extrema de defensa. Su separación entre ellos es menor que para los espigones impermeables y depende de la reducción de la velocidad que se obtenga con cada uno de ellos; generalmente están separados entre 10 a 50 m independientemente de longitud. Su corona es siempre horizontal longitudinalmente y siempre deben empotrarse. Además requieren de una observación y mantenimiento constante, ya que pueden ser destruidos por troncos y árboles que arrastre la corriente.

## **II.8 Material de construcción**

Los espigones pueden ser construidos con una gran variedad de materiales, como por ejemplo: tablaestacados de madera o concreto, troncos de árboles y ramas, enrocamiento, elementos prefabricados de mortero o concreto, elementos prefabricados de acero y alambre y con gaviones. En nuestro medio la mayoría de los espigones se construyen con enrocamiento o gaviones. En aquellos lugares donde la roca o grava se encuentra a grandes distancias o no hay, conviene utilizar bolsas o sacos comunes de plástico rellenos con mortero o concreto.

Los materiales de construcción deben ser lo suficientemente resistentes para soportar la velocidad de la corriente y sobre todo para resistir el impacto directo de troncos o árboles que pueda arrastrar la corriente durante grandes avenidas. Por esta razón los que son construidos con troncos de árboles o madera pueden llegar a ser destruidos.

Orientaciones con ángulos mayores de  $90^\circ$  requieren distancias menores entre espigones y por tanto, un mayor número de ellos para proteger la misma longitud de margen. Experimentalmente se ha encontrado que espigones con orientaciones de  $120^\circ$  y con pendiente longitudinal en su corona no trabajan satisfactoriamente y aún más, cuando un espigón falla la erosión de la margen es mayor que la que se produce cuando los espigones tienen ángulos entre  $60$  y  $70^\circ$ .

Es importante destacar que los espigones con pendiente horizontal, si se pueden orientar hacia aguas arriba formando un ángulo no mayor de  $115^\circ$ . Para ángulos iguales o mayores que  $120^\circ$  ya se comentó que no trabajan satisfactoriamente.

Téngase en cuenta el ángulo de orientación de los espigones repercute en la separación entre ellos.

## **II.7 Permeabilidad de los espigones**

Los espigones pueden ser impermeables o permeables. Los primeros alejan de la orilla a las líneas de corriente con alta velocidad, mientras que los segundos reducen la velocidad del flujo por debajo de su límite erosivo, véase la fig. 17. Estos últimos, cuando están bien diseñados, facilitan de inmediato la sedimentación de arena entre los espigones. Infortunadamente no existe un criterio confiable para determinar las pérdidas de carga producidas por espigones permeables, ni para cuantificar la reducción de la velocidad del flujo. Ello se determina experimentalmente en el sitio.

Los espigones permeables tienden con el tiempo a perder permeabilidad debido a toda la basura, ramas y troncos que llegar a detener. Por ello se deben diseñar para resistir el empuje del agua en esas condiciones. La mayoría de los espigones permeables se construyen con troncos de árbol y pilotes de madera formando una pantalla en la que dichos elementos no están juntos, aunque unidos con travesaños de madera y en

cuando el espigón es construido con troncos, pilotes o tablaestacados, ya que el ancho de la corona corresponderá al de las piezas que lo forman.

## II.6 Orientación de los espigones

Los espigones pueden estar orientados hacia aguas abajo, hacia aguas arriba o ser perpendiculares a la dirección del flujo. Su orientación está dada por el ángulo  $\alpha$  que forma el eje longitudinal del espigón con respecto a la tangente trazada a la línea extrema de defensa en el punto de unión con el espigón y medido hacia aguas abajo, como se muestra en la fig. 14. El ángulo de orientación conviene que esté comprendido entre.

$$60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ \quad (11)$$

En curvas con márgenes uniformes se recomienda

$$\alpha = 70^\circ \quad (12)$$

En curvas con márgenes irregulares conviene, en ocasiones, variar el ángulo de orientación de alguno de los espigones, esto ocurre sobre todo cuando una curva tiene un radio menor que  $2B$ . Se ha llegado a situaciones extremas en que el ángulo  $\alpha$  ha sido de  $30^\circ$ . Cuando esto ha ocurrido, hubiera sido preferible proteger la margen con un recubrimiento marginal y no utilizar espigones, ya que estos últimos resultaron más costosos.

Los espigones construidos con pendiente longitudinal igual o mayor que 0.1 presentan las siguientes ventajas:

- a.- Favorecen el depósito de sedimentos entre ellos. Dicho depósito es mayor del que se hubiera tenido si la cresta fuera horizontal.
- b.- Cuando los espigones tiene paredes verticales, como ocurre con los construidos con tablaestacado, sólo se presenta una ligera erosión que tiene lugar al pie del talud de aguas arriba. Cuando el espigón tiene taludes, como ocurre con los construidos con enrocamiento, se forma un depósito de sedimentos en el talud de aguas arriba que ayuda a proteger al espigón.
- c.- Son mucho más económicos, ya que cada espigón requiere entre el 40 y 70 % del material que necesita el mismo espigón con cresta horizontal. Los mayores ahorros se obtienen en espigones construidos con enrocamiento o gaviones y el menor ahorro con los construidos con tablaestacado.
- d.- No se han observado fallas de espigones cuando estos han tenido las pendientes que se mencionan, siempre y cuando la separación entre ellos no haya sobrepasado 4 veces la longitud de trabajo. No se han probado espigones con pendiente longitudinal, con separaciones mayores.
- e.- La erosión del fondo del río es mínima frente al extremo del espigón cuando la corona de dicho extremo ha quedado a 50 cm sobre el fondo.

El ancho de la corona de los espigones depende de los materiales con que se forman y del procedimiento de construcción empleado. Así, por ejemplo, si el espigón es construido con enrocamiento, el ancho de la corona debe ser tal que permita el acceso de camiones de volteo, los cuales entrarán en reversa para descargar la roca, la que será posteriormente empujada por un tractor. Una condición extrema se presenta



margen o rectificar un tramo de río, la cresta del espigón debe tener una pendiente longitudinal de la margen hacia el extremo que se encuentra en el interior del río, como se muestra en las figs. 10 y 11.

La elevación del punto de arranque de un espigón puede ser cualquiera de las que a continuación se indican, véase la fig. 11 y 16.

- a.- En ríos de planicie será igual a la elevación de la margen.
- b.- En zonas intermedias o de montaña será igual a la elevación del agua que corresponde al gasto dominante.

Al seleccionar la pendiente longitudinal del espigón, conviene tener en mente lo siguiente:

- a.- Lograr que el extremo del espigón que se encuentra dentro del río quede a una elevación de unos 50 cm arriba del fondo del cauce. Esto es posible únicamente en ríos que casi no llevan agua en la época de estiaje.
- b.- Si el río es perenne, el extremo antes indicado debe quedar a la elevación que tiene el agua durante el momento de la construcción, la que debe efectuarse en la época de estiaje.
- c.- La pendiente longitudinal no debe de ser mayor que la que permita el manejo seguro del equipo de construcción. En los espigones construidos con enrocamiento se utilizan camiones que entran en reversa descargando en el extremo el espigón y un pequeño tractor que empuja la roca y forma la corona. Cuando se utilizan gaviones o tablaestacado esa pendiente longitudinal se da a base de escalones.

#### **II.4.1 Separación y longitud de los primeros espigones**

Al diseñar la defensa marginal de un tramo de río los primeros espigones de aguas arriba se diseñan como se indica en la fig. 15. Para ello, en el tramo recto aguas arriba de la primera curva, la línea extrema de defensa se prolonga hacia aguas arriba hasta unirla con la margen. La línea de la margen y la extrema de defensa forman un ángulo,  $\gamma$ , que varía entre  $8^\circ$  y  $10^\circ$ . Respetando las recomendaciones ya expresadas se obtiene la localización, longitud y separación de los espigones en el tramo en que convergen la línea extrema de defensa y la margen.

La pendiente longitudinal de la corona de estos espigones debe ser la misma que la de los espigones normales de la protección, véase la fig. 15b.

Con la colocación de estos primeros espigones se evita un cambio brusco de la dirección del flujo al llegar el primer espigón de la defensa propiamente dicha.

A pesar de la utilidad y buen funcionamiento que se ha observado experimentalmente en modelos hidráulicos, en la práctica pocos diseñadores los usan y prefieren reforzar el primer espigón normal de la protección.

#### **II.5 Pendiente longitudinal, elevación y ancho de la cresta de los espigones**

Los espigones pueden ser construidos con pendiente horizontal o teniendo una pendiente hacia el centro del río que puede llegar a ser hasta de 0.25.

Los espigones con cresta horizontal se construyen principalmente cuando se desea reducir artificialmente el ancho del río, por ejemplo, cuando se desea mejorar la navegación. En cambio, cuando el propósito de los espigones consiste en proteger una

4) En el punto de intersección con la margen trazar un nuevo espigón al que se le dará el ángulo de orientación  $\alpha$  deseado, véase el apartado 2.6 y la ec. 11, y se prolongará hasta alcanzar la línea extrema de defensa. En ese punto se traza la tangente a dicha línea y con respecto a esa tangente se mide nuevamente el ángulo de expansión,  $\beta$ , para repetir el procedimiento ya descrito.

Al diseñar una protección con espigones, el primero por dibujar puede colocarse libremente en cualquier parte y todos los restantes quedarán situados siguiendo el procedimiento descrito. Si la margen y la línea extrema de defensa son paralelas, la longitud de trabajo de los espigones es la misma cualquiera que sea el lugar donde se ubique el primer espigón. Esto no ocurre si la margen es muy irregular, por lo que conviene proyectar dos o tres opciones para seleccionar al final la más económica, véase la fig. 14. Siempre conviene que una de las alternativas contemple la colocación del primer espigón en la zona en la que la distancia entre la margen y la línea extrema de defensa es menor, es decir, donde la margen se acerca más a esa línea extrema de defensa, ya que ello se puede deber a que la margen sea localmente más resistente en ese sitio. Posteriormente la colocación de los espigones situados tanto aguas abajo como aguas arriba se obtendrá gráficamente.

En la situación extrema en que se desee encauzar un río en cuyas márgenes no haya construcciones ni cultivos de valor, se puede construir una protección aún más económica separando los espigones hasta  $8 L_1$  en los tramos rectos y  $6 L_1$  en las curvas, si esto se lleva a cabo debe observarse el comportamiento de la obra durante la primera época de avenidas para construir en el siguiente estiaje espigones intermedios en las zonas débiles o más o más atacadas por el flujo. Así la separación final entre espigones, en esos sitios, será igual a  $4 L_1$  o  $3 L_1$  respectivamente. Por supuesto, también en se primer estiaje, se separarán los espigones que pudieran haber fallado.

En curvas, la separación entre espigones depende del radio de curvatura  $A$ . A menor radio menor separación. En algunas curvas con radios menores de  $1.5 B$  los espigones pueden llegar a quedar tan juntos y tan orientados hacia aguas abajo que, por economía, es preferible sustituirlos por un recubrimiento marginal.

Cuando una curva tiene un radio igual o mayor a 4 veces el ancho del río,  $4B$ , la práctica usual consiste en colocar los espigones con una separación igual a  $4L_r$ . Si al proteger una curva siguiendo esta recomendación uno de ellos llega a fallar, se efectúa la reparación ya mencionada en el apartado anterior y para mayor seguridad se podrá construir otro espigón aguas arriba del fallado, a una separación igual a  $2L_r$ .

#### **b) Separación entre espigones cuando la margen es irregular.**

Cuando la línea extrema de defensa no es paralela a la orilla del río, y esta última es irregular, la separación entre espigones deberá obtenerse en forma gráfica como se muestra en la fig. 14.

El procedimiento consiste en lo siguiente:

- 1) Trazar en la punta del espigón una tangente a la línea extrema de defensa.
- 2) Con respecto a esa línea, y hacia aguas abajo medir el ángulo  $\beta$  que se haya seleccionado, ec. 6.
- 3) Con ese ángulo trazar una línea hacia aguas abajo hasta que intersecte la margen.

Al sustituir los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  señalados arriba,  $S_s$  varía entre los límites

$$4L_1 \leq S_s \leq 6.3L_1 \quad (9)$$

Desde el punto de vista práctico y económico conviene que la separación inicial sea  $S_s = 6 L_1$ . Si así separados se observa que la corriente ataca e inicia la erosión de la orilla cerca del punto de arranque de alguno de los espigones, se deberá construir un nuevo espigón intermedio aguas arriba de él, con lo que la separación entre los espigones, en esa zona, se reduce a  $3L_1$ . Si por falta de observaciones o por la intensidad de la corriente durante una avenida, falla uno de los espigones y queda separado de la orilla por ser ésta erosionada, el espigón fallado se deberá prolongar hasta unirlo con la nueva orilla. Esta acción conviene efectuarla en el estiaje siguiente, véase la fig. 12

El espigón intermedio entre un espigón fallado o por fallar y el siguiente aguas arriba, puede no necesariamente quedar a  $3L_1$  de cada espigón, sino a  $2L_1$  del espigón por proteger. Bajo estas circunstancias la longitud de este nuevo espigón puede ser menor que la de los restantes.

Cuando en las márgenes de un tramo recto hay construcciones de importancia, la separación inicial entre espigones debe ser como máximo de  $4 L_1$ .

a.2) *Separación en curvas.* La separación entre espigones ubicados en las márgenes exteriores de las curvas puede variar entre los siguientes límites:

$$S_c = (2.5 \text{ a } 4) L_1 \quad (10)$$

La práctica usual consiste en considerar como ángulo de expansión  $9^\circ$  cuando se desea obtener un diseño económico y  $14^\circ$  cuando se quiere un diseño más conservador.

Las recomendaciones que a continuación se presentan son válidas para  $70^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ , véase el apartado 2.6.

**a) Separación entre espigones cuando la margen es paralela a la línea extrema de defensa.**

Cuando la línea extrema de defensa y la margen del río son paralelas, es decir, que la margen no tiene irregularidades ni entrantes ni salientes, las separaciones que se recomiendan entre espigones se indican adelante y son aplicables únicamente a espigones que son utilizados para defender las márgenes de un río. Cuando se construyen para reducir el ancho de la superficie libre del agua e incrementar la profundidad en ríos navegables las separaciones son menores a las que aquí se indican.

*a.1) Separación en tramos rectos.*

La separación entre espigones en un tramo recto, cuando la línea extrema de defensa y la margen son paralelas, está dada por la relación.

$$S_s = L_1 \cos \alpha + L_1 \left( \frac{\text{Sen } \alpha}{\text{Tan } \beta} \right) \quad (7)$$

que transformada se escribe como

$$S_s = L_1 \left( \frac{\text{Sen } (\alpha + \beta)}{\text{Sen } \beta} \right) \quad (8)$$

### II.3 Forma de los espigones en planta

La forma en planta de los espigones puede ser: recta, curvadas hacia aguas arriba o hacia abajo, en L con el brazo también dirigido hacia aguas arriba o hacia aguas abajo y en T, véase la fig. 13.

Los más usuales son los rectos por su facilidad constructiva y ser más económicos. Los espigones en forma de L o T son los más costosos, ya que su parte externa debe construirse en la zona más profunda del río.

La principal diferencia entre los espigones y los diques de protección consiste en que los primeros se interponen a las líneas de corriente, mientras que estas son paralelas a la cara exterior de los diques. Por ello cuando las ramas extremas de los espigones en L o T tienen una longitud mayor que 10 m, se consideran más como diques de protección que como parte de un espigón

### II.4 Separación entre espigones.

La distancia entre espigones esta medida a lo largo de la margen entre los puntos medios de los arranques de cada espigón y depende de la longitud del espigón de aguas arriba y de su orientación, así como de la configuración de la margen.

Para calcular la separación entre dos espigones es necesario tener en cuenta la expansión teórica que sufre la corriente al pasar frente al extremo del espigón, véase la fig. 14. Normalmente se considera que el ángulo de expansión  $\beta$  varía entre 9 y 11°. Dicho ángulo se mide en la punta del espigón, con respecto a la tangente a la línea extrema de defensa. En modelos hidráulicos se han observado ángulos de expansión hasta de 14°. Por tanto.

$$9^\circ \leq \beta \leq 14^\circ \quad (6)$$

Se ha mencionado que la longitud de trabajo puede ser seleccionada en forma independiente; sin embargo, también ya se ha indicado que todos los espigones deben de llegar a la línea extrema de defensa preseleccionada, por lo que en realidad dicha longitud depende de la posición de esa línea.

Para anclar o empotrar un espigón se requiere excavar una trincherita con ancho de plantilla igual al de la base del espigón, cuyo fondo debe tener la misma elevación que el fondo del río y cuya longitud es la que se seleccione sin sobrepasar la distancia de  $0.25 L_i$ ; posteriormente dentro de la zanja hay que construir la parte del espigón que va en ella. Como el procedimiento indicado es costoso no conviene empotrar los espigones y sólo se justifica cuando no se puede permitir que falle ninguno de ellos. Esto último también se logra reduciendo la separación entre los espigones.

Cuando se terminan o se apoyan directamente los espigones contra la margen, algunos de ellos pueden ser flanqueados. Se ha observado que en no más del 4% de los espigones construidos ha ocurrido este fenómeno, siempre que se ha seguido ese procedimiento y se han respetado las recomendaciones dadas por las ecs. 6 y 10. Al fallar un espigón, la orilla se erosiona rápidamente frente al espigón y parte del flujo escurre entre él y la orilla erosionada, sin que esto repercuta en el buen funcionamiento de los espigones colocados inmediatamente aguas abajo. La reparación de esas fallas se lleva a cabo en el estiaje siguiente formando el cuerpo del espigón desde la nueva orilla hasta el espigón fallado, véase la fig. 12. Estas reparaciones, que son sencillas, tienen un costo menor que el que se tendría si todos los espigones se hubieran empotrado. La falla descrita tiene lugar, generalmente, durante la primera o segunda época de avenidas, cuando aún no se han formado depósitos de arena entre los espigones, y por tanto, la orilla se encuentra menos protegida. Por último, cabe mencionar que cuando este tipo de falla no debe permitirse, porque haya construcciones importantes sobre la margen, conviene reducir la separación entre espigones, o bien, empotrarlos.



## II.2 Longitud de los espigones.

La longitud total,  $L$ , de un espigón queda definida por la longitud de trabajo,  $L_t$ , que es aquella que está dentro del río y la longitud de empotramiento  $L_e$  que está embebida dentro de la margen, véase la fig 10.

$$L = L_t + L_e \quad (3)$$

La longitud de trabajo de los espigones está dada por su distancia entre la margen y la línea extrema de defensa, comentada en el apartado anterior, y normalmente debe estar comprendida entre los siguientes límites.

$$d \leq L_t \leq B/4 \quad (4)$$

donde

$d$  es el tirante del río, asociado al gasto dominante, en el sitio donde se construirá el espigón. En los ríos de planicie es igual a la distancia vertical entre la elevación de la margen y la elevación del fondo del río en el sitio señalado.

Los espigones pueden empotrarse en la margen o bien terminar en contacto con ella; cuando esto último ocurre  $L_e = 0$ , véase la fig. 11. La máxima longitud de anclaje recomendada es igual a un cuarto de la longitud de trabajo,  $0.25 L_t$ . De esta manera la longitud máxima de un espigón llega a ser

$$L = 1.25 L_t \quad (5)$$

colocados. Por ello, en ríos de planicie que son divagantes o que sufren erosión constantemente en sus curvas, se deben proteger tramos completos de río y no sólo una curva aislada; esto último se justifica únicamente como emergencia, cuando el río está erosionado una curva en la que hay una construcción importante, pero a sabiendas de que pasados dos o tres años el río escurrirá por otro lado. Este proceder tiene el inconveniente de que nuevas erosiones se estarán presentando continuamente en otras curvas y aunque se protejan cuidadosamente, el río no es encauzado ni su cauce fijado permanentemente.

En ríos de planicie que corren sobre material aluvial, la longitud de los tramos rectos,  $a_r$ , entre curvas suele estar comprendida entre

$$B \leq a_r \leq 3B \quad (2)$$

Véanse las figs 8 y 9. Se deben evitar tramos rectos con mayor longitud, ya que de existir se forman bancos de arena alternados y cerca de las márgenes que obligan al flujo a seguir una trayectoria senoidal. Los tramos rectos sólo existen en forma natural en las zonas de montaña o intermedia con márgenes rocosas; por ejemplo cuando el río corre a lo largo de una falla.

Debe tenerse en mente, al diseñar una rectificación, que nunca puede haber dos curvas seguidas cuyo sentido de giro sea el mismo. Ellos deben de ser siempre alternados.

Cuando se protege una curva trazada con un único radio de curvatura y la margen exterior es uniforme, todos los espigones tendrán la misma longitud y ángulo de orientación y, por tanto, la separación entre ellos será la misma, fig. 8

Si la margen es uniforme en una curva que se define con dos o más radios de curvatura, lo único que varía es la separación entre los espigones, la que es constante dentro de los segmentos con igual radio de curvatura. Esta separación será menor cuanto menor sea el radio, teniendo cuidado que ellos cumplan la recomendación dada por la ec. 1.

Cuando no se efectúa ninguna rectificación sino que se desea proteger la margen actual de un río, la línea extrema de defensa deberá trazarse lo más uniforme y paralela posible a esa margen, cuidando que los radios de curvatura no crezcan hacia aguas abajo. Puesto que la margen actual puede tener entrantes y saliente o zonas más erosionadas que otras, la longitud de todos los espigones también puede ser diferente, fig. 9.

Se ha mencionado que la línea extrema de defensa a la que llegan los espigones influye en la longitud de éstos y además, esta longitud influye en la separación entre espigones y en ocasiones en su orientación. Por tal motivo, en un proyecto dado deben seleccionarse diferentes alternativas tanto de ubicación de las líneas extremas de defensa como de la colocación y distribución de los espigones, para seleccionar finalmente la más económica y también la que, por experiencia, se presuponga que pueda trabajar mas adecuadamente.

Téngase en cuenta que si se protege una única curva de un río debe tener la seguridad de que las márgenes de las curvas situadas aguas arriba no puedan ser erosionadas y por tanto, tener la seguridad de que la corriente incidirá aproximadamente con la misma dirección contra la margen protegida. Si esto último no ocurre, en pocos años el río escurrirá por otro sitio, abandonando completamente los espigones que fueron

Cuando el río es navegable y se desea incrementar la profundidad, la separación entre ambas líneas puede ser menor que el ancho estable. El ancho de la superficie libre del cauce estable se designará con  $B$ . Si el agua escurre por un solo cauce,  $B$  es igual al ancho de la superficie libre cuando escurre el gasto dominante. La separación entre las dos líneas extremas de defensa se designará  $B_e$ . Si los espigones son utilizados para defensa y estabilización de las márgenes, sólo se colocan en los lados exteriores de las curvas, y por tanto la orilla interior de las mismas la fijará el río libremente. De esta forma, el ancho de la superficie libre asociado al gasto dominante, tenderá a ser  $B$ .

En cambio, si se desea mejorar la navegación y los espigones se construyen para reducir el ancho de  $B$  a  $B_e$ , se tendrán que colocar espigones en ambas márgenes uno frente a otro. Con ello el río pasa a tener únicamente dos grados de libertad.

En caso de que se desee rectificar un tramo de río o defender sus curvas y si las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvatura  $r$ , medidos hasta el eje del río conviene que estén comprendidos entre los siguientes límites.

$$2B \leq r \leq 8B \quad (1)$$

donde  $B$  es el ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos.

Con la recomendación dada por la ec. 1 se logra que las mayores profundidades siempre se encuentren cercanas a la orilla exterior de la curva y que en ésta no se formen islas o bancos de arena cercanos a la orilla cóncava.

Lo expresado por la ec. 1 ha sido obtenido de la observación de ríos con anchos no mayores de 150 m. En grandes ríos se han observado curvas con relación  $r/B$  hasta de 20 que una vez protegidas se comportan satisfactoriamente; es decir, no hay bancos de

Cuando el río es navegable y se desea incrementar la profundidad, la separación entre ambas líneas puede ser menor que el ancho estable. El ancho de la superficie libre del cauce estable se designará con  $B$ . Si el agua escurre por un solo cauce,  $B$  es igual al ancho de la superficie libre cuando escurre el gasto dominante. La separación entre las dos líneas extremas de defensa se designará  $B_e$ . Si los espigones son utilizados para defensa y estabilización de las márgenes, sólo se colocan en los lados exteriores de las curvas, y por tanto la orilla interior de las mismas la fijará el río libremente. De esta forma, el ancho de la superficie libre asociado al gasto dominante, tenderá a ser  $B$ .

