

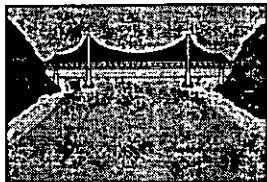
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS INSTITUCIONALES

**HIDROLOGIA E HIDRAULICA EN
PROYECTOS CARRETEROS
27, 28 y 29 de noviembre**

Ing. Gerardo Romero Magaña

Morelia, Mich.



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

Ciudad de México, noviembre de 1996.

HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA EN PROYECTO DE CARRETERAS

PROGRAMA

OBJETIVO :

PRESENTAR LOS ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA HIDROLOGIA E HIDRAULICA PARA LA REALIZACION DE LOS ESTUDIOS HIDROLOGICOS , HIDRAULICOS Y DE DRENAJE EN GENERAL , EN EL PROYECTO DE CARRETERAS (PUENTES).

1.- INTRODUCCION

1.1- CONCEPTOS GENERALES DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA

1.2- APLICACIÓN DE LA HIDROLOGIA E HIDRAULICA EN EL PROYECTO DE PUENTES

2.- ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1 CONCEPTO DE CUENCA HIDROLOGICA

2.2 CARACTERISTICAS FISIOGRAFICAS

2.3 PERIODO DE RETORNO

2.4 METODOS DE CALCULO

2.4.1.- EMPIRICOS

2.4.2.- SEMIEMPIRICOS

2.4.3.- ESTADISTICOS

3.- ESTUDIO HIDRAULICO

3.1.- ECUACION DE CONTINUIDAD

3.2.- SECCION Y PENDIENTE

3.3.- ECUACION DE LA ENERGIA

4.- CALCULO DE SOBREELEVACION

4.1.- METODO SCT

4.2.- METODO BPR

4.3.- CONDICION DE CHOQUE- ECUACION DE YARNELL

5.- SOCAVACION

5.1.- GENERAL

5.2.- LOCAL

5.3.- TOTAL

6.- OBRAS DE PROTECCION

6.1.- ENROCAMIENTOS

6.2.- DIQUES DE ENCAUZAMIENTO

6.3.- ESPIGONES

HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA EN PROYECTOS DE CARRETERAS

P R O G R A M A

OBJETIVO:

El alumno conocerá los factores climatológicos y fisiográficos que intervienen en la formación del caudal que escurre por los cauces que cruzan las carreteras, así como los criterios de cálculo hidrológico e hidráulico para determinar dicho caudal.

1.- INTRODUCCION

- 1.1 *Definición y objetivo de la hidrología* _____
- 1.2 *Breve reseña histórica*

2.- CUENCA HIDROLOGICA

- 2.1 *Concepto de cuenca*
- 2.2 *Características fisiográficas*

3.- PRECIPITACION

- 3.1 *Tipos de precipitación*
- 3.2 *Aparatos de medición*
- 3.3 *Análisis de los datos de lluvia*
- 3.4 *Técnicas de análisis de los registros de lluvia*
- 3.5 *Isoyetas de Intensidad de lluvia - Duración - Período de Retomo*

4.- ESCURRIMIENTO

- 4.1 *Proceso del escurrimiento*
- 4.2 *Análisis de hidrogramas*
- 4.3 *Aforo de corrientes*

5.- GASTOS MAXIMOS

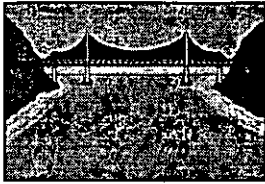
- 5.1 *Modelos lluvia - escurrimiento*
- 5.2 *Métodos estadísticos*
- 5.3 *Estudios hidráulicos*

6.- DISEÑO HIDRAULICO

- 6.1 *Cálculo de sobreelevación*
- 6.2 *Cálculo de socavación*

7.- OBRAS DE PROTECCION

- 7.1 *Enrocamientos y diques de protección*
- 7.2 *Espigones*



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

INTRODUCCION

Ciudad de México, noviembre de 1996.

CAPITULO I

INTRODUCCION

DEFINICION: la hidrología es una de las ciencias de la tierra y estudia la ocurrencia, distribución, movimiento y propiedades del agua, sobre la superficie terrestre y debajo de ella.

Esta estrechamente relacionada con la geotecnia, meteorología, oceanografía, hidráulica, química y geofísica.

REPASO-HISTORICO: Los filósofos antiguos trataron de explicar la naturaleza del proceso del flujo superficial y del ciclo hidrológico. Por ejemplo, Homero creía en la existencia de varios vasos subterráneos que abastecían a los ríos, lagos, manantiales, mares, y pozos profundos. Sin embargo, entendía la dependencia del gasto del área de la sección hidráulica, rugosidad y pendiente. La relación apropiada entre área, velocidad y gasto, fue descubierta por Leonardo Da Vinci.

Durante el primer siglo después de Cristo, Marcos Vitruvius intuyó que la precipitación sobre áreas montañosas se infiltraba y luego aparecía como arroyos y manantiales en las partes bajas.

A pesar de la incertidumbre de las teorías en la antigüedad, se encontraron aplicaciones practicas exitosas por ejemplo, 4000 años A.C. se construyó una presa en el río Nilo con fines de irrigación. Varios miles de años después, se construyó un canal para conducir agua potable del Cairo al Suez. En varios pueblos de la Mesopotamia se construyeron bordos de tierra contra inundaciones.

A fines del siglo XV, se hizo evidente la tendencia a bases más científicas en la observación de fenómenos Hidrológicos. Da Vinci Y Bernard Polissy independientemente, explicaron correctamente el ciclo hidrológico, pero hasta el siglo XVII se comenzaron a tratar de medir cuantitativamente algunas variables hidrológicas.

Se considera que la hidrología moderna comienza con los estudios de Perrault, Mariotte y Halle y en el siglo XVII. Perrault obtuvo mediciones de precipitación en la cuenca de río Sena en un período de 3 años y demostró que conociendo el área que contribuye al escurrimiento de una corriente y la cantidad de lluvia era posible conocer el caudal de un río; hizo mediciones también de capilaridad y evaporación, Mariotte aforó las velocidades del río Sena las que multiplico por las áreas hidráulicas respectivamente para obtener el gasto. El astrónomo inglés Halley midió la cantidad de evaporación del mar Mediterráneo y concluyó que el agua evaporada era suficiente para dotar a los ríos.

En el siglo XVIII trajo numerosos avances en hidráulica e instrumentación; como ejemplo tenemos el piezómetro de Bernoulli, el tubo de Pitot, el teorema de Bernoulli y la ecuación de Chezy.

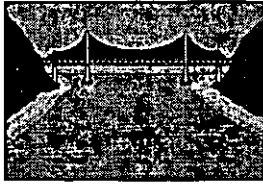
En el siglo XIX floreció la hidrología experimental; Darcy desarrolló su ley de flujo en medios porosos, Thiém su fórmula de flujo radial subterráneo, de 1930 a 1950 los análisis racionales empezaron a reemplazar a los empirismos; como ejemplo del gran proceso están el hidrograma unitario de Sherman; la teoría de infiltración de Horton y la fórmula de Theis de flujo transitorio en hidráulica de pozos.

OBJETIVOS: Los objetivos de la hidrología pueden resumirse en 2 grupos:

A) Obtención de la avenida máxima de un río para una frecuencia de diseño de obras como puentes, vertedores, bordos, derivaciones, etc.

B) Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del agua sobre la superficie terrestre y debajo de ella para diseñar sistemas de riego, abastecimiento de agua, aprovechamientos hidroeléctricos, navegación en ríos, etc.

CICLO HODROLOGICO: Este es un término que describe la circulación general del agua, digamos que empiezan con la evaporación de los océanos; el vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento, en determinadas condiciones, el vapor se condensa formando nubes, que pueden ocasionar precipitación, de la cual, una parte es retenida por la superficie, otra escurre sobre ella y la restante penetra en el suelo, el agua retenida es devuelta a la atmósfera por evaporación y por la transpiración de las plantas. La parte que escurre sobre la superficie es drenada por arroyos y ríos hasta los océanos, perdiéndose una parte por evaporación. El agua que se infiltra puede satisfacer ciertas condiciones y abastecer los depósitos subterráneos, de donde puede fluir hacia los ríos o descargas en océanos; la que queda detenida en la capa vegetal del suelo es regresada a la atmósfera por transpiración.



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

ESTUDIO HIDROLOGICO

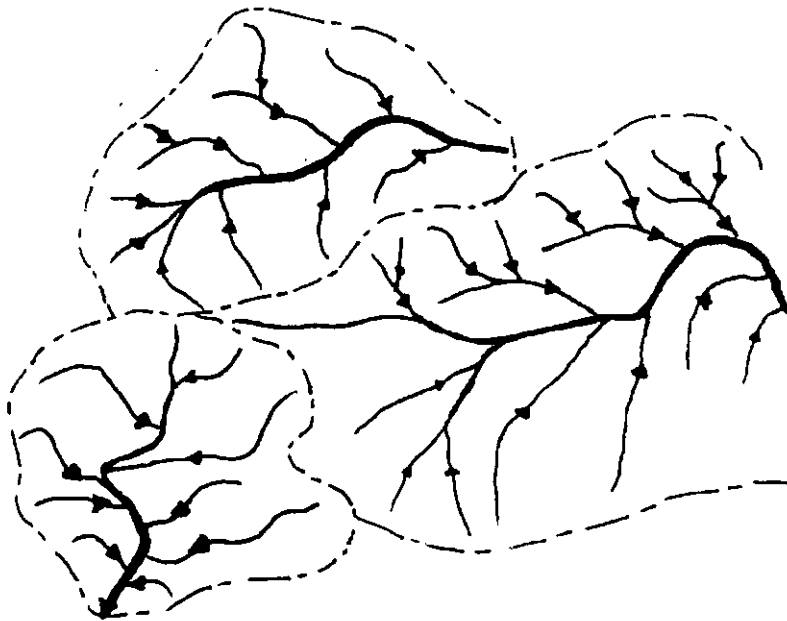
Ciudad de México, noviembre de 1996.

LA CUENCA

Analizaremos las características fisiográficas de la cuenca, lo cual es fundamental en la naturaleza de escurrimiento. Se define la cuenca de drenaje de una corriente como el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte a todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios; se dice "parte o todo" porque casi nunca coincide la cuenca definida (de drenaje superficial) con las correspondientes de flujo subterráneo, siendo entonces posible que haya flujo base proveniente de otra cuenca.

La cuenca de drenaje de una corriente superficial esta limitada por su parte aguas (ver fig. 1), que es una linea imaginaria que divide a las cuencas adyacentes y esta formada por los puntos de mayor elevación, cruzando a las corrientes en los puntos de salida.

FIG. 1 DELIMITACION DE CUENCAS ADYACENTES



Es una cuenca pequeña, la forma y cantidad de escurrimiento están determinadas principalmente por las condiciones físicas del suelo por lo que el estudio hidrológico debe enfocarse con más atención en la cuenca misma. En cambio, en una cuenca muy grande, el efecto de almacenaje del cauce es muy importante, por lo que deberá darse atención también a las características de dicho cauce.

Una cuenca pequeña se define como aquella cuyo escurrimiento es sensible a lluvias de alta intensidad y corta duración, donde predominan las características físicas del suelo, así como su uso (cultivos, vegetación, etc.). El área límite de una cuenca pequeña según Chaw, puede considerarse de 50 millas² = 130 km².

Las principales características fisiográficas de una cuenca que influyen en el escurrimiento son el área, pendiente, elevación, red de drenaje, longitud del cauce principal y pendiente del mismo.

Area de la cuenca: es el área en proyección horizontal encerrada por el parteaguas; generalmente se determina con planímetro.

PENDIENTE DE LA CUENCA:

1) CRITERIO DE ALVORD: en base a la fig. 2

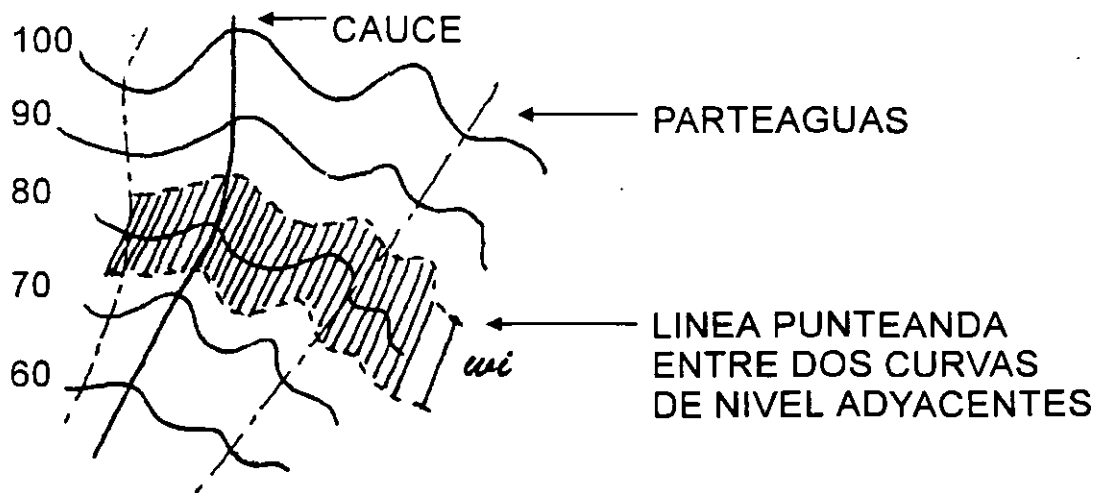


FIG. 2 CRITERIO DE ALVORD

Supongamos que determinamos franjas definitivas por líneas medias que pasan entre dos curvas de nivel adyacentes. Si llamamos W_i el ancho medio de la franja i , tenemos que

$$W_i = \frac{a_i}{L_i}$$

Donde:

a_i = área de la franja i , entre dos líneas punteadas.

L_i = Longitud de la curva de nivel que queda dentro de la franja. Además, la pendiente media de la franja i es:

$$S_i = \frac{D}{W_i} = \frac{DL_i}{a_i}$$

Donde D es el desnivel entre las líneas medias, o lo que es lo mismo, el desnivel entre las curvas del nivel.

Así, la pendiente de la cuenca será el promedio pesado de las cuencas de cada franja en relación con su área.

Por lo tanto:

$$S_c = \frac{DL_1}{a_1} \cdot \frac{a_1}{At} + \frac{DL_2}{a_2} \cdot \frac{a_2}{At} + \dots + \frac{DL_n}{a_n} \cdot \frac{a_n}{At}$$

$$S_c = \frac{D}{At} (L_1 + L_2 + \dots + L_n) = \frac{DL}{At}$$

DONDE:

At = área total de la cuenca.

L = Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca.

Por lo anterior, por este criterio es necesario medir todas las curvas de nivel en la cuenca, el área de ésta y por supuesto conocer D .

2) CRITERIO DE HORTON

Se traza una malla de cuadros sobre el plano de la cuenca, procurando orientar uno de los ejes en el sentido de la corriente principal; si el área de la cuenca es menor de 2500 km² se requiere por lo menos una malla de 4 cuadros por lado; si la cuenca es mayor, el número de cuadros deberá aumentarse, es obvio que a mayor número de estos, la precisión será mayor. El método en medir la longitud de cada línea de la malla comprendida dentro de la cuenca, y contar las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel (aunque se repitan en una misma curva). Las pendientes de la cuenca en cada dirección de la malla son:

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x}, \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

Donde:

D = Desnivel constante entre curvas de nivel.

N_x y N_y = Número de intersecciones y tangencias de las líneas de la malla con direcciones X e Y respectivamente, comprendidas dentro de la cuenca.

L_x y L_y = Longitudes totales de las líneas con direcciones X e Y respectivamente, comprendidas dentro de la cuenca.

Así la pendiente media de la cuenca es:

$$S_c = \frac{NDSEC \theta}{L}$$

DONDE:

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x + N_y$$

θ = Angulo Promedio entre las líneas de la malla .

LAS CURVAS DE NIVEL. Puesto que sería muy laborioso determinar θ de cada intersección, Horton sugiere usar un valor medio de 1.57 como $\sec \theta$ medio aunque en la práctica es suficiente obtener S_c como el promedio S_x y S_y .

3) CRITERIO DE NASH.

Se requiere también trazar una malla de cuadrados de modo que se obtengan aproximadamente 100 intersecciones (entre las líneas que forman la malla). En cada intersección se mide la distancia mínima entre las dos curvas que la rodean y la pendiente en ese punto se considera como la relación entre el desnivel de las curvas de nivel y la mínima distancia medida. El promedio de todas las pendientes de los puntos se considera como la pendiente media de la cuenca. Cuando una intersección entre dos curvas de nivel de misma cota, la pendiente se considera nula y no se toma en cuenta para el promedio.

ELEVACION DE LA CUENCA:

La elevación media de la cuenca se obtiene simplemente promediando las elevaciones de todas las intersecciones utilizadas en el método anterior inmediato.

RED DE DRENAJE:

Es importante observar el arreglo de los cauces de los ríos dentro de una cuenca, ya que da indicios de la eficiencia del sistema de drenaje, de las condiciones del suelo y de la topografía. Las características de la red de drenaje se describen con el orden de las corrientes, longitud de tributarios, densidad de corriente y densidad de drenaje.

ORDEN DE LAS CORRIENTES:

Es una clasificación que proporciona el grado de bifurcación dentro de la cuenca. Se acostumbra denominar corrientes de orden 1 a las que no tienen ningún tributario de orden 2 a las que solo tienen tributarios de orden 1; de orden 3 a las que tienen 2 o más tributarios de orden 2, etc. Así, el orden de la corriente principal indica la extensión de la red de corrientes. Solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes; las efímeras o torrenciales no.

LONGITUD DE TRIBUTARIOS:

Indica la pendiente de la cuenca y el grado de drenaje las áreas escarpadas y bien drenadas tienen numerosos tributarios pequeños, mientras que en regiones planas donde los suelos son permeables y profundos, los tributarios son largos, generalmente perennes. La longitud de los tributarios aumenta con su orden.

DENSIDAD DE CORRIENTE:

Es la relación entre el número de corrientes y el área drenada $Ds = Ns/A$, donde A es el área de la cuenca en km^2 y Ns es el número de corrientes de la cuenca, por lo que Ds es el número de corrientes por km^2 . Para determinar el número de corrientes solo se consideran las corrientes perennes e intermitentes. La corriente principal se cuenta como una desde su nacimiento hasta su salida; después hay $N(1)$ tributarios del orden inmediato inferior, cada uno extendiéndose desde su nacimiento hasta su unión con la corriente principal; $N(2)$ tributarios del siguiente orden extendiéndose desde su nacimiento hasta su unión con el orden inmediato superior, etc. Esta densidad de corriente no proporciona una medida real de la eficiencia de drenaje pues puede suceder lo de la figura 3: en (A) la eficiencia de drenaje es mayor que en (B) y sin embargo las 2 cuencas tienen la misma área y el mismo número de corrientes.



FIG. 3 EFICIENCIA DE DRENAJE

DENSIDAD DE DRENAJE:

Proporciona una información más real que la anterior ya que se expresa como la longitud de las corrientes por unidad de área, es decir:

$$Dd = \frac{L}{A}$$

Donde

A = Area de la cuenca en km²

L = Longitud total de las corrientes perennes e intermitentes en km.

Conviene hacer notar que si la cuenca esta bien drenada la longitud del flujo sobre tierra es corta, por lo que el escurrimiento superficial se concentra rápidamente y los gastos son altos y el gasto mínimo es bajo.

PENDIENTE DEL CAUCE:

Una forma de valuar la pendiente del cauce es la siguiente:

$$S = \frac{H}{L}$$

Donde

H = Desnivel entre los extremos del cauce

L = Longitud horizontal del mismo.

Este procedimiento es aceptable cuando el tramo es corto otra forma mejor es compensar el perfil con una recta que parta del extremo inferior del cauce y que contengan la misma área abajo y arriba respecto al perfil del cauce.

Otro procedimiento que tiende a ajustarse a la pendiente real consiste en considerar que el río esta formado por una serie de canales de pendiente uniforme, cuyo tiempo total de recorrido es igual al del río fue propuesto por Taylor y Schwartz. Si se divide al río en estudio en m tramos iguales de longitud Δx , se tiene que el tiempo de recorrido t_i por tramo i es:

$$t_i = \frac{\Delta x}{V_i}$$

Donde V_i = velocidad media del tramo que de acuerdo con Chezy es:

$$V_i = C_i \sqrt{R_i S_i} = K \sqrt{S_i}$$

obsérvese que se supone $C_i \sqrt{R_i} = \text{constante} = K$

$$\therefore t_i = \frac{\Delta x}{K \sqrt{S_i}}$$

además, el tiempo total de recorrido T es:

$$T = \frac{L}{K \sqrt{S}}$$

Donde:

L = Longitud total del tramo del río.