En cambio, si se desea mejorar la navegación y los espigones se construyen para reducir el ancho de  $B$  a  $B_e$ , se tendrán que colocar espigones en ambas márgenes uno frente a otro. Con ello el río pasa a tener únicamente dos grados de libertad.

En caso de que se desee rectificar un tramo de río o defender sus curvas y si las márgenes son arenosas o ligeramente limosas, los radios de curvatura  $r$ , medidos hasta el eje del río conviene que estén comprendidos entre los siguientes límites.

$$2B \leq r \leq 8B \quad (1)$$

donde  $B$  es el ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos.

Con la recomendación dada por la ec. 1 se logra que las mayores profundidades siempre se encuentren cercanas a la orilla exterior de la curva y que en ésta no se formen islas o bancos de arena cercanos a la orilla cóncava.

Lo expresado por la ec. 1 ha sido obtenido de la observación de ríos con anchos no mayores de 150 m. En grandes ríos se han observado curvas con relación  $r/B$  hasta de 20 que una vez protegidas se comportan satisfactoriamente; es decir, no hay bancos de

Entre los ríos con obras de protección marginal que fueron observadas al menos una vez después de su construcción están los siguientes: Tuchiata, Chis.; Colorado, BCN, Son. y USA; Cajoncito, BCS; Grijalva, Mezcalapa, Samaria, etc. en el Edo. de Tabasco y Río Verde, Oax.

## II.1 Localización en planta

Para ubicar los espigones en planta, lo primero que se requiere es trazar el eje del río tal como quedará una vez que sea rectificado, véase la fig. 6 ó bien el eje existente si sólo se van a proteger las orillas, sin efectuar ningún cambio a la geometría del río ni a la dirección de la corriente, fig. 7 a 9. Al terminar el trazo del eje del río se conoce el radio o radios que forman cada curva y la longitud de los tramos rectos.

Posteriormente se trazan dos líneas paralelas a ese eje y separadas entre sí una distancia igual al ancho que tendrá el río una vez protegido. Dichas líneas se denominarán *líneas extremas de defensa*, véase las figs. 6 a 9. Todos los espigones partirán de las márgenes y llegarán hasta una de esas dos líneas, por lo que la longitud final de cada espigón es función de la separación que existe entre cada una de esas líneas y su margen correspondiente. La separación entre las dos líneas extremas de defensa podrá ser igual al ancho estable del río, teniendo en cuenta el cambio de pendiente que se introduce cuando el tramo en estudio es rectificado y además si el río va a ser navegable o no. Se entenderá por ancho estable el que tiene un tramo de río cuando en él no hay islas o bifurcaciones y las márgenes son sensiblemente paralelas. Si en el tramo en estudio no se tiene la condición señalada, el ancho estable se puede conocer observando fotografías aéreas de los tramos aguas arriba y abajo, hasta localizar una zona donde haya un solo cauce, siempre y cuando el material del fondo y orillas sea el mismo. Analíticamente el ancho estable se obtiene en función del gasto dominante, características físicas del material del fondo y orillas y de la pendiente del río, utilizando el métodos de Sección y Pendiente.

b).- Modelos hidráulicos

b.1 Del cruce del puente carretero sobre el río Ameca.

b.2 Del cruce del puente sobre el río Verde.

b.3 Del cruce del puente del ferrocarril sobre el río Mezcalapa.

En los dos primeros se probaron obras de rectificación y protección de márgenes con espigones y diques de encauzamiento. En el último sólo diques de encauzamiento.

c).- Pruebas en ríos.

Río San Pedro, Sin.

c.1 En una curva en erosión se probaron espigones con pendientes longitudinal entre 0.1 y 0.14, y separación de  $2L_r$ .

Río Suchiate, Chis,

c.2 En una curva en erosión se probaron espigones con separación de  $6L_r$ . Los espigones se construyeron en seco excavando trincheras en la margen y construyendo el espigón dentro de ellas. Al continuar el desplazamiento lateral de la orilla los espigones quedaron expuestos a la acción del flujo. Dos fueron flanqueados y se diseñaron espigones intermedios.

d).- Obras construidas cuyo comportamiento fue observado.

- b) Longitud de los espigones
- c) Forma de los espigones en planta
- d) Separación entre espigones
- e) Pendiente longitudinal y elevación de la cresta de los espigones
- f) Angulo de orientación de cada espigón, con respecto al flujo
- g) Permeabilidad de los espigones
- h) Materiales de construcción
- i) Socavación al pie del espigón sobre todo en el extremo dentro de la corriente.

A continuación se comentará cada uno de estos aspectos, varios de los cuales están relacionados e influyen entre sí. La mayoría de las recomendaciones de diseño que se presentan son válidas únicamente para espigones impermeables. Lo referente a espigones permeables se trata en el apartado 2.7.

Las recomendaciones que se presentan y comentan en este trabajo fueron obtenidas de pruebas realizadas en ríos y en el laboratorio. Dichas pruebas fueron las siguientes:

- a).- Experimentos en el laboratorio

En una mesa de arena de 16 X 9 m se probaron separaciones de espigones en función de su longitud y ángulo de orientación. Los radios de las curvas variaban entre 3 y 6 veces el ancho del cauce.



se prolongarán a lo largo del talud de la orilla y se extenderán sobre el fondo del río hasta una distancia de  $\frac{1}{3}$  el ancho del cauce, como mínimo:

- c).- Características hidráulicas de la corriente. Normalmente se deben conocer: el gasto dominante y el gasto asociado a un período de retorno entre 50 y 100 años, la elevación de la superficie del agua correspondiente a esos gastos, así como las velocidades medias de los escurrimientos y la velocidad del flujo a lo largo de las orillas por proteger.

El gasto dominante es aquel que de escurrir en forma constante todo el año transporta la misma cantidad de sedimentos que el hidrograma real anual. Para obtenerlo conviene efectuar los cálculos utilizando el transporte total del fondo.

El gasto dominante también se puede obtener en forma más sencilla ya que se ha observado que es aproximadamente igual al gasto que lleva el cauce principal de los ríos de planicie. También se ha demostrado que está asociado a un período de retorno entre 1 y 4 años con promedio de 1.4 . Por tanto se puede aceptar en una primera aproximación que es aquel cuyo período de retorno es de 1.4 años.

- d).- Granulometría y peso específico de los materiales del fondo y orillas del cauce.
- e).- Materiales de construcción disponibles. Incluye la localización de bancos de roca y el peso específico del material de cada uno de ellos. Bancos de grava o boleos que puedan servir para rellenar gaviones.

Los aspectos más importantes a tener en cuenta cuando se diseña una protección con espigones son los siguientes:

- a) Localización en planta

- a.- Reducen el ancho del cauce, cuando ambos márgenes se protegen con espigones. Sin embargo, téngase en cuenta que en ríos navegables el reducir el ancho del cauce puede representar una ventaja y una necesidad.
- b.- Producen pérdidas adicionales de energía.
- c.- No son económicos en curvas que tienen un reducido radio de curvatura.
- d.- No protegen toda la orilla, ya que las zonas entre ellos pueden erosionarse antes de alcanzar un estado de equilibrio.

## II      **ESPIGONES**

Se ha mencionado que los espigones son estructuras que están unidas a la margen e interpuestas a la corriente, lo que permite desviar y alejar la corriente de la orilla y evitar que ésta arrastre las partículas que la forman.

Los datos necesarios para el diseño de espigones son:

- a).- La topografía y batimetría del río en la zona por proteger. Abarcará todo el cauce y orillas. En ríos de planicie se cubrirán además 20 m a cada lado de las orillas y en cauces con orillas muy elevadas, hasta 10 m arriba de la elevación máxima del agua.
- b).- Secciones transversales a lo largo de las orillas que serán protegidas. La separación entre ellas puede variar entre 50 m y 200 m dependiendo de las dimensiones del cauce. Fuera del agua cubrirán lo indicado en el inciso anterior,

muros. Por otro lado, estas estructuras también se utilizan para encauzar el flujo hacia los puentes, para que él pase bajo ellos en la forma más uniforme posible y se reduzcan las erosiones al pie de las pilas o estribos. Cuando se utilizan para este último propósito reciben el nombre de diques de encauzamiento.

## **I.2 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE CADA TIPO DE PROTECCION.**

Los espigones y recubrimientos marginales se pueden comparar entre sí ya que se utilizan para el mismo fin, no así los diques longitudinales.

Los espigones presentan las siguientes ventajas:

- 1.- Son sencillos de construir.
- 2.- Su construcción es fácil de supervisar.
- 3.- Su conservación es sencilla cuando se utilizan materiales pétreos o gaviones.
- 4.- El costo de conservación disminuye con el tiempo, aunque puede ser alto durante los dos primeros años.
- 5.- La falla de un espigón no hace peligrar a los demás. Se ha observado que aun cuando se produzca una erosión en la zona de contacto entre un espigón y la orilla, ésta se erosione, se separe el espigón de la orilla y parte del escurrimiento pase entre ambos, el resto de los espigones continúa trabajando satisfactoriamente.

Entre las desventajas principales que tiene este tipo de protección se pueden mencionar:

protección. Entre este último material y el que forma la margen usualmente se coloca un *filtro*, ya sea artificial como puede ser un geotextil o natural con materiales pétreos formando una o varias capas con elementos cuyo tamaño decrece de afuera hacia la margen. El objeto del filtro es evitar que las partículas finas de la orilla salgan através de los huecos que puede tener la capa exterior o coraza, que es diseñada para resistir las altas velocidades del flujo. La salida o extracción de las partículas que constituyen la orilla se debe tanto a los vórtices que se generan por la presencia de los elementos de la capa protectora, como al flujo que se produce de tierra hacia el río, por efecto de lluvias intensas sobre la planicie o por descensos frecuentes y considerables del nivel del agua en el río. Los escurrimientos marginales, al apoyarse directamente contra el talud de la orilla tienen la inclinación de ésta. Sin embargo, también se construyen verticalmente formando muros sobre todo en los tramos en que los ríos cruzan ciudades y poblados. Por último, estas protecciones también se forman con elementos colocados cerca de la orilla y a lo largo de ella, como los jacks, con los que se logra disminuir la intensidad de la corriente y que ésta arrastre las partículas de la orilla.

### c.- DIQUES

Son estructuras, en ocasiones de gran longitud, colocadas dentro del cauce y que se utilizan cuando se quiere formar una nueva orilla que permite encauzar al flujo en forma más adecuada o cuando se desea reducir el ancho del río. Al igual que los espigones pueden iniciarse y estar unidos a la margen mientras que toda la obra está dentro del cauce. La principal diferencia entre ellos y los espigones consisten en que estos últimos interfieren con las líneas de flujo mientras que los diques se colocan y diseñan para lograr que las líneas de corriente sean paralelas a esas obras. Son construidos normalmente con materiales como arcilla, arena o materiales pétreos; su sección transversal es trapecial y el talud en contacto con la corriente del río es formado en forma similar a los recubrimientos marginales. Por supuesto, los diques también se pueden formar con paredes verticales cuando se utilizan tablaestacas o se construyen

los que continúan hasta que el meandro formado se corta, o hasta que la corriente cambia su lugar de ataque, ya que también las curvas de aguas arriba están sufriendo erosión y ello produce cambios en la dirección de flujo hacia aguas abajo.

### **I.1 Medidas para la protección y formación de márgenes.**

Los procedimientos más comunes para proteger las márgenes de los ríos, sobre todo las exteriores de las curvas, son: *los espigones, recubrimientos marginales y los diques*, véase la fig. 5. El propósito principal de las obras mencionadas consiste en evitar el contacto directo entre el flujo con alta velocidad y el material que forma la orilla, además permiten guiar o conducir el flujo en una dirección deseada y conveniente.

#### **a.- ESPIGONES**

Son estructuras interpuestas a la corriente, uno de cuyos extremos está unido a la margen. El propósito de estas estructuras consiste en alejar de la orilla a las líneas de corriente con alta velocidad, y evitar así que el material de la margen pueda ser transportado y ella se erosione. Además, los espigones facilitan que los sedimentos se depositen entre ellos, con lo que se logra una mayor protección adicional de la orilla. Los espigones pueden estar unidos simplemente a la orilla en contacto con ella, o bien, pueden estar empotrados una cierta longitud dentro del material que forma la margen.

#### **b.- RECUBRIMIENTOS O MUROS MARGINALES.**

Son protecciones que consisten en colocar, directamente sobre la orilla, un material natural o artificial que no pueda ser arrastrado por la corriente. Para ello, normalmente se perfila la orilla con un talud que permita la colocación fácil y segura del material de

superficie se desplazan hacia aguas abajo y lentamente hacia la margen exterior y las del fondo igualmente hacia aguas abajo pero también lentamente hacia la margen interior, véase la fig. 3. De esta manera el arrastre de partículas de fondo genera una erosión en el extradós de la curva y un depósito en el intradós de la misma, fig. 1. Por ello, en las curvas, las secciones transversales tienen mayores profundidades cerca de la orilla exterior, las que disminuyen hacia la interior. Todavía más, debido a la existencia de mayores profundidades cerca de la margen exterior de las curvas, ahí se tienen las mayores velocidades, lo que facilita aún más la remoción y transporte de las partículas de la orilla y en consecuencia la erosión de la margen. Cuanto menor es la relación entre el radio de la curva,  $r$ , y el ancho del río,  $B$ , véase la ec. 1, más se acercará la zona profunda a la orilla exterior de la curva, mayor será la intensidad de la erosión y mejor definida estará esa zona profunda. A medida que  $r$  aumenta, menor concentración de flujo se presenta hacia la orilla cóncava y la sección transversal tiende a ser más semejante a las secciones que tiene el río en sus tramos rectos.

Durante el proceso erosivo, el flujo remueve y arrastra principalmente las partículas del pie y zona baja del talud de la orilla, con lo que éste tiende a hacerse vertical. Cuando la margen está formada principalmente por material no cohesivo como arenas y gravas, el talud falla al tender a hacerse vertical. Dicha falla se produce ya sea por deslizamiento o por fracturamiento, hasta que un bloque cae dentro de la corriente, fig. 4. Si la margen esta constituida por material cohesivo se pueden llegar a formar cavidades al pie del talud antes de que se produzca el colapso y falla de un tramo de la orilla. Después de la falla, la pendiente del talud disminuye y se mantiene así mientras la corriente arrastra todo el material fallado y el ciclo erosivo vuelve a repetirse.

Téngase en cuenta que cuando la corriente de un río empieza a erosionar la orilla exterior de una curva, como consecuencia del retroceso de la margen, disminuye el radio de curvatura, y puesto que  $B$  se mantiene constante, la relación  $r/B$  disminuye y la capacidad erosiva del flujo aumenta. Si el material de la margen es uniforme se notarán mayores retrocesos o corrimientos de la margen exterior de la curva afectada,

### 6.2.3.2.- Estabilización de curvas con márgenes erosivas mediante protección a base de espigones.

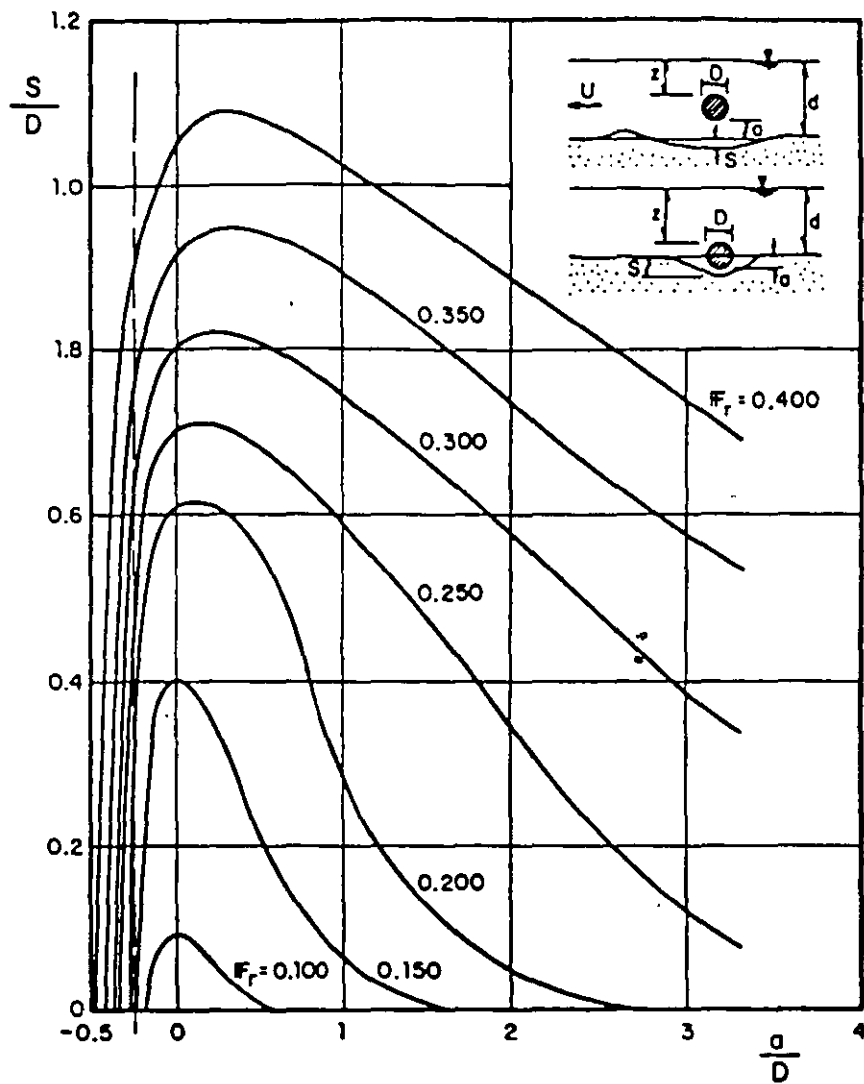
## ESTABILIZACION Y RECTIFICACION DE RIOS

### I ASPECTOS GENERALES.

En los cauces estables todos los tramos de los ríos, no afectados por el hombre, tienen *estabilidad morfológica*. Esto significa que en cualquier tramo de un río existe una relación entre el hidrograma medio anual, las características del material del fondo y de las orillas, el transporte de sedimentos, tanto el que proviene de aguas arriba, como el que logra salir del tramo y las características geométricas de la sección transversal, la pendiente longitudinal del río y el número de brazos por el que escurre el agua. Cuando a lo largo del año, todo el gasto escurre por un solo cauce, el tramo de río tiene además una de las dos condiciones de estabilidad siguientes: *Estabilidad dinámica* si las márgenes están formadas con material aluvial y sufren erosiones y desplazamientos laterales o bien, *Estabilidad estática* si dichas márgenes no pueden ser alteradas por el paso de la corriente, como ocurre cuando están formadas por roca o arcilla altamente cohesiva.

En los ríos que escurren a través de material aluvial, los desplazamientos laterales ocurren principalmente en las orillas exteriores de las curvas, sobre todo durante la época de crecientes. Las márgenes interiores también se desplazan, pero hacia dentro del río, por efecto de la sedimentación del material que el río transporta, figs. 1 y 2.

El fenómeno de erosión y depósito en las curvas se debe a la fuerza centrífuga que se genera en ellas, la que produce una sobreelevación del nivel del agua en la margen exterior, fig. 2. Dicha sobreelevación genera una corriente de retorno por el fondo hacia la orilla interior. La suma de la corriente normal del río mas esa corriente de retorno transversal forman una corriente helicoidal en las curvas, por lo que las partículas de la



Socavación local bajo tuberías, en función de  $\frac{a}{D}$  y  $F_r$ , según Maza, 1969



Velocidad de la corriente, $V_1$ en m/s.	Peso específico del material, en $\text{kgf/m}^3$				
	1600	1800	2000	2200	2400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2.0	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
> 4.5			85	77	70

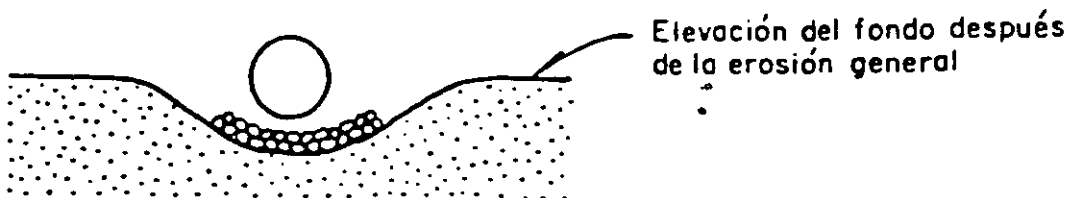
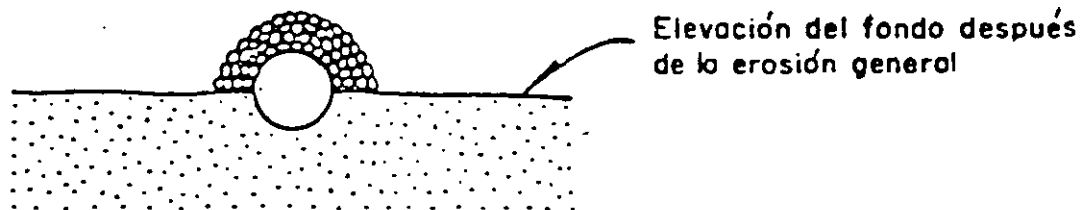
Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual a 1 m. Si el tirante,  $d$ , es diferente de 1 m:

$$V = V_1 d^\alpha, \text{ donde } \alpha = \frac{1}{2+d}$$

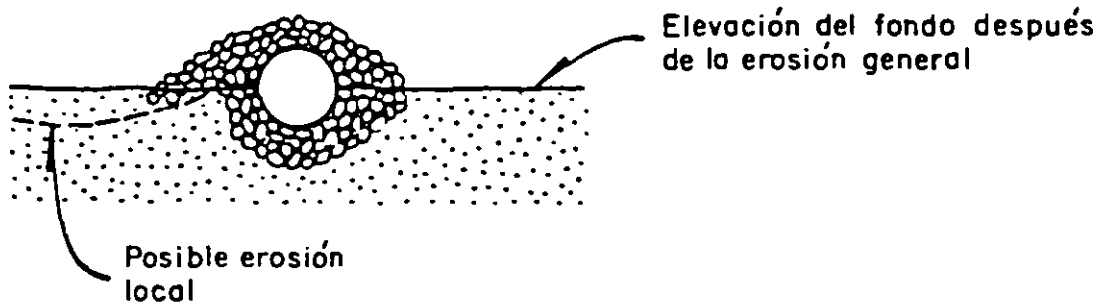
Conocidos  $V$  y  $d$  se despeja  $V_1$  y se pasa a la tabla para conocer el diámetro de las rocas.

## PROTECCION CONTRA LA EROSION BAJO TUBERIAS

Se ha probado una protección que consiste en un pedraplén cuya dimensión mínima se indica en la siguiente figura. Si la tubería ya se ha descubierto parcialmente conviene colocar sobre ella y el fondo un volumen tal de material que permita rellenar la posible socavación, ya que de todos modos esta se ha de producir. El tamaño de los elementos del pedraplén se obtienen de la tabla para protección contra la socavación al pie de pilas.



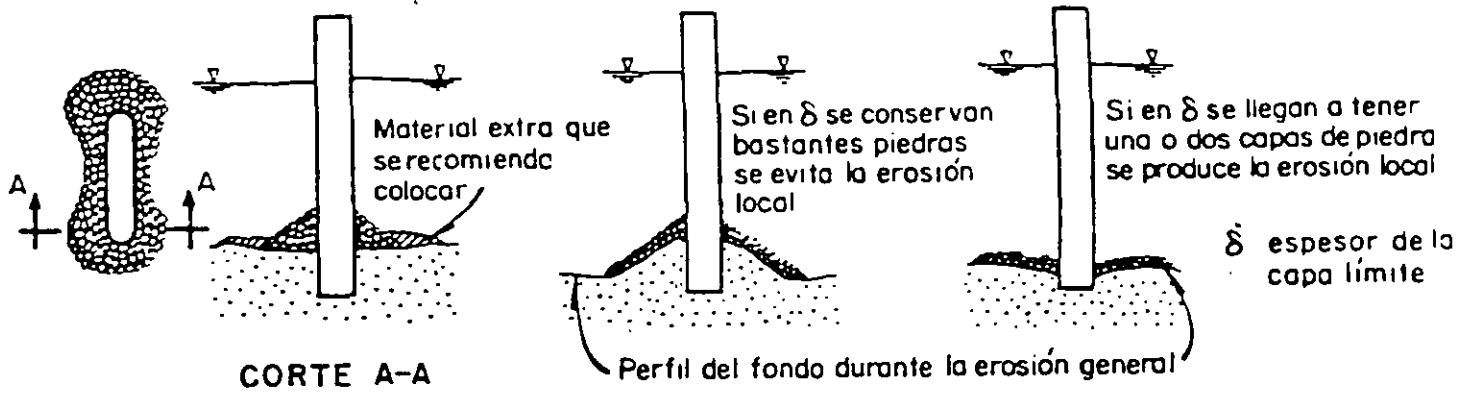
a) Colocación incorrecta. La erosión se produce si solo se coloca el pedraplén en la parte superior



b) Colocación correcta

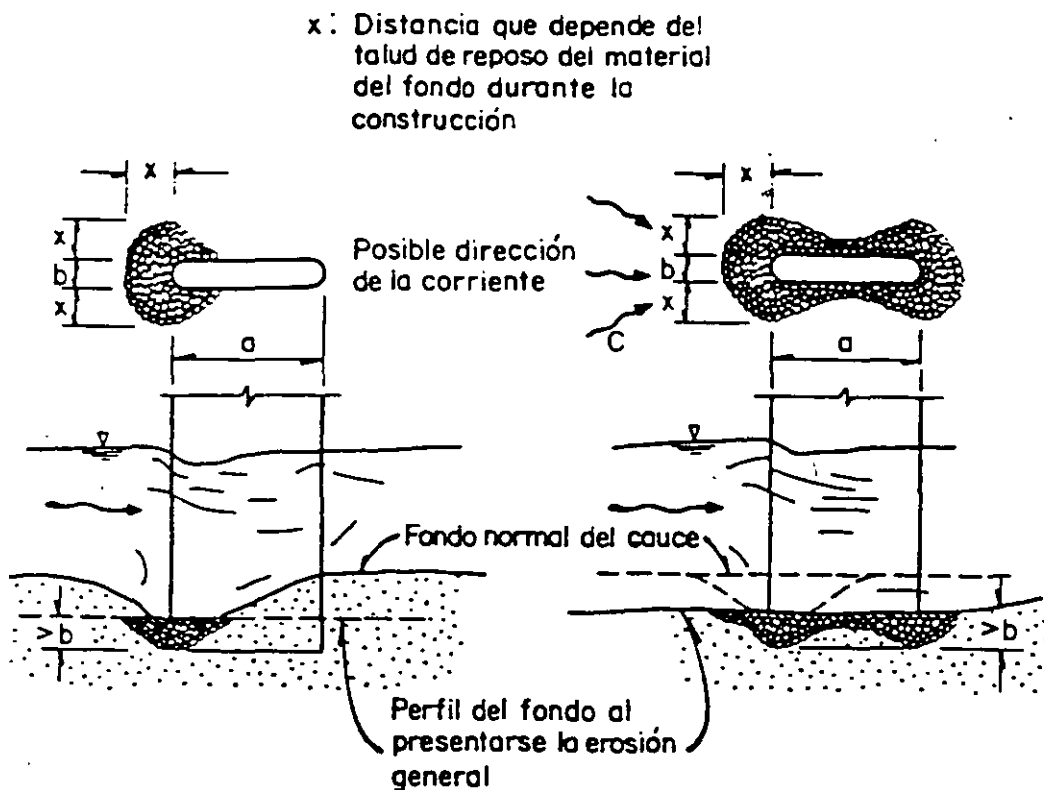
Protección de una tubería con pedraplén

Si la corriente llega a incidir en diferentes direcciones contra la pila, conviene rodear esta con el pedraplén de protección.



Para asegurar el funcionamiento del enrocamiento de protección, éste debe estar formado por tres capas de roca. Cuando solo hay una, los vortices que se generan en los extremos de las pilas extraen la arena entre los huecos que forman las rocas.

Cuando se tenga la certeza de que la corriente y el eje de las pilas estarán alineados durante la vida del puente, en lugar de rodear las pilas con enrocamiento, éste se colocará sólo rodeando el extremo de aguas arriba de cada pila. Conviene excarvar lo necesario para que el nivel máximo de la protección alcance el nivel al que llegará la socavación general, como se presenta en la siguiente figura.



1. Angulo de incidencia de cero grados. La línea gruesa del fondo indica que solo se presenta socavación local y no se tienen condiciones de socavación general. Forma de colocar el boleo para evitar la socavación local. según Maza-Sánchez.

2. Angulo de incidencia variable. La línea gruesa del fondo indica la condición máxima general.

## PROTECCION CON ENROCAMIENTO

La forma mas simple de proteger una pila o estribo consiste en rodearlo con un enrocamiento que tenga, en el contacto con la estructura, un mínimo de tres capas de boleros o rocas. Para no reducir el área hidráulica de la corriente, la mejor es desplantar el enrocamiento hasta la elevación que pueda alcanzar la erosión general, teniendo en cuenta los estrechamientos y las curvas. Como esto no siempre es posible, conviene por lo menos colocar el enrocamiento durante una avenida y rellenar así el hueco producido por la socavación local.

El tamaño de los elementos del enrocamiento depende de su peso específico, del tirante y de la velocidad media de la corriente. Con base en pruebas de laboratorio Maza (1968) presento una tabla para obtener  $D_m$  en función de  $V$ ,  $\gamma_s$  y  $d$ . Posteriormente obtuvo las ecuaciones que sustituyen a la tabla y que aquí se presentan.

$$D_m = \frac{135 V}{\gamma_s^{1.03} (d^\alpha - 0.15 V)} \quad (5.2.2)$$

$$V = \frac{D_m \gamma_s^{1.03} d^\alpha}{135 + 0.15 D_m \gamma_s^{1.03}} \quad (5.2.3)$$

en donde

$$\alpha = \frac{1}{2+d} \quad \text{si} \quad d \leq 4.00 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{1}{6} \quad \text{si} \quad d > 4.00 \text{ m}$$

$D_m$  y  $d$ ,  $V$  y  $\gamma_s$  se expresan en m, m/s y  $\text{kgf/m}^3$  respectivamente. Las ecuaciones 5.2.2. y 5.2.3. son válidas para  $V \leq 4.5$  m/s.

$$D_{84} \text{ diseño} = 1.2 D$$

el espesor de la protección debe formarse cuando menos con dos capas de roca y su ancho mínimo debe ser igual al largo de las pilas, y colocarse bajo el puente.

## **PROTECCION CONTRA LA EROSION EN CURVAS**

La erosión en curvas se presenta en forma natural en todas ellas y no se debe a factores humanos. No se debe proteger el fondo para evitarla.

Cuando se protege una margen contra la erosión lateral de la orilla construyendo un muro longitudinal, se debe proteger esa obra contra la erosión en la curva. Para ello se puede utilizar cualquiera de las siguientes soluciones:

- a) Profundizar el muro a una elevación inferior a la que alcance la erosión en curvas.
- b) Colocar un delantal de enrocamiento al pie del muro y sobre el fondo, con un ancho no menor a una vez el tirante de la corriente.

## **PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS**

Estas erosiones sólo se deben a factores humanos. Como los puentes son las obras que normalmente están sujetas a la erosión local tanto alrededor de obras rodeadas por el flujo como unidas a la margen, se tratara aquí sobre la protección de pilas y estribos de puentes en general.

De todos los métodos propuestos en la literatura para proteger un puente contra la erosión de sus pilas y estribos, sólo se mencionarán dos, por considerarse como los más seguros y prácticos, y son:

- a. Protección local de pilas y estribos con enrocamiento.
- b. Diques de encauzamiento.

## 5.2 MEDIDAS DE PROTECCION

### PROTECCION CONTRA LA EROSION GENERAL

Por presentarse esta erosión a todo lo largo y todo lo ancho de los cauces y no deberse a factores humanos no debe protegerse el fondo contra ella mediante soluciones estructurales. Sin embargo, para lograr que esa erosión se distribuya uniformemente en una sección o tramo de interés se debe remover toda la vegetación que haya en el tramo para lograr una misma rugosidad y por lo tanto la misma velocidad para tirantes iguales.

### PROTECCION CONTRA LA EROSION TRANSVERSAL

Esta erosión puede deberse a causas naturales como humanas. Si se produce en forma natural no debe protegerse el fondo. Cuando se debe a factores humanos, lo primero que conviene es no producirla, por ejemplo con puentes muy estrechos en los que parte del cauce es invadido con los accesos de esa obra. Si no se puede evitar esa reducción, la socavación transversal se puede disminuir o evitar colocando en pedraplén en el fondo de la sección reducida. Esto se recomienda en situaciones extremas. El tamaño de la roca debe calcularse en función de la velocidad media máxima en la sección, y para ello se recomienda utilizar la expresión de Maza y García.

$$D = \left( \frac{V}{4.71(S_s - 1)^{0.5} d^{0.15}} \right)^{2.86} \quad (5.2.1)$$

- D     diámetro de la roca, en m; conviene que sea el  $D_{84}$ .
- V     velocidad media de la corriente, en m.
- d     tirante de la corriente, en m.
- $S_s$      densidad relativa de la roca disponible.

Como el tamaño de la roca obtenida de la ecuación 5.2.1. es aquel en que los elementos están a punto de moverse se recomienda que el tamaño seleccionado sea un 20 por ciento mayor.

RESUMEN

SONDEO	MÉTODO	SOCAVACION		
		GENERAL (m)	LOCAL (m)	APOYO EXTREMO(m)
1	Artamonov			1.99
3	-Lischtvan Levediev	9		
	-Lischtvan Levediev (J.A.Maza)	6		
	-Laursen y Toch		5.2	
	-Yaroslavtziev		1.8	
	-Instituto de Ingeniería		4.0	
13	- Artamonov	:		2.85



En este caso, la socavación no depende de la forma de la nariz de la pila. Laursen y Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Observaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresaba. Según parece la mayor socavación es lo que les preocupaba y no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre en el fondo o en que el arrastre sea menor con un fondo con rizos o dunas pequeñas. El valor de esa máxima socavación obtenida no se ve afectada por el diámetro del material del fondo, mientras se trate de arenas. Para gravas no aclaran si su gráfica puede usarse o no, pero en boleos definitivamente no es válida.

#### 7.4.2. MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV

Según Maza, la expresión que propone Yaroslavtziev esta basada en observaciones directas de varios puentes de la ex unión soviética.

Este investigador distingue dos casos, uno cuando el fondo del cauce está formado por materiales no cohesivos y otro cuando está formado por materiales cohesivos.

#### METODO PARA SUELOS GRANULARES SIN COHESION

La expresión es:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30D \quad (7.4.4)$$

donde

$S_o$  profundidad de socavación, en m.

$K_f$  coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma y se encuentra en la figura 7.4.VIII

$K_v$  coeficiente definido por la expresión:

Como puede observarse, para Laursen y Toch la socavación depende únicamente del tirante, ancho de la pila y de la forma de ésta, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo. Este se considera únicamente arenoso, por lo que el método no es aplicable si existen boleos en el cauce.

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo  $\phi$  con el eje de la pila, la socavación puede determinarse con la expresión:

$$S_o = K_1 K_3 b \quad (7.4.3)$$

donde

$K_3$  coeficiente que depende del ángulo  $\phi$  y de la relación  $L/b$ , el cual se determina mediante la figura 7.4.VII.

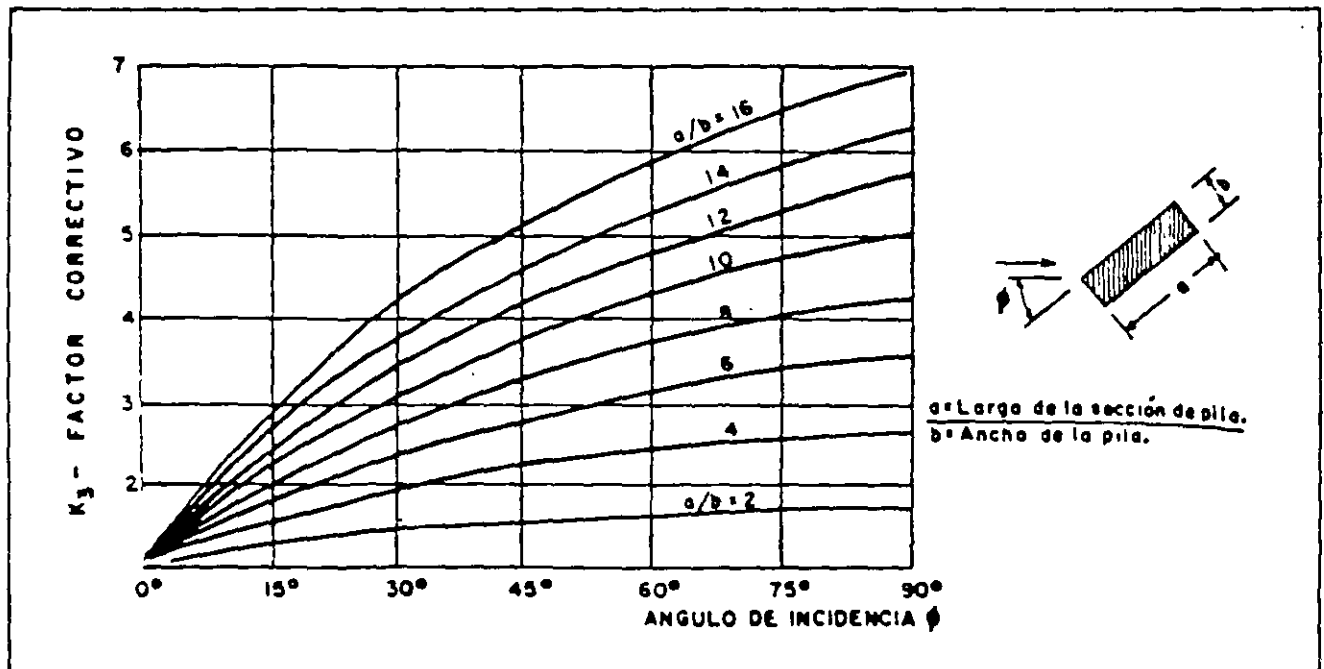


Figura 7.4.VII. Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.

$$S_o = K_1 K_2 b \quad (7.4.2)$$

donde

$S_o$  profundidad de la socavación, a partir del fondo, en m.



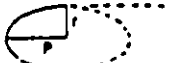
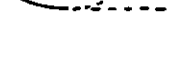


$b$  ancho de la pila, en m.

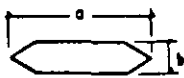
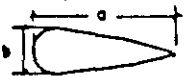
$K_1$  coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila, ver figura 7.4.V. Este tirante es el que aparece después de la erosión general.

$K_2$  coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y que se encuentra en la tabla 7.4.VI.

TABLA 7.4 -VI

COEFICIENTE DE CORRECCIÓN QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA PILA.  
ES SÓLO APLICABLE A LAS PILAS ORIENTADAS SEGÚN LA CORRIENTE

FORMA DE LA NARIZ	COEFICIENTE $K_2$ DE SCHNEIBLE
RECTANGULAR $a/b = 4$ 	1.00
SEMICIRCULAR 	0.90
ELIPTICA $\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$  $\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 	0.81
	0.75
LENTICULAR $\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$  $\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 	0.81
	0.69

FORMA DE LA NARIZ	SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$ 	0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$ 	0.75

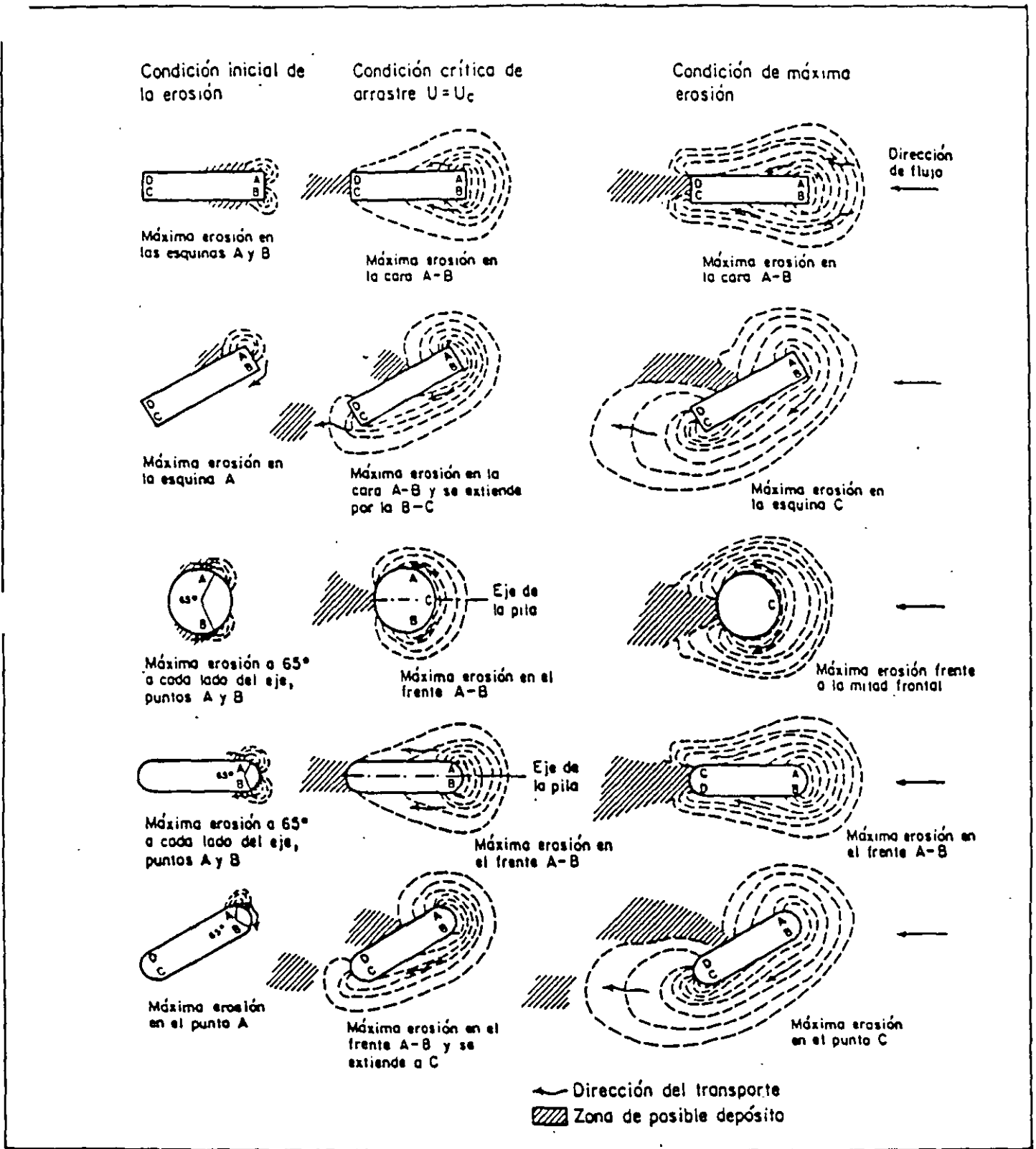
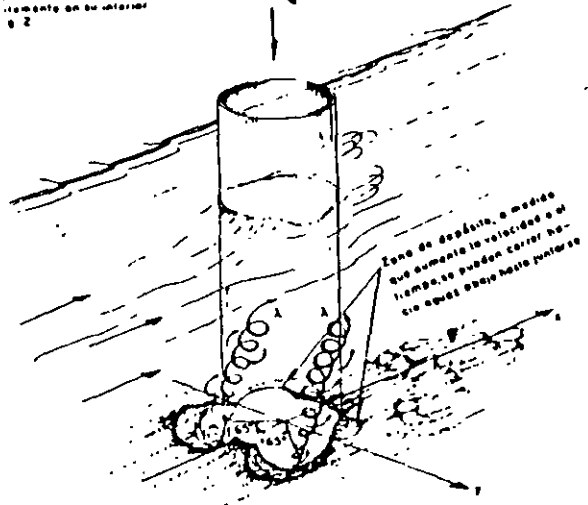


Figura 7.4-IV Esquemas sobre las diferentes etapas del proceso erosivo, según Maza y Sánchez

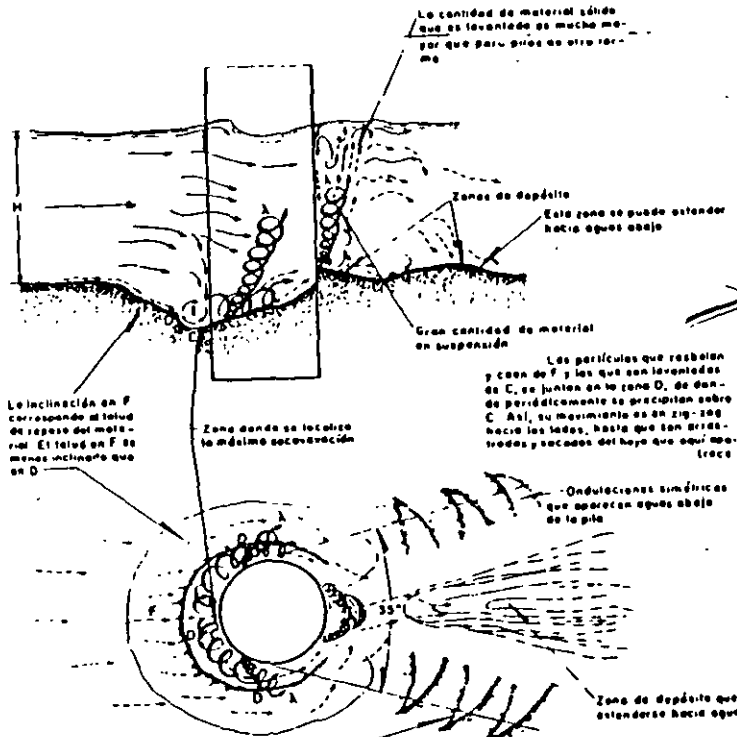
Todos los ensayos se realizaron con puentes transparentes, y el proceso se observó desde arriba, desde un espejo colocado convenientemente en su interior.

Observación



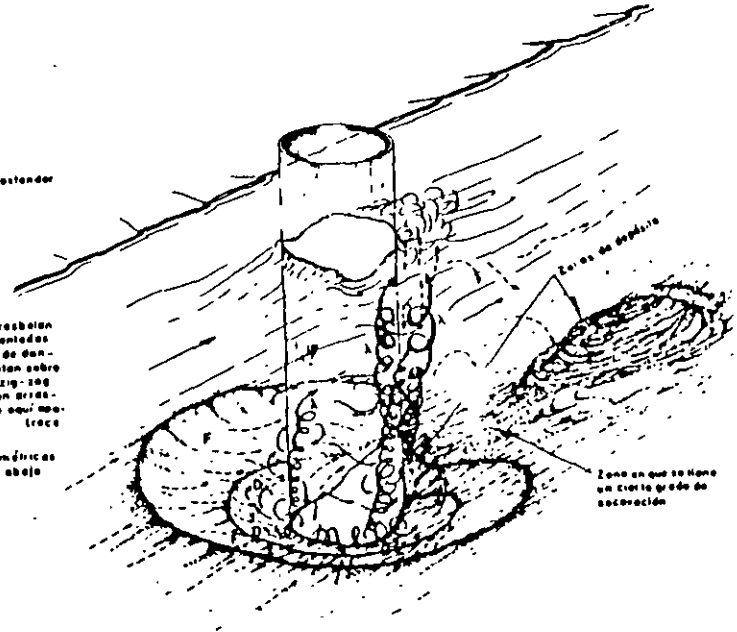
Estado inicial de socavación

Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° a cada lado respecto a la dirección del flujo (vea A). Los vértices que ahí se presentan, se conservan hasta antes de erosionarse más.



Estado avanzado de socavación

Cuando todavía no hay arroyo, aguas abajo de la pile se forman dos brazos de rizo, los cuales forman entre ellos un ángulo de 30° a 40°. Si la velocidad es muy baja, una vez que se han formado, los dos brazos tienden a ser paralelos.