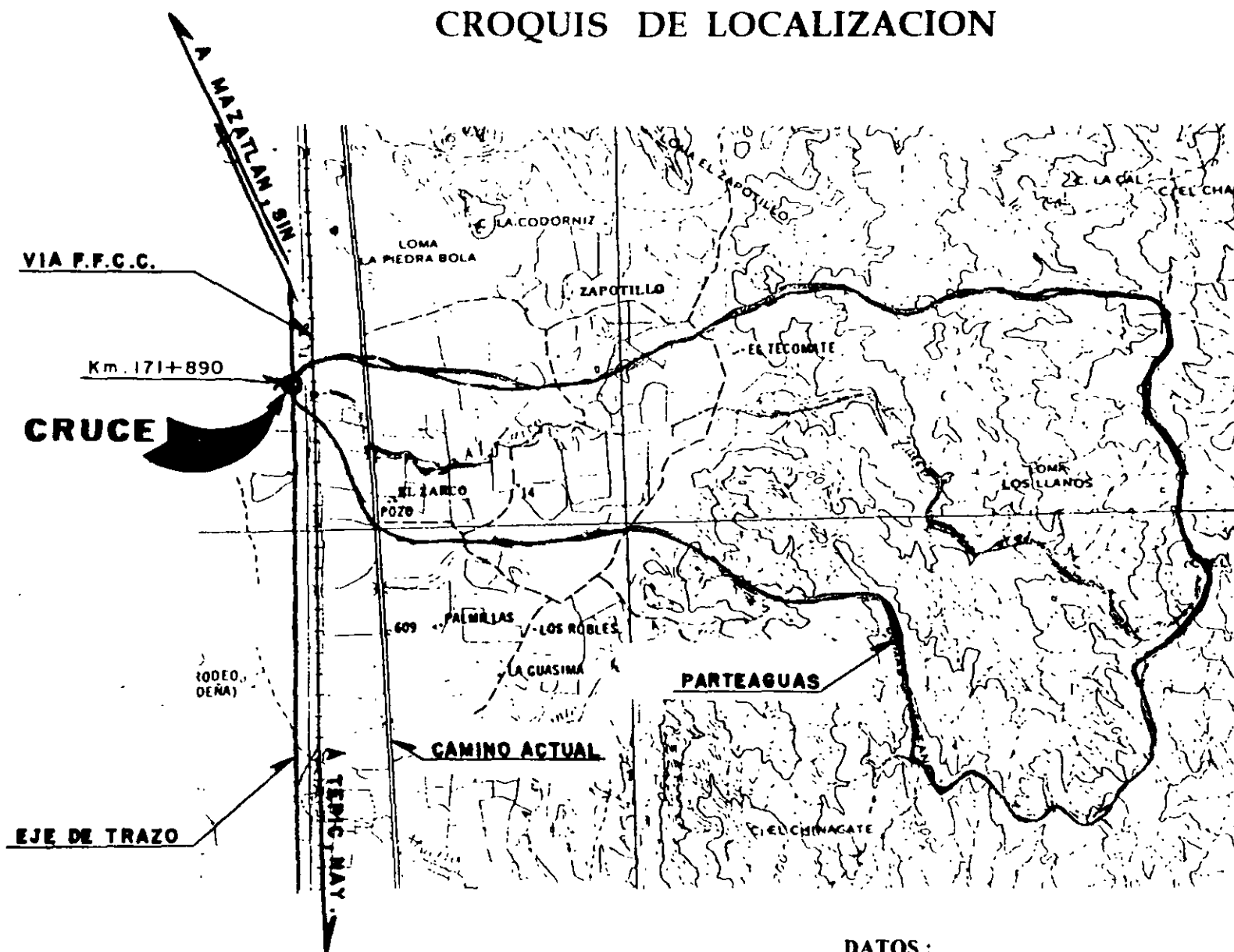
S = Pendiente media que se busca

$$\therefore \frac{L}{K \sqrt{S}} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}} = \frac{1}{K} \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{\sqrt{S_i}} \text{ y como } L = m \Delta x$$

$$\therefore \frac{m \Delta x}{S} = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{\sqrt{S_i}} = \Delta x \sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{S_i}}$$

$$\text{y } S = \left(\frac{m}{\sum_{i=1}^m \frac{1}{\sqrt{S_i}}} \right)^2$$

CROQUIS DE LOCALIZACION



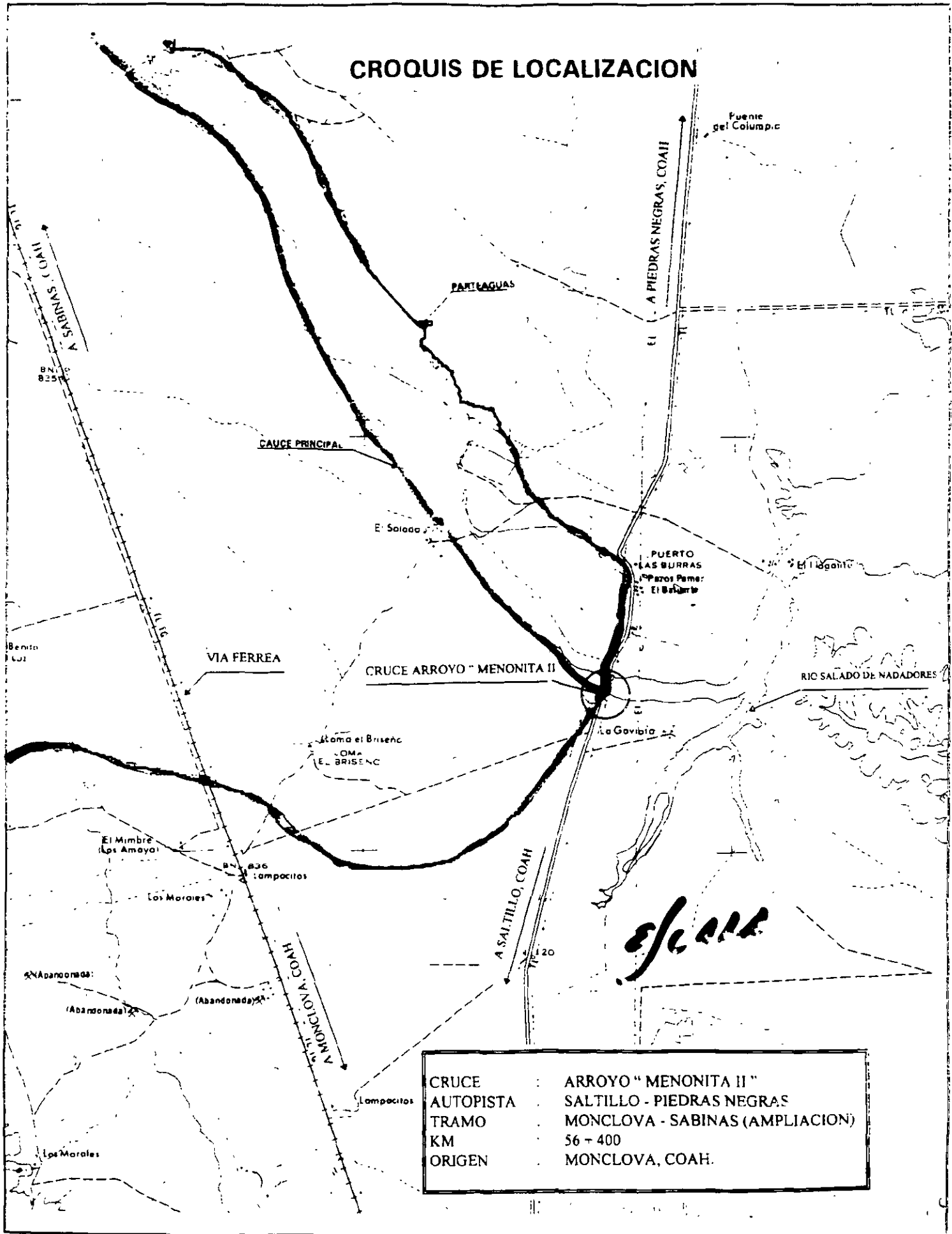
*ojo
a la
OBRA*

CRUCE : AROYO "EL ZARCO"
AUTOPISTA : TEPIC - MAZATLAN
TRAMO : ENT. SAN BLAS - VILLA UNION
KM : 171 + 890.00
ORIGEN : TEPIC, NAY.

DATOS :

COORDENADAS DEL CRUCE
LONGITUD : 105° 36.57'
LATITUD : 22° 39.77'
CARTA : LA CONCEPCION F-13-A-68

CROQUIS DE LOCALIZACION



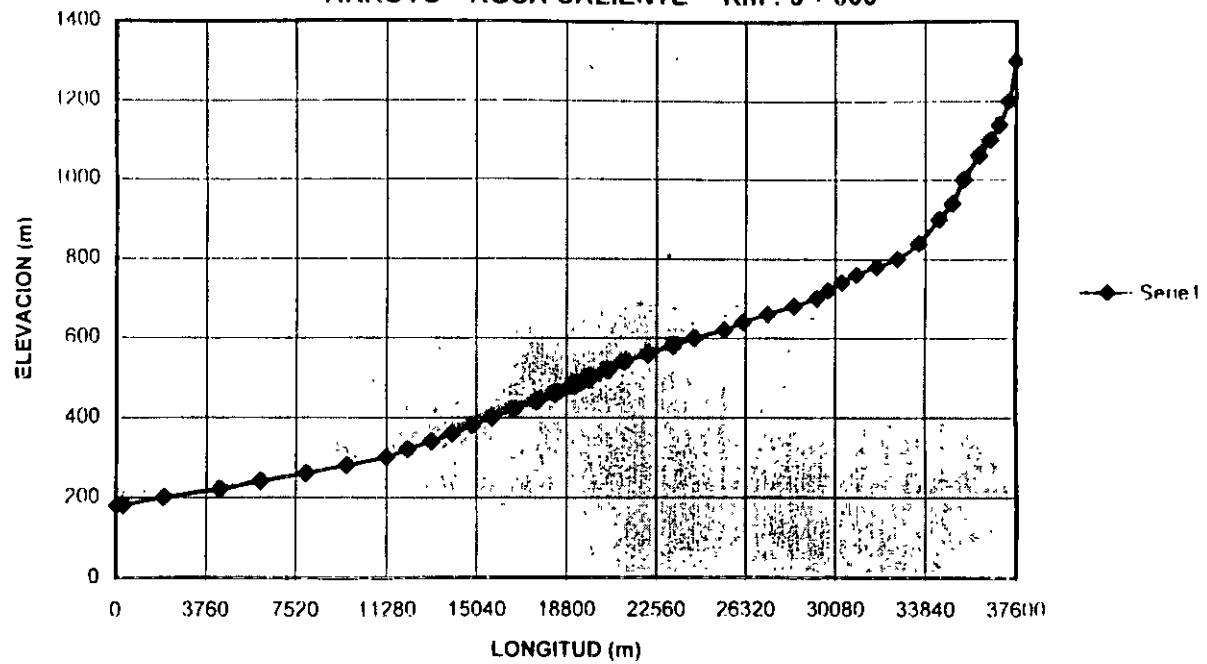
CRUCE	: ARROYO " MENONITA II "
AUTOPISTA	: SALTILLO - PIEDRAS NEGRAS
TRAMO	: MONCLOVA - SABINAS (AMPLIACION)
KM	: 56 + 400
ORIGEN	: MONCLOVA, COAH.

DISTANCIA	ELEVACION
-----------	-----------

0	179 36
300	180
1950	200
4300	220
6000	240
7925	260
9625	280
11275	300
12150	320
13150	340
14000	360
14850	380
15675	400
16575	420
17525	440
18325	460
19125	480
19725	500
20525	520
21200	540
22200	560
23250	580
24150	600
25400	620
26200	640
27225	660
28325	680
29275	700
29775	720
30350	740
30950	760
31800	780
32650	800
33550	840
34400	900
34950	940
35425	1000
36075	1060
36525	1100
36900	1140
37300	1200
37600	1300

PERFIL DEL FONDO DEL CAUCE

ARROYO "AGUA CALIENTE" Km : 3 + 000



PRECIPITACION.

En este capítulo veremos únicamente las técnicas de medición de la precipitación y el manejo y procesamiento de datos pluviográficos la parte correspondiente a tipos de precipitación, se puede consultar en las referencias dadas al final del capítulo.

PLUVIOMETRO.- El pluviómetro es un aparato que consta de un recipiente que va almacenando el agua precipitada de modo que con medir el tirante de agua acumulada después de cierto tiempo, se conoce la lámina de precipitación asociada a una cierta duración para más detalles consultar en las referencias.

PLUVIOGRAFO.- El pluviógrafo registra la altura de precipitación para cualquier lapso, ya que cuenta con un registrador grafico que marca altura de lluvia sobre un papel graduado enrollado a un cilindro giratorio con mecanismo de reloj. Hay diferentes tipos de pluviógrafos, como puede consultarse en las referencias y cualquiera de ellos arroja una curva de altura de lluvia asociada al tiempo en que ocurre. Dicha curva se conoce como registro pluviográfico y presenta discontinuidad por razones de limitaciones en cuanto a las dimensiones del pluviógrafo, ya que al presentarse cierta altura de lluvia, el aparato vacía su recipiente y comienza nuevamente en ceros.

En la figura 4 se muestra un registro pluviográfico típico.

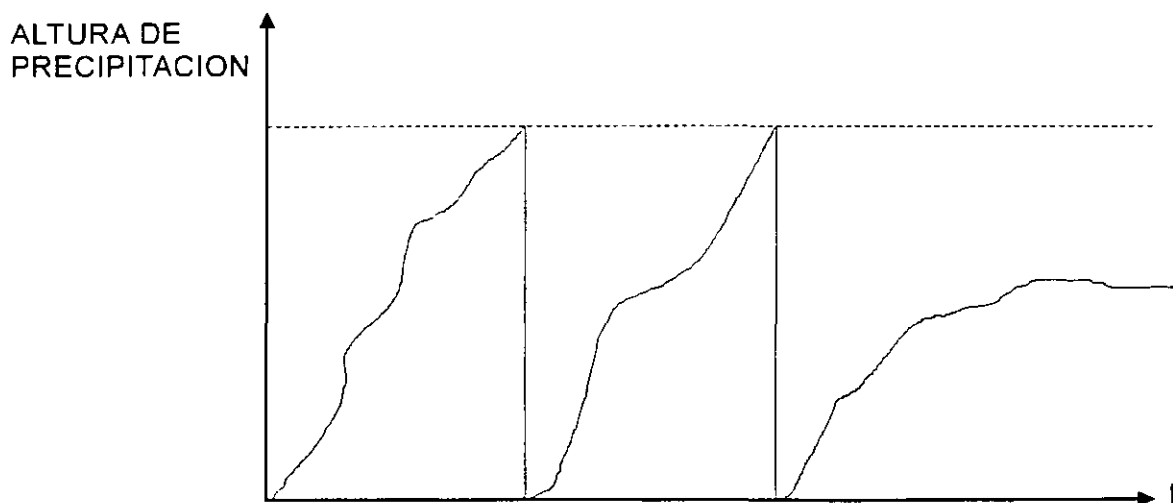


FIGURA 4
REGISTRO PLUVIOGRAFICO TIPICO

En México, hasta 1970 se contaba con 2000 pluviómetros y 300 pluviógrafos suponiendo que estuvieran repartidos en 2300 estaciones, se contaba con $\frac{2300EST}{2 \times 10^6 Km^2} = 1EST / 870Km^2$.

En U.S.A. tienen 3500 pluviómetros y 11000 pluviómetros repartidos en 13000 estaciones, por lo que, en promedio cuentan con $1EST / 600Km^2$.

La World Metereological Organization recomienda las siguientes distribuciones:

- 1.- Para regiones planas con zonas templadas mediterráneas y tropicales, de 600 a 900 km^2 /ESTACION.
- 2.- Para regiones montañosas con zonas como las de (1), de 100 a 250 km^2 /ESTACION.
- 3.- Para pequeñas islas montañosas con precipitación irregular, 25 km^2 /ESTACION.
- 4.- Para zonas áridas y polares, 1500 a 10,000 km^2 /ESTACION.

INTENSIDAD DE LLUVIA.

La intensidad de lluvia se define como la relación que existe entre la altura de lluvia y el tiempo en que ocurre, es decir, $i = \frac{hp}{t} = \frac{\Delta hp}{\Delta t}$. Gráficamente, en el registro pluviográfico la intensidad está dada por la pendiente de la curva en el tramo de interés.

Los métodos utilizados para determinar la precipitación media sobre una zona son, el aritmético, de Thiessen y de Isoyetas, (Referencias).

DEDUCCION DE DATOS FALTANTES: muchas estaciones tienen cortas interrupciones en sus registros debidas a ausencias del observador o a descomposturas, por lo que es necesario deducir los datos faltantes. El procedimiento usado por el U.S. Environmental Data Service, consiste en utilizar los datos de 3 estaciones cercanas y alrededor de la incompleta. Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones auxiliares varía en menos del 10% de aquella de la estación a completar, simplemente se toma el promedio de las auxiliares y se tiene el dato faltante. Ahora si la variación es de más del 10%, se usa el método llamado "razón mortal" que consiste en dar peso a las precipitaciones de las estaciones auxiliares por medio de las relaciones de precipitaciones medias anuales. Así, si el dato faltante es P_x , este es:

$$P_x = \frac{1}{3} \left(\frac{N_x}{N_a} p_a + \frac{N_x}{N_b} p_b + \frac{N_x}{N_c} p_c \right)$$

Donde N es la precipitación media anual.

CURVAS DE INTENSIDAD - DURACION.

La utilización de datos de precipitación para propósitos hidrológicos requiere de información sobre cantidades de lluvia de varias frecuencias y duraciones específicas.

Para obtener la curva de intensidad - duración a partir de un registro pluviográfico durante cierta tormenta, es necesario construir la curva masa, es decir la representación gráfica de altura de lluvia acumulada contra el tiempo. Posteriormente se procede a maximizar las intensidades para diferentes duraciones de lluvia. Así, si se requiere conocer la intensidad máxima para una duración de 10 minutos, se recorre la curva masa hasta encontrar el máximo incremento de precipitación durante 10 minutos. Si a continuación se busca la intensidad máxima para una duración de 30 minutos se procede en la misma forma, no importando donde se inicie el período ni que abarque o no el tramo de los 10 minutos de máxima intensidad. Se continúa con el mismo proceso hasta la duración que interese para el problema particular de que se trate.

Las curvas de intensidad - duración tienen la siguiente ecuación:

$$i = \frac{A}{(d+B)^m} \quad \text{donde: } i = \text{Intensidad media}$$

$d = \text{Duración}$

$A, B \text{ y } m = \text{Constantes, Funciones de localidad.}$

$$\therefore \text{Log } i = \text{Log } A - m \text{Log } (d+B)$$

Entonces, si B se elige apropiadamente, los logaritmos de i y $(d+B)$ graficarán en línea recta con pendiente igual a m . El valor de B se determina graficando puntos con varios valores supuestos de B hasta que se establezca una línea recta, después de lo cual A y m pueden encontrarse graficamente: A es el valor de i cuando $(d+B)=1.0$ y es la tangente del ángulo que forma la línea con el eje $(d+B)$.

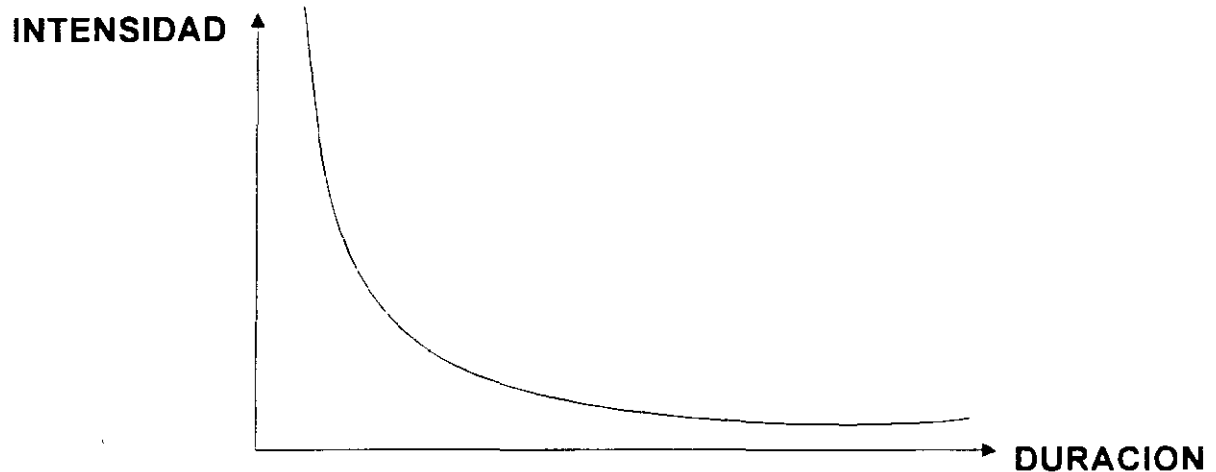
EJERCICIO 1: Encontrar la ecuación $i = \frac{A}{(d+B)^m}$ para los siguientes datos:

d(min)	5	10	15	20	30	40	50	60	80	100
i(mm/Hr)	165	120	113	89	62.2	55	47.5	40.5	34.5	27.9

Ensayar B de 1.9 a 2.1 hasta que los puntos determinen una recta.

Sol. $B=2.0, \quad A=7.50, \quad m=0.66$

En un papel aritmético la forma típica de las curvas intensidad-duración es la siguiente:



En cambio, en el papel doble logarítmico, los puntos se alinean teóricamente a una recta ya que la ecuación es: $i = \frac{A}{(d+B)^m}$, donde A , B y m son constantes y resulta que $\text{Log } i = \text{Log } A - m \text{Log } (d+B)$.

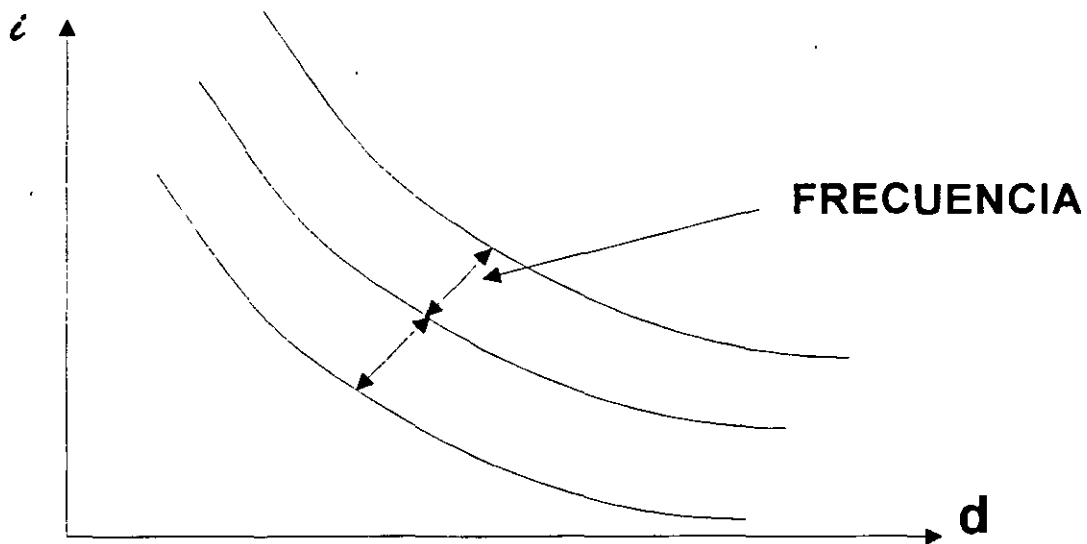
CURVAS INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA.