→ Líneas de corriente  
 - - - Posibles trayectorias de las partículas  
 A Vértices de eje vertical

Figura 7.4-III Socavación en pilas circulares

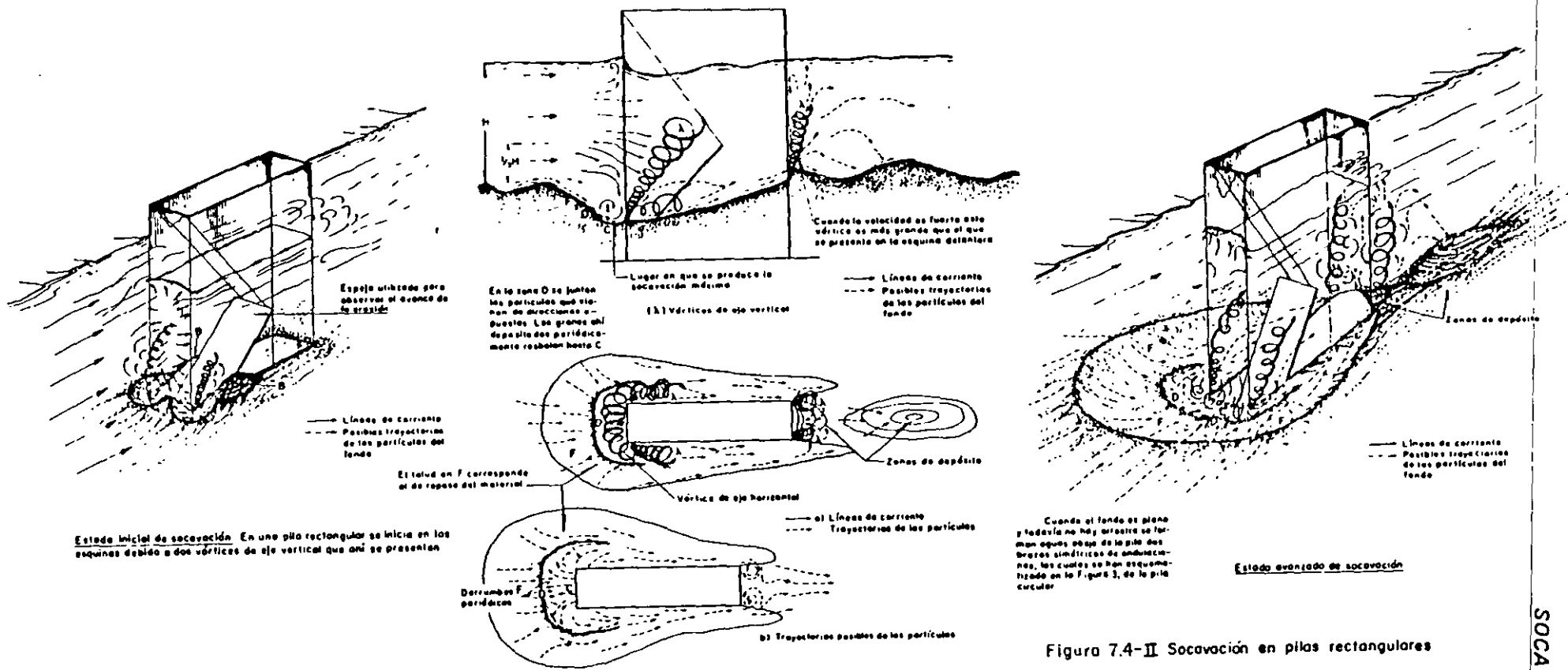


Figura 7.4-II Socavación en pilas rectangulares

El método originalmente consistió en una curva de diseño con base en un modelo de pila rectangular, bajo condiciones de arrastre de sedimentos.

Los autores de estos trabajos distinguen dos casos generales: uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo con el mismo

Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación puede expresarse por (ver figura 7.4.V)

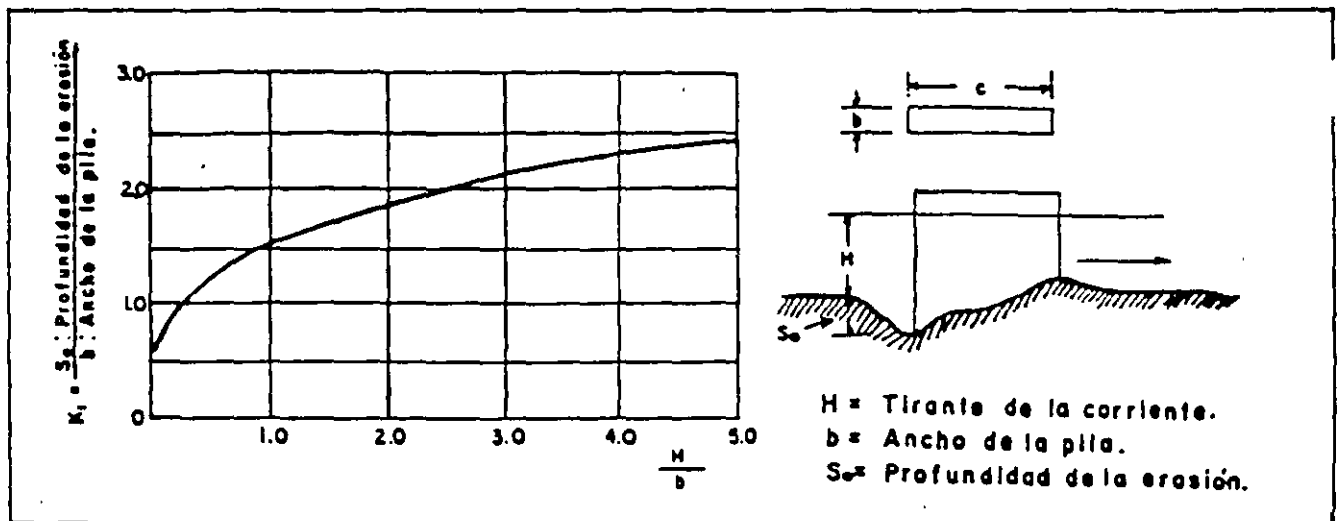


Figura 7.4.V.- Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa.

alrededor, los cuales son responsables de la socavación local según muchos investigadores.

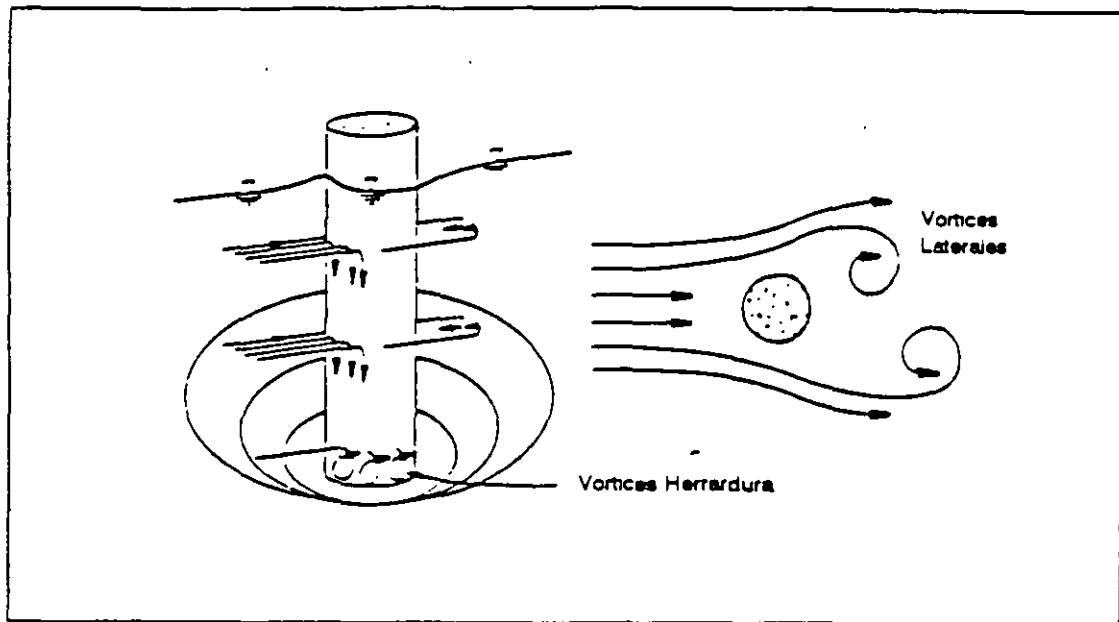


Fig. 7.4.I- Representación esquemática de la socavación local en una pila cilíndrica

En las siguientes figuras (7.4.II, 7.4.III y 7.4.IV), se muestran esquemáticamente las trayectorias del agua y de las partículas de suelo alrededor del obstáculo; la forma de iniciarse el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

#### 7.4.1 METODO DE LAURSEN Y TOCH

Basado principalmente en las experiencias realizadas por los investigadores en el Instituto de Investigación Hidráulica de Iowa, fue confirmado con mediciones realizadas en el puente sobre el río Skunk por P.G. Hubbard del mismo laboratorio.



## 7.4.- SOCAVACION LOCAL EN PILAS

Como ya se menciona, la socavación local ocurre debido a la presencia de algún obstáculo al flujo, y provoca una disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

La rapidez de la socavación local puede expresarse como la diferencia entre la capacidad del flujo de extraer el material que se encuentra en la hoya de socavación y la aportación de sedimentos a ésta. Así,

$$q_s = q_{s1} - q_{s2} \quad (7.4.1)$$

donde

$q_s$  rapidez de la socavación, en volumen por unidad de tiempo

$q_{s1}$  capacidad de flujo de extraer material de la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo

$q_{s2}$  aportación de sedimentos por el flujo a la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo.

De acuerdo con la ecuación anterior, pueden considerarse los siguientes casos:

- a) Socavación nula, que ocurre cuando  $q_{s1} = q_{s2}$ . En este caso la socavación es fluctuante ya que ocurre erosión momentáneamente, para recuperarse enseguida con la aportación  $q_{s2}$ .
- b) Socavación en aguas claras, es decir, sin arrastre de sedimentos. En este caso  $q_{s2} = 0$ , por lo que la ecuación (7.4.1) se convierte en  $q_s = q_{s1}$ , y la socavación es máxima.
- c) Socavación con movimiento continuo de sedimentos, en que  $q_{s1} > q_{s2} > 0$

La presencia de la pila, como obstáculo al flujo provoca la deflexión de las líneas de corriente, turbulencia y la formación de sistemas de vórtices a su

$n_i$  coeficiente de rugosidad de Manning para cada zona

$Qd$  gasto de diseño o total en el río, en  $m^3/s$

Se debe cumplir además que el área total de la sección completa y el gasto que pasa por ella sean iguales a  $\Sigma A$ , y  $\Sigma Qd$ , respectivamente.

Lo aquí señalado también se aplica a una sección compuesta aun con rugosidad uniforme como pudiera ser la formada por un cauce principal o de estiaje y dos de avenidas delimitadas por bordos, uno a cada lado del cauce principal. En este último caso la principal variable sería  $dm$ , y no la rugosidad.

La profundidad en cada una de ellas es una función de la profundidad inicial. Al unir todas las profundidades se tiene el perfil de la sección teórica erosionada.

### CALCULO DE LA EROSION GENERAL CUANDO LA RUGOSIDAD NO ES UNIFORME EN LA SECCION

Cuando a lo ancho de la sección existen zonas con diferente rugosidad, como puede ocurrir entre el cauce principal y el de las avenidas o en zonas con diferente vegetación, el procedimiento de calculo es similar al indicado anteriormente. La diferencia estriba en que los cálculos se hacen por separado para cada una de las zonas con igual rugosidad, porque para cada una de ellas hay que obtener el coeficiente  $\alpha_i$  en función del gasto  $Q_i$  que pasa por ellas.

Una forma de obtener el gasto  $Q d_i$  que pasa por cada zona con rugosidad similar consiste en utilizar la siguiente expresión:

$$Q d_i = \frac{A_i \frac{d m_i^{\frac{2}{3}}}{n_i}}{\sum_{i=1}^n \left( A_i \frac{d m_i^{\frac{2}{3}}}{n_i} \right)} Q d$$

donde

$A_i$  área hidráulica de cada zona de la sección transversal total con igual rugosidad, en  $m^2$ . Queda definida entre la superficie del agua y el fondo original de la sección transversal.

$d m_i$  tirante medio en cada zona, en m.

$$d m_i = \frac{A_i}{B e_i}$$

De las ecuaciones 7.3.2. y 7.3.16, se obtiene:

$$ds = \left( \frac{\alpha d o^{\frac{5}{3}}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.187}}{0.191 + D_{84}^{0.187}}} \quad (7.3.21)$$

Valida si  $0.182\text{m} \leq D_{84} \leq 1.0\text{m}$

Para suelos cohesivos:

De las ecuaciones 7.3.2 y 7.3.17, se obtiene:

$$ds = \left( \frac{5780 \alpha d o^{\frac{5}{3}}}{\beta \gamma^{1.18}} \right)^{\frac{\gamma d^{0.725}}{66.28 + \gamma d^{0.725}}} \quad (7.3.22)$$

Las ecuaciones anteriores deben aplicarse a varias líneas verticales de la sección del cruce, como se muestra en la siguiente figura.

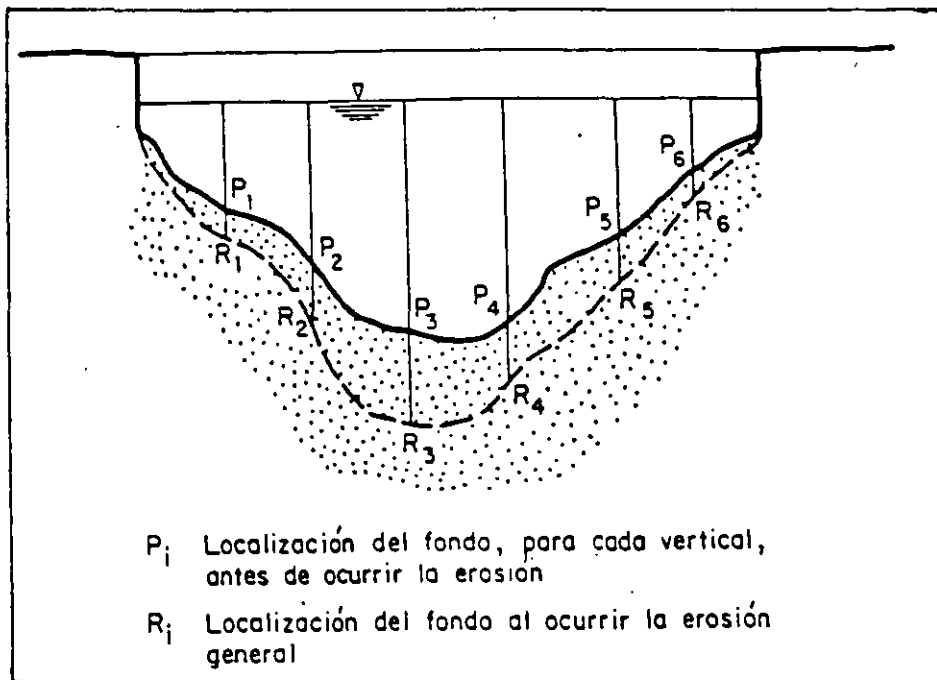


Figura 7.3.VII Obtención de la erosión general en material homogéneo

$\beta$  es un coeficiente que toma en cuenta el periodo de retorno  $T$ , del gasto del diseño en años. Para obtener su valor se propone la expresión

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T \quad (7.3.18)$$

la cual es valida para periodos de retorno comprendidos entre 15 y 1500 años.  $\beta$  no tiene unidades.

### CALCULO DE LA SOCAVACION PARA SUELOS HOMOGENEOS.

Conocido el material del fondo en la sección o tramo en estudio y aceptando que la rugosidad es constante en todo el ancho de la sección, la profundidad de la socavación se obtiene a partir de igualar la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo, llegando a las siguientes expresiones.

**Para suelos granulares no cohesivos:**

De las ecuaciones 7.3.2 y 7.3.14, se obtiene:

$$d_s = \left( \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}} \quad (7.3.19)$$

Valida si  $0.00005\text{m} \leq D_{84} \leq 0.0028\text{m}$

De las ecuaciones 7.3.2 y 7.3.15, se obtiene:

$$d_s = \left( \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right)^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}} \quad (7.3.20)$$

Valida si  $0.0028\text{m} \leq D_{84} \leq 0.182\text{m}$

Si  $0.00005\text{m} \leq D_{84} \leq 0.0028\text{m}$ , es decir para arenas, se utiliza

$$Ve = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} ds^{\frac{0.322}{D_{84}^{0.03}}} \quad (7.3.14)$$

Si  $0.0028\text{m} \leq D_{84} \leq 0.182\text{m}$ , se usa

$$Ve = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} ds^{\frac{0.223}{D_{84}^{0.092}}} \quad (7.3.15)$$

Si  $0.182\text{m} \leq D_{84} \leq 1.0\text{m}$ , se utiliza

$$Ve = 4.7 \beta D_{84}^{0.28} ds^{\frac{0.191}{D_{84}^{0.187}}} \quad (7.3.16)$$

Los exponentes de  $ds$  propuestos por Maza y los de Lischtvan-Lebediev no difieren en mas de 1.5 por ciento, por lo que el error máximo alcanzado en  $Ve$  es menor de 0.55 por ciento para tirantes menores de 12 m.

Para suelos cohesivos,  $Ve$ , vale

$$Ve = 0.000173 \beta \gamma d^{1.18} ds^{\frac{66.28}{\gamma d^{0.725}}} \quad (7.3.17)$$

$D_{84}$  es el diámetro de la muestra de sedimento en que el 84 por ciento en peso es menor que ese tamaño, en m. Se sugiere utilizar este diámetro y no el diámetro medio debido al acorazamiento que tiene lugar en el fondo, sobre todo si el material tiene granulometría extendida o está bien graduado. El  $D_{84}$  corresponde aproximadamente al diámetro medio de la coraza para distribuciones log-normal o normal de los tamaños de las partículas.

$\gamma d$  es el peso específico seco y es igual al peso seco de la muestra entre su volumen inicial en  $\text{t/m}^3$

## SOCAVACION GENERAL

## METODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV CON RECOMENDACIONES DEL ING. J. A. MAZA ALVAREZ.

El calculo es similar al anterior, con las variantes siguientes:

Para evaluar el coeficiente de rugosidad  $\alpha$ , el factor  $\mu$  se obtiene con la siguiente fórmula, teniendo en cuenta los datos proporcionados por Lischtván-Lebediev

$$\mu = 1 - \frac{0.387 V}{L} \quad (7.3.12)$$

cuando no hay obstáculos  $\mu=1$

$V$  es la velocidad media del agua en la sección, en m/s, dada por la relación.

$$V = \frac{Q d}{A} \quad (7.3.13)$$

$L$  claro entre dos pilas u obstáculos, en m.

Puesto que la ecuación para obtener  $\mu$  no es dimensionalmente correcta, deben respetarse las unidades indicadas.

La velocidad media erosiva  $V_e$ , necesaria para erosionar el material del fondo se obtiene de las expresiones que a continuación se indican, ellas han sido obtenidas por Maza, siguiendo lo establecido por Lischtván-Lebediev, para evitar al máximo el uso de tablas.

**Para suelos no cohesivos**  $V_e$  se obtiene con una de las siguientes ecuaciones según sea el diámetro de la partícula.

**CALCULO DE LA SOCAVACION CUANDO LA RUGOSIDAD NO ES UNIFORME EN LA SECCION.**

Cuando existen dos o mas zonas con diferente rugosidad, a lo ancho de la misma sección el procedimiento de calculo es semejante, con la única diferencia de que hay que trabajar en forma aislada, con cada zona y que para que cada una hay que calcular el  $\alpha_i$  correspondiente.

$$\alpha_i = \frac{Q d_i}{d m_i^{\frac{5}{3}} \beta e_i \mu_i} \quad (7.3.11)$$



Para suelos granulares:

$$ds = \left[ \frac{\alpha d o^{\frac{5}{3}}}{0.68 D m^{0.28} \beta} \right]^{\frac{1}{(1+x)}} \quad (7.3.9)$$

Para suelos cohesivos:

$$ds = \left[ \frac{\alpha d o^{\frac{5}{3}}}{0.60 \gamma d^{1.18} \beta} \right]^{\frac{1}{(1+x)}} \quad (7.3.10)$$

## CALCULO DE LA SOCAVACIÓN PARA SUELOS HETEROGENEOS

Cuando la distribución de los materiales en el subsuelo es heterogénea, es posible encontrar la profundidad de la erosión de cada vertical, mediante un método por tanteo.

Si se cuenta con la distribución estratigráfica de los materiales bajo una vertical, se escoge el manto superior y, de acuerdo con la naturaleza del material, se aplica una de las dos fórmulas vistas antes para suelos granulares o cohesivos. Si la profundidad  $ds$  obtenida, queda abajo del limite inferior del manto, se escoge el segundo estrato y se repite el tanteo anterior con la formula correspondiente al tipo de suelo de ese segundo estrato. En el primer tanteo en que la profundidad  $ds$  calculada esté dentro del estrato en estudio, se habrá obtenido la  $ds$  buscada.

Tabla 7.3.VI.- Valores de  $x$  y  $1/1+x$  para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
$\gamma_s$ t/m <sup>3</sup>	$v$	$\frac{1}{1+x}$	$\gamma_s$ t/m <sup>3</sup>	$v$	$\frac{1}{1+x}$	$d$ mm	$x$	$\frac{1}{1+x}$	$d$ mm	$x$	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

$D_m$  diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión:

$$D_m = 0.01 \sum d_i P_i \quad (7.3.8)$$

en la que

$d_i$  diámetro medio, en mm, de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

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

### CALCULO DE LA SOCAVACION PARA SUELOS HOMOGENEOS

Conocido el tipo de suelo que existe en el sitio y suponiendo que la rugosidad es constante en toda la sección, la profundidad hasta la que llegará la socavación se obtiene al igualar los valores de  $V_e$  y  $V_r$ .

Para suelos friccionantes:

$$Ve = 0.68 \beta Dm^{0.28} Hs^x, \text{ en m/s} \quad (7.3.7)$$

donde

$\gamma_d$  peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad  $Hs$ , en  $t/m^3$ .

$Hs$  tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer el valor de  $Ve$  que se requiere para arrastrar y levantar al material, en m.

$\beta$  coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor esta considerado en la siguiente tabla(7.3.V).

Tabla 7.3.V

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	periodo de retorno en años	Coefficiente $\beta$
100	1	0.77
50	2	0.82
20	5	0.86
10	10	0.90
5	20	0.94
2	50	0.97
1	100	1.00
0.2	500	1.05
0.1	1000	1.07

$x$  exponente variable que tiene diferente valor en cada una de las fórmulas. Para suelos cohesivos, su valor depende de  $Dm$ , en mm, y para suelos cohesivos depende del peso volumétrico seco,  $\gamma_d$ , en  $t/m^3$ . Sus valores se indican en la siguiente tabla(7.3.VI).