Cuando se cuenta con un número de años de registros pluviográficos razonable, se pueden obtener las curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia.

Por ejemplo, si se tienen 50 años de registro pueden escogerse las máximas intensidades registradas en ese periodo para diferentes duraciones; así por ejemplo:

d	i(mm/Hr)	ORDENADAS DE MAYOR A MENOR	
5	220	180	-----
10	180	155	-----

Para 5 minutos la máxima i es 220 en 50 años, por lo que su frecuencia es $1/50$ (una vez en 50 años) para 10 minutos. Se habrá presentado en 50 años una intensidad mayor o igual que 155 por lo que su frecuencia es $2/50=1/25$, etc. así se obtienen las curvas siguientes:



EJERCICIO 2: Durante 40 años los valores máximos , ordenados de mayor a menor y expresados en *mm/h*, que se han obtenido para varias duraciones se presentan en la siguiente tabla:

No. De Orden de Magnitud Duracion (min)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
5	190	173	166	151	118	70	54	48	39	30
10	150	136	120	115	89	55	36	32	28	24
20	112	103	92	82	58	35	23	21	19	18
40	66	61	53	37	28	18	13	11	10	9
60	44	40	31	23	17	12	9	8	7	6
90	30	24	21	17	12	8	7	6	5	5
120	19	16	13	10	7	7	5	4	3	2

Graficar las curvas de Intensidad - Duración - Frecuencia para períodos de retorno de 4, 8, 20 y 40 años.

EJERCICIO 3: Encontrar la siguiente lluvia las intensidades máximas para duraciones de 10, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 min.

HORA	9.0'	9.20'	9.40'	10.0'	11.0'	11.10'	11.42'	11.45'	12.00'
Hp. acum.	0	1.0	1.5	2.3	5.5	5.55	10.0	10.5	12.5
	12.05'	12.12'	12.13'	12.20'	12.38'	13.00'	13.58'	14.10'	
	14.0	16.0	18.0	20.0	23.0	24.5	24.8	25.6	
	14.40'	15.10'	15.30'	16.0'	----->				
	26.0	30.0	32.0	33.1	33.1				

Graficar también tanto la curva masa como el registro pluviográfico con escala máxima vertical de 10 mm.

INTENSIDAD MEDIA DE LLUVIA EN UNA ZONA:

En general en cada zona determinada se instalan muchos más pluviómetros que pluviógrafos; a partir de la precipitación media calculada por alguno de los métodos existentes (Thiessen, Isoyetas, Aritmético), y de los registros pluviográficos es posible estimar una intensidad media para esa zona, si la lluvia se reparte en forma homogénea.

CASO A) Un solo pluviógrafo y varios pluviómetros.

Si P_1, P_2, \dots, P_m son las lecturas de los pluviómetros (cada 24 horas), y PR es la lluvia recogida por el pluviógrafo también en 24 horas, entonces la intensidad media en la zona y en el intervalo t es:

$$imt = it \frac{hpm}{PR}$$

Donde. $hpm =$ PRECIPITACION MEDIA
EN LA ZONA EN 24 HRS.
 $it =$ INTENSIDAD PARA UNA
DURACION t SEGUN EL
REGISTRO PLUVIOGRAFICO

EJERCICIO 4: Suponiendo que el pluviógrafo del ejercicio 3 es el único instalado en una cuenca cuya precipitación media en 24 hrs. y en ese mismo día calculada por el método de las isoyetas es de 40 mm., calcular la intensidad media máxima para una duración de 30 minutos para esa cuenca.

CASO B) Varios pluviógrafos y varios pluviómetros.

Se hacen coincidir los tiempos en las curvas - masa de los pluviógrafos y se considera como ordenada en cada instante la media de las ordenadas; a continuación se aplica el procedimiento del caso A.

ORDENADAS DE MAGNITUD DE LAS LLUVIAS.

A continuación se enlistan los valores de lámina de lluvia más grandes registrados en el mundo, para diferentes duraciones.

DURACION	<i>hp (mm)</i>	<i>i (mm/hr.)</i>	LUGAR	FECHA
1 min.	38	2280	Barot, Guadalupe	26 Nov. 1970
8 min.	126	950	Fussen, Baviera Alem.	25 Mayo 1920
20 min.	206	618	Alemania	7 Julio 1889
42 min.	305	430	Missouri, USA	22 Julio 1947
2 hr. 10 min.	483	224	USA	18 Julio 1942
24 hr.	1870		Cilaos, Reunion	15-16 Marzo 1952
1 año	26,461		Tcherrapoundji, India	Ago. 1860-Jul. 1861

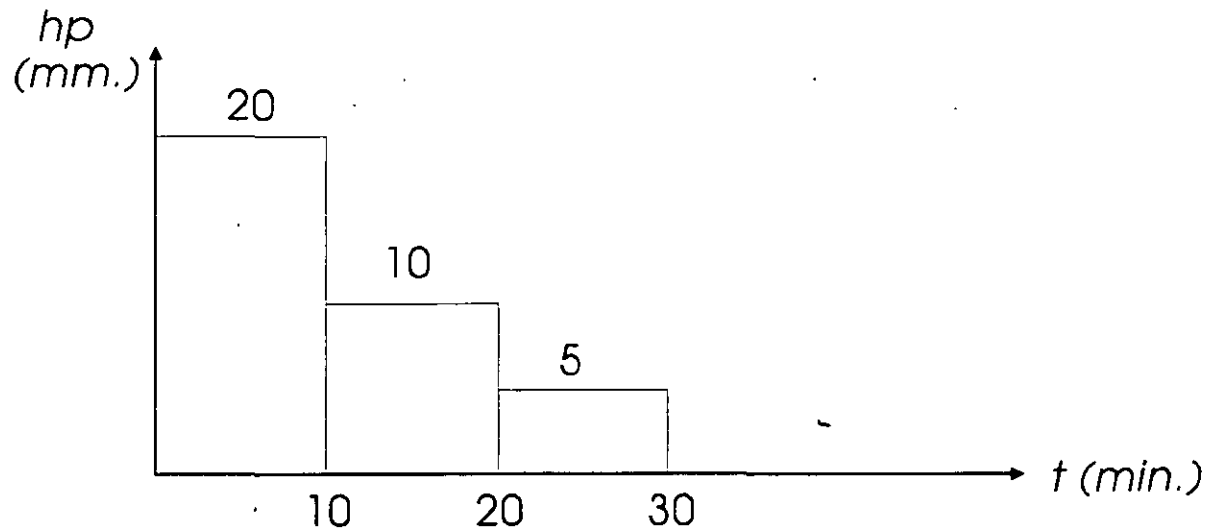
En México, la intensidad máxima registrada para una hora de duración, es del orden de 150 mm/hr. y para los 10 minutos, aproximadamente 400 mm/h. en cuanto a precipitaciones medias anuales se tienen desde 100 mm. o menos, para Sonora y Baja California, hasta 5000 o poco más para Chiapas y Tabasco. En la ciudad de México, la precipitación media anual es del orden de 800 mm.

HIETOGRAMA.

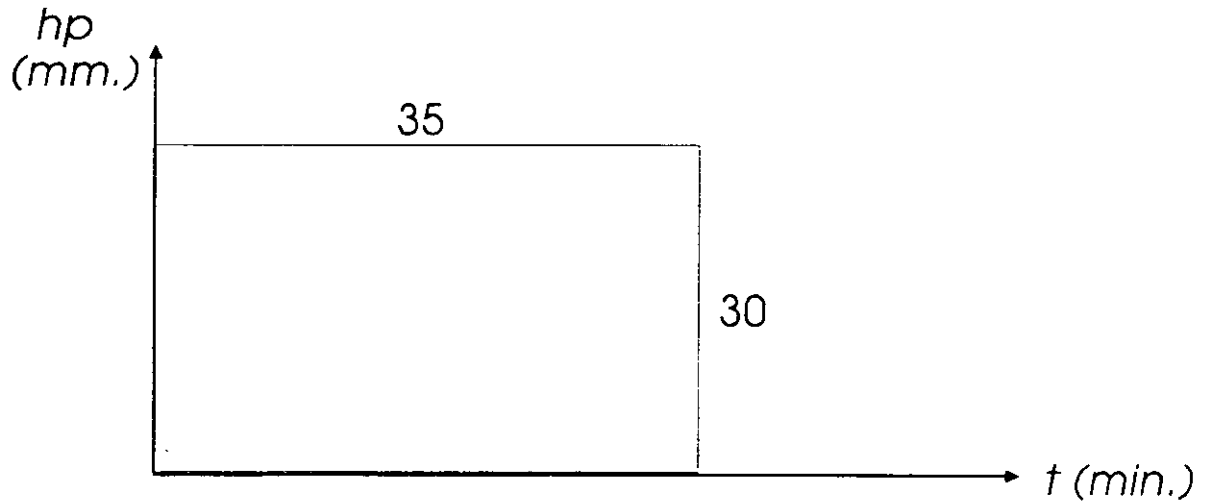
Es la representación gráfica por medio de barras, de incrementos de altura de lluvia contra los períodos de tiempo en que ocurren. Por ejemplo, si se tiene un registro pluviográfico como el siguiente:

<i>t(min)</i>	10	20	30
<i>Hp. acum.</i> <i>(mm)</i>	20	30	35

Entonces el hitograma , considerando intervalos de 10 minutos es como el que se muestra enseguida:



Si se decidiera construir un Hietograma para un lapso de 30 minutos se obtendrá una sola barra:



RELACION ENTRE LAS CARACTERISTICAS DE UNA TORMENTA Y SU AREA LLOVIDA.

RELACION DE UN PUNTO AL AREA DE LLUVIA.

Se refiere al área que puede considerarse representada por una estación de registros de lluvia; para fines prácticos se considera que una estación represente hasta 25 km^2 de investigaciones realizadas en la India se llegó a que:

$$y = 100 - C\sqrt{A}$$

Donde:

$A =$ Area Circundante a la estación, en Km^2 .

$C =$ Coeficiente que fluctua, para la India, entre 0.171 y 0.295 con un valor promedio de 0.205.

$y =$ Relación de la lluvia sobre el área respecto a la registrada en la estación, en por ciento.

Por ejemplo, si analizamos un área de 25 km^2 , con $C = 0.205$,
 $y = 100 - 0.205\sqrt{205} = 89.75\%$, entonces si en la estación se registraron 10 mm.
puede considerarse que los 25 km^2 llovió un promedio de 8.97 mm.

De estudios desarrollados en Europa y E.U. A., Court propone una fórmula general de tipo exponencial, la cual, si se consideran isoyetas circulares con centro en la estación, se convierte en:

$$hpA = \frac{\pi h}{Aa^2} \left[1 - e^{-(Aa^2/\pi)} \right]$$

Donde:

$A =$ Área circundante a la estación, en km^2 .

$a =$ Parámetro función de la Distancia L , en Km. entre el centro de la lluvia de magnitud h , en mm y la isoyeta de valor $h/2$ el valor de $a = 1.3387/L$.

$hpA =$ Altura media de lluvia sobre el área A , en mm.

Estudios más completos del U.S. Weather Bureau tomando en cuenta la duración de la tormenta, llegaron a los resultados mostrados en la figura de la página 60 del libro "Hidrología 1a. parte", de R. Springall G.



**SECRETARÍA
DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES**

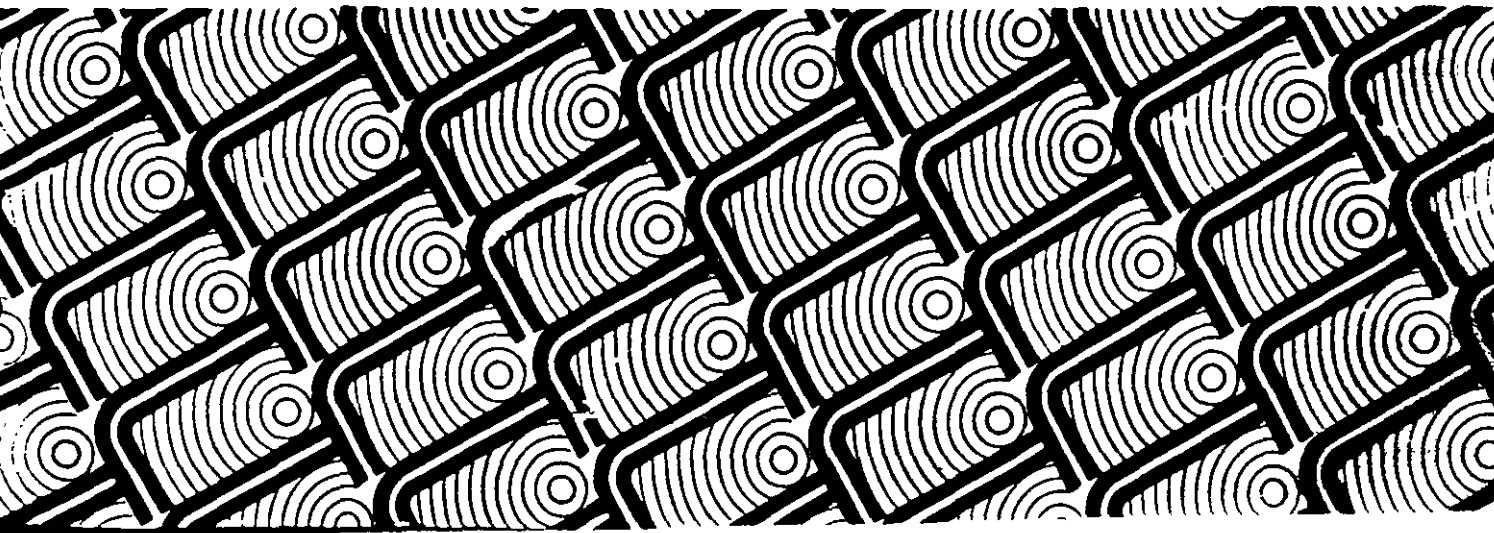
SUBSECRETARÍA DE INFRAESTRUCTURA

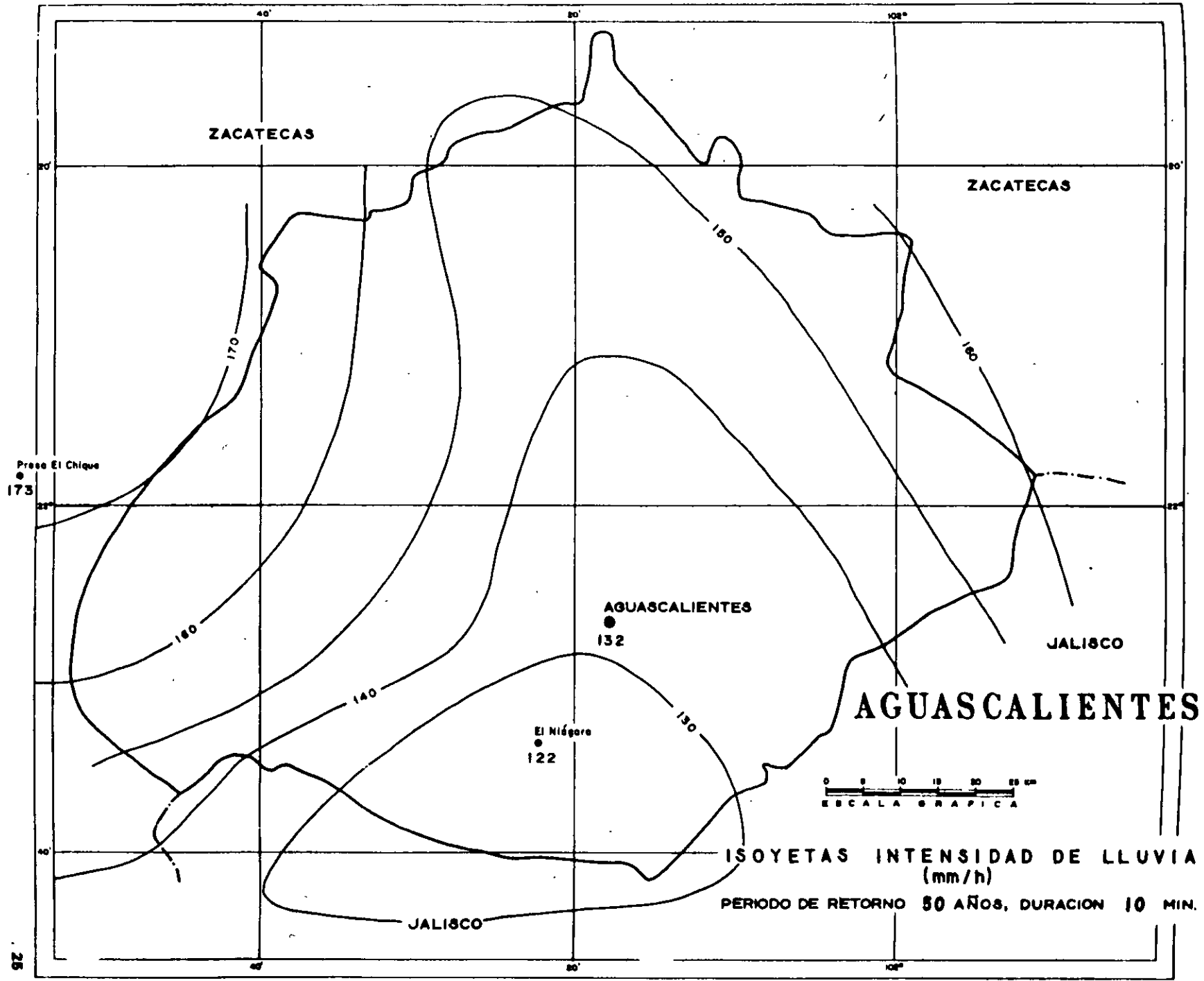
I S O Y E T A S

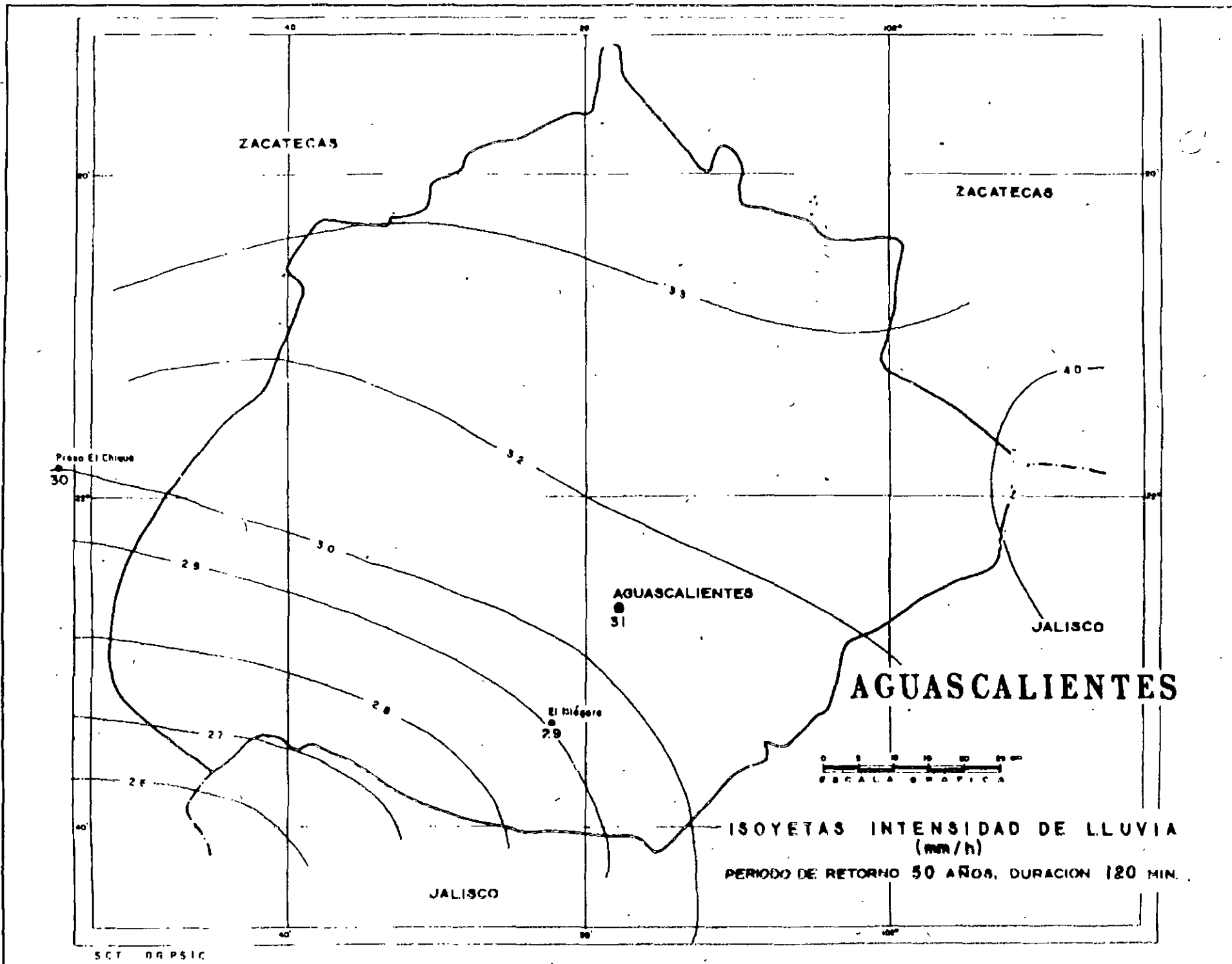
DE INTENSIDAD - DURACION - FRECUENCIA

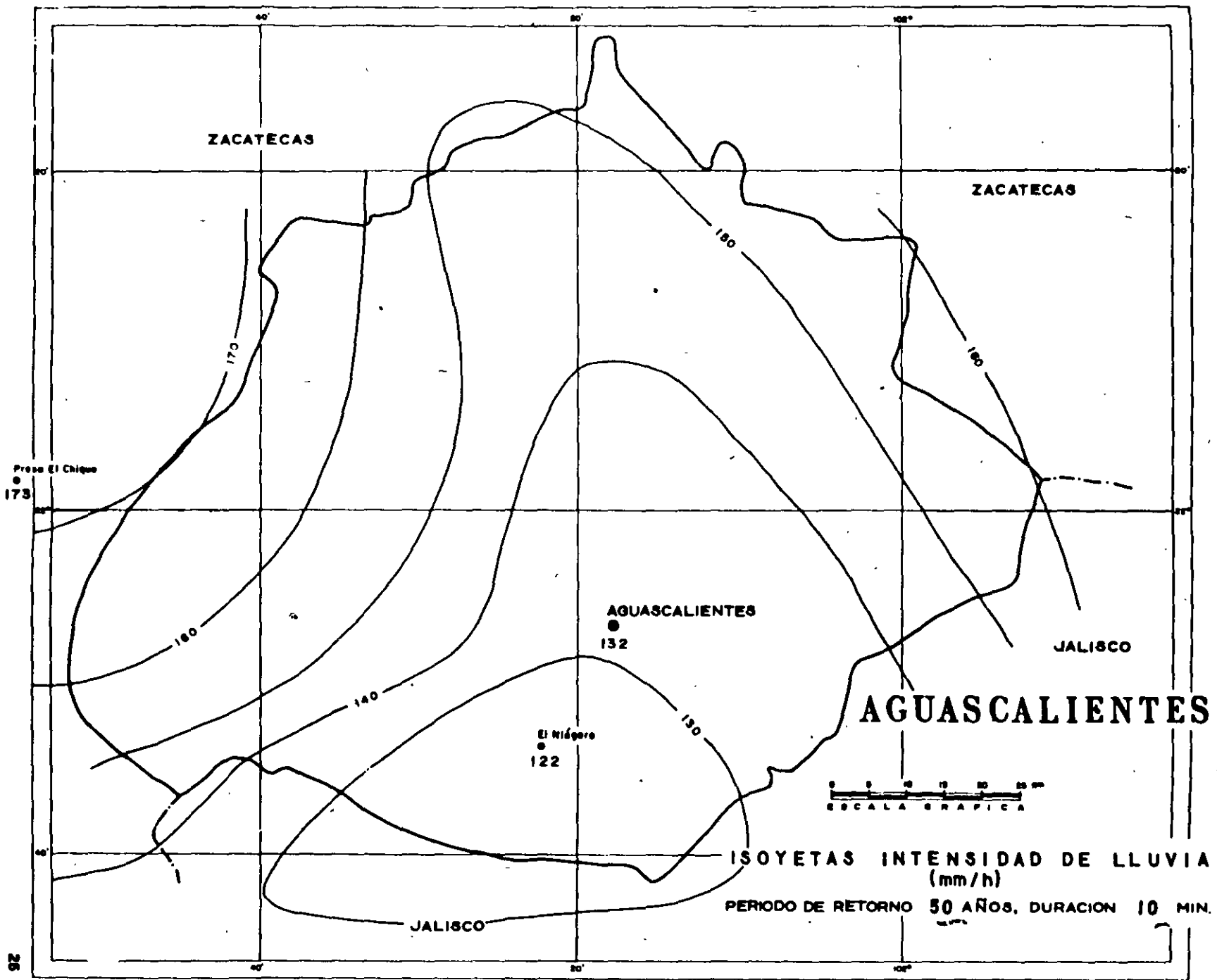
REPUBLICA MEXICANA

DIRECCIÓN GENERAL DE PROYECTOS, SERVICIOS TÉCNICOS Y CONCESIONES









ESCURRIMIENTO

FUENTES.-

El agua que fluye por las corrientes de una cuenca hasta su salida se llama escurrimiento. El escurrimiento superficial es el que proviene de la precipitación infiltrada y que fluye sobre la superficie del suelo; la parte de la precipitación que contribuye a este escurrimiento superficial se conoce como precipitación en exceso. El subsuperficial se debe a la lluvia infiltrada que escurre a pequeña profundidad; puede ser rápido o retardado, dependiendo del tipo de suelo. El escurrimiento subterráneo es el que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la precipitación infiltrada por el suelo cuando éste se satura.

El escurrimiento directo es el superficial y el subsuperficial rápido y el escurrimiento base es el subsuperficial lento y subterráneo.

PROCESO DEL ESCURRIMIENTO

Cuando llueve hay un período inicial en que el agua es interceptada por la vegetación y todo lo que impida la infiltración; después se infiltra o llena las diferentes depresiones de la superficie y se conoce como infiltración (F) y almacenaje por depresión (Vd) respectivamente. Después que se llenan las depresiones, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración (F), la diferencia es llamada lluvia en exceso (hpe); esta lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial hasta que adquiere la carga suficiente para fluir (flujo sobre tierra) hacia los cauces.

A la cantidad de agua que puede retener un suelo contra la acción de la gravedad se le llama capacidad de campo. La diferencia entre ésta y la humedad que contenga en un cierto instante se conoce como deficiencia de humedad del suelo.

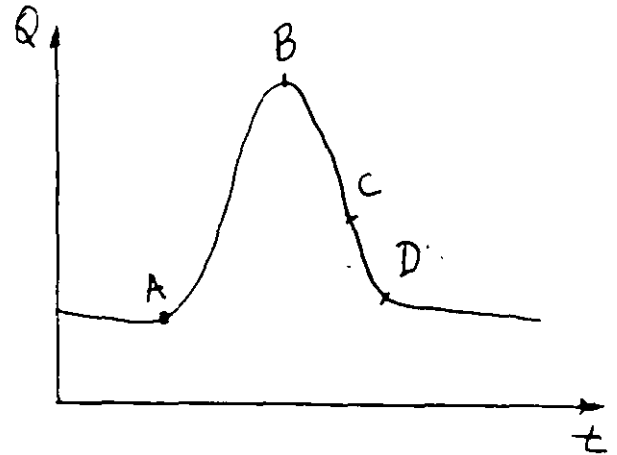
HIDROGRAMA.-

Es la representación gráfica de los gastos de una corriente - respecto al tiempo. (Ver fig).

El punto A indica el inicio del - escurrimiento directo, alcanzando - su máximo en el punto B.

El punto C es un punto de infle- xión e indica aproximadamente el - cese del flujo sobre tierra. En el punto D cesa el escurrimiento --

directo. El tramo CD se conoce como curva de vaciado del - escurrimiento directo.

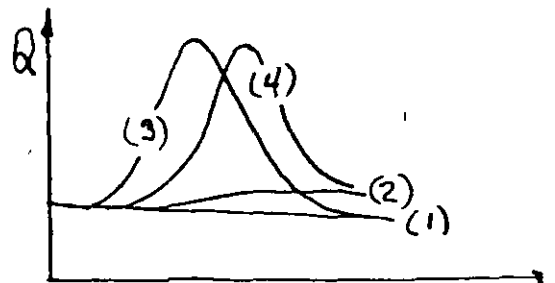


El tiempo que transcurre entre A y B es el tiempo pico, y al que transcurre entre A y D se le llama tiempo base. El que transcurre del centro de masa de la lluvia al pico B del hi- drograma se le llama tiempo de retraso; tiempo de concentra- ción es el que transcurre desde el final de la lluvia neta - hasta el final del escurrimiento directo.

Para tormentas aisladas hay 4 tipos de hidrogramas, conside- rando la intensidad (\dot{L}) de lluvia, capacidad de infiltración (f) = F , infiltración total F , y la deficiencia de humedad del -- suelo D.H.S.

- 1.- $\dot{L} < f$ (no hay escurrimiento directo), $F < D.H.S$ (no recarga)
- 2.- $\dot{L} < f$, $F > D.H.S$ (hay recarga)
- 3.- $\dot{L} > f$, $F < D.H.S$.
- 4.- $\dot{L} > f$, $F > D.H.S$

Análisis de un hidrograma aislado.-

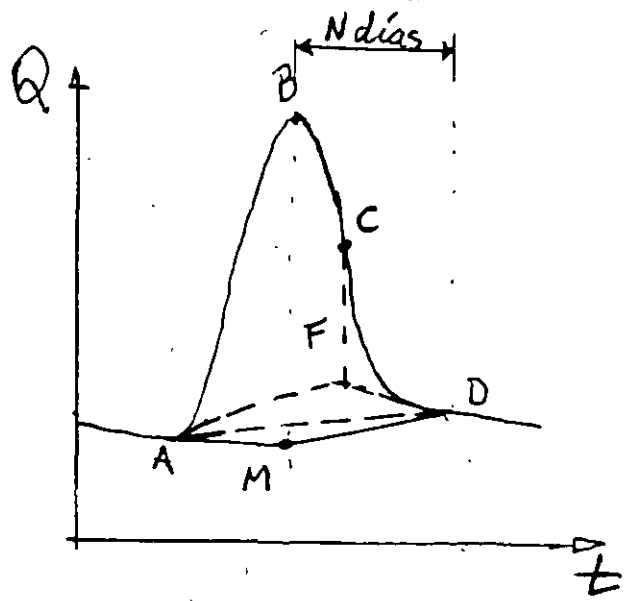


Consiste en separar el escurrimiento directo del flujo base. - Puesto que no hay modo de distinguir entre escurrimiento di- recto y base para cualquier instante, el método de separación es arbitrario.

El procedimiento más usado consiste en prolongar la línea del flujo base (antes de la avenida) hasta un punto que quede -- abajo del pico (AM en la fig); de este punto M se traza -- una recta a un punto N días -- después del pico. Como regla -- burla para determinar N en -- días se puede utilizar la ecuación:

$$N = 0.8 A^{0.2}$$

donde A está en Km2 y repre-- senta el área drenada. -- Sin embargo, N puede obtener-- se mejor analizando varios -- hidrogramas teniendo en cuenta que el tiempo base no debe ser muy largo y que el aumento del gasto base no debe ser muy -- grande.



Pues bien, ese procedimiento se basa en el razonamiento de -- que, conforme el río crece, cede agua hacia las márgenes -- (influyente); y el flujo base disminuye hasta que empieza a -- bajar el tirante y regresa el agua de las márgenes hacia el -- río.

Otro procedimiento es trazar una recta de A a D; en general, la diferencia en volumen del flujo base para estos 2 proce-- dimientos es mínima por lo que cualquiera de los 2 es bueno-- siempre que se usen consistentemente.

Un tercer procedimiento consiste en prolongar hacia atrás la recesión DE hasta un punto F abajo del punto C de -- inflexión; a continuación se une este punto F arbitra-- riamente con el A. Este procedimiento debe usarse donde el agua subterránea es abundante y llega al río rápidamente, -- como en terrenos calcáreos.

Aforo de Corrientes.-

Consiste en determinar el gasto que pasa por una sección de una corriente. Los métodos son 3:

- a) Sección de control
- b) Relación sección - Velocidad
- c) Relación sección - pendiente.

a) Sección de control.

En aforos, la sección de control es aquélla donde se presenta el tirante crítico; ocurre cuando se levanta el fondo del cauce, en un estrechamiento del mismo, o una combinación -- de ambos y puede ser natural o artificial. Ejemplo de este - último tipo es un vertedor que puede ser de pared delgada - o gruesa. La ventaja de utilizar este tipo de estructuras - es que dan resultados más exactos y sólo se requiere conocer la carga sobre la cresta. Si los gastos son menores de ---- 0.5 m3/s se usan secciones transversales en forma de V con - ángulo de 60° ó 90°; para gastos mayores se emplean rectan-- gulares. El gasto es:

$$Q = C L H^{3/2}$$

- donde C = coef. de gasto
- H = carga sobre la cresta vertedora, en m
- L = longitud de la cresta vertedora, en m
- Q = gasto, en m3/s.

La desventaja consiste en que la estructura actúa como una - trampa del material de arrastre, originando cambios de C - y problemas de mantenimiento.

B) Relación sección - velocidad.

Es el criterio más usual en ríos y se basa en el principio de continuidad $Q = vA$. Así, una vez determinada la sección transversal del cauce, al conocer el tirante se puede calcular el área hidráulica, por lo que el problema se reduce a medir las velocidades medias del agua en diferentes puntos.

Dichas mediciones se hacen en puntos que se encuentran al 20% y 80% del tirante, a partir de la superficie libre del agua y promediarlas para tener la velocidad media. Cuando el tirante es pequeño se acepta como media la obtenida al 60% del tirante a partir de la superficie libre. También en general se pueden promediar las 3 velocidades, o sea, al 20, 60 y 80% del tirante. Si la sección cambia constantemente por socavación es necesario medir las profundidades cuando se miden las velocidades a fin de obtener el área hidráulica.

C) Relación sección - pendiente.

Por este método se calcula el gasto de una corriente a partir de la fórmula de Manning. Se requiere conocer las características topográficas del tramo que se estudia así como el NAME; (nivel de aguas máximas extraordinarias); el tramo debe ser lo más uniforme posible.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot S^{1/2} \qquad Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \cdot S^{1/2}$$

En esta fórmula se supone que el régimen es uniforme, lo cual no ocurre durante una avenida; además es necesario conocer con precisión el coeficiente de rugosidad, ya que un error en la evaluación de éste, repercute en el valor del gasto.

Sin embargo, este criterio es ideal para completar registros de una estación hidrométrica, ya que en este caso se conoce con precisión la rugosidad.

Curvas elevaciones - gastos.

Conociendo gastos para diferentes elevaciones de la superficie del agua, se puede dibujar una curva de elevaciones contra gastos, la cual es continua y parabólica si la sección de control es constante y no se presentan alteraciones por erosión o depósito y si el régimen es permanente durante las mediciones; si no lo es, deberán hacerse correcciones dependiendo de la causa por la que no es establecido. Los ajustes principales son por variaciones en la sección de control, por el paso de una avenida, o por efectos de remanso.

Extrapolación de curvas elevaciones - gastos.

Es importante, ya que cuando se tienen gastos altos, hay muchas dificultades para aforar.

Método de Stevens.

Se basa en la ecuación de Chézy:

$$Q = AC R^{1/2} \cdot S^{1/2}$$

Para ríos grandes y tirantes grandes, se considera que R tiende al tirante medio D y que $S =$ constante

$$Q = KAD^{1/2} \quad (A)$$

El término $AD^{1/2}$ es función del tirante por lo que puede calcularse conociendo éste. Si se grafica Q vs $AD^{1/2}$, si la ecuación (A) es verdadera, se obtendrá una línea recta por lo que puede extrapolarse lo que se desee.

Método Logarítmico.-

Si la sección de control es aproximada simétrica respecto a un eje central, este método es mejor que el anterior. Se acepta que la relación elevación - gasto está dada por la ecuación.

$$Q = c (E - a)^n \quad (B)$$

donde Q = gasto en m^3/s

E = elevación de la superficie del agua, en m

a = Elevación correspondiente a un gasto nulo

c y n = constante para cada estación.

Tomando logaritmos, $\log Q = \log c + n \log (E - a)$.

Se tantea con valores de a , los cuales pueden conocerse --
en forma aproximada, hasta que la gráfica (Q) vs $(E - a)$ --
resulte ser una línea recta; entonces, es cuestión de obte--
ner c y n para la obtención de la ecuación (B).

Relación lluvia - escurrimiento

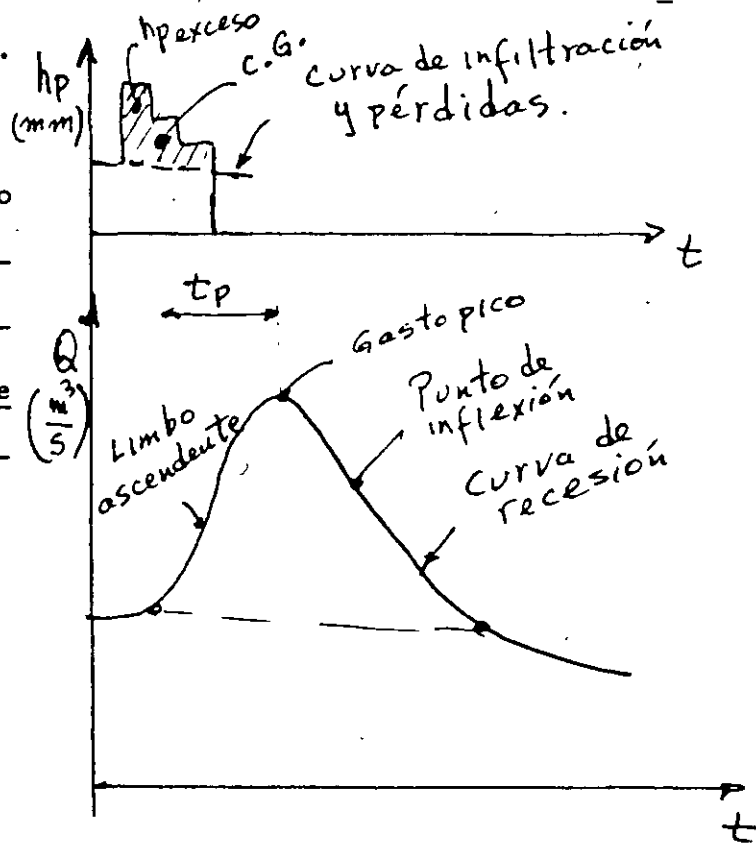
Componentes del hidrograma:

1) Escorrimento base o contribución de los acuíferos al flujo de un río. Se compone del flujo subterráneo y del subsuperficial lento.

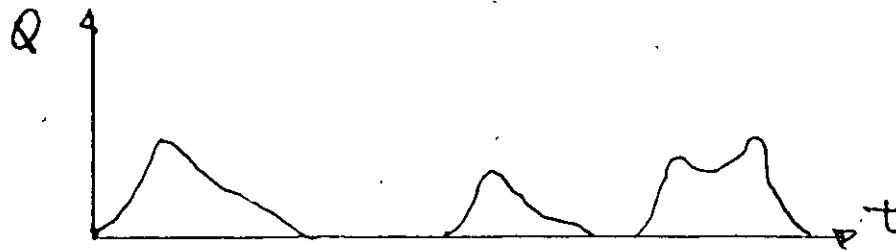
2) Escorrimento directo.- Su principal fuente es la precipitación en exceso; como fuentes secundarias están la precipitación sobre el canal y el escurrimiento subsuperficial rápido (interflujo).

Río influente: existe cuando el flujo base es negativo, es decir cuando el río cede agua a los acuíferos circundantes; por ejemplo los canales de riego o los ríos que pasan por regiones desérticas.

Río efluente: se presenta cuando recibe agua de los acuíferos, o sea, actúa como dren de los mismos.



Río efímero: es aquél que siempre actúa como influente y se seca en cuanto cesa una tormenta dada. Su hidrograma típico es de siguiente forma:



Río intermitente: Es aquel que actúa tanto como influente como efluente, de acuerdo con la estación, tendiendo a secarse en la estación seca.

Río perenne.- Es aquel en que generalmente, el flujo es bajo en estaciones secas y funciona principalmente como efluente.

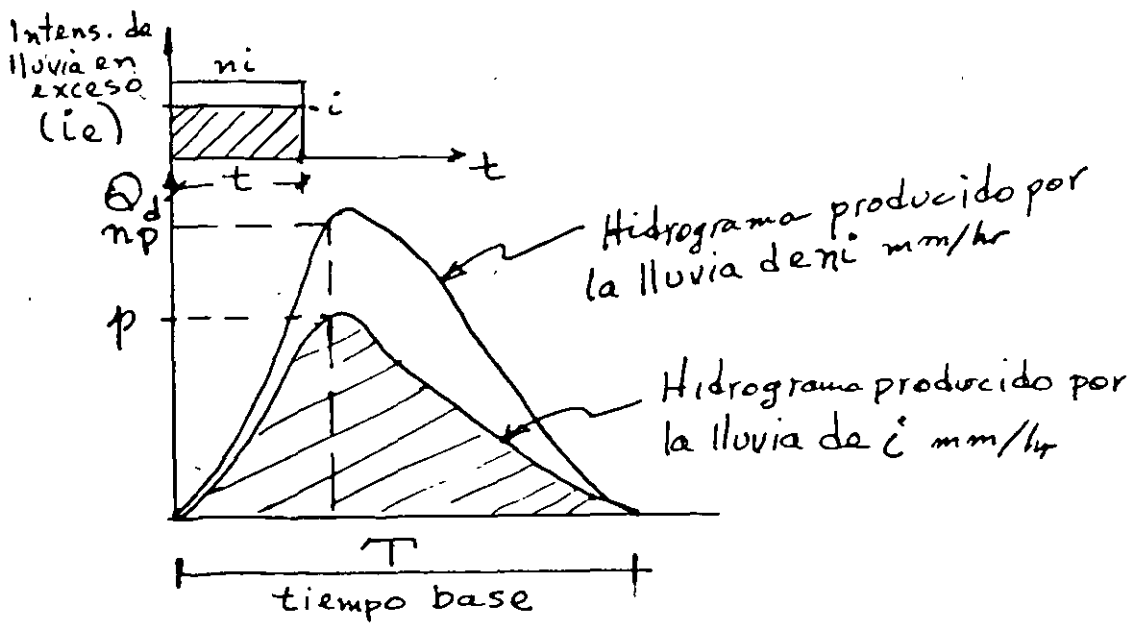
HIDROGRAMA UNITARIO

Una vez que se ha separado el esc. directo del esc. base de un hidrograma, surge el problema de cómo correlacionarlo con la lluvia que lo produjo. Por supuesto, tanto la cantidad como la intensidad de lluvia tienen un efecto directo en el hidrograma. La técnica utilizada para hacer la correlación anterior utiliza el concepto del hidrograma unitario ideado por Sherman en 1932.