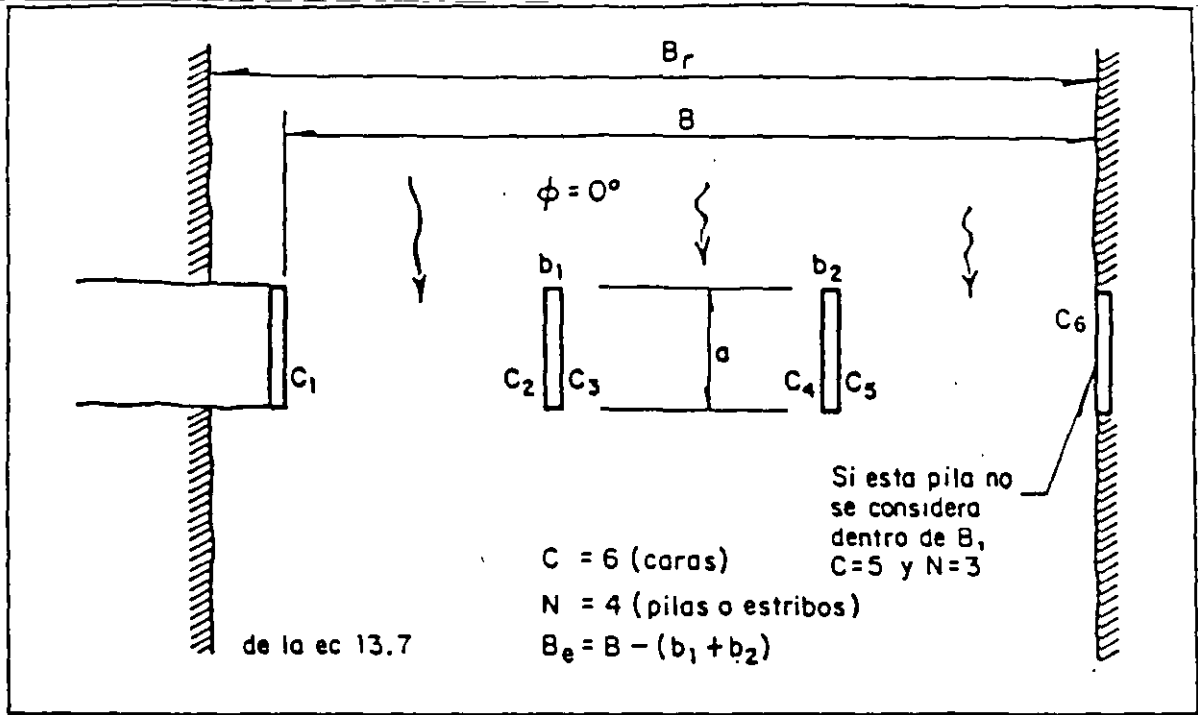


Figura 7.3.II Ancho efectivo  $B_e$  en puentes cuando las pilas están alineadas con el flujo

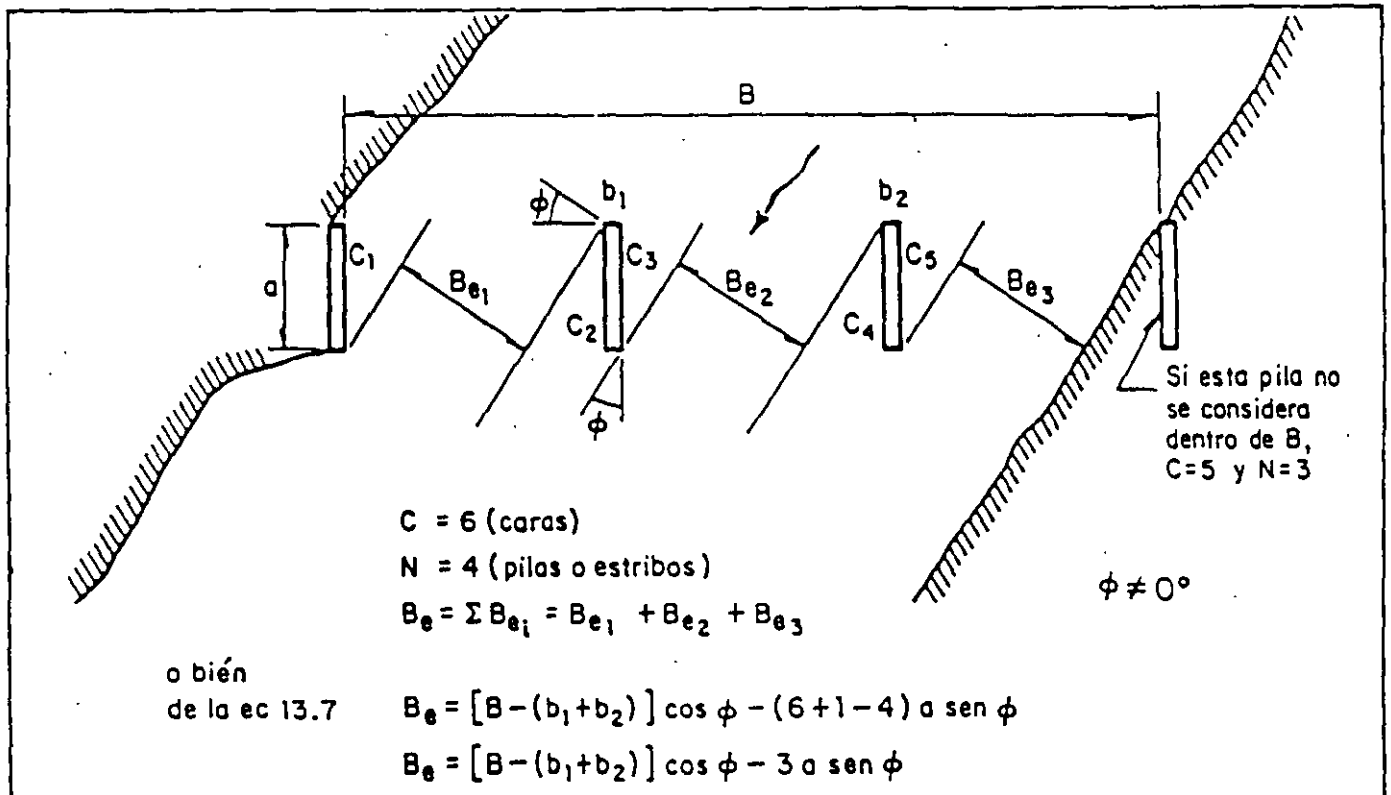


Figura 7.3.III Ancho efectivo  $B_e$  en puentes cuando las pilas están esviadas con respecto a la dirección del flujo

$\mu$  coeficiente que toma en cuenta las contracciones laterales del flujo que se produce en las caras de los obstáculos que están dentro de la corriente. Es función de la velocidad media del flujo y del claro entre pilas y se encuentra tabulado en la tabla siguiente.

Tabla 7.3.IV Coeficiente de contracción  $\mu$

Velocidad media en la sección, en m/seg	Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Para obtener  $V_r$  se establece como condición que los gastos unitarios permanezcan constantes durante todo el proceso erosivo, es decir que el ancho de la sección no varíe y, por lo tanto, que las reducciones de la velocidad se deban únicamente al aumento del área por descenso del fondo.

## VELOCIDAD MEDIA EROSIVA

Para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme. En esta teoría, la magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso el valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, esta dado por la expresión:

$$V_e = 0.60 \gamma d^{1.18} \beta H_s^x ; \text{ en m/s.} \quad (7.3.6)$$

$B$  claro total del puente, o de un tramo de él en estudio, en m.

$\Sigma b_i$  suma de los anchos de las pilas dentro del tramo  $B$ , en m.

$C$  número de caras de las pilas o estribos dentro y en los límites de  $B$

$N$  número de pilas o estribos considerados al tomar en cuenta a  $C$ .

$a$  largo de las pilas, en m.

$\phi$  ángulo que forma la dirección del flujo con el eje longitudinal de las pilas, en grados.

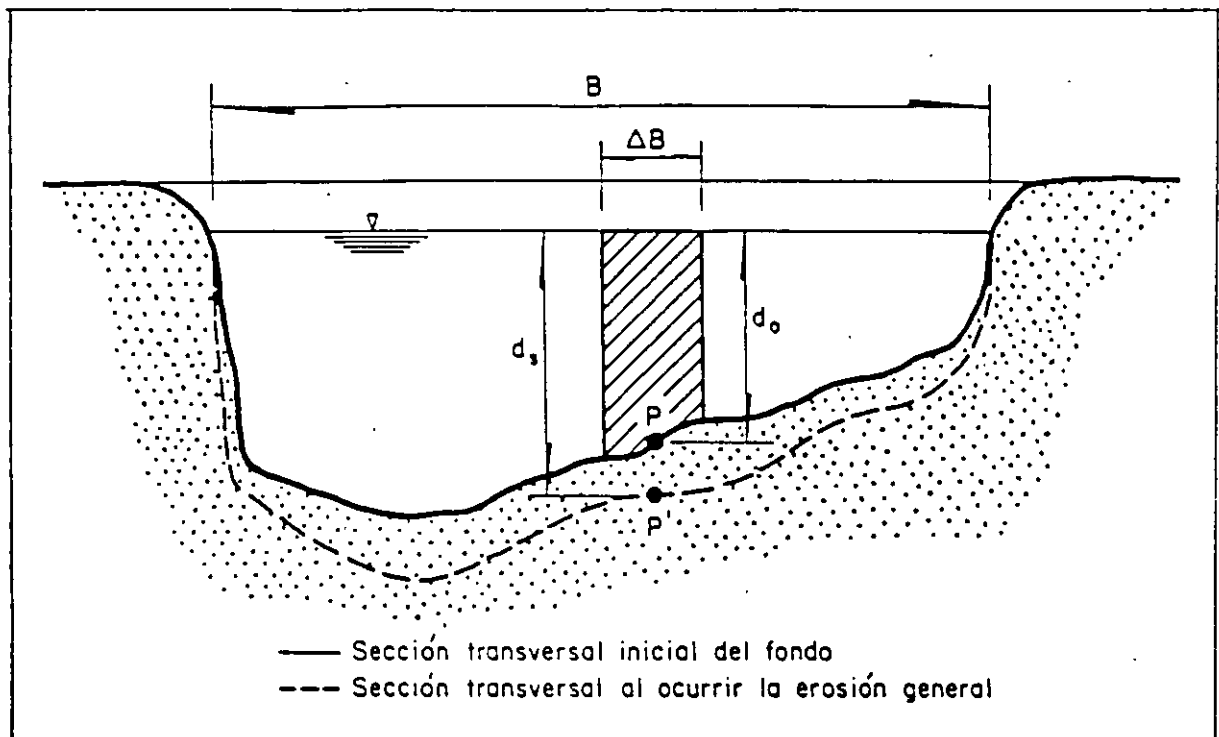


Figura 7.3.I Variables a considerar en el cálculo de  $V_r$

donde

*d<sub>0</sub>* profundidad inicial que existe en una determinada vertical de la sección entre el nivel del agua al pasar la avenida y el nivel del fondo obtenido durante el estiaje, en m.

*d<sub>s</sub>* profundidad después de producirse la socavación del fondo. Se mide desde el nivel del agua al pasar la avenida hasta el nivel del fondo erosionado, en m.

$\alpha$  coeficiente de rugosidad. Obtenido de considerar una rugosidad constante en cualquier punto de la sección, obtenido con la expresión

$$\alpha = \frac{Qd}{dm^{\frac{5}{3}} B e \mu} \quad (7.3.3)$$

*Qd* gasto de diseño o gasto máximo de la avenida para la cual se desea calcular la erosión, en m<sup>3</sup>/s.

*dm* tirante medio de la sección; el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho efectivo, en m.

$$dm = \frac{A}{B e} \quad (7.3.4)$$

*Be* ancho efectivo en la sección, descontando todos los obstáculos, en m. Para encontrar *Be*, se traza una línea perpendicular a las líneas de corriente. Sobre esa línea se proyectan todos los obstáculos y *Be* es la suma de todos los espacios libres. Así se toma en cuenta el esviajamiento de la corriente. Cuando no hay obstáculos dentro del cauce, *Be* es igual al ancho del río.

El ancho efectivo se puede obtener con la siguiente expresión:

$$Be = (B - \sum bi) \cos \phi - (C + 1 - N) a \operatorname{sen} \phi \quad (7.3.5)$$

donde

La velocidad media del fondo disminuye a medida que se profundiza el fondo y aumenta el área hidráulica. El área aumenta por el incremento de la profundidad del cauce, pero no por erosiones laterales o ampliaciones del ancho, el cual se considera constante durante todo el paso de las avenidas; es decir, durante todo el proceso erosivo del fondo.

Por otra parte la velocidad media que necesita el flujo para garantizar el transporte de sedimentos sin erosión, depende del material de que esta formada la superficie del fondo en contacto con el agua.

Para calcular la socavación general se requiere de los datos siguientes:

- Sección transversal, indicando en ella la elevación que alcanzaría el agua al pasar el gasto del diseño. Normalmente es obtenida en época de aguas bajas o estiaje, cuando es más fácil hacer el levantamiento. Durante el calculo, la sección se divide imaginariamente en franjas verticales. Las líneas verticales trazadas en el centro de esas franjas son las que se hace mención mas adelante.
- Gasto de diseño asociado a su periodo de retorno.
- Características físicas del material del fondo inicial y de los diferentes estratos del subsuelo que pueden llegar a ser descubiertos y erosionados durante el paso de la avenida seleccionada. Las más importantes son la densidad y granulometria de suelos no cohesivos y el peso específico seco de los materiales cohesivos.

## VELOCIDAD MEDIA REAL DEL FLUJO.

La hipótesis fundamental consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier franja de la sección permanece constante mientras dura el proceso de erosión.

Se obtiene así que para cualquier profundidad que se haya alcanzado,  $V_r$ , vale :

$$V_r = \frac{\alpha d_o^{\frac{5}{3}}}{d_s} \quad (7.3.2)$$



### 7.3 SOCAVACIÓN GENERAL

En los cauces naturales, el paso de una corriente en una avenida produce la degradación del fondo, por el desplazamiento de las partículas que lo formaban, al ser empujadas por el agua. Dicho fondo se recupera al disminuir la velocidad de la corriente y las partículas que en ese momento se tengan en ese lugar quedan en reposo.

En caso de que el fondo esté constituido por suelos cohesivos, las avenidas producen una degradación lenta por el desplazamiento de partículas del suelo; con el tiempo se notará que el fondo se tiene más profundo.

El efecto de la socavación del fondo en las márgenes, es la pérdida de estabilidad causada por la pérdida de suelos al pie de los taludes, por lo que la construcción de estructuras que eviten este efecto como son los estribos de puentes, permiten mantener estable el ancho del cauce, pero no impiden el proceso de socavación que se produce en el fondo del mismo.

#### 7.3.1 MÉTODO DE LISCHTVAN - LEBEDIEV

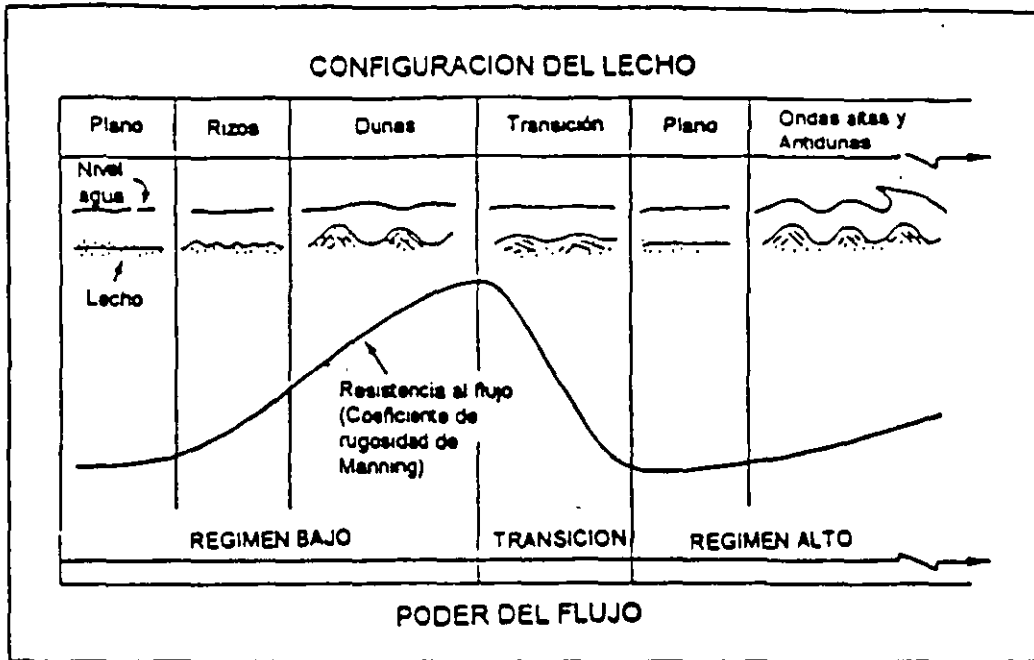
Para evaluar la socavación general se dispone del método propuesto por Lischtván-Lebediev que se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media máxima necesaria para no erosionar el material del fondo. Dicha condición general de equilibrio se representa por:

$$V_r = V_e \quad (7.3.1)$$

donde :

$V_r$  velocidad media real del flujo, en una franja o línea vertical, en m/s.

$V_e$  velocidad media que necesita el flujo para empezar a erosionar un material dado en el fondo, en m/s.






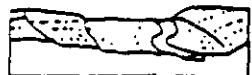












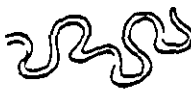














*Resistencia relativa al flujo en canales con lecho de arena.*

### 7.2.3 ALGUNOS DE LOS FACTORES HIDRAULICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS CAUCES

Factores Hidráulicos	MAGNITUD Y FRECUENCIA DE INUNDACIONES	<p>Region Humeda - Flujo Perenne</p>	<p>Region Arida - Flujo Cambiante</p>	<p>Periodo de Retorno</p>		
	CONFIGURACION DEL LECHO EN LECHOS DE ARENA	<p>Dunas</p>	<p>Lecho Plano</p>	<p>Antidunas</p>		
	RESISTENCIA AL FLUJO	Régimen Bajo $n$ 0.014 - 0.040	Transición $n$ 0.010 - 0.013	Régimen Alto $n$ 0.012 - 0.020		
	PERFILES DE LA SUPERFICIE DEL AGUA	<p>Pendiente suave</p>	<p>Pendiente suave</p>	<p>Pendiente aguda</p>		
Factores de Ubicación	PROBLEMAS EN RECORDOS	<p>Pase de flujos altos y bajos</p> <p>Puente en una Sección recta (bajo riesgo)</p>	<p>Puente entre recodos (riesgo bajo a medio)</p>	<p>Erosión pasiva</p> <p>Puente en recodo (Riesgo alto)</p>		
	PROBLEMAS EN CONFLUENCIAS	<p>Fase aumento</p>	<p>Erosión en el tributario</p> <p>Fase disminución</p>	<p>Fase desarrollo y carga de sedimentos del tributario</p> <p>Problemas de alineamiento y sedimentación</p>		
	EFFECTOS DEL AGUA DE REMANSO DEBIDO AL ALINEAMIENTO Y UBICACION	<p>Canal Recto Poco Restricción al Flujo</p>	<p>Planicie de Inundación</p> <p>Gran Restricción al paso del Flujo en una Gran Planicie de Inundación</p>	<p>Planicie de Inundación</p> <p>Alineamiento inclinado Ampla Planicie de Inundación</p>		
	EFFECTOS DEL PERFIL DE LA CARRETERA	<p>Perfil Vertical Cóncavo</p>	<p>Perfil Vertical Convexo</p>	<p>Perfil Recto</p>		
Factores de Diseño	DISEÑO DE Puentes	Socavación	Bestones	Pilas	Fundaciones	Superestructuras

## 7.2.2 ALGUNOS FACTORES GEOMORFOLÓGICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS CAUCES

ANCHO DEL CAUCE	Pequeño ( $\leq 100$ pies o 30 m de ancho)	Medio (100-500 pies o 30-150 m)	Grande ( $> 500$ pies o 150 m)		
TIPO DE FLUJO	Efímero	(Intermittente)	Perenne pero cambiante	Perenne	
MATERIAL DE LECHO	Limo arcilloso	Limo	Arena	Grava	Canto rodado
TIPO DE VALLE	 No hay valle Abarca anual	 Valle de baja descarga ( $\leq 100$ pies de profundidad)	 Valle de descarga moderada (100-1000 pies)	 Descarga alta ( $> 1000$ pies)	
PLANICIE DE INUNDACION	 Pequeña o ninguna ( $\leq 2X$ ancho canal)	 Angosta (2-10 anchos de canal)	 Ancha ( $> 10X$ anchos de canal)		
DIQUES NATURALES	 Pequeñas o ninguna	 En lado concavo del fondo del cauce	 Bien desarrollados de ambos lados		
INCISION APARENTE	 Sin incision		 Con incision		
TIPO DE CAUCE	 Abundante	 Semi-abundante	 No-abundante		
ARBOLES EN BANCOS LAT.	$\leq 50\%$ del banco lateral	50%-80%	$> 80\%$		
SINUOSIDAD	 Recto (Sinuosidad 1-1.09)	 Sinuoso (1.09-1.25)	 Con meandros (1.25-2.0)	 Con muchos meandros ( $> 2$ )	
CAUCES TRENZADOS	 No trenzado ( $\leq 5\%$ )	 Trenzado localmente (5-35%)	 Totalmente trenzado ( $> 35\%$ )		
CAUCES RAMIFICADOS	 No ramificados ( $\leq 5\%$ )	 Localmente ramificados (5-35%)	 Totalmente ramificados ( $> 35\%$ )		
ANCHO VARIABLE Y BANCOS DE ARENA	 Ancho constante	 Más ancho en las curvas	 Ancho al "azar"		
	 Bancos de punta, angostos	 Amplios bancos de arena de punta	 Bancos de arena irregulares (de punta y laterales)		

## 7.2 ESTABILIDAD EN RÍOS

### FACTORES Y PRINCIPIOS GEOMORFOLOGICOS

#### 7.2.1 PROCESOS Y CICLOS GEOMORFOLOGICOS

- A Geomorfología es la ciencia que estudia las formas y aspectos de la superficie terrestre. Sistemas fluviales son aquellos sistemas relacionados con los arroyos, barrancas y ríos. De esta forma geomorfológica fluvial es la ciencia que estudia las formas configuraciones en perfil y planta de los arroyos, barrancas y ríos.
- B Los cauces naturales tienen carácter dinámico. Con el paso del tiempo cambian su posición, su forma y otras características de tipo morfológico asociado con variaciones de caudal.
- C Cuando por alguna razón se modifican las condiciones de un canal en una sección dada, esto se acompaña, por lo general, de cambios en las características del canal tanto aguas arriba, como aguas abajo.

dirección del flujo al entrar y recorrer la curva, en problemas prácticos se considera que pueden ocurrir en cualquier sección a lo largo de la curva.

#### **5.- SOCAVACION AGUAS ABAJO DE OBRAS DE ALMACENAMIENTO.**

Cuando existe una obra de almacenamiento que libera volúmenes considerables de agua sin material sólido, la corriente liberada produce una socavación que no se recupera por no haber aportación de sólidos que se depositen. Esto es importante particularmente en puentes construidos aguas abajo de grandes embalses.

La socavación en cauces naturales puede clasificarse en varios tipos:

### **1.- SOCAVACIÓN GENERAL.**

Es la que ocurre en condiciones naturales de cauce, cuando al presentarse una creciente del río, aumenta la capacidad de la corriente de arrastrar material de fondo produciéndose una cierta profundidad de socavación a lo largo de todo el cauce. Durante el período de recesión de la corriente, el material de arrastre es depositado nuevamente, quedando el fondo del cauce con una elevación media aproximadamente igual a la existente antes de que ocurra este tipo de socavación.

### **2.- SOCAVACION TRANSVERSAL.**

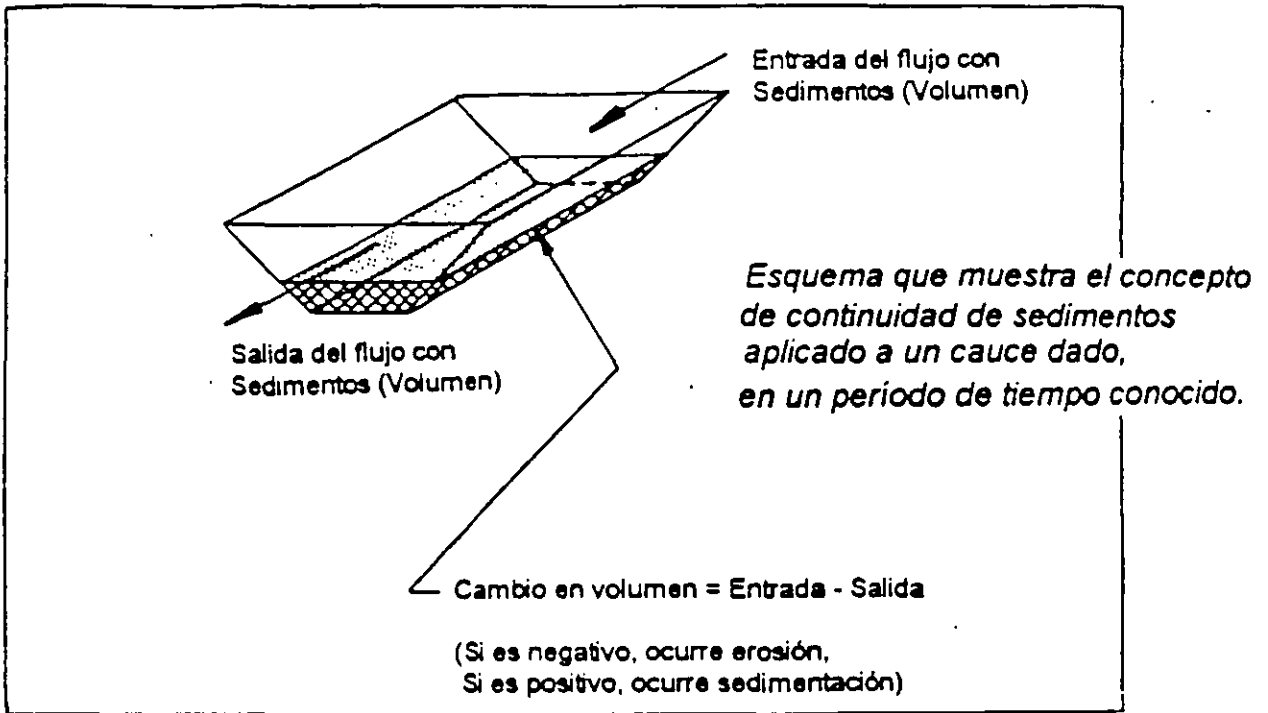
Se produce en todas aquellas secciones en donde se reduce el ancho del río, ya sea por factores humanos o naturales. La acción erosiva disminuye a medida que se incrementa la profundidad, y se detiene cuando se cumple el principio de continuidad del líquido y del sedimento entre las secciones estrechas y las que no lo son.

### **3.- SOCAVACION LOCAL.**

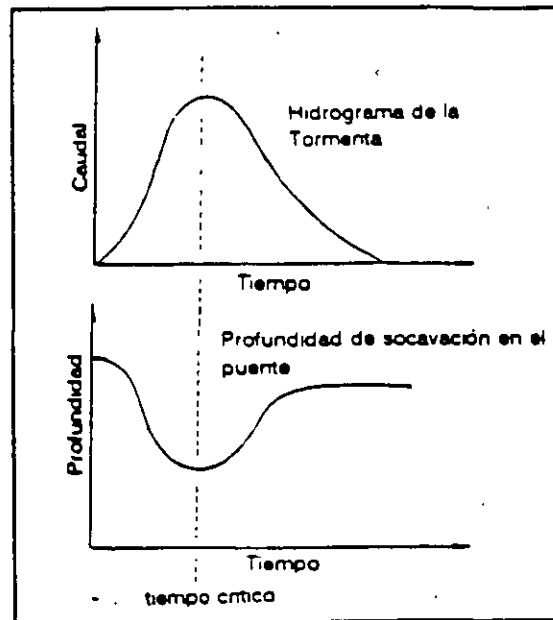
Ocurre cuando existe un obstáculo en la trayectoria del flujo, el cual induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

### **4.- SOCAVACION EN CURVAS.**

Con la presencia de una curva de un cauce, la corriente ataca el lado exterior de la misma y se forma un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material del fondo hacia la parte interior de la curva. Normalmente las mayores profundidades se observan en la segunda mitad de aguas abajo de las curvas regulares. Sin embargo, como su posición depende de la



La socavación generalmente ocurre cuando se tiene una curva con pendiente positiva en el hidrograma y cerca del flujo pico. El agujero causado por la socavación se puede rellenar cuando los caudales disminuyen, lo que se determina por la curva descendente del hidrograma.



*Cambio temporal en la profundidad del agujero causado por socavación, durante una tormenta.*



## 1.- Definición de SOCAVACION

La socavación es el resultado de la erosión causada por el agua, excavando y transportando material de lecho y de los bancos de los cauces.

La socavación ocurre con diferente intensidad dependiendo del tipo de material presente. Materiales granulares sueltos son rápidamente erosionados por el flujo, mientras que los suelos cohesivos presentan una mayor resistencia a la socavación. Sin embargo la socavación "máxima" en suelos cohesivos puede ser tan profunda como en los cauces de lechos arenosos.

2.- La socavación es un problema de transporte de sedimentos.

3.- Continuidad de sedimentos y el volumen de control:

$\text{Cambio en la cantidad de sedimentos} = \text{depósitos sedimentados} - \text{sedimentos transportados}$
--

4.- La socavación ocurre cuando la cantidad del material del lecho que puede ser transportada por el flujo,  $Q_s$ , en la zona de un puente alrededor de las pilas y los estribos, es más grande que la cantidad de material que está siendo transportado aguas arriba (abastecimiento de sedimentos).

$\text{Material que puede ser transportado en la sección del puente } Q_s > Q_s \text{ que es transportado por el flujo aguas arriba}$
--

**ESTRIBO EN LA MARGEN DERECHA**

con  $\alpha = 90^\circ$  obtenemos  $P_\alpha = 1.0$ ;  $H_0 = 1.17$  m

para  $\frac{Q_3}{Q_T} = \frac{3361}{13265} = 0.25$  obtenemos  $P_q = 2.935$

con talud del estribo 1.5:1 obtenemos  $P_R = 0.83$

Sustituyendo valores:

$$S_T = 1 (2.935) (0.83) (1.17) = 2.85 \text{ m}$$

$$S_T = 2.85 \text{ m}$$

## SOCAVACIÓN LOCAL

Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM

Con una pila de forma redondeada en su nariz

$b = 2.4 \text{ m}$ ,  $F_c = 1$  (pila alineada con el flujo)

$$F_R^2 = \frac{v^2}{gd_0} \dots F_c = \frac{2.234^2}{9.81 \times 12.536} = 0.04, \dots F_r = 0.2$$

$$\frac{d}{b_1} = \frac{12.536}{2.4} = 5.223$$

De la figura 7.4.XIV obtenemos

$$\frac{S_r}{b_1} = \frac{d + d_s}{b_1} = 6.9$$

$$S_r = 6.9b_1 = 6.9 \times 2.4 = 16.560$$

$$\text{Socavación} = S_r - d = 16.560 - 12.536 = 4.024 \text{ m}$$

$$\text{Socavación} = 4 \text{ m}$$

Sustituyendo valores obtenemos:

$$S_0 = 8.5 \times 0.7 \times (0.6 + 0.05) \frac{2.234^2}{9.81} - 30 \times 0.006$$

$$S_0 = 1.968 - 0.18 = 1.788$$

***Socavación local = 1.8 m***

De la gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev (figura 7.4.XI) con  $\frac{H}{b} = 5.2$  y  $\frac{v^2}{gb_1} = 0.212$ , se está en la zona de aplicabilidad de la fórmula de Yaroslavtziev sin que Laursen - Toch dé información de ella por lo que cae bajo la curva de valores máximos experimentales definida por Laursen - Toch.

## SOCAVACION LOCAL

Método de Yaroslavtziev, empleando la fórmula 7.4.4

$$S_0 = k_f k_v (e + k_H) v^2 / g - 30 d_{85}$$

Para el sondeo 3

Para apoyo de 2.4 m, con la forma de la pila tipo III, se obtiene de la figura 7.4.VIII un valor de  $k_f = 8.5$  m ( para  $\phi = 0^\circ$  )

Velocidad real ( fórmula 7.4.6 )

$$v = \frac{\alpha H_0^{5/4}}{H_s}$$

$$v = \frac{1.237 \times 65^{5/4}}{12.536} = 2.234 \text{ m / s}$$

$$\frac{v^2}{g b_1} = \frac{2.234^2}{9.81 \times 2.4} = 0.212, \text{ de la figura 7.4.IX obtenemos } k_v = 0.7$$

Como el apoyo cae en el cauce principal,  $e=0.6$

$$\text{Con la relación } \frac{H}{b_1} = \frac{12.536}{2.4} = 5.223$$

obtenemos de la figura 7.4.IX un valor de  $k_H = 0.05$

Para un valor de  $d_{85} = 6 \text{ mm}$  que es mayor de  $5 \text{ mm}$  por lo que si se considerara el segundo término de la expresión general, como lo recomienda Yaroslavtziev.

**SOCAVACIÓN LOCAL**

Método de Laursen y Toch

**SONDEO 3**

Cuando la mayor dimensión transversal está alineada con el flujo ( fórmula 7.4.2 ).

$$S_0 = k_1 k_2 b$$

con la relación  $\frac{h}{b_1} = \frac{12.536}{2.4} = 5.223$  obtenemosun  $k_1 = 2.4$  (valor máximo)

con una forma de la nariz del apoyo de forma semicircular obtenemos de la tabla 7.4.VI

un valor de  $k_2 = 0.9$ 

$$b = 2.4 \text{ m}$$

sustituyendo valores obtenemos:

$$S_0 = 2.4 \times 0.9 \times 2.4 = 5.18 \text{ m}$$

$$\text{socavación} = 5.2 \text{ m}$$

$$\text{socavación} = 9.067 - 6.5 = 2.567 \text{ m}$$

por lo que pasa al segundo estrato

$D_{84} = 0.0024 \text{ m}$ ; por lo que se emplea la fórmula 7.3.19

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_0^{3/2}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right]^{\frac{D_{84}^{0.03}}{0.322 + D_{84}^{0.03}}}$$

$$d_s = \left[ \frac{1.237 \times 6.5^{3/2}}{4.7 \times 0.972 \times 0.0024^{0.28}} \right]^{\frac{0.0024^{0.03}}{0.322 + 0.0024^{0.03}}}$$

$$d_s = 33.190^{0.722} = 12.536$$

$$d_s = (33.190)^{0.722} = 12.536 \text{ m}$$

$$\text{Socavación general} = 12.536 - 6.5 = 6 \text{ m}$$

## CÁLCULO DE SOCAVACIÓN GENERAL

Método de Lischtvan - Lebediev con recomendaciones del Ing. J.A. Maza Álvarez.

### SONDEO 3

Para suelos no cohesivos (empleando las fórmulas 7.3.3, 7.3.12, 7.3.18 y 7.3.20).

con  $D_{84} = 0.02$  m (primer estrato de 0 a 1.6 m), se tiene que

$$d_s = \left[ \frac{\alpha d_0^{2/3}}{4.7 \beta D_{84}^{0.28}} \right]^{\frac{D_{84}^{0.092}}{0.223 + D_{84}^{0.092}}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{2/3} B_e \mu}$$

$$\mu = 1 - \frac{0.387v}{L} = 1 - \frac{0.387 \times 4.2}{43.8} = 0.963$$

$$\alpha = \frac{13265}{6.63^{2/3} \times 476 \times 0.963} = 1.237$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln T$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 \ln 50 = 0.972$$

$$d_s = \left[ \frac{1.237 \times 6.5^{2/3}}{4.7 \times 0.972 \times 0.02^{0.28}} \right]^{\frac{0.02^{0.092}}{0.223 + 0.02^{0.092}}}$$

$$d_s = 18.330^{0.758} = 9.067m$$



**SOCAVACIÓN EN PUENTES**

**CÁLCULOS DE SOCAVACIÓN PARA EL RÍO ACAPONET**

$$ds = 10.038 \text{ m}$$

$$\text{socavación} = 10.038 - 6.5 = 3.538 \text{ m}$$

Por lo que la socavación llega al límite del estrato que es a 9.0 m.

$$\text{Socavación general} = 9.0 \text{ m}$$

Para un período de retorno de 50 años obtenemos de la tabla 7.3.V:

$$\beta = 0.97$$

Con longitud entre claros de  $(45-2.4)=42.6$  m y velocidad de 4.2 m/s obtenemos un valor del coeficiente de contracción de la tabla 7.3.IV :

$$\mu = 0.961$$

Sustituyendo valores:

$$\alpha = \frac{13265}{6.63^{5/3} \times 476 \times 0.961} = 1.239$$

$$\alpha = 1.239$$

Para  $Dm = 0.58$  mm obtenemos de la tabla 7.3.VI,  $1/1+x = 0.71$

$$d_s = \left[ \frac{1.239 \times 6.5^{5/3}}{0.68 \times 0.58^{0.28} \times 0.97} \right]^{0.71} = 15.972$$

$$d_s = 15.972m$$

$$\text{socavación} = 15.972 - 6.5 = 9.472 \text{ m}$$

La profundidad de 9.472 cae en el estrato inmediato inferior por lo que se calculará la socavación con las nuevas características.

Con  $Dm' = 6$  mm,  $1/1+x = 0.74$

sustituyendo valores obtenemos

## SOCAVACIÓN GENERAL

Método de Lischtván - Lebediev

Datos:

$$Q_d = 13265 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 4.2 \text{ m/s}$$

Esviaje: indefinido

Longitud del puente = 500 m

Número de claros aproximados de 45 m (11 claros)

Ancho de apoyos = 2.4 m ( 2 pilas de 1.2 m )

Ancho efectivo  $B_e = 500 - (10 \times 2.4) = 476 \text{ m}$

Para suelo friccionante ( empleando las fórmulas 7.3.3, 7.3.4 y 7.3.9)

$$d_s = \left( \frac{\alpha d_o^{5/3}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{5/3} B_e \mu}$$

Para el sondeo 3

$$d_m = A / B_e \quad ; \quad A = Q/v = 13265/4.2 = 3158.33 \text{ m}^2$$

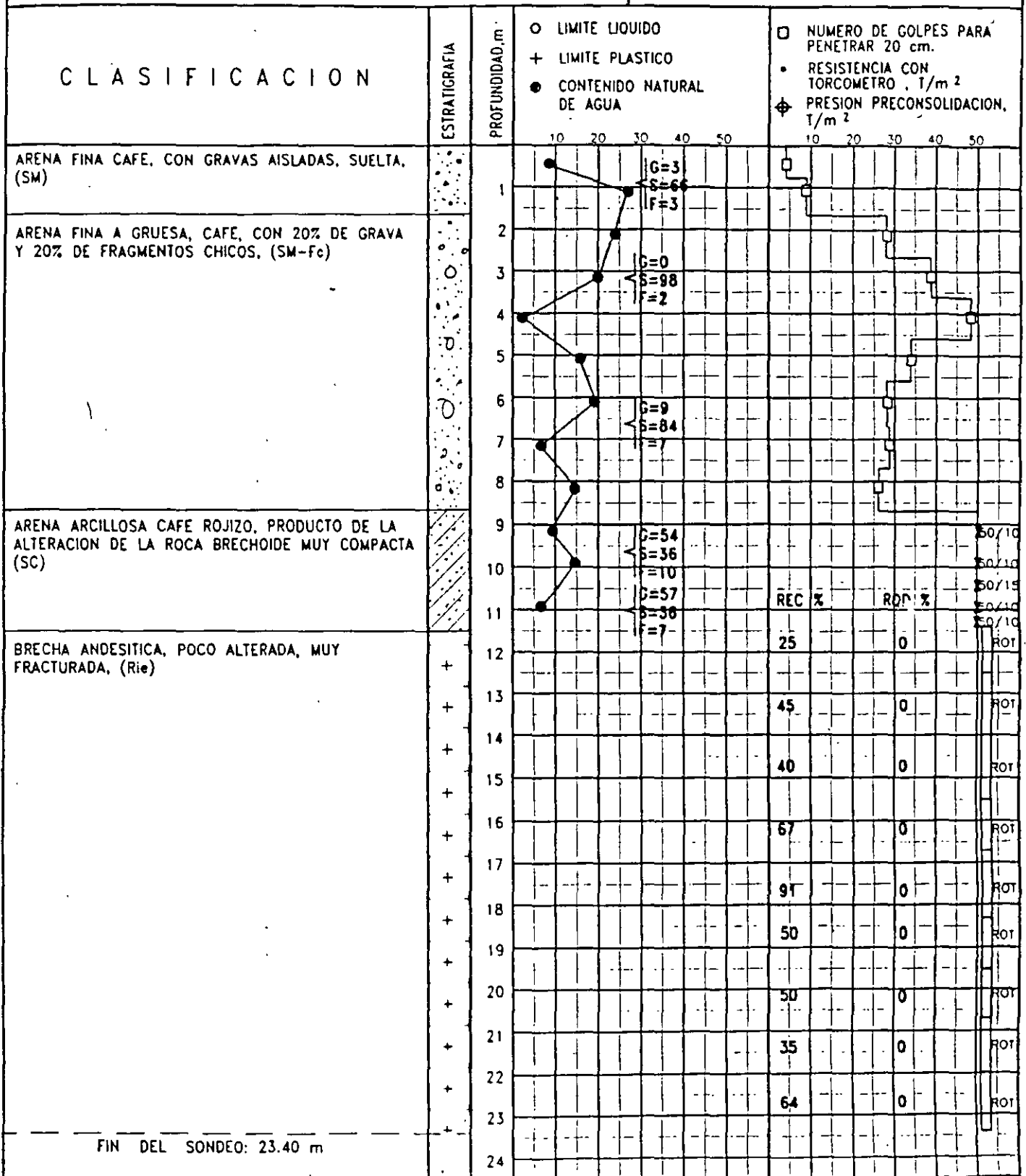
$$A = 3158.33 \text{ m}^2$$

$$d_m = 3158.33/476 = 6.63 \text{ m} ; d_o = 6.5 \text{ m}$$

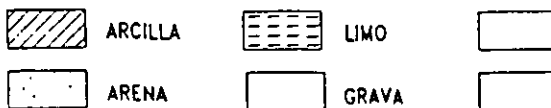
Estudio : RIO ACAPONETA KM 628+420

Sondeo : 3 Elev. Boca Sondeo : 11.65  
 Fecha : noviembre, 1995 Figura : 4

GEOSOL, s.a. de c.v.