Conviene hacer hincapié en que dicha correlación se hace entre la lluvia en exceso y el escurrimiento directo. El método del hidrograma unitario se basa en los siguientes principios:

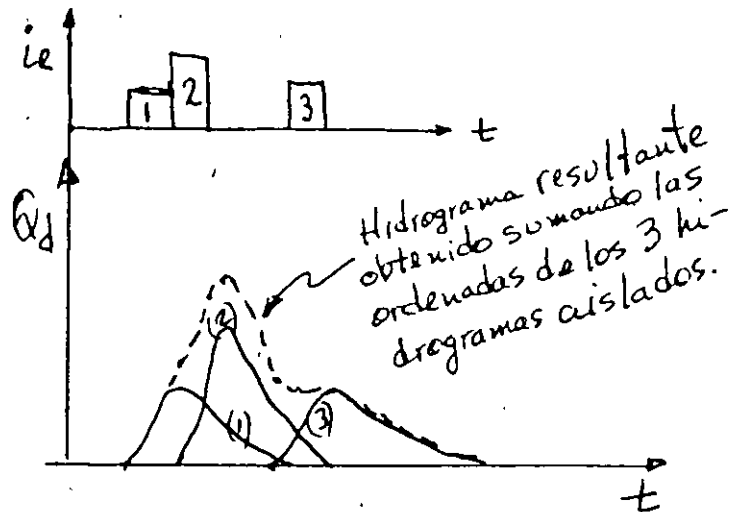
1.- Para una intensidad uniforme de la lluvia en exceso sobre una cuenca dada, intensidades diferentes de la misma duración producen escurrimiento de la misma duración, aunque de volúmenes diferentes. Esta es una regla empírica cercana a la realidad.

2.- Para una intensidad uniforme de la lluvia en exceso, diferentes intensidades de la misma duración producen hidrogramas cuyas ordenadas son proporcionales a las intensidades de lluvia o volúmenes escurridos. Es decir, para intensidades i o n_i las ordenadas para cualquier instante serán p o np , respectivamente. Nótese que cada H.U. está asociado a una duración t



3.- El principio de superposición se aplica a hidrogramas resultantes de períodos continuos o aislados de lluvia en exceso de intensidad uniforme. En la siguiente figura puede verse que el hidrograma resultante de 3 tormentas separadas es la suma de los 3 hidrogramas separados.

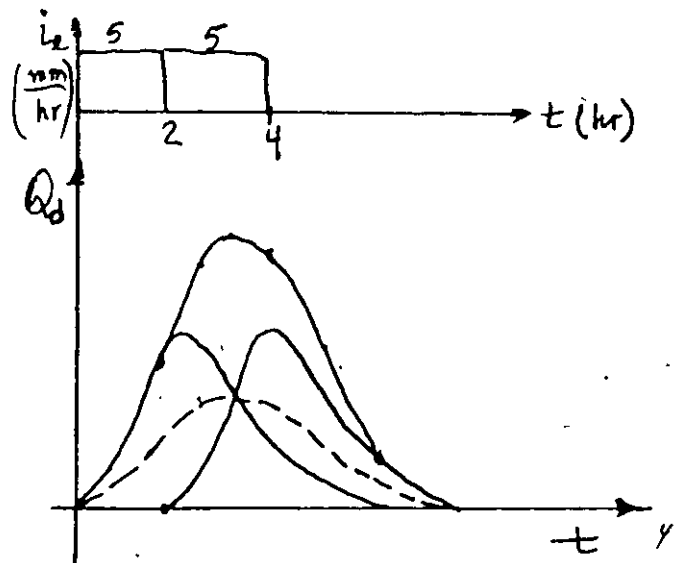
Una vez establecidos los principios anteriores, veamos el concepto de hidrograma unitario. El H.U. se define como aquel producido por una lluvia unitaria, o sea, la lluvia que produce un escurrimiento directo de 1 cm sobre toda la cuenca.



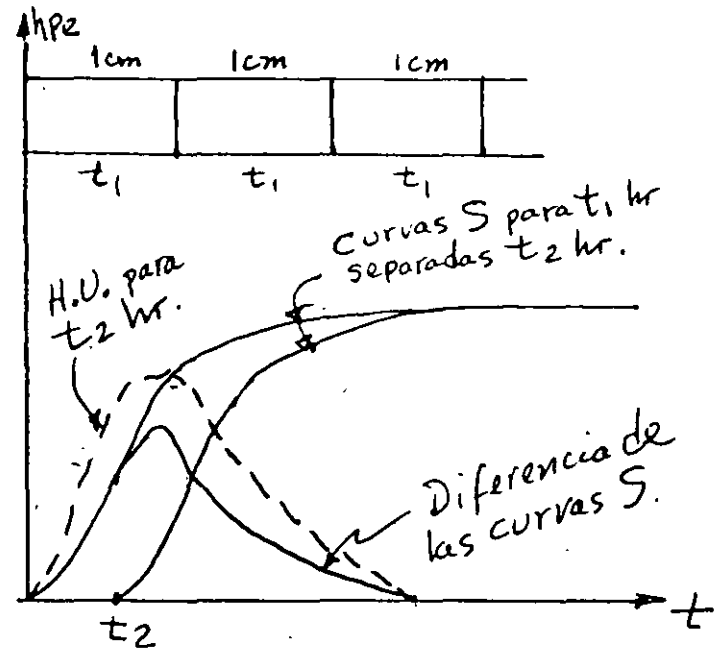
Si para una cuenca dada se conoce el hidrograma unitario para una duración t , del principio 2, puede conocerse el escurrimiento producido por cualquier otra lluvia de la misma duración.

Conversión de un H.U. de cierta duración a otro de mayor duración múltiplo de la primera.

Supongamos que tenemos un H.U. para $t = 2$ hr. y queremos encontrar uno de 4 hr. Para lograrlo, suponemos que inmediatamente después del primer período de h_p de 2 horas ocurre otro de 2 horas, el cual producirá un H.U. idéntico pero desplazado a la derecha un tiempo de 2 horas. Si se suman gráficamente los 2 H.U., el hidrograma resultante corresponderá a una duración en exceso de 4 horas para una intensidad igual que antes, o sea, 0.5 cm/hr. Entonces, este hidrograma resultante es producto de una lluvia del doble de la intensidad requerida, por lo que el H.U. para 4 horas se obtiene dividiendo entre 2 sus ordenadas. Se observará que el tiempo base es mayor en 2 horas que el de H.U. de 2 horas, lo cual es razonable ya que la lluvia ha caído con menor intensidad durante más tiempo.



Conversión a otro H.U. de cualquier duración. - Para esto es necesario utilizar la técnica de la curva S, que es simplemente el hidrograma total resultante de una serie de tormentas consecutivas de intensidad uniforme con una $h_{pe} = 1 \text{ cm}$ en t_1 horas sobre la cuenca, o sea, es el hidrograma de escurrimiento de una lluvia continua con una intensidad de $10/t_1 \text{ mm/hr}$. Puede verse que a partir de un cierto instante el gasto se vuelve constante; ese tiempo es igual al t concentración, o sea, cuando toda el área contribuye al escurrimiento. Cada hidrograma S es único para un H.U. de duración dada y una cuenca dada.



Si se grafica una segunda curva S desplazada a la derecha de la primera un período correspondiente a la duración del H.U., la diferencia entre ambas curvas S nos dará dicho H.U.

Si se quiere encontrar el H.U. para un período de tiempo t_2 menor que el dado, hay que graficar de nuevo la curva S desplazada t_2 hr; la diferencia entre sus ordenadas representará el escurrimiento de una lluvia en exceso de t_2 hr de duración y una intensidad de $1/t_1 \text{ cm/hr}$; entonces, dicha diferencia deberá multiplicarse por t_1/t_2 de modo que la intensidad de lluvia sea $1/t_2 \text{ cm/hr}$ que es la intensidad que debe tenerse para un H.U. de t_2 hr. Puede verse que con el criterio de la curva S puede convertirse a otro H.U. de -

mayor o menor duración, aunque ésta no sea múltiplo o submúltiplo entero del primer H.U.

Otra observación importante es que el gasto máximo de la curva S ocurre para un tiempo igual al tiempo base del H.U. (ver figura anterior). Así, si el tiempo base del H.U. es T hr, el gasto se hace cte. para una duración de T hrs sólo se necesitan T/t_1 H.U.s para obtener la curva S.

El gasto máximo (constante) se obtiene así: Puesto que se está abasteciendo 1 cm de lluvia en la cuenca cada t_1 hr,

$$Q \text{ máx} = \frac{1 \text{ cm} \cdot Ac}{t_1} = \frac{2.78 Ac}{t_1}$$

donde Ac es el área de la cuenca en km^2
 t_1 es la duración en horas
 $Q \text{ máx}$ está en m^3/s .

2 (100)

- Sí buscamos un H.U. para t_2 , conociendo el H.U. para t_1 , procederemos como sigue:

- I.- Se obtiene la curva S, que corresponderá por supuesto a la duración en exceso del H.U. conocido (t_1 horas).
- II.- Se desplaza la curva S t_2 horas.

III.- Se hace la diferencia entre ambas, con lo que se tiene un hidrograma producido por una lluvia cuya intensidad vale $\frac{10}{t_1} \frac{\text{mm}}{\text{h}}$, con duración en exceso = t_2 h.

IV.- El Hidrograma anterior se multiplica por $\frac{t_1}{t_2}$ y el resultado representa las ordenadas del H.U. buscado.

- Secuencia cálculo para obtener la curva S en forma simplificada.

1o.- Se tabula el H.U. conocido en la 2a. columna

2o. En la 3a. columna se desplaza el H.U. su duración y se copian de él sus ordenadas hasta el tiempo que corresponde al doble de su duración.

3o. La siguiente y última columna, que es la curva S, corresponde a la suma de las 2 anteriores.

4o.- Se trasladan los últimos n valores de esta columna a la columna anterior correlativamente $(n = t_1 / \Delta t)$

5o.- Se repiten 3o. y 4o.

Aunque el método se ha descrito gráficamente, en la práctica su aplicación se hace por medio de tablas.

Ejemplo: Dado el H.U. de 4 hr de la columna (2), derive el H.U. de 3 hr. El área de la cuenca es de 300 km².

1	2	3	4	5	6	7
Tiempo (hr)	H. U. de = 4 hr	Adiciones para curva S	Curva S cols. 2+3	Curva S retrasada	cols 4-5	col(6) x $\frac{4}{3}$ = H.U., de = 3 hr
0	0	—	0		0	0
1	6	—	6		6	8
2	36	—	36		36	48
3	66	—	66	0	66	88
4	91	0	91	6	85	113.3
5	106	6	112	36	76	101.3
6	93	36	129	66	63	84
7	79	66	145	91	54	72
8	68	91	159	112	47	62.7
9	58	112	170	129	41	54.7
10	49	129	178	145	33	44
11	41	145	186	159	27	36
12	34	159	193	170	23	30.7
13	27	170	197	178	19	25.3
14	23	178	201	186	15	20
15	17	186	203	193	10	13.3
16	13	193	206	197	9	12
17	9	197	206	201	5	6.7
18	6	201	207	203	4	5.3
19	3	203	206	206	0	0
20	1.5	206	207.5	206	1.5	2
21	0	206	206	207	-1.0	

Chequemos por fórmula el Q máx de la curva S

$$Q \text{ máx} = \frac{2.78 \times 300}{4} = 208.5 \text{ m}^3/\text{s}, \text{ el cual concuerda con el de } 207.5;$$

ésto indica que el período de 4 hr asignado al H.U. es correcto. Muchas veces no coinciden los gastos máximos de tabla y de fórmula debido a una distribución no uniforme de la intensidad de lluvia y consecuentemente a la errónea elección

de la duración asignada al H.U. Entonces, es necesario proceder a reducir la lluvia en exceso a una lluvia de intensidad uniforme de cierta duración.

Los pasos esenciales para derivar un hidrograma unitario de una tormenta aislada son:

- 1.- Analizar el hidrograma total y separar el escurrimiento directo del flujo base.
- 2.- Obtener el volumen total de esc. directo y dividirlo entre el área de la cuenca para obtener hpe en lámina (cm).
- 3.- Dividir las ordenadas del esc. directo entre la lámina anterior para obtener el H.U. el cual puede graficarse contra el tiempo.
- 4.- Finalmente, encontrar la duración en exceso de la lluvia que produjo el hidrograma inicial, para lo cual es necesario conocer la curva de infiltración o el índice ϕ de infiltración media.

Ejemplo: Utilizando el hidrograma dado a continuación, obtenga un H.U. para el área de 7.8 km^2 , y obtener el hidrograma de escurrimiento directo para la secuencia de tormentas dada adelante. La hpe fue de 3.65 cm y la duración en exceso, de 1 hora.

Tiempo (hr)	Q_{TOTAL} (m^3/s)	Q_{base} (m^3/s)
1	3.12	3.12
2	3.45	3.45
3	6.51	3.40
4	16.40	3.34
4.7	18.8	3.3
5	18.2	3.3
6	12.2	3.2
7	8.3	3.2
8	5.7	3.2
9	4.5	3.1
10	3.3	3.0
10.5	3.0	3.0
11	2.6	2.6
12	2.3	2.3

La primera tormenta es de $h_{pe} = 1.78 \text{ cm}$ y dura 1 hora

La segunda es de $h_{pe} = 4.32 \text{ cm}$ y dura 1 hora

La tercera es de $h_{pe} = 3.05 \text{ cm}$ y dura 0.7 hr.

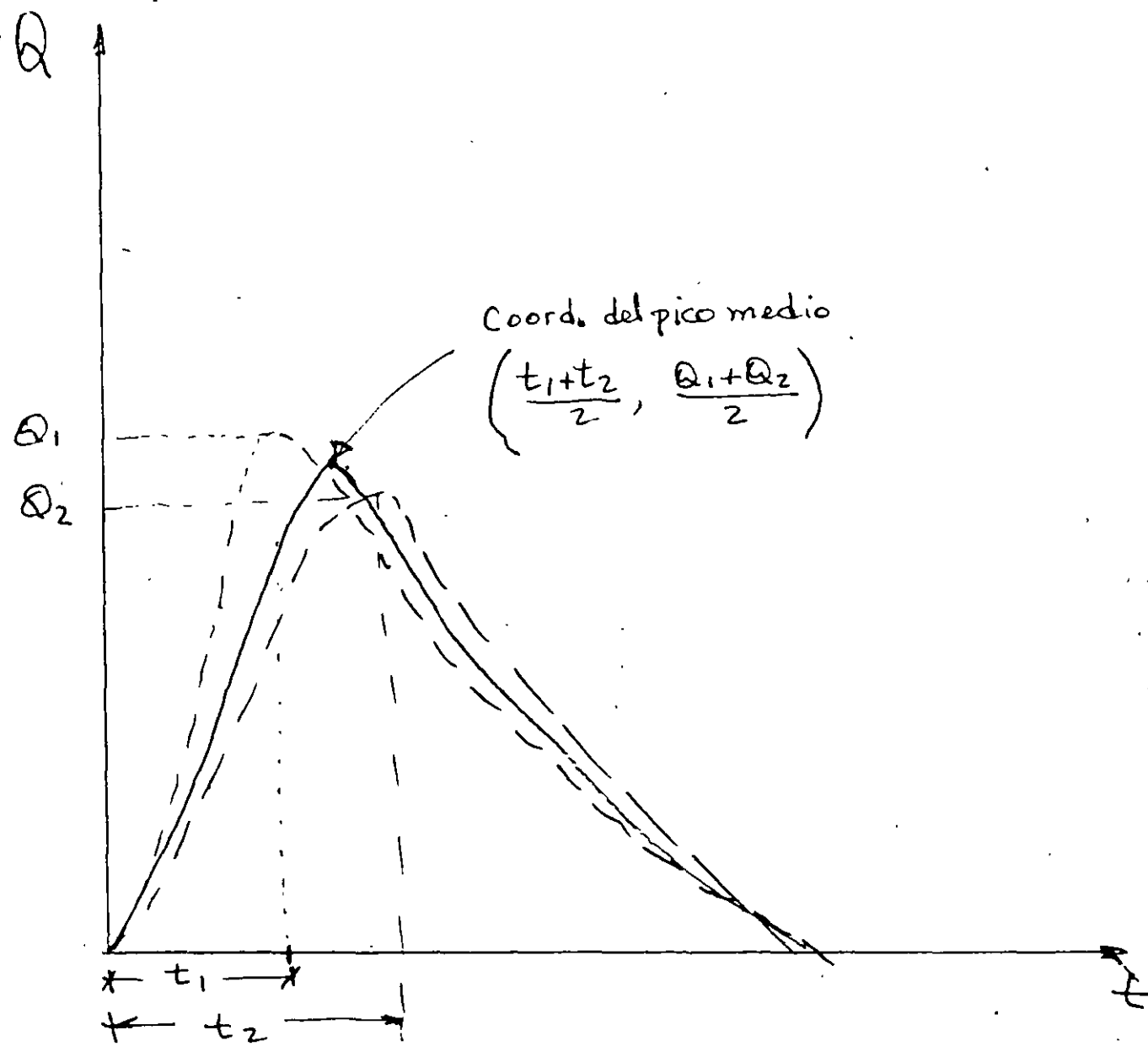
Resp. $Q_{d \text{ máx}} = 33 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para obtener un H.U. conviene contar con muchos registros de lluvias para conocer lo mejor posible su cantidad y distribución sobre la cuenca. La selección preliminar de tormentas debe restringirse a

- 1.- Tormentas aisladas, o sea, una sola barra
- 2.- Tormentas con distribución uniforme a lo largo del período de lluvia en exceso
- 3.- Tormentas con distribución en el espacio uniforme sobre toda la cuenca.

Estas restricciones implican que haya ciertos límites (superior e inferior) en cuanto al tamaño de la cuenca. El límite superior aproximado sería de $2,600 \text{ km}^2$ (1000 mi^2) según Viessman, y $5,000 \text{ km}^2$ según Linsley, K y P. El límite inferior, como regla burda, puede ser de 4 km^2 (1,000 acres) según Viessman.

Un hidrograma unitario derivado de una sola tormenta puede ser erróneo por lo que conviene obtener varios H.U. de la misma duración y deducir de ellos un H.U. medio. Este no sería un promedio aritmético de las coordenadas, ya que si los picos no ocurren al mismo tiempo, el pico medio sería menor que los picos individuales. El procedimiento correcto consiste en calcular el promedio de los gastos máximos y de los tiempos pico. Así el H.U. medio se grafica de modo que se adapte a la forma de los H.U. individuales pasando por el pico medio calculado, y que tenga un volumen de 1 cm (ver la siguiente figura).



LOS MÉTODOS HIDROLÓGICOS PUEDEN CLASIFICARSE COMO EMPÍRICOS, SEMIEMPÍRICOS Y ESTADÍSTICOS.

Los métodos empíricos (Método de Creager, Lowry, etc) son los que se han desarrollado por medio de la correlación múltiple y se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien, cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que en ellos intervienen como variable únicamente las características físicas de la cuenca.

Los métodos semiempíricos (Método racional, Ven te Chow, I - Pai Wu) son similares a los empíricos , pero hacen intervenir además de la intensidad de lluvia en la relación que define al gasto de diseño.

Métodos estadísticos.

Son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gastos ocurridos. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una Población de gastos máximos.

Hay ocasiones en que cerca del sitio donde se requiere construir un puente existe o existió, sobre la misma corriente, alguna estación de aforos con suficientes años de registro para aplicar alguno de los métodos estadísticos que se verán a continuación. Con ellos es posible determinar, dentro de un cierto margen de aproximación denominado intervalo de confianza, el gasto de diseño de la obra hidráulica de que se trate, en función de su vida útil y del período de retorno considerado.

Puesto que el diseño de una obra de drenaje está relacionada con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o magnitud no se pueden prever, debemos

recorrir a los mencionados conceptos de probabilidad como lo es el período promedio dentro del cual un gasto especificado puede ser igualado o excedido. La selección del nivel de probabilidad apropiado para el diseño o, en otras palabras, el riesgo que se puede aceptar de que la obra sea excedida en su capacidad hidráulica, se hace generalmente sobre la base de un criterio económico, el diseñar para un período de retorno de 10 a 50 años involucra un riesgo calculado, mayor en el primer caso que en el segundo. Si el análisis hidrológico es correcto, la capacidad de la obra deberá ser excedida en algunas ocasiones.

METODOS HIDROLOGICOS

METODO DE CREAGER

Para la obtención de su fórmula, Creager gráfico los gastos máximos unitarios observados en cuencas de todo el mundo contra el área de la cuenca. Después trazó una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente, la cual se indica a continuación:

$$q = 0.503 C \left[\frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}} \right] - 1$$

siendo

q = gasto unitario en $m^3 / s / km^2$

A = área de la cuenca en km^2

C = parámetro que depende de la región considerada

Cuando se consideran las cuencas de todo el mundo el parámetro C vale 100.

La secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos realizó un estudio para determinar el valor del coeficiente C de la ecuación, considerando por separado 37 regiones hidrológicas en que se dividió a la república Mexicana, los resultados están publicados en forma de gráficas, una por cada región hidrológica con su envolvente y su valor de C correspondientes y otra que engloba la información obtenida en toda la República.

Como las envolventes de Creager se trazan por regiones hidrológicas y cada región comprende un gran número de estaciones hidrométricas, se tiene una probabilidad alta de que en algunas de éstas se presenten avenidas excepcionales correspondientes a períodos de retorno muy grandes, aún cuando individualmente muchas de estas estaciones posean un período de registro corto. Esto origina que en casi todas las regiones hidrológicas las envolventes de Creager den valores muy altos de los gastos para el proyecto de puentes.