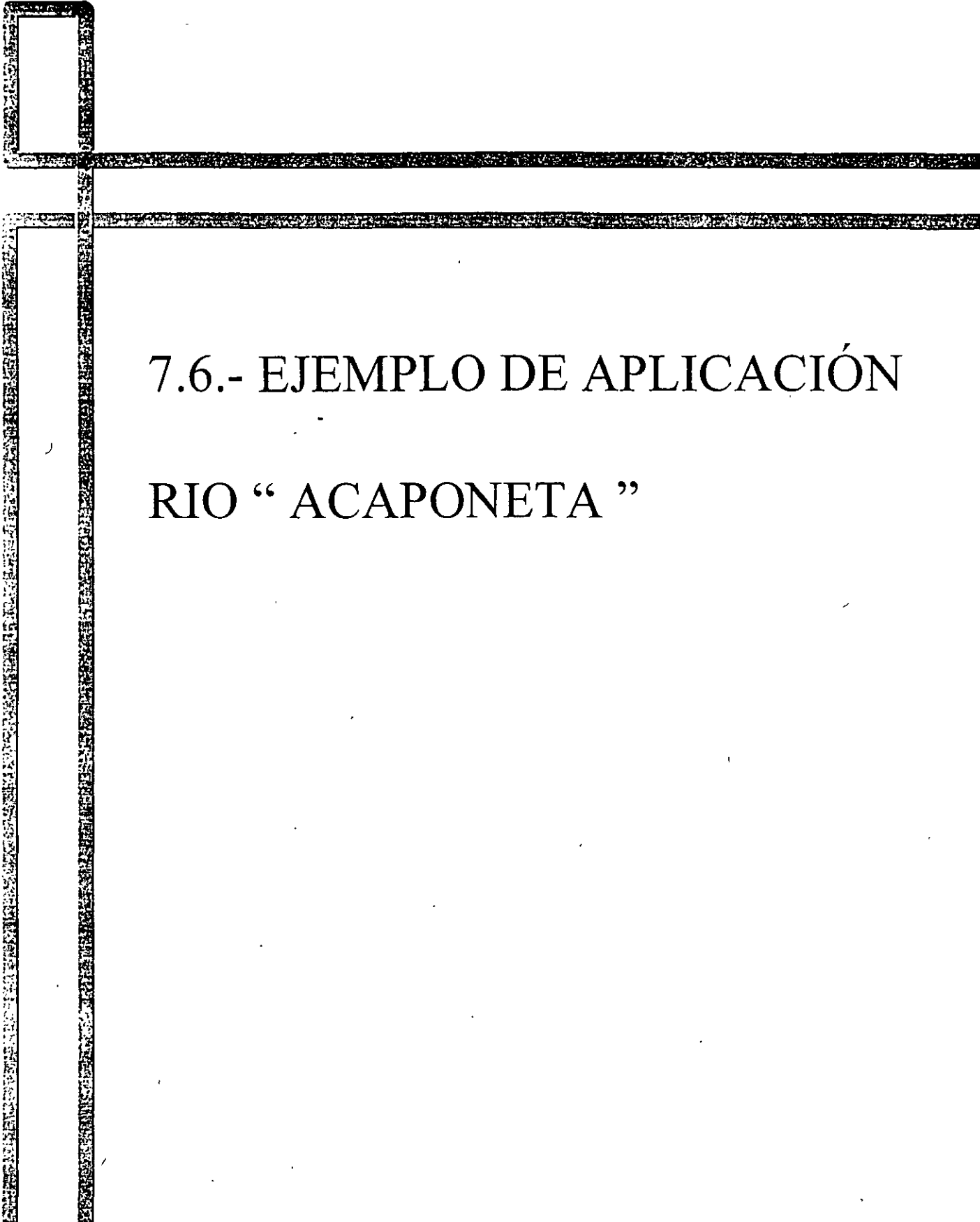


SIMBOLOS CONVENCIONALES



X MAYOR DE 50 GOLPES

TIRANTE DE AGUA 0.80 m

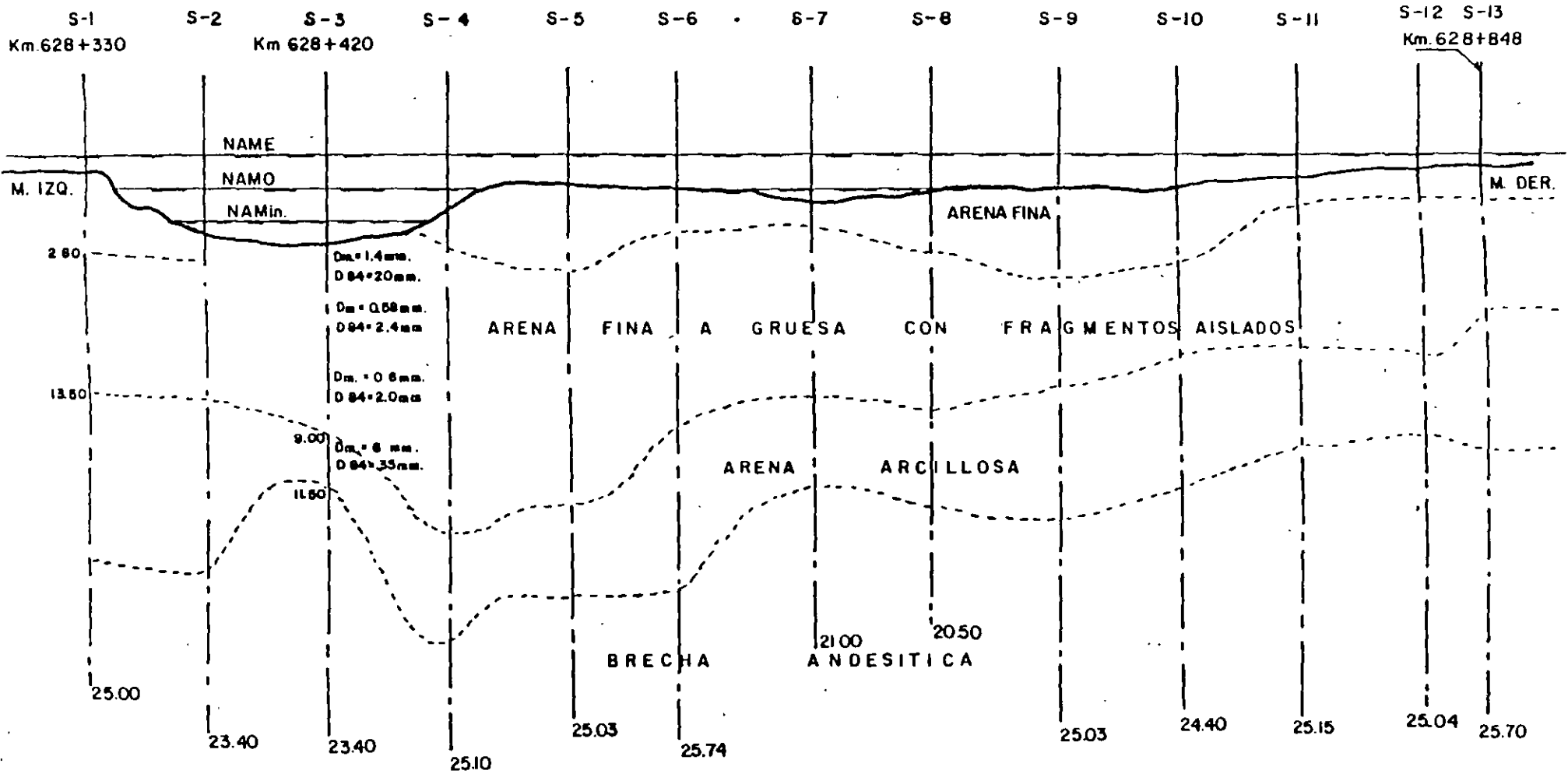


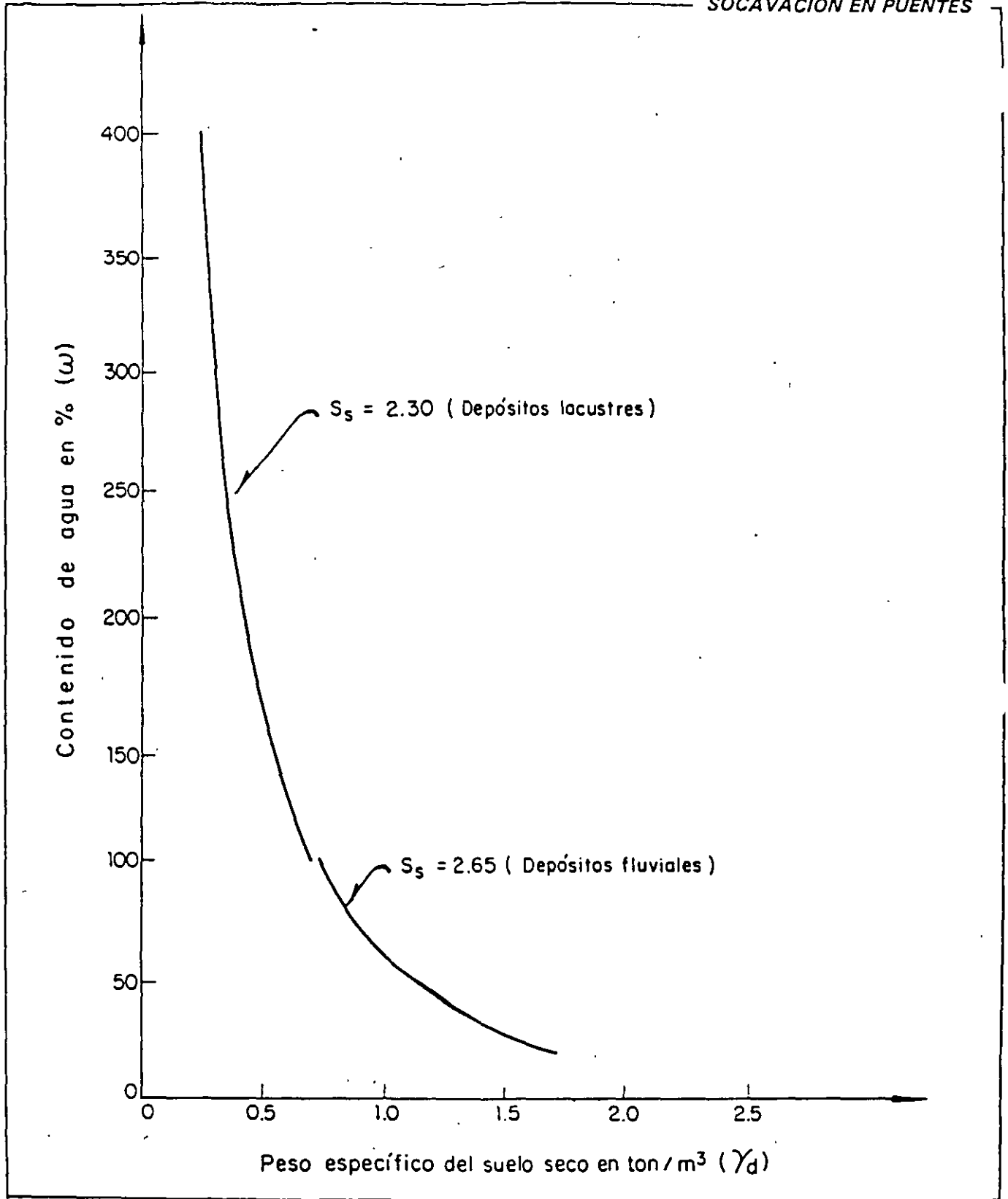
## 7.6.- EJEMPLO DE APLICACIÓN

### RIO “ ACAPONETA ”

# PUENTE SOBRE RIO ACAPONETA

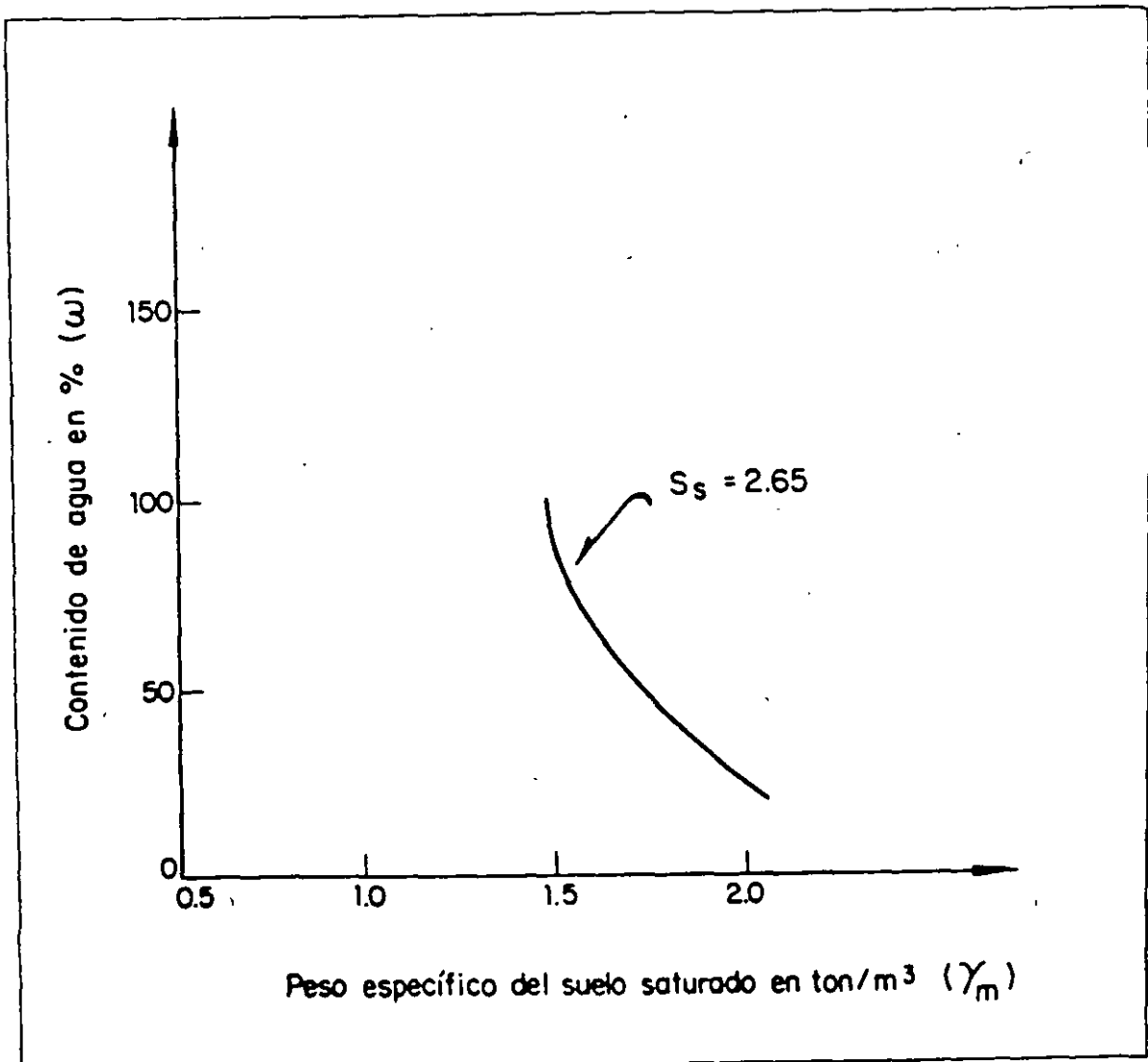
LONGITUD Y UBICACION DEL PUENTE ( L=500m.)





Relaciones  $\gamma_d - \omega$  para arcillas CH, CL y limos MH

De investigaciones realizadas por los C. Ing. Abel Flores Ramírez y Ma. del Carmen Rodríguez Flores sobre la socavación y su relación con los suelos (Reunión conjunta AMH, AMIVTAC, y SMMS., 1987), se establece una correlación sencilla de obtener peso específico seco-contenido de agua ( $\gamma_d-w$ ), en suelos cohesivos, para ser aplicada en los cálculos de socavación. Esta investigación agrupa resultados de ensayos de laboratorio en suelos, recopilados durante más de veinte años en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la SCT, correspondiente a ríos, arroyos y zonas lacustres de diversas lugares de la República Mexicana, obteniendo las siguientes gráficas.



Relaciones  $\gamma_m - \omega$  para suelos cohesivos de depósitos fluviales



En el caso de que el cruce del puente se efectúe en forma recta ( $\alpha=90^\circ$ ) y el talud del estribo sea vertical, la expresión de Artamonov queda reducida a :

$$S_T = P_q H_o \quad (7.5.6)$$

Todo lo anterior se aplica en forma semejante en el caso de espigones. Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones construidos en ambas orillas y unos frente a otros,  $S_T$  se puede reducir a un 75%, es decir

$$S_T = 0.75 P_\alpha P_q P_R H_o \quad (7.5.7)$$

No se dispone de ningún criterio que permita valuar la erosión cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo como el que se ha expuesto da el valor máximo que se llegar a presentar. Conviene considerar en un caso de esos, a  $Q_1$  como el gasto máximo que puede ser interceptado teóricamente por el espigón hasta la corona del mismo y si tomar en la fórmula el tirante  $H_o$  hasta la superficie.

Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger todo el lado de agua abajo del mismo, porque es una zona que tiende a ser erosionada.

$\alpha$	20°	60°	90°	120°	150°
$P\alpha$	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

Tabla 7.5-I valores del coeficiente correctivo  $P\alpha$  en función del ángulo  $\alpha$ .

$Q_1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
$Pq$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Tabla 7.5-III Valores del coeficiente  $Pq$  en función de  $\frac{Q_1}{Q}$

Talud R	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
$P_R$	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Tabla 7.5-IV Valores del coeficiente correctivo  $P_R$  en función de R.

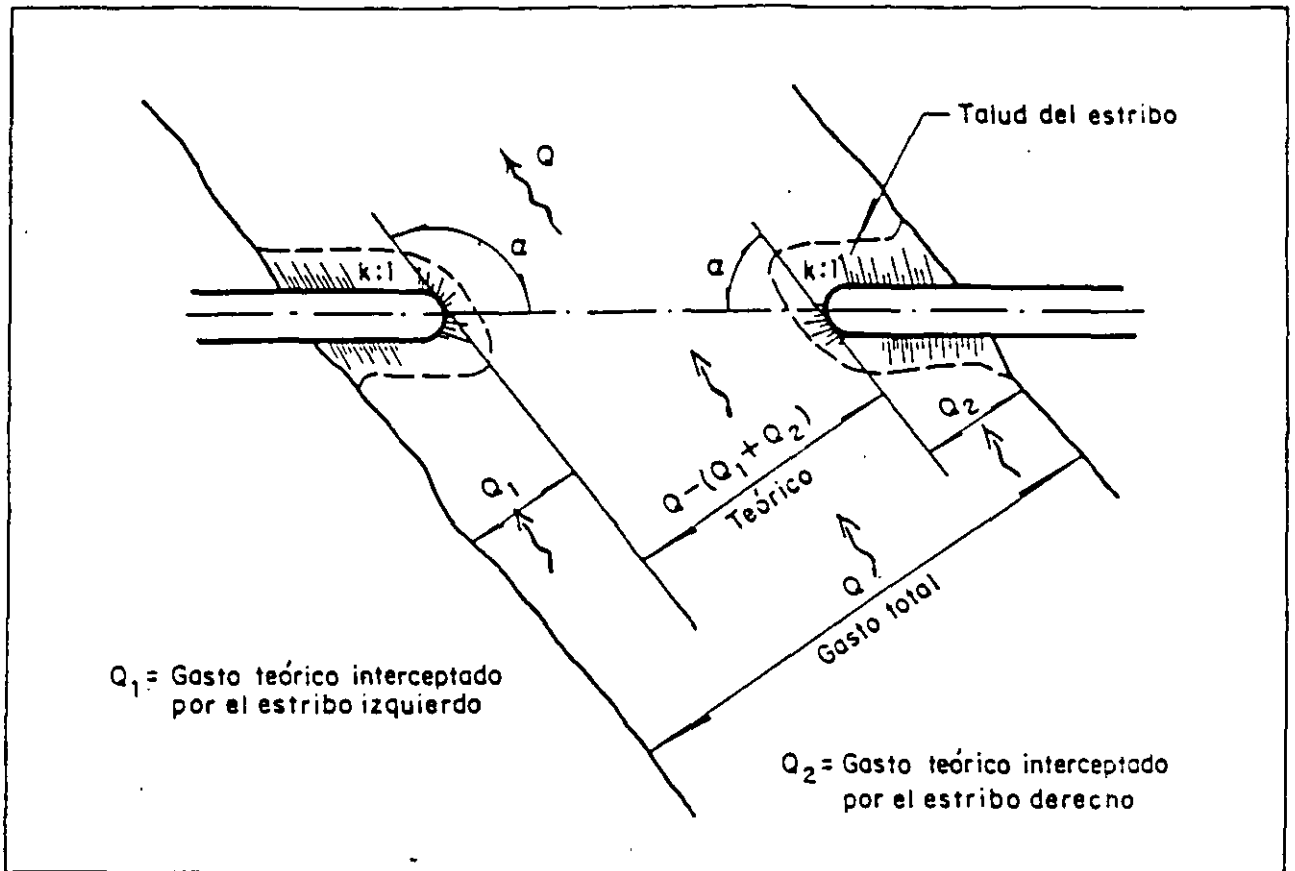


Figura 7.5-II Algunos parámetros que intervienen en la erosión al pie de estribos

$P_\alpha$  coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del espigón con la corriente, como se indica en la figura 7.5.II; su valor se puede obtener de la relación  $P_\alpha = 0.782 e^{0.0028\alpha}$  (7.5.2), o de la tabla 7.5.I

$\alpha$  ángulo medido aguas abajo del eje del puente y formado entre la prolongación de ese eje y la dirección del flujo, en grados, figura 7.5.II.

$P_q$  coeficiente que depende de la relación  $Q_1$  entre  $Q$ , donde  $Q_1$  es el gasto teórico que podría pasar a través del área ocupada por el estribo si éste no existiera, y  $Q$  es el gasto total en el río, figura 7.5.II. Su valor se obtiene de

$$P_q = 4.429 + 1.063 \operatorname{Ln} \frac{Q_1}{Q} \quad (7.5.3) \text{ o con la tabla 7.5.III}$$

$P_r$  coeficiente que depende del talud,  $R$ , del extremo del estribo, se obtiene con ayuda de la expresión (7.5.4).

$$P_r = 1.028 e^{-0.24R} \quad (7.5.4)$$

$R$  distancia horizontal, en m, recorrida al subir verticalmente 1 m. También se expresa como  $R = \cot \theta$ , en que  $\theta$  es el ángulo que forma el talud con la horizontal, figura 7.5.IV

Al sustituir las ecuaciones 7.5.2, 7.5.3 y 7.5.4 en la ecuación 7.5.1, se obtiene la relación:

$$S_T = 0.855 H_o \left[ 4.17 + \operatorname{Ln} \frac{Q_1}{Q} \right] e^{(0.0028\alpha + 0.24k)} \quad (7.5.5)$$

que permite obtener la erosión en el extremo y al pie del talud de un estribo o espigón teniendo en cuenta el ángulo del talud, el ángulo que el eje longitudinal de la obra tiene con respecto al flujo y la interferencia que dicha obra ocasiona al flujo.

Los estribos generalmente pueden ubicarse dentro del canal principal, ubicado al borde de este o encontrarse retirados del borde del canal principal. El flujo puede provenir de planicies de inundación, o solo del canal principal. El que proviene de las planicies de inundación y que es encauzado para regresar al canal en la sección del puente, incrementa las profundidades de socavación, debido a que incrementa la fuerza de los vórtices y el flujo que se encauza es por lo general libre de sedimentos.

Los estribos que se encuentran en el borde del canal principal o retirados de éste, presentan menos problemas de socavación que los que se encuentran dentro del canal, debido a que el borde del canal puede tener árboles u otro tipo de vegetación que disminuye la velocidad del flujo y es resistente a la socavación y a que las velocidades y profundidades son menores.

### 7.5.1. METODO DE K.F. ARTAMONOV

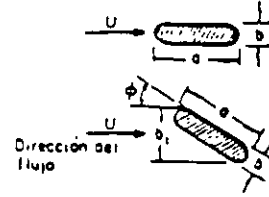
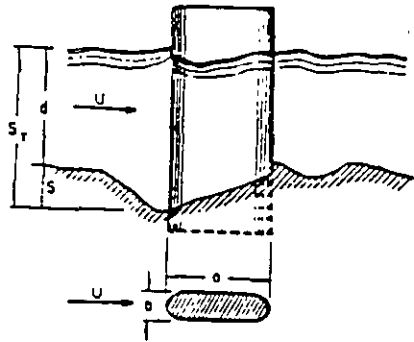
Este método permite estimar la profundidad de socavación al pie de estribos y espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dado por:

$$S_T = P_\alpha P_q P_R H_o \quad (7.5.1)$$

donde

$S_T$  profundidad de la corriente en el extremo de la estructura, medido entre la superficie del agua y el fondo erosionado, en m.

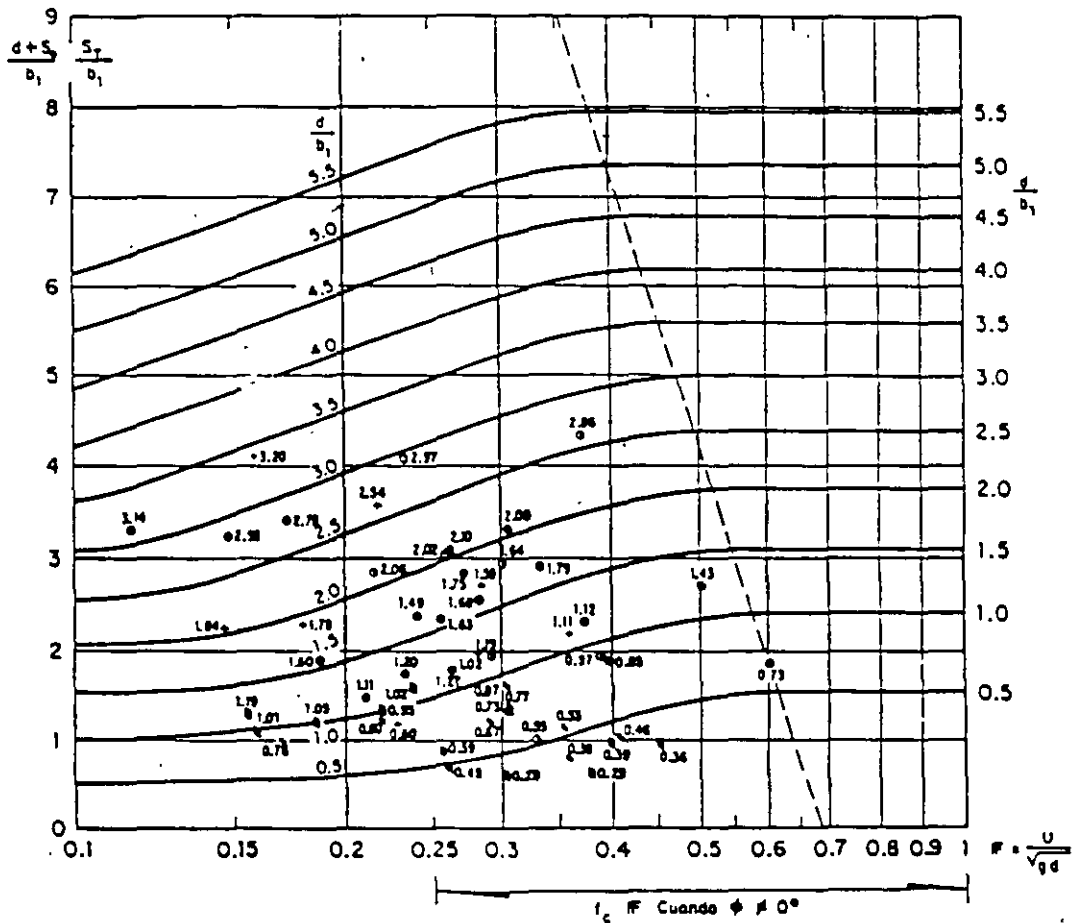
$H_o$  profundidad del flujo aguas arriba del estribo en una zona no afectada por la erosión del estribo, pero que tiene en cuenta la erosión general, transversal, en curvas o cualquier otra que afecte el fondo en forma independiente de la local anteriormente tratada, en m.



- a) Si la pila está alineada con el flujo  
 $b_1 = b \quad f_c = 1$
- b) Si la pila forma un ángulo  $\phi$  cualquiera con la corriente, los parámetros son:
- $$\frac{d}{b_1} \cdot F = f_c \frac{U}{\sqrt{gd}} \cdot \frac{S_T}{b_1}$$

en que:  
 $b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo  
 El coeficiente  $f_c$  es variable y depende del ángulo de incidencia  $\phi$

$\phi$	$f_c$
$0^\circ$	1
$15^\circ$	1.25
$30^\circ$	1.4
$45^\circ$	1.45



**SIMBOLOGIA**

- Arena negra, diám. = 0.17 mm +      Arena parda, diám. = 0.56 mm o      Arena rosa, diám. = 1.30 mm B  
 Ángulo de incidencia  $\phi = 15^\circ$  /      Ángulo de incidencia  $\phi = 30^\circ$  \

Figura 7.4-XIV Socavación al pie de pilas con extremos redondeados, según Maza y Sánchez

## 7.5 SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS.

Esta erosión ocurre en el extremo, que esta dentro de la corriente, de estructuras unidas a la margen entre las que se pueden citar los espigones y estribos de los puentes. Por ser esta última estructura la que se considera de mayor importancia y una falla de la misma ocasiona daños mayores se hará referencia a ella en lo que sigue.

Este tipo de erosión ha sido estudiado también por varios autores, entre quienes puede citarse a Laursen, Shen, Veiga Da Cunha, y ha sido más difícil de determinar y estudiar por la cantidad de parámetros que es necesario tener en cuenta y porque ellos varían notablemente de una estructura a otra. Tal es el caso del ancho total del estribo con respecto al primer claro del puente, el ángulo de ataque de la corriente, el gasto teórico interceptado por el estribo, sus taludes y la forma e inclinación de las esquinas cuando la cara del estribo es vertical. Téngase en mente que además influyen la velocidad y el tirante de la corriente y las propiedades del material del fondo.