Est. D. G. S. T.

METODO DE DOWRY

Este método se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, diferenciándose de éste en la ecuación que define a la envolvente de los gastos máximos, la cual es más sencilla:

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}}$$

En esta ecuación las literales tiene el mismo significado que en el método de Creager.

Con respecto a este método son válidas las observaciones anotadas al comentar el de Creager.

SEMIEMPIRICOS

METODO RACIONAL.

Las hipótesis más importantes en que se base el método racional son las siguientes:

- La duración de la precipitación coincide con el tiempo de piso del escurrimiento.
- Toda la cuenca contribuye a la magnitud del gasto máximo.
- La intensidad de lluvia es uniforme sobre toda la cuenca.

Estas suposiciones básicas indican las limitaciones del método, sobre todo el área de la cuenca es grande. En el sistema métrico, en la expresión utilizada en la siguiente:

$$\underline{Q = 0.278 CIA}$$

donde:

Q = gasto máximo en m³ /s.

C = coeficiente de escurrimiento, adimensional

I = intensidad de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/hr.

A = área de la cuenca en km²

0.278 = factor de homogeneidad de unidades

El coeficiente C representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido y depende de las características de la cuenca. En la tabla No. 1 se muestran los valores de C comúnmente empleados.

En caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente C se determina mediante un promedio ponderado.

Para aplicar este método, es necesario calcular previamente el tiempo de concentración, para lo cual se emplea alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen, como por ejemplo la determinada por Kirpich que se incluye a continuación:

$$T_c = 0.0662 \left(\frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \right)$$

donde

T_c = tiempo concentración en hrs.

L = Longitud del cauce principal, en km.

S = Pendiente media del cauce principal, en decimales.



Tabla 1.- Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional

Una vez calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad del diseño, para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado.

METODO DE VEN TE CHOW

El método de Chow está basado principalmente en el concepto de hidrograma unitario; la expresión general es:

$$\underline{Q_m = 2.78 A X Z}$$

donde

Q_m = gasto máximo en m^3 / s

2.78 = factor de homogeneidad de unidades

A = área de la cuenca en km^2

$X = \frac{Pe}{d}$ = factor de escurrimiento en Cm/h (adelante se definen Pe y d).

Z = factor de reducción del pico, adimensional.

CRUCE	_____
CAMINO	_____
TRAMO	_____
Km	_____
ORIGEN	_____
ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA	_____

MÉTODO DE VEN TE CHOW

Constantes de cálculo	Nomenclatura	Datos
Área de la cuenca (Km ²)	A	
Longitud del cauce principal (m)	L	
Pendiente media del cauce (%)	S	
Número de escurrimiento de Chow (adimensional)	N	
Precipitación media anual en la estación base (cm)	Pb	
Precipitación media anual en la cuenca (cm)	P	
Factor climatico $Y = 2.78 P / Pb$	Y	
Tiempo de retraso (hr) $tp = 0.00505 (L / S^{1/2})^{0.64}$	tp	

Tr = _____ años

d(min)	d(hr)	Y	Pb*	Peb*	X	d/tp	Z	Q

Tr = _____ años

d(min)	d(hr)	Y	Pb*	Peb*	X	d/tp	Z	Q

d= Duración de lluvia (hr)

I= Intensidad de lluvia (cm/hr)

Pb* = I d (cm)

$$Peb^* = \frac{(Pb^* - 508/N + 508)^2}{(P)^* + 2032/N - 20.32}$$

X= Peb*/d Factor de escurrimiento

Z= Factor de reducción pico

Si d/tp ≥ 2, Z=1

Si d/tp ≥ 0.6; Z= 0.6315(d/tp)^{0.6632}

Si d/tp < 0.6 Z= 0.7401(d/tp)^{0.9740}

Q = A X Y Z (m³/s)

SELECCIÓN DEL NÚMERO DE ESCURRIMIENTO-"N" (CHOW)

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Bosques (sembrados y cultivados)	Ralo, baja transpiración	45	66	77	83
	Normal, transpiración normal	36	60	73	79
	Espeso o alta transpiración	25	55	70	77
Camino	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy ralo o baja transpiración	56	75	86	91
	Ralo, baja transpiración	46	68	78	84
	Normal, transpiración media	36	60	70	76
	Espeso, alta transpiración	26	52	62	69
	Muy espeso, alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curva de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curva de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	68	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Bueno	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, bueno	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

Valores del coeficiente "C" de la fórmula Racional.

Tipo de área por drenar	Pendiente en porcentaje	Coeficiente de escurrimiento, C
Con césped		
Suelo arenoso	2.	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas Comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de departamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Patios de FF CC		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30
Calles		
Asfaltadas		0.70 - 0.95
De concreto		0.80 - 0.95
Enladrillado		0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas		0.75 - 0.85
Azoteas y techados		0.75 - 0.95
Zonas rurales		
Campos cultivados		0.20 - 0.40
Zonas forestadas		0.10 - 0.30

CRUCE : _____
 CAMINO : _____
 TRAMO : _____
 Km : _____
 ORIGEN : _____
 ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA _____

MÉTODO RACIONAL

Constantes de cálculo	Nomenclatura	Datos
Área de la cuenca (km ²)	A	
Longitud del cauce principal (m) <i>Kw.</i>	L	
Pendiente del cauce (decimales)	S	
Coefficiente de escurrimiento (adimensional)	C	
Tiempo de concentración (hrs)	tc	

$$t_c = 0.00662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

para

Tr = _____ años
 I = _____ mm/ hr

$Q = 0.278 C I A =$ _____ m³/s

para

Tr = _____ años
 I = _____ mm/ hr

$Q = 0.278 C I A =$ _____ m³/s

Valores del coeficiente "C" de la fórmula Racional.

Tipo de área por drenar	Pendiente en porcentaje	Coeficiente de escurrimiento, C
Con césped		
Suelo arenoso	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas Comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de departamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Patios de FF CC		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30
Calles		
Asfaltadas		0.70 - 0.95
De concreto		0.80 - 0.95
Enladrillado		0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas		0.75 - 0.85
Azoteas y techados		0.75 - 0.95
Zonas rurales		
Campos cultivados		0.20 - 0.40
Zonas forestadas		0.10 - 0.30

CRUCE : ARROYO " HEDIONDA" (Para un Tr = 50 años)

CAMINO : MORELIA - LAZARO CARDENAS

TRAMO : URUAPAN - NUEVA ITALIA

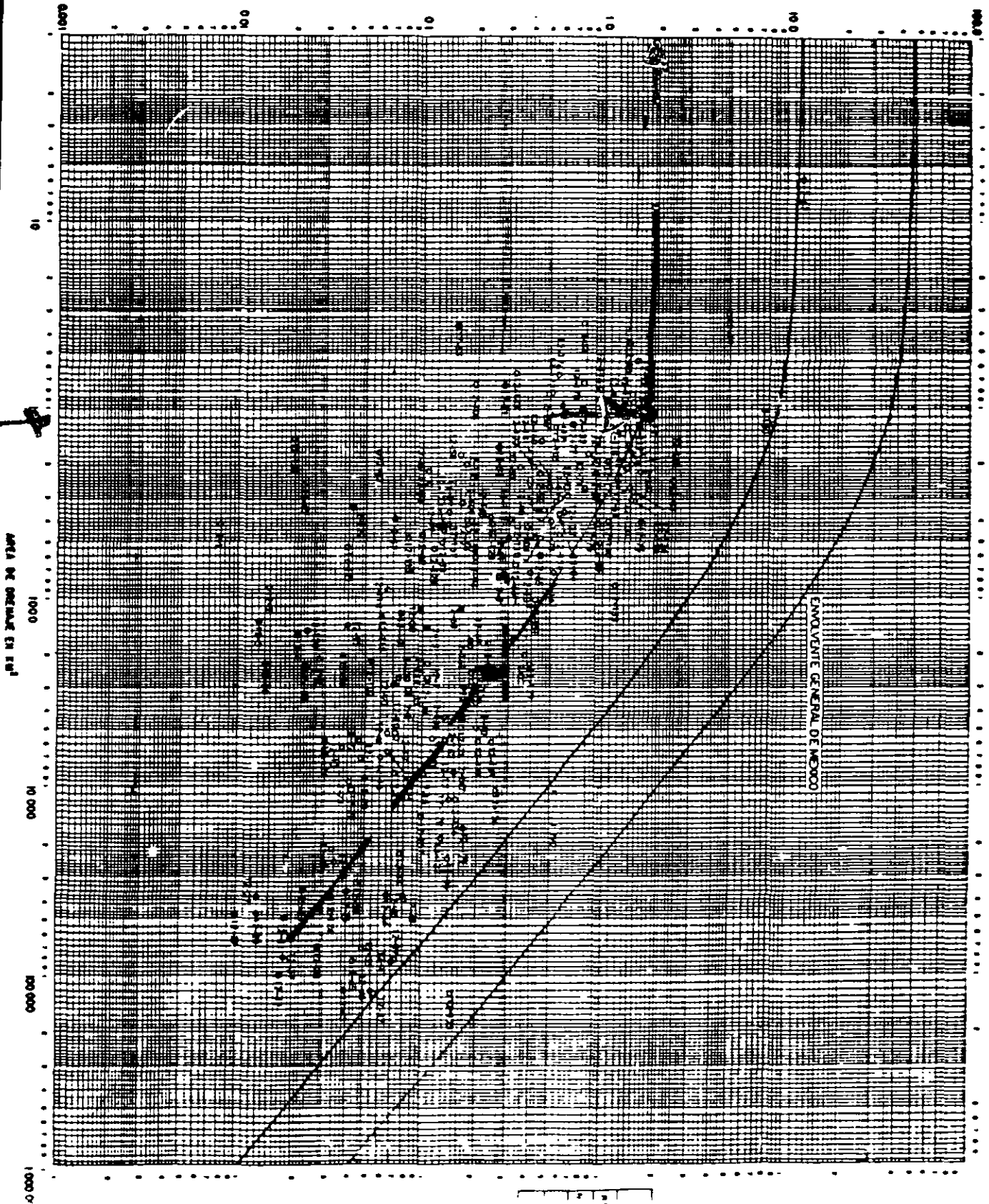
KM : 36 + 908

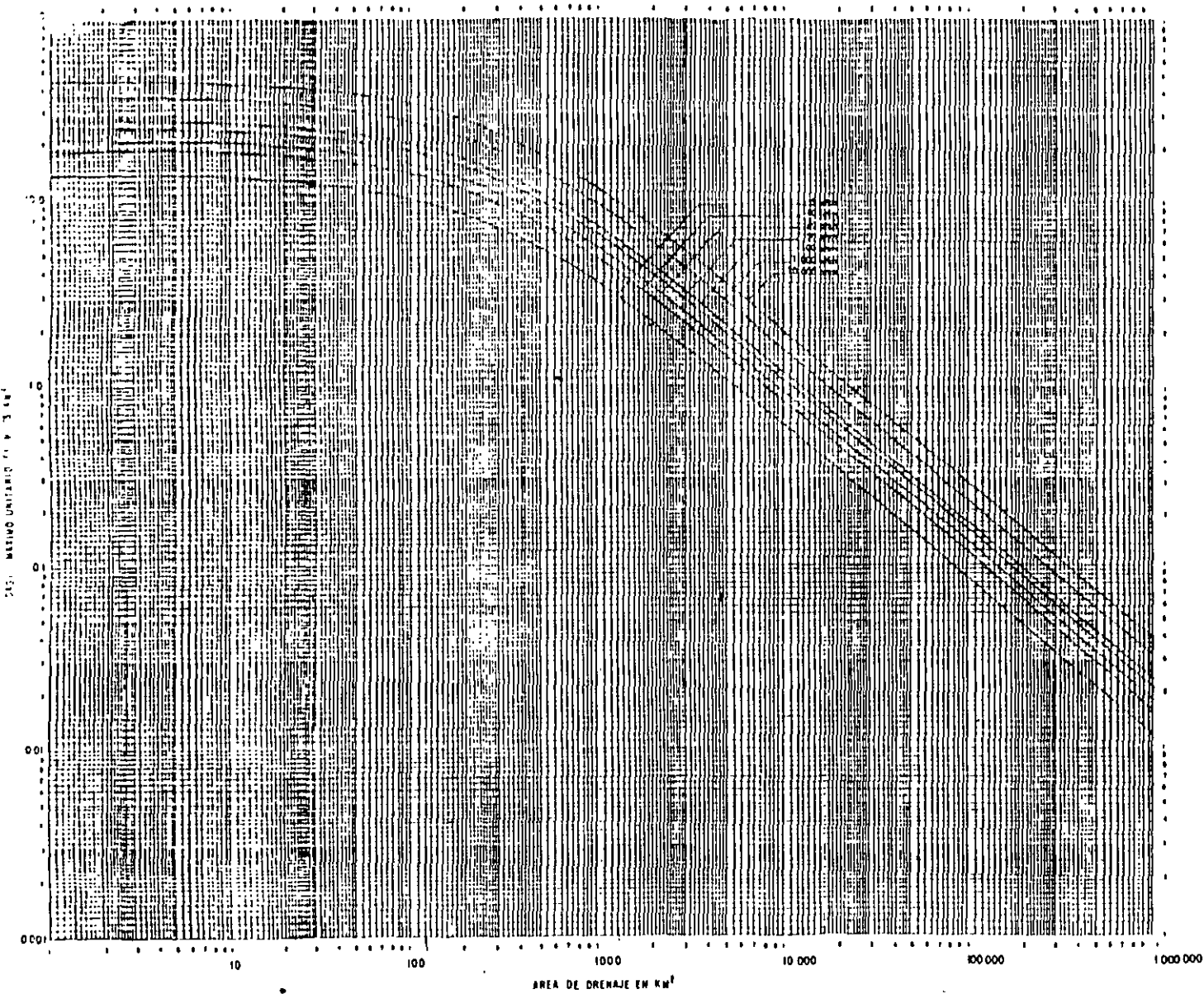
METODO DE VEN TE CHOW

CONSTANTES DE CALCULO	NOMEN	DATOS
AREA DE LA CUENCA (Km2)	A	16
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (m)	L	10350
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (%)	S	5.56
NUMERO DE ESCURRIMIENTO DE CHOW (adimen)	N	70
TIEMPO DE RETRASO	tp	1.0825034

d(min)	d(hr)	I	Pb*	Pe	X	d/tp	Z	Q
10	0.17	0	1.00	0.54	3.27	0.154	0.120	17.377206
30	0.50	12	6.00	0.99	1.99	0.462	0.349	30.828578
60	1.00	7.8	7.80	1.92	1.92	0.924	0.599	51.039833
120	2.00	4.7	9.40	2.88	1.44	1.848	0.949	60.792723
240	4.00	2.1	8.40	2.26	0.57	3.695	1.000	25.169275

GASTO MAXIMO UNITARIO EN $m^3/s/km^2$



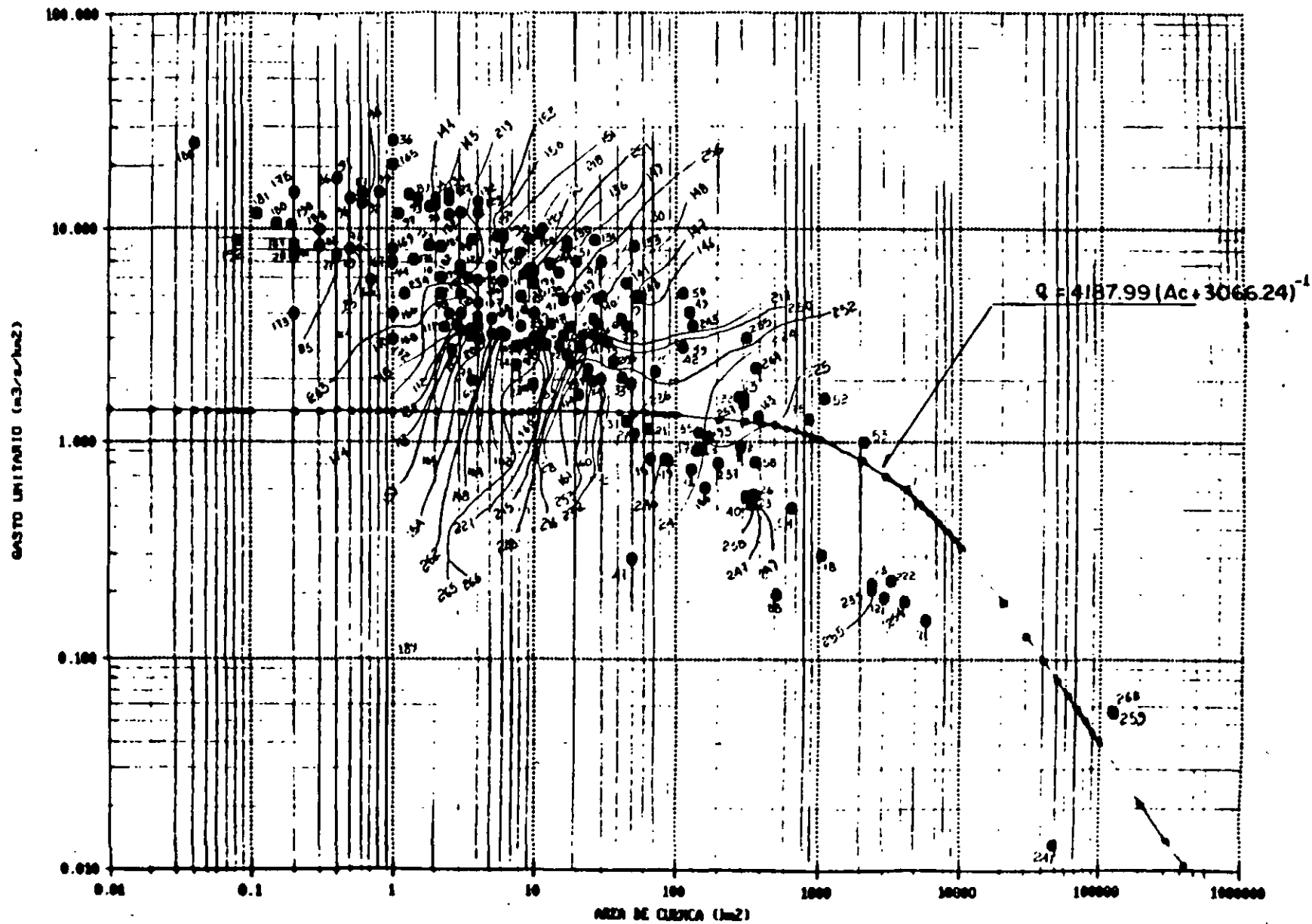


ESTACIONES APROXIMADAS
 SPINOLA (30 45) 100 100
 LAS PERLAS (35 10)
 MEXICO DEL CARIBE (30 45)
 CAJON DE AZUL (30 45)
 TAPACHULA (30 45)

SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRICOS	
SUBSECRETARIA DE PLANEACION	
DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS	
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA	
ESTUDIO DE ENVOLVENTES DE LOS GASTOS MAXIMOS	
EN LAS CORRIENTES DEL PAIS	
GASTOS MAXIMOS PROBABLES	
R HIDR 30- GRIJALVA - USUMACINTA	
Contenido:	Subdirección Hidrología
Director General	
MEXICO D.F.	1973
LAMINA	

FIG. No.

REGION HIDROLOGICA NO. 12
CUENCA DEL RIO SANTIAGO



ALGUNOS CONCEPTOS DE PROBABILIDAD Y ESTADÍSTICA

El diseño y planeación de obras hidráulicas están siempre relacionadas con eventos hidrológicos futuros, por ejemplo, la avenida de diseño para el vertedor de una presa es un evento que tal vez no se ha presentado jamás, o al menos no en el período de datos disponible, pero que es necesario conocer para determinar las dimensiones de la obra.

En particular, la probabilidad y la estadística juegan un papel de primer orden en el análisis hidrológico.

Probabilidad.- Si un experimento tiene n resultados posibles y mutuamente excluyentes y si de ellos n_a resultados tienen un atributo a , entonces la probabilidad de que ocurra un evento A con el atributo a es

$$P(A) = \frac{n_a}{n}$$

Se dice que dos eventos son mutuamente excluyentes cuando no pueden ocurrir simultáneamente.

Por ejemplo, el experimento puede llamarse “tiro de un dado” u “ocurrencia de una tormenta” y el atributo a puede ser “el número que sale del tiro del dado es 2” o bien “la altura de precipitación total es mayor o igual que 500 mm”.

Periodo de retorno

El número de años en que, en promedio, se presenta un evento como el B, se llama período de retorno, intervalo de recurrencia o simplemente frecuencia y se acostumbra denotarlo como (f) .

Nótese que esto no significa que dicha precipitación se presente exactamente una vez cada 25 años, del mismo modo que el dos no sale exactamente una vez cada seis tiros del dado.

De acuerdo con la definición, la probabilidad de que en cualquier tiro del dado salga un dos es $P(2)=1/6$; entonces se tiene la siguiente relación entre probabilidad y periodo de retorno:

$$F(A) \cdot T_A = 1$$

es decir

$$\underline{T = \frac{1}{P}}$$

donde T y P se refieren a un evento cualquiera A.

La misma relación vale en el caso de la precipitación máxima en 24h:

$$T = \frac{1}{P (hp \geq 500 \text{ mm})}$$

Esto es, el período de retorno de la precipitación máxima en 24 h de 500 mm es el inverso de que esta precipitación sea igualada o excedida en un año cualquiera.

Obviamente, $P (hp \leq 500 \text{ mm}) = 1 - P (hp \geq 500 \text{ mm})$ y entonces

$$P (hp \leq 500 \text{ mm}) = 1 - \frac{1}{T}$$

Usualmente, cuando se tienen datos de un cierto periodo, y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a periodos de retorno mayores al de mediciones, es necesario asignar un valor de T a cada dato registrado. Conviene usar la siguiente expresión para asignar periodos de retorno a una serie de datos:

$$T = \frac{n + 1}{m}$$

donde m = número de orden en una lista de mayor a menor de los datos.
 n = número de datos.

Riesgo. Si P es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año,

$$P = \frac{1}{T}$$

Entonces la probabilidad de que dicho evento no ocurra en un año cualquiera es

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T}$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no ocurrencia del mismo en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento **no** ocurra en n años sucesivos es

$$\underbrace{\bar{P} \bar{P} \bar{P} \dots \bar{P}}_{n \text{ factores}} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Y por lo tanto la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en n años sucesivos es

$$\underline{R = 1 - \bar{P}^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n}$$

R es llamada riesgo en la teoría probabilística. Con este parámetro es posible sopesar cuáles son las implicaciones de seleccionar un periodo de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de n años.

Ejemplo .- Determinar el riesgo de falla de una obra que tiene una vida útil de 10 años si se diseña para un periodo de retorno de 10 años.

Solución.- En este caso, T = 10 años y n=10 años. Sustituyendo.

$$\underline{R = 1 - \left(1 - \frac{1}{10}\right)^{10} = 0.651}$$

El riesgo es entonces del 65.1%, es decir, se tiene una probabilidad del 65.1% de que la obra falle durante su vida útil.

Funciones de probabilidad

Cuando un evento A, en presencia de un conjunto de condiciones S, a veces ocurre y a veces no, se llama **aleatorio** con respecto al conjunto S. Ley de probabilidades, que dirá, en general, con qué frecuencia se presenta el evento dadas las condiciones S.

Para que un evento sea seguro, debe incluir todos los posibles casos o resultados del experimento (espacio muestral). Así en el caso del escurrimiento del río, el evento seguro es :

$$E : 0 \leq V \leq \infty$$

Cuando el número de valores x que puede tomar una variable aleatoria X es finito, se dice que la variable aleatoria X es discreta. *Ej. TIPO DE UN DADO*

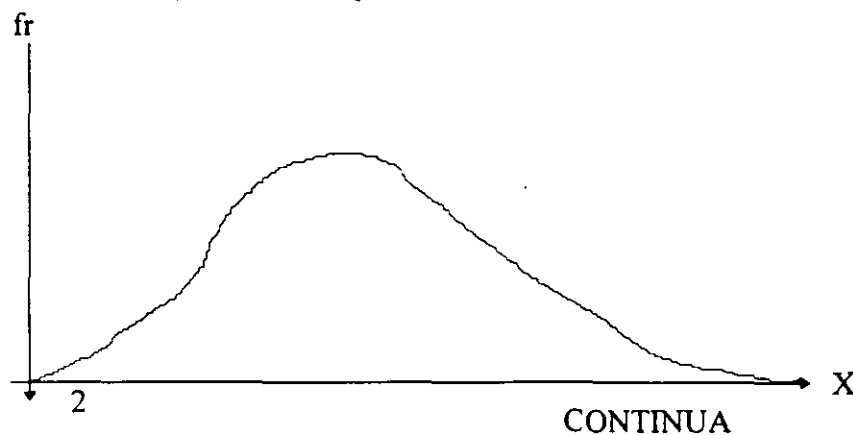
“Función masa de probabilidad discreta” si se refiere a la población “ histograma de frecuencias relativas” si se refiere a una muestra y describe el comportamiento de la variable aleatoria X .

* Se define como “espacio muestral” al conjunto de todos los posibles resultados de un experimento.

Cuando el número n de valores que puede tomar una variable aleatoria X es infinito, como es el caso, por ejemplo, de los volúmenes de escurrimiento mensual de un río, se dice que dicha variable aleatoria es continua.

En el límite, cuando el número de caras tiende a infinito, la función tendría un aspecto como el mostrada en la fig. 9.4.

Función de densidad de probabilidad:



MÉTODO : DISTRIBUCIÓN NORMAL

VARIABLE ESTANDARIZADA :

$$Z = \frac{X - \bar{X}}{\sigma_s}$$

$$= \frac{Q_{\max} - \bar{Q}}{\sigma_Q}$$

- ∴
- Z = variable estandarizada
 - X = media aritmética de los gastos
 - σ_Q = desviación estándar
 - Q_{\max} = gasto máximo para un período de retomo

1.- CÁLCULO DEL GASTO MÁXIMO CONSIDERANDO LA MUESTRA TOTAL DE DATOS PARA UN $P_R = 50$ AÑOS

$$T_R = 50 \text{ años}$$

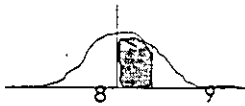
$$P(Q_{50}) = \frac{1}{50} = 0.020$$

$$P(Q \geq Q_{50}) = 0.5 - 0.020 = 0.48$$

$Z = \text{xxx}$ en tabla de variable estandarizada Z

$$Q_{50} = Z \sigma_Q + \bar{Q}$$

AREAS BAJO LA CURVA
NORMAL TIPIFICADA DE 0 A Z



Z	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
	0.0000	0.0040	0.0080	0.0120	0.0160	0.0199	0.0239	0.0279	0.0319	0.0359
0.1	0.0398	0.0438	0.0478	0.0517	0.0557	0.0596	0.0636	0.0675	0.0714	0.0754
0.2	0.1793	0.0832	0.0871	0.1910	0.0948	0.0987	0.1026	0.1064	0.1103	0.1141
0.3	0.1179	0.1217	0.1255	0.1293	0.1331	0.1368	0.1406	0.1443	0.1480	0.1517
0.4	0.1554	0.1591	0.1628	0.1664	0.1700	0.1736	0.1772	0.1808	0.1844	0.1879
0.5	0.1915	0.1950	0.1985	0.2019	0.2054	0.2088	0.2123	0.2157	0.2190	0.2224
0.6	0.2258	0.2291	0.2324	0.2357	0.2389	0.2422	0.2454	0.2486	0.2518	0.2549
0.7	0.2580	0.2612	0.2642	0.2673	0.2704	0.2734	0.2764	0.2794	0.2823	0.2852
0.8	0.2881	0.2910	0.2939	0.2967	0.2996	0.3023	0.3051	0.3078	0.3106	0.3133
0.9	0.3159	0.3186	0.3212	0.3238	0.3264	0.3289	0.3315	0.3340	0.3365	0.3389
1	0.3413	0.3438	0.3461	0.3485	0.3508	0.3531	0.3554	0.3577	0.3599	0.3621
1.1	0.3643	0.3665	0.3686	0.3708	0.3729	0.3749	0.3770	0.3790	0.3810	0.3830
1.2	0.3849	0.3869	0.3888	0.3907	0.3925	0.3944	0.3962	0.3980	0.3997	0.4015
1.3	0.4032	0.4049	0.4066	0.4082	0.4099	0.4115	0.4161	0.4147	0.4162	0.4177
1.4	0.4192	0.4207	0.4222	0.4236	0.4251	0.4265	0.4279	0.4292	0.4306	0.4319
1.5	0.4332	0.4345	0.4357	0.4370	0.4382	0.4394	0.4406	0.4418	0.4429	0.4441
1.6	0.4452	0.4463	0.4474	0.4484	0.4495	0.4505	0.4515	0.4525	0.4535	0.4545
1.7	0.4554	0.4564	0.4573	0.4582	0.4591	0.4599	0.4608	0.4616	0.4625	0.4633
1.8	0.4641	0.4649	0.4656	0.4664	0.4671	0.4678	0.4686	0.4693	0.4699	0.4706
1.9	0.4713	0.4719	0.4726	0.4732	0.4738	0.4744	0.4750	0.4756	0.4761	0.4767
2	0.4772	0.4778	0.4783	0.4788	0.4793	0.4798	0.4803	0.4808	0.4812	0.4817
2.1	0.4821	0.4826	0.4830	0.4834	0.4838	0.4842	0.4846	0.4850	0.4854	0.4857
2.2	0.4861	0.4864	0.4868	0.4871	0.4875	0.4878	0.4881	0.4884	0.4887	0.4890
2.3	0.4893	0.4896	0.4898	0.4901	0.4904	0.4906	0.4909	0.4911	0.4913	0.4916
2.4	0.4918	0.4920	0.4922	0.4925	0.4927	0.4929	0.4931	0.4932	0.4934	0.4936
2.5	0.4938	0.4940	0.4941	0.4943	0.4945	0.4946	0.4948	0.4949	0.4951	0.4952
2.6	0.4953	0.4955	0.4956	0.4957	0.4959	0.4960	0.4967	0.4962	0.4963	0.4964
2.7	0.4965	0.4966	0.4967	0.4968	0.4969	0.4970	0.4971	0.4972	0.4973	0.4974
2.8	0.4974	0.4975	0.4976	0.4977	0.4977	0.4978	0.4979	0.4979	0.4980	0.4981
2.9	0.4981	0.4982	0.4982	0.4983	0.4984	0.4984	0.4985	0.4985	0.4986	0.4986
3.0	0.4987	0.4987	0.4988	0.4988	0.4988	0.4989	0.4989	0.4989	0.4990	0.4990
3.1	0.4990	0.4991	0.4991	0.4991	0.4992	0.4992	0.4992	0.4992	0.4993	0.4993
3.2	0.4993	0.4993	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4994	0.4995	0.4995	0.4995
3.3	0.4995	0.4995	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4996	0.4997
3.4	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4997	0.4998
3.5	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998	0.4998
3.6	0.4998	0.4998	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.7	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.8	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999	0.4999
3.9	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000

MÉTODO DE GUMBEL.

En este método para determinar el gasto máximo, para un período de retorno establecido se usa la expresión:

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{\sigma Q}{\sigma N} Y_N - \log_e T_r \quad (1)$$

$$\sigma Q = \sqrt{\frac{\sum_{y=1}^n Qi^2 - NQm^2}{N - 1}}$$

donde:

N = número de años de registro

Qi = gastos máximos anuales registrados, en m³/seg.

$$Q_m = \sum_{y=1}^N \frac{Qi}{N} \text{ gasto medio, en m}^3/\text{seg.}$$

Q_{max} = gasto máximo para un período de retorno determinado, en m³/seg.

T_r = período de retorno.

σN, Y_N = constantes función de N, tabla N° 2.

σQ = desviación estándar de los gastos

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar Q_{max} dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\theta = 1 - 1/T_r$, varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \frac{\sigma m}{\sigma N} \frac{\sigma Q}{N}} \quad (2)$$

donde:

N = número de años de registro

$\sqrt{N \alpha \frac{\sigma m}{\sigma N}}$ = constante función de θ , tabla N° 3

σN = constante función de N, tabla N° 2.

σQ = desviación estándar de los gastos

si θ es mayor de 0.90, el intervalo se calcula con

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma Q}{\sigma N} \quad (3)$$

la zona de θ comprendida entre 0.8 y 0.90 se considera de transición, donde es proporcional al calculado con las expresiones N° 2 y 3, dependiendo del valor de θ .

El gasto máximo de diseño para un cierto período de retorno será igual al gasto máximo calculado con la ecuación N° 1, más o menos el intervalo de confianza, ecuación N° 2.

Tabla N° 2.

N	Yn	σ_n	N	Yn	σ_n
8	.4843	.9043	49	.54481	1.28255
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.53431	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

Tabla N° 3.

ϕ	$\sqrt{N \alpha \sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.15130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

MÉTODO DE LA DISTRIBUCION DE PEARSON TIPO III

$$Q = \bar{Q} + Sqk$$

k = factor de frecuencia en función de Tr y sesgo

\bar{Q} = Media de los gastos máximos anuales

Sq = desviación estándar de los gastos máximos anuales

C_s = coeficiente de sesgo

$$C_s = \frac{\frac{n}{(n-1)(n-2)} \sum (Q_i - \bar{Q})^3}{\left[\left(\frac{1}{n-1} \right) \sum (Q_i - \bar{Q})^2 \right]^{\frac{3}{2}}}$$

TR =

CON $C_s =$ ⇒

K = ←

$$Q = \bar{Q} + Sqk$$

T_R =

TABLE C-2 K Values for Pearson Type III Distribution

Skew coeff. Cs	Recurrence interval in years											
	1.0526	1.1111	1.2500	Percent chance								
	95	90	80	2	5	10	25	50	100	2		
				50	20	10	4	2	1	0.5		
				Positive Skew								
3	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970		
2.9	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909		
2.8	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847		
2.7	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783		
2.6	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718		
2.5	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652		
2.4	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584		
2.3	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515		
2.2	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444		
2.1	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372		
2	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298		
1.9	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223		
1.8	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147		
1.7	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069		
1.6	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990		
1.5	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910		
1.4	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.820		
1.3	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745		
1.2	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661		
1.1	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.571		
1	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.471		
0.9	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401		
0.8	-1.388	-1.165	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.310		
0.7	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.220		
0.6	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.130		
0.5	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.040		
0.4	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.940		
0.3	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.850		
0.2	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.760		
0.1	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670		
0	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.570		
				Negative Skew								
-0.1	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.480		
-0.2	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.380		
-0.3	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.290		
-0.4	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.200		
-0.5	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.100		
-0.6	-1.797	-1.328	-0.800	0.100	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.010		
-0.7	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.930		
-0.8	-1.839	-1.336	-0.780	0.133	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.830		
-0.9	-1.858	-1.339	-0.769	0.150	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.740		
-1	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.600		
-1.1	-1.894	-1.341	-0.745	0.179	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.560		
-1.2	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.500		
-1.3	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.430		
-1.4	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.370		
-1.5	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.300		
-1.6	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.210		

(Continued on next page)

TABLE C-2 (continued)

Skew coeff. Cs	Recurrence interval in years										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Percent chance										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
	Negative Skew										
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

After Water Resources Council. Bulletin No. 15 (Ref. 15)

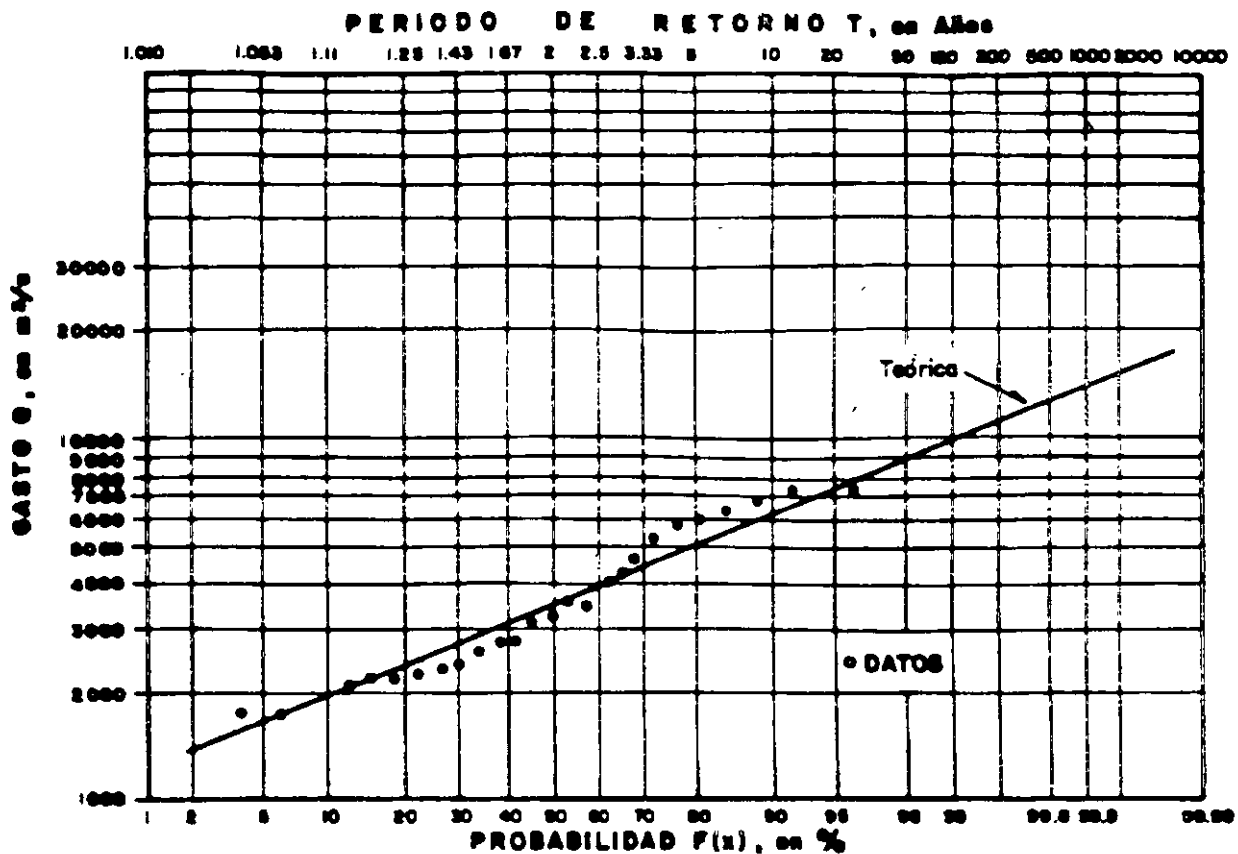


Fig. 9.10. Distribución Log normal.

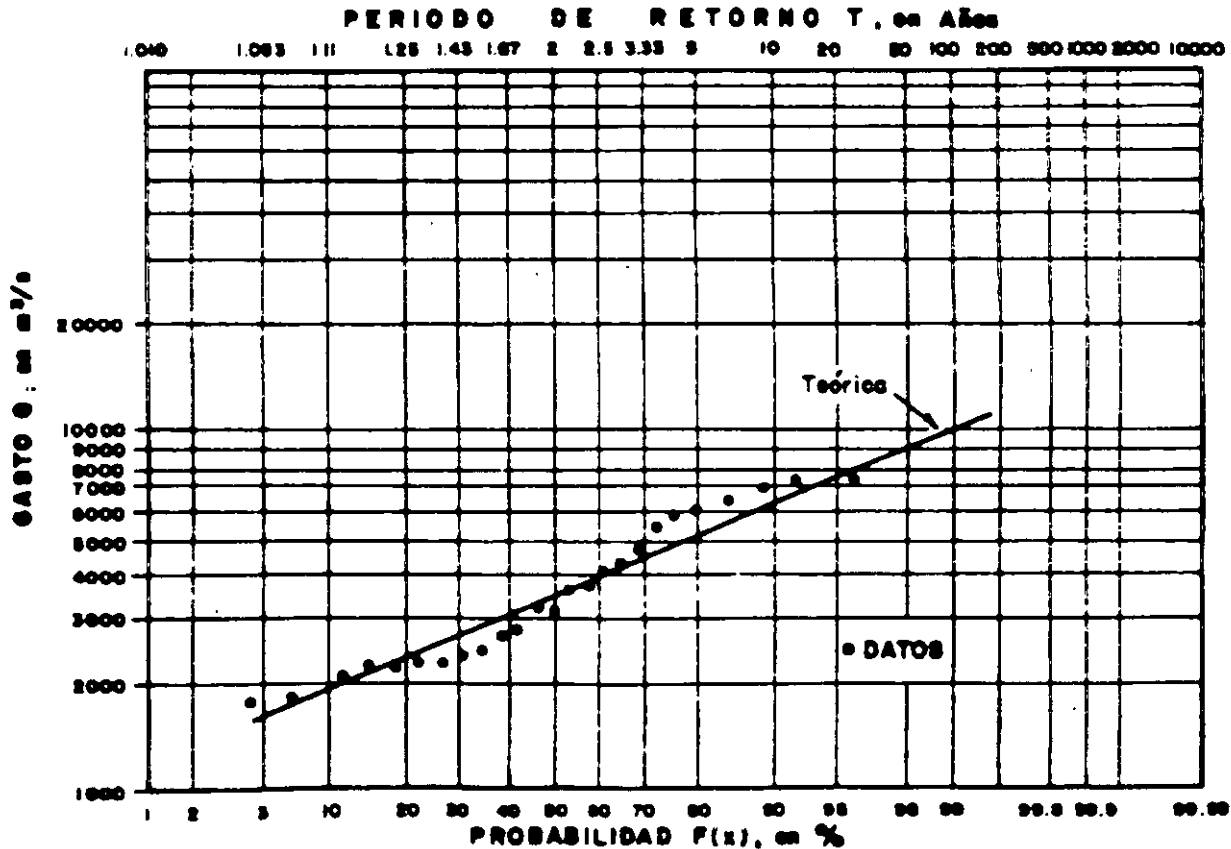


Fig. 9.11. Distribución Pearson

PRUEBAS DE BONDAD DE AJUSTE

Una selección apresurada de cualquiera de las funciones podría traducirse en una estructura sobrediseñada y costosa o subdiseñada y peligrosa. Por ello, se debe seleccionar la función con cuidado.

M E T O D O S

- 1.- Un primer método que se puede usar para seleccionar la función consiste simplemente en inspeccionar una gráfica donde se haya dibujado cada una de las diferentes funciones junto con los puntos medidos (Ver figura). La función de distribución de probabilidad que se seleccione será la que se apegue visualmente mejor a los datos medidos.
- 2.- Mínimos Cuadrados. Consiste en calcular, para cada función de distribución, el error cuadrático.
- 3.- Existen otras pruebas de bondad de ajuste como son la X^2 , y Kolmogorov-Smirnov.

**LONGITUD DE L REGISTRO, EN AÑOS,
NECESARIA PARA ESTIMAR AVENIDAS CON UN
INTERVALO DE CONFIANZA DE 0.05 Y PERIODO
DE RETORNO T.**

T, AÑOS	ERROR 10 %	ACEPTABLE 25 %
	90	
	100	
	115	

- ESTO ES BASICO DE LA RAZON POR LA CUAL LA D.G.S.T, DISEÑA CON PERIODOS DE RETORNO DE 50 AÑOS, ADEMAS DE LOS ARGUMENTOS COMO SON : LA VIDA UTIL , COSTO, ETC.