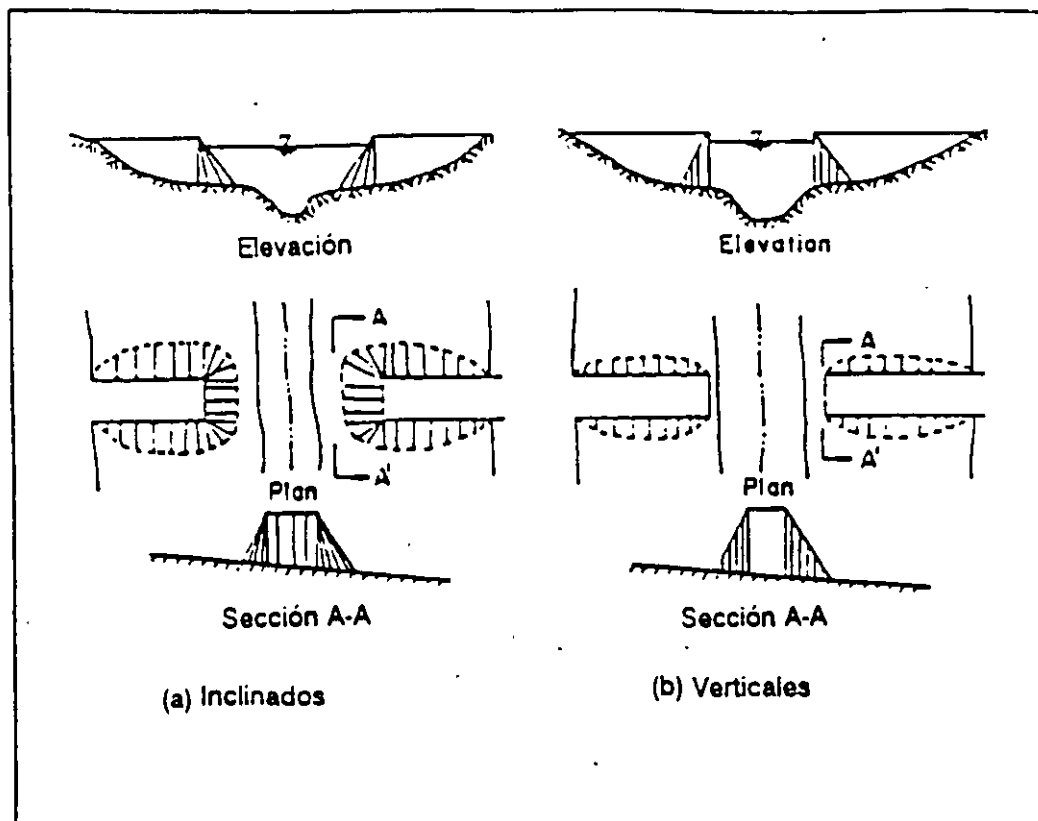
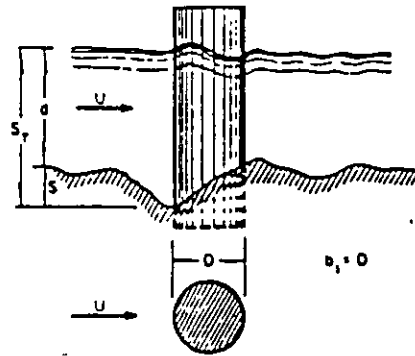


Figura 7.5.I Tipos comunes de estribos



SIMBOLOGIA

- Arena negra, diám. = 0.17 mm +
- Arena parda, diám. = 0.56 mm o
- Arena rosa, diám. = 1.30 mm Ø

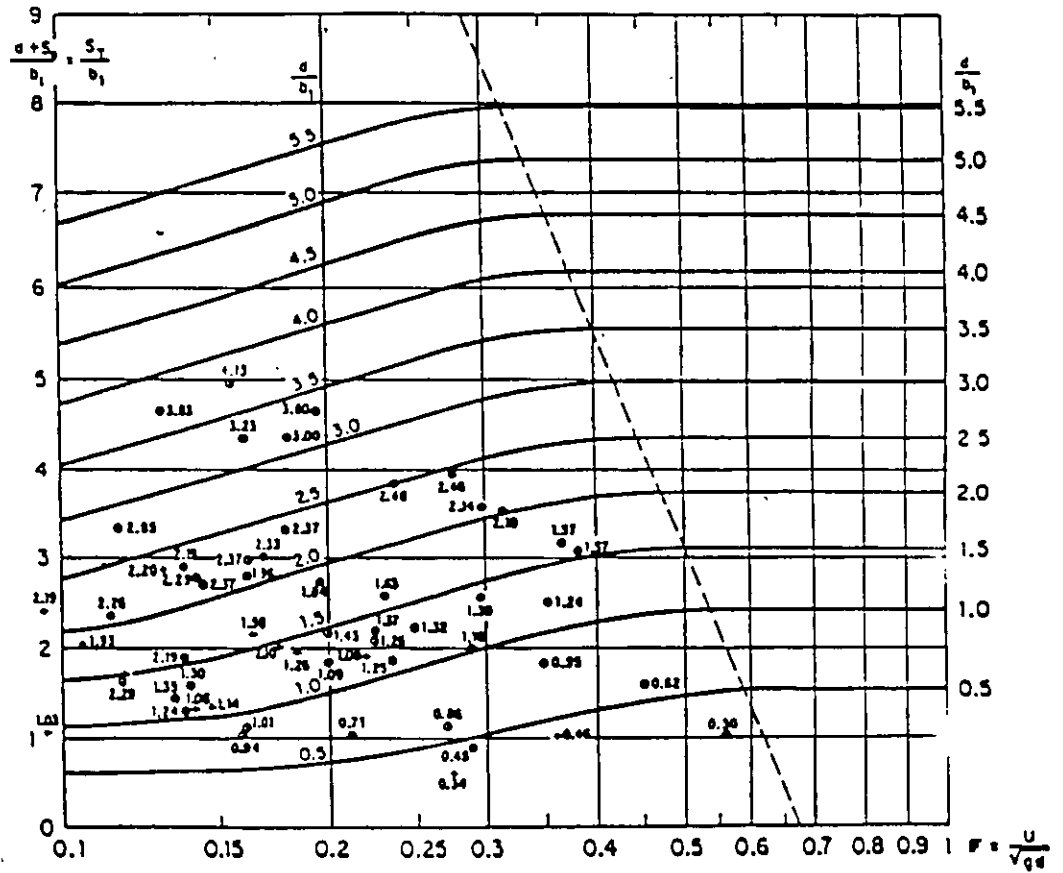
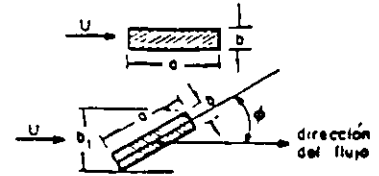
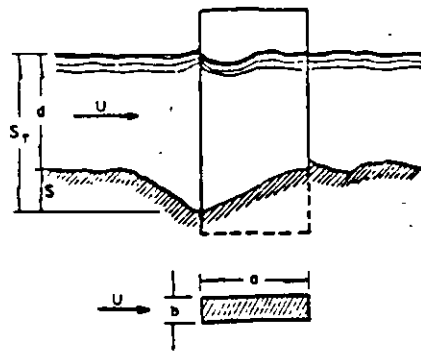


Figura 7.4-XIII Socavación al pie de pilas circulares, según Maza y Sánchez





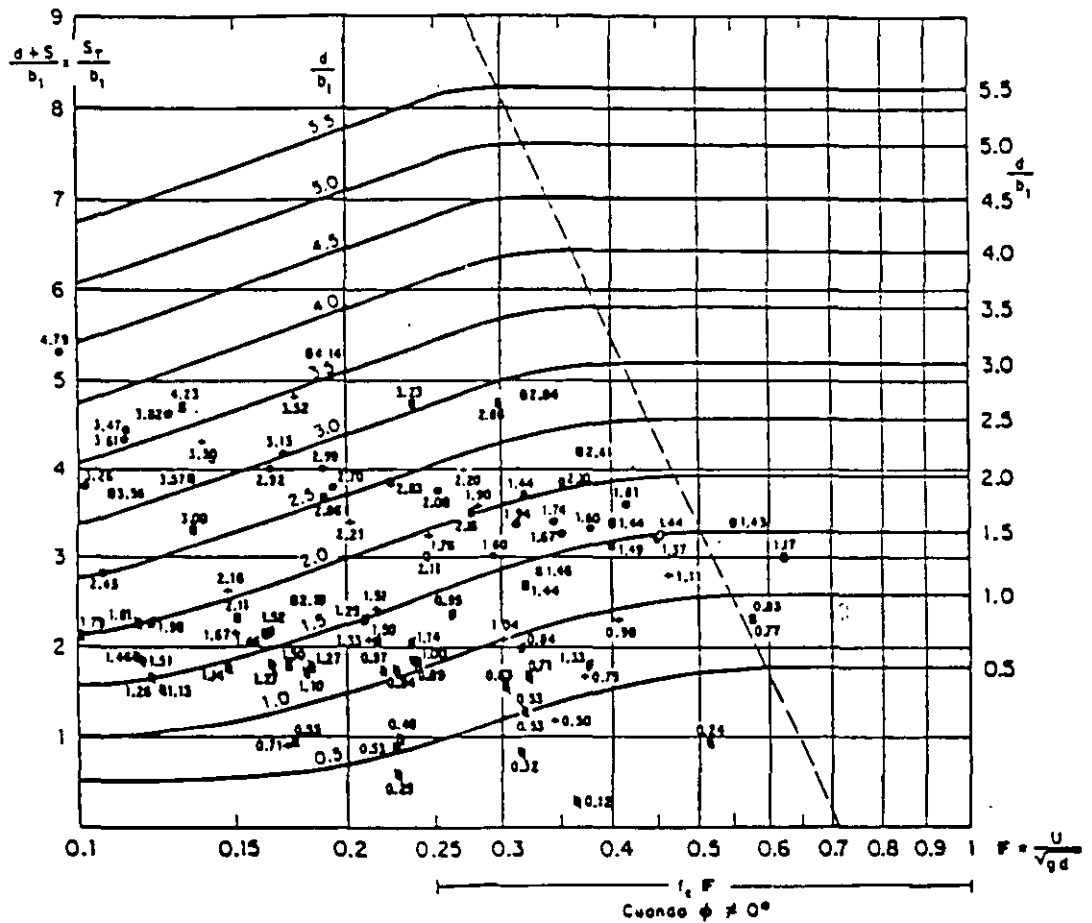
- a) Si la pila está alineada con el flujo:  $b_1 = b \quad i_c = 1$
- b) Si la pila forma un ángulo  $\phi$  cualquiera con la corriente, las parámetros son:

$$\frac{d}{b_1} \cdot F = i_c \frac{U}{\sqrt{gd}} \cdot \frac{S_T}{b_1}$$

en que:  
 $b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente  $i_c$  es variable y depende del ángulo de incidencia  $\phi$

$\phi$	$0^\circ$	$15^\circ$	$30^\circ$	$45^\circ$
$i_c$	1	1.25	1.4	1.45



Arena negra, diám. = 0.17 mm +      Arena parda, diám. = 0.56 mm O      Arena rosa, diám. = 1.30 mm B  
 Ángulo de incidencia  $\phi = 15^\circ$  /      Ángulo de incidencia  $\phi = 30^\circ$  \

Figura 7.4 - XII Socavación al pie de pilas rectangulares, según Maza y Sánchez

$b_1$  Proyección de la pila en un plano perpendicular a la corriente, en m. Cuando el flujo y el eje longitudinal de la pila están alineados,  $b_1$ , es igual al ancho de la pila.

$\phi$  ángulo entre la dirección del flujo y el eje longitudinal de la pila.-

$F$  número de Froude del escurrimiento.

$$F = \frac{V_p}{\sqrt{g d_{sm}}} f_c \quad (7.4.8)$$

$V_p$  velocidad media del flujo, después que el fondo ha sido erosionado, por todas las erosiones que pueden afectar la sección pero no por la local de las pilas, en m/s. Se obtiene en la sección del cruce ya erosionada, sin considerar las pilas,  $V_p = Q/A_p$ , en que  $A_p$  es el área total de esa sección.

$d_{sm}$  profundidad media en la sección donde se obtuvo  $V_p$ , en m.

$S$  erosión local medida desde el fondo no afectado por esa erosión, en m.

$S_T$  erosión local medida desde la superficie libre del agua, en m.

$f_c$  coeficiente por el que hay que afectar al número de Froude,  $F$ , cuando  $\phi \neq 0$  y  $F > 0.25$ .

La erosión local que se obtiene con ayuda de las figuras señaladas es la máxima que puede presentarse. Un factor importante estriba en que las curvas fueron elaboradas principalmente para las arenas de 0.17, 0.56 y 1.3 mm.

La erosión local debe calcularse una vez que se conoce la elevación del fondo cuando éste es erosionado por los efectos señalados en la socavación general. Por tanto debe calcularse la profundidad del fondo y la velocidad media de la corriente en el momento en que esa erosión esta presente.

### 7.4.3 METODO DE LA DIVISION DE INVESTIGACION DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM.

Los estudios experimentales (por Maza y Sánchez) se llevaron a cabo en tres canales y en una instalación para estudios aerodinámicos. En el primer canal se estudió la forma como se inicia y prosigue la socavación, líneas de corriente, etc., y principalmente se realizó la comparación entre los métodos de Yaroslavtziev y Laursen-Toch. En el segundo canal se trató de verificar para otras condiciones, las modificaciones propuestas para la determinación de la socavación obtenida del primer modelo. En el tercero se estudio someramente la socavación en gravas y protecciones formadas con pedraplenes y por último, en las instalaciones para estudios aerodinámicos, se probaron distintos tipos de protección.

En las figuras 7.4.XII, 7.4.XIII y 7.4.XIV se encuentran condensadas las observaciones realizadas respecto a las trayectorias de las partículas tanto líquidas como sólidas alrededor del obstáculo, forma de iniciarse el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

En este método se proponen tres diagramas que se muestran en las figuras 7.4.XII, 7.4.XIII y 7.4.XIV, con los que se puede determinar la erosión local como una función de la relación entre el ancho de la pila al tirante del agua y el número de Froude de la corriente. Este método es útil únicamente para fondos formados por arena y grava. Los diagramas fueron obtenidos para pilas con sección rectangular, cilíndrica y rectangular con extremos redondeados y sirven tanto para pilas alineadas con el flujo, como esviajadas. Cuando la pila está esviajada el número de Froude debe corregirse por un factor  $f_c$  si su valor es mayor que 0.25. El valor del coeficiente  $f_c$  se indica en las figuras 7.4.XII, 7.4.XIII y 7.4.XIV y es función del ángulo  $\phi$ , que forma la dirección del flujo con el eje de la pila. En las figuras indicadas, el significado de los parámetros es el siguiente:

$d_o$  tirante de la corriente frente a la pila, en m, en una zona no afectada por la erosión local, pero obtenido después de calcular la socavación general, transversal y en curvas. En otras palabras, las erosiones locales se calculan a partir de las condiciones de la corriente, una vez que se han producido las erosiones que afectan el fondo del cauce en forma general.

del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. Este es tomado en cuenta en el segundo término (30 D) de la expresión 7.4.4 en donde se considera un diámetro "D" equivalente para los suelos cohesivos tal y como se muestra en la tabla 7.4.X.

Peso volumétrico del material seco en $t/m^3$	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares, en cm.		
	Arcillas y suelos altamente plásticos.	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2 - 1.6	4	2	2
1.6 - 2.0	8	8	3
2.0 - 2.5	10	10	6

Figura 7.4-X Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos.

Lo anterior se ha presentado con el fin de redondear más el tema; sin embargo, no será discutida su validez no comparada con alguna otra, por desconocerse otro intento de valuar la profundidad de la erosión para suelos cohesivos.

Cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante y que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo con material suelto. Así, es probable que durante el tiempo que tarda la avenida no se alcance la profundidad obtenida mediante el cálculo. Por este motivo conviene tomar como gasto de diseño el que se presenta durante una avenida con un periodo de retorno más bajo.

Como puede observarse, para Yaroslavtziev la profundidad depende principalmente de la velocidad media y de su distribución, del tirante, de las características de la pila y de la granulometría del material de que esta formado el fondo; pero para el no existe un límite en la socavación. Este método sobrestima la profundidad de socavación cuando las velocidades son altas, ya que se presenta como una función directa de la velocidad elevada al cuadrado, siendo que ya es un hecho conocido que la profundidad de

En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al  $D_{85}$  mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 m Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula (30 D). Si un estrato con boleos sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a esta última, al calcular el  $D_{85}$  de ella, deberá tomarse en cuenta que el boleo no arrastrado se mezcla con la arena produciendo un nuevo material.

El valor del ángulo de incidencia  $\phi$  entre la corriente y las pilas es tomado en cuenta en el valor de  $b_1$ , tal y como puede observarse en la figura 7.4.VIII, el cual a su vez interviene en la valuación de  $K_v$  y  $K_h$ . Además  $\phi$  afecta directamente el valor del coeficiente  $K_f$  como se observa en la misma figura, excepto en las pilas rectangulares y circulares.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el esviajamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de aguas menor, pero que incida con el ángulo  $\phi$  máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo  $\phi$  menor.

Yaroslavtziev advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en los que la relación  $H/b_1$  sea menor que 2 y la pila este inclinada respecto a la corriente y añade también que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene asimismo, sobre la posibilidad de que ocurran depósitos frente a las pilas o erosiones negativas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

## METODO PARA SUELOS COHESIVOS

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación de la resistencia a la erosión

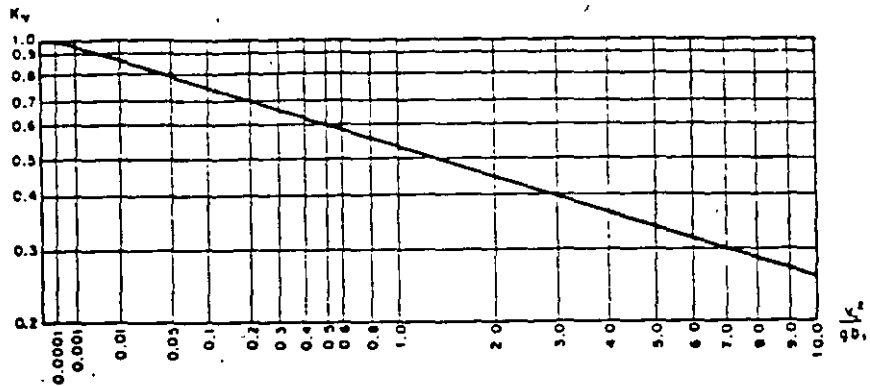


FIG. A-III.8. Gráfica para el cálculo de  $K_v$ , (método de Yaroslavtziev)

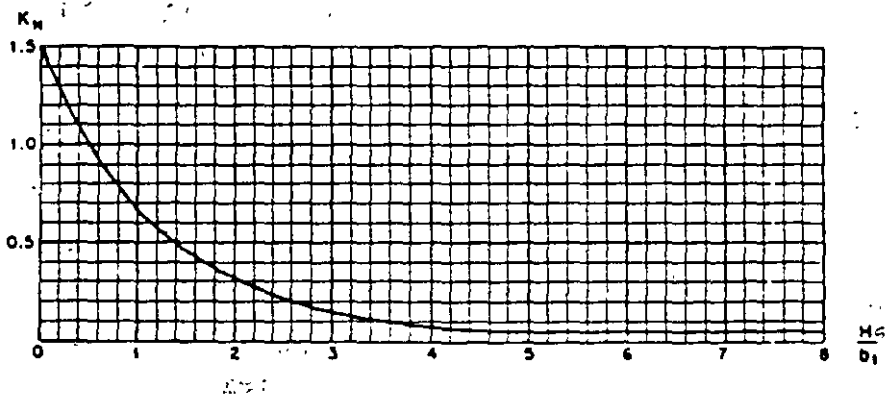


Figura 7.4-IX Valores de los coeficientes  $k_h$  y  $k_v$  (Método de yaroslavtziev).

$$\text{Log}K_v = -0.28\sqrt{v^2 / gb_1} \quad (7.4.5) \quad \text{y puede encontrarse en la figura 7.4.IX}$$

$V$  velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la erosión general, en m/s.

$$V = \frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{H_s} \quad (7.4.6)$$

$g$  aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>.

$b_1$  proyección de un plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia vale 0°  $b_1$  es igual al ancho  $b$  de la pila.

$e$  coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas: vale 0.6 si se encuentran en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

$K_H$  coeficiente que depende del tirante del flujo de llegada y del ancho de la pila, esta definido por la siguiente expresión:

$$\text{Log} K_H = 0.17 - 0.35 H/b_1 \quad (7.4.7) \quad \text{y puede encontrarse además con ayuda de la figura 7.4.IX.}$$

$H$  tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es el obtenido al presentarse la socavación general (ds)

$D$  diámetro en m de las partículas mas gruesas que forman el fondo y esta representado aproximadamente por el  $D_{85}$  de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes.

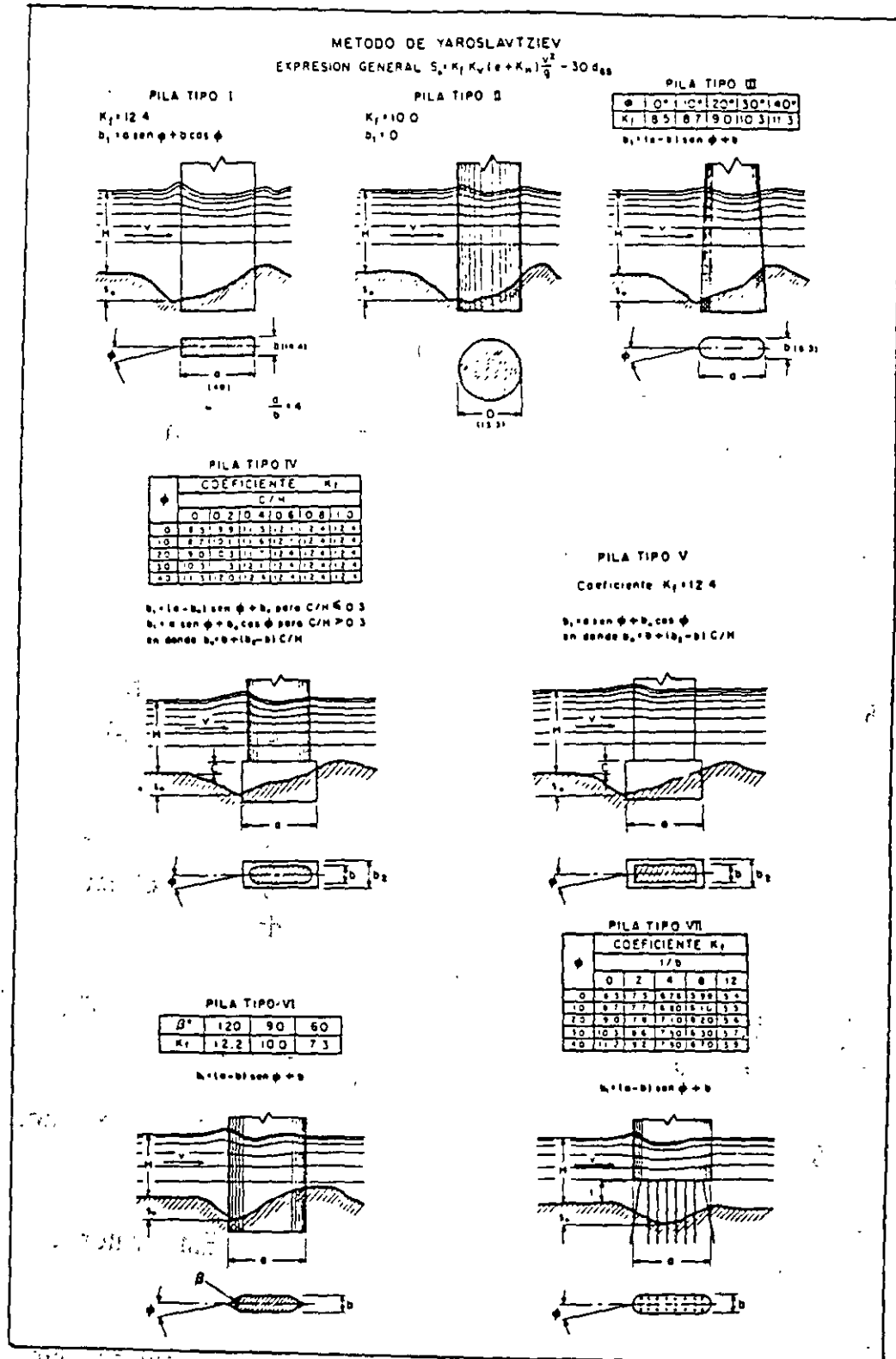


Figura 7.4-VIII Valores de  $K_f$  y  $b_1$