ESTUDIO "RIO MOCTEZUMA"

CRUCE : **PUENTE "MOCTEZUMA"**
CAMINO : **PACHUCA - CD. VALLES**
TRAMO : **CD. TAMAZUNCHALE**
KM : **275 + 250**
ORIGEN : **PACHUCA, HGO.**

GENERALIDADES

El río Moctezuma en el cruce con el eje del camino Pachuca - Cd. Valles, en el tramo de Cd. Tamazunchale S.L.P se encuentra resuelto mediante un puente a base de armaduras de acero y tiene una antigüedad de más de 50 años. Ver croquis del puente. La cuenca de aportación del río Moctezuma es de 17 238 Km²; es importante mencionar que el cruce se localiza dentro de la Cd. Tamazunchale S.L.P.

El puente trabajó a su máxima capacidad hidráulica durante el período de lluvias del año de 1994, según información de vecinos del lugar y huellas de niveles de agua localizadas en campo.

Debido a la ampliación del camino actual a cuatro carriles, se tiene proyectado construir un puente aguas abajo.

ESTUDIO HIDROLOGICO

Se procedió a realizar un estudio hidrológico, considerando que a 12 Km aguas arriba del sitio de cruce se encuentra la estación hidrométrica "Tierra Blanca", la cual cuenta con 34 años de registro (1959 a 1992); del análisis de la información de la estación hidrométrica se observó que en los últimos diez años, el gasto máximo aforado fue de 2180 m³/s que corresponde al año de 1990. Ver tabla N° 1 en anexo A.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Debido a que se trata de un estudio que se localiza dentro de una zona urbana, tendrá que considerarse la avenida de 3593 m³/s ocurrida en el año de 1994, para el diseño hidráulico del puente actual, ya que este cuenta con la misma elevación en la parte inferior de su superestructura que el de proyecto, además de que ha trabajado a su máxima capacidad hidráulica, es decir, el nivel de aguas máximas extraordinarias ha llegado a la parte inferior de su superestructura.

ANEXO "A" (ANALISIS ESTADISTICO)

CRUCE : RÍO "MOCTEZUMA II"
 CÁLCULO DEL GASTO HIDROLÓGICO
 MÉTODO UTILIZADO GUMBEL
 ESTACIÓN HIDROMÉTRICA "TIERRA BLANCA"
 ÁREA DE CUENCA 17, 238 Km²

Nº AÑO	AÑO DE OBSERVACIÓN	GASTO MÁXIMO ANUAL Qi	Qi ² X 10 ⁻⁴
1	1959	431.00	18.58
2	1960	174.14	3.03
3	1961	290.397	8.43
4	1962	156.8	2.46
5	1963	287.00	8.24
6	1964	225.399	5.08
7	1965	327.00	10.69
8	1966	340.599	11.60
9	1967	2005.00	402.00
10	1968	669.747	44.86
11	1969	1259.00	158.51
12	1970	549.569	30.20
13	1971	529.00	27.98
14	1972	300.10	9.01
15	1973	1028.00	105.68
16	1974	1432.383	205.17
17	1975	1525.00	232.56
18	1976	950.085	9.27
19	1977	217.00	4.71
20	1978	784.00	61.47
21	1979	911.427	83.07
22	1980	475.318	22.59
23	1981	0.000	0.00
24	1982	287.949	8.29
25	1983	408.141	16.66
26	1984	1458.00	212.58
27	1985	570.00	32.49
28	1986	282.399	7.97
29	1987	221.00	4.88
30	1988	2024.00	409.66
31	1989	543.00	29.48
32	1990	2180.00	475.24
33	1991	1750.00	306.25
34	1992	767.199	58.86
	SUMA	25359.652	3108.55
	Q MEDIO ANUAL REGISTRADO	745.87 m ³ /s	
	DESVIACION ESTANDAR	647.82	
	Yn	0.5396	
	tn	1.1255	
	α	0.0019798	

TABLA Nº 1

CÁLCULO DEL PERÍODO DE RETORNO PARA EL GASTO DE 3593 m³/s

UTILIZANDO LA DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL

1.- $Q = 3593 \text{ m}^3/\text{s}$

$$T_r = \frac{1}{e^{\left[(-Q_{max} + Q)\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_p}\right)\right] - Y_n}}$$

$$\frac{1}{T_r} = e^{\left[(-3593 + 745.87)\left(\frac{1.1255}{647.82}\right)\right] - 0.5396}$$

$$\frac{1}{T_r} = e^{\left[(-2847.13)(0.001737)\right] - 0.5396}$$

$$\frac{1}{T_r} = e^{-5.485065}$$

ANEXO "B" (ANALISIS HIDRÁULICO)

CRUCE : PUENTE MOCTEZUMA
CAMINO : PACHUCA - CD. VALLES
TRAMO : CD. TAMAZUNCHALE
KM : 275 + 250
ORIGEN : PACHUCA, HGO.

SECCION HIDRAULICA

ESTACION	ELEV.	OBSERVACIONES
275 + 200	200.436	PATIO EST. POLICIA JUDICIAL DEL EDO.
275 + 208	200.564	CASETA POLICIA JUDICIAL DEL EDO.
275 + 210	196.840	
275 + 220	189.463	
275 + 221	189.140	ESPEJO DE AGUA (1-JUNIO-1996)
275 + 235	186.463	SONDEO # 1 A 1.80 m IZQ. EST. 275+260
275 + 240	187.063	
275 + 254	188.663	
275 + 255	188.753	
275 + 259	189.140	ESPEJO DE AGUA (1-JUNIO-1996)
275 + 260	189.244	SONDEO # 2 A 6.0 m IZQ. EST 275+260
275 + 274	190.062	DETALLE
275 + 280	190.986	
275 + 284	192.429	SONDEO # 3 A 2.0 m DER. EST. 275+284
275 + 289	193.154	DETALLE
275 + 308	198.295	DETALLE
275 + 309	199.458	DETALLE
275 + 316	199.870	PST
275 + 320	199.845	ESTACION
275 + 340	200.049	ESTACION (HERRERA MOTORS) G.M

CRUCE : PUENTE MOCTEZUMA
 CAMINO : PACHUCA - CD. VALLES
 TRAMO : CD. TAMAZUNCHALE
 KM : 275 + 250
 ORIGEN : PACHUCA, HGO.

NAME = 199.78
 S = 0.002

CAD.	dist.	TERR.	TIRANTE	tirante medio	Area	perimetro
200	0	200.436	0	0	0	0
208	8	200.564	0	0	0	0.00
210	2	196.84	2.94	1.47	2.94	4.23
220	10	189.463	10.317	6.6285	66.285	12.43
221	1	189.14	10.64	10.4785	10.4785	1.05
235	14	186.463	13.317	11.9785	167.699	14.25
240	5	187.063	12.717	13.017	65.085	5.04
254	14	188.663	11.117	11.917	166.838	14.09
255	1	188.753	11.027	11.072	11.072	1.00
259	4	189.14	10.64	10.8335	43.334	4.02
260	1	189.244	10.536	10.588	10.588	1.01
274	14	190.062	9.718	10.127	141.778	14.02
280	6	190.986	8.794	9.256	55.536	6.07
284	4	192.429	7.351	8.0725	32.29	4.25
289	5	193.154	6.626	6.9885	34.9425	5.05
308	19	198.295	1.485	4.0555	77.0545	19.68
309	1	199.458	0.322	0.9035	0.9035	1.53
Suma	109			Suma	886.824	107.73

CALCULO DEL NAME PARA
 LA AVENIDA DE 1994
 TABLA N° 4

RADIO	R ^{2/3}	N	S ^{1/2}	V	Q
8.23194654	4.076946642	0.045	0.04472136	4.051702148	3593.147

CRUCE: PUENTE "MOCTEZUMA"
 CAMINO: PACHUCA - CD. VALLES
 TRAMO: CD. TAMAZUNCHALE
 KM: 275 + 250

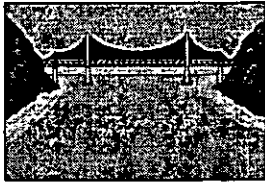
NAME = 198.688
 S = 0.002

CAD.	dist.	TERR.	TIRANTE	tirante medio	Area	perimetro
200	0	200.436	0	0	0	0
208	8	200.564	0	0	0	0.00
210	2	196.84	1.848	0.924	1.848	4.23
220	10	189.463	9.225	5.5365	55.365	12.43
221	1	189.14	9.548	9.3865	9.3865	1.05
235	14	186.463	12.225	10.8865	152.411	14.25
240	5	187.063	11.625	11.925	59.625	5.04
254	14	188.663	10.025	10.825	151.55	14.09
255	1	188.753	9.935	9.98	9.98	1.00
259	4	189.14	9.548	9.7415	38.966	4.02
260	1	189.244	9.444	9.496	9.496	1.01
274	14	190.062	8.626	9.035	126.49	14.02
280	6	190.986	7.702	8.164	48.984	6.07
284	4	192.429	6.259	6.9805	27.922	4.25
289	5	193.154	5.534	5.8965	29.4825	5.05
308	19	198.295	0.393	2.9635	56.3065	19.68
309	1	199.458	-0.77	-0.1885	-0.1885	0.00
316	7	199.87	0	0	0	0.00
320	4	199.845	0	0	0	0.00
340	20	200.845	0	0	0	0.00
Suma	140			Suma	777.624	106.20

CALCULO DEL NAME
 PARA Tr = 100 AÑOS

RADIO	R ^{2/3}	N	S ^{1/2}	V	Q
7.3225527	3.7708709	0.045	0.0447214	3.7475217	2914.1628

112



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

ESTUDIO HIDRÁULICO

Ciudad de México, noviembre de 1996.



METODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE

MÉTODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE

Cuando se necesita conocer la forma en que un caudal de agua escurre por un cauce natural o artificial, caso que se presenta en forma muy destacada en el estudio de obras de drenaje, el método más expedito es el de sección y pendiente.

En efecto, es el método que relaciona las características geométricas del cauce (áreas parciales o total de la sección transversal, tirante, etc.) con las velocidades y los gastos, y no tiene el inconveniente de los aforos directos de no poderse aplicar en cauces secos.

Para los mismos fines, cuando se aplica alguna fórmula empírica que solamente da el área de la sección transversal o el gasto, prácticamente resulta obligado combinar con una de las fórmulas de sección y pendiente para definir los tirantes y las velocidades correspondientes a los gastos que se calculen de ese modo.

Todas las fórmulas conocidas en que, de una u otra manera, interviene la sección y la pendiente, adolecen del defecto de que tienen un coeficiente cuya función es cuantificar la influencia que sobre el escurrimiento tiene la forma del cauce, así como de los materiales de que está constituido y, en general, de su grado de rugosidad.

Debido al gran número de factores que intervienen en ello y a lo complejo de su comportamiento, el valor que se elija para el coeficiente resulta ser, en la mayoría de los casos, poco representativo del fenómeno. Contribuye a agravar esto el hecho de que las condiciones del cauce, sobre todo tratándose de corrientes naturales, cambian con el tiempo, pudiéndose dar casos de obras de drenaje que habiéndose proyectado para dar un determinado servicio, con los años su capacidad se torna crítica.

Por ello es recomendable que al hacer el análisis del escurrimiento se elijan, no solo los coeficientes que se juzgue adecuados para las condiciones que prevalezcan en la fecha del estudio, sino también otros coeficientes que reflejen las condiciones que razonablemente se pueda prever que rijan en la futura vida útil de la obra, con el objeto de precisar para qué condición conviene proyectarla.

Como se sabe, las fórmulas fueron deducidas por sus autores con base a experimentos sobre cauces artificiales cuya buena geometría y homogeneidad de su rugosidad contribuyeron a reducir notablemente muchas de las causas de incertidumbre en los resultados de que ya se habló.

Existe una metodología especial para resolver estos casos en que, mediante tanteos, se determinan las velocidades medias en dos secciones de control extremas del tramo, que se fijan de antemano.

Sin embargo, la práctica corriente es asignar a la pendiente de cálculo el valor de la correspondiente a la superficie del agua, con lo que tácitamente se está suponiendo que el régimen es uniforme.

Salvo casos muy particulares, el hacer esta consideración no trae por consecuencia discrepancias de importancia en los resultados que se tengan con respecto a los reales, ya que el valor de la carga de velocidad $\left(\frac{V^2}{2g}\right)$, es pequeño comparativamente con el de la carga de altura (y). Además, dicho error se reduce todavía más puesto que en la fórmula de la velocidad, su influencia es proporcional a \sqrt{S} .

A mayor abundamiento, existe una serie de factores cuya influencia es muy difícil cuantificar con precisión; tal es el caso de los coeficientes de rugosidad, por sólo citar uno, que por sí mismos pueden originar errores mucho mayores que el que se comete al elegir la pendiente de la superficie del agua como se dijo arriba.

Es por ello que, dentro del grado de precisión que se puede esperar del método que se comenta, la práctica a que nos venimos refiriendo puede ser lícita en la mayoría de los casos si se tiene en cuenta, además, lo simple de su aplicación, comparativamente con el método exacto.

Por último, se puede decir que, de las fórmulas que existen para aplicarse en el método de sección y pendiente, la más universalmente empleada y recomendada es la de Manning, por su sencillez al aplicarla y porque se han hechos muchos experimentos que comprueban su confiabilidad.

METODOS HIDRÁULICOS

1.- MÉTODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE (MANNING)

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

- V** = Velocidad. (m/s)
n = Coeficiente de rugosidad. (adimensional)
R = Radio Hidráulico. (m)
S = Pendiente del cauce. (m).
A = Area Hidráulica (m²)

CALCULO DEL GASTO (m³/s) :

$$Q = V A$$

S =

$S^{\frac{1}{2}} =$

Tramo	Área (m ²)	Perímetro (m)	Radio Hidr (m)	$R^{\frac{2}{3}}$	n	V (m/s)	Q (m ³ /s)

2.- MÉTODO DEL PRINCIPIO DE CONTINUIDAD

$$Q = V A$$

Q = Gasto (m³/s)

V = Velocidad estimada en campo. (m/s).

A = Área. (m²)

ES APLICABLE CUANDO NO ES POSIBLE EFECTUAR EL MÉTODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE.

MÉTODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad \text{MANNING}$$

$$Q = A V \quad \text{POR CONTINUIDAD}$$

EN DONDE : V = VELOCIDAD EN m/s
 A = AREA EN m²
 Q = GASTO EN m³/S
 R = RADIO HIDRAULICO A/P_m EN m
 S = PENDIENTE DEL CAUCE ADIM
 n = COEFICIENTE DE MANNING

DEPENDE DE

- CALIDAD DE HUELLAS DEL NAME ENCONTRADO
- CERTIDUMBRE DE DATOS DE NAMES DE VECINOS DEL LUGAR
- GEOMETRIA DE LA SECCION
- CONDICIONES DE FLUJO UNIFORME

TIPOS DE FLUJO EN UN CANAL

$\frac{\partial a}{\partial b}$ = VARIACION DE "a" RESPECTO A "b"

	$\frac{\partial v}{\partial x} = 0$ UNIFORME	$\frac{\partial v}{\partial x} \neq 0$ VARIADO
$\frac{\partial v}{\partial t} = 0$ PERMANENTE	<u>UNIFORME PERMANENTE</u> "UNIFORME"	PERMANENTE VARIADO FGV o FRV
$\frac{\partial v}{\partial t} \neq 0$ TRANSITORIO	TRANSITORIO UNIFORME	TRANSITORIO VARIADO

v = VELOCIDAD

x = DISTANCIA EN LA DIRECCION DEL FLUJO

t = TIEMPO

FGV = FLUJO GRADUALMENTE VARIADO

FRV = FLUJO RAPIDAMENTE VARIADO

ALGUNOS CONCEPTOS DE HIDRÁULICA

1.- ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

$$VA = CTE \quad \therefore \quad V_1 A_1 = V_2 A_2$$

$V = \text{Velocidad}, \quad A = \text{Area}, \quad CTE = \text{Constante}$

2.- ECUACIÓN DE LA ENERGÍA

$$z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \sum_1^2 hr$$

$\sum_1^2 hr$ = Representa la pérdida interna entre 2 secciones

hf = Tuberías (Cambio de Dirección, Accesorios, Ampliación, Fricción)

z = carga de posición medida desde el plano de referencia hasta la plantilla de la sección, (m).

$\frac{P_1}{\gamma}$ = carga de presión sobre la plantilla de la sección (m).

g = aceleración de gravedad, m/seg²

hr = pérdida interna de energía (m).

V = velocidad media en la sección (m/s).

α = coeficiente de Coriolis para corregir el efecto de la distribución y regular de velocidades en la sección

3.- ECUACIÓN DE LA CANTIDAD DE MOVIMIENTO

Se deriva de la Segunda Ley de Newton ($f = ma$)

- Permite determinar algunas de las fuerzas que producen el flujo, si se conoce el cambio en la cantidad de movimiento y las restantes fuerzas.

- Se conoce como cantidad de movimiento de producto de la masa por la velocidad.

$$\rho = \frac{\text{masa}}{\text{volumen}} = \frac{m}{v}; \quad m = \rho v$$

Densidad

$$m = \rho d_o d_r \quad \frac{\text{masa}}{v} = \frac{m^3}{s} \quad \text{finalmente} \quad F = \rho d_o d_r \quad (\text{tuberías})$$

1.- Criterio de tiempo : $\frac{dx}{dt} = cte = 0; \quad \frac{dv}{dt} = 0$ (flujo uniforme)

2.- Criterio de la viscosidad $Re = \frac{v R_n}{\nu}$

$Re < 500$ flujo laminar

$500 \leq Re \leq 2000$ flujo de transición

$Re \geq 2000$ flujo turbulento

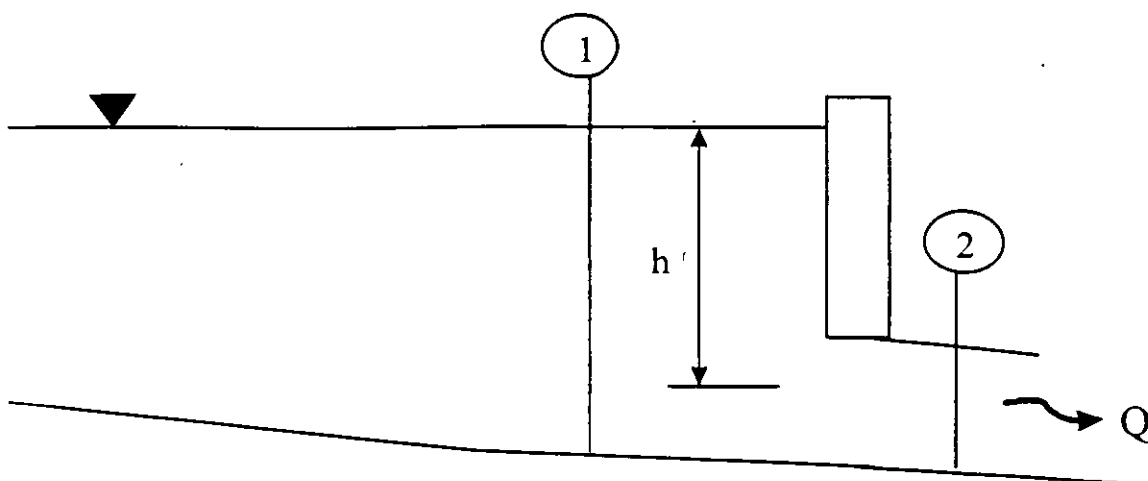
3.- Criterio la gravedad $F = \frac{V}{\sqrt{g \Delta m}}$

$Fr < 1$ flujo subcrítico

$Fr = 1$ crítico

$Fr > 1$ supercrítico

Aplicación de la Ecuación de la Energía a una obra de drenaje que trabaja como Orificio



En caso de que se coloque una barrera en una corriente de agua en donde el flujo se efectúa a través de una abertura geoméricamente fija, situada bajo el nivel aguas arriba, se analizará el flujo según la fórmula de **orificios**.

La Energía total disponible en el centro de la obra equivale a la profundidad h del agua. Bajo la influencia de esta energía saldrá un chorro de agua por el orificio con una velocidad v . Al escribir la energía para dos puntos, uno en la superficie libre del agua del lado de aguas arriba indicado con el número y otro en el centro del chorro indicado con el número 2, se obtiene:

$$\frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + Z_1 = \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + Z_2$$

donde se pueden hacer las siguientes suposiciones: debido al gran tamaño del almacenamiento que se tiene del lado de aguas arriba, la velocidad de acercamiento del punto 1 es despreciable cuando se compara con la velocidad del chorro en el punto 2; por lo tanto, v_1 aproximadamente = 0. La presión en el punto 1, así como en el delgado chorro en el punto 2, es igual a la presión atmosférica; luego, $p_1 = p_2$. Al sustituir $Z_1 - Z_2 = h$, la profundidad del orificio por debajo de la superficie es:

$$h = \frac{v_2^2}{2g}$$

por lo tanto la velocidad del chorro es: $v = \sqrt{2gh}$

que se conoce como la ecuación de Torricelli.



ESTUDIO TOPOHIDRÁULICO

ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS.

I.- INTRODUCCIÓN.

Un estudio topohidráulico es el Estudio de Campo que se requiere realizar en el sitio de cruce de una vía de transporte con una corriente de agua, el cual sirve de apoyo para proyectar la estructura necesaria de drenaje, así como las obras auxiliares que aseguren el buen funcionamiento hidráulico de la obra. El término topohidráulico, que al parecer fue ideado por ingenieros mexicanos, obedece a que los trabajos comprenden tanto detalles topográficos de la zona de cruce como características hidráulicas de la corriente en cuestión. Un estudio topohidráulico debe contener la siguiente información:

PLANTA GENERAL
PLANTA DETALLADA
PERFIL DE CONSTRUCCION
PERFIL DETALLADO
PLANO DE PENDIENTE Y SECCIONES HIDRAULICAS
CROQUIS DE LOCALIZACION
CROQUIS DE PUENTES CERCANOS
INFORMES.

II.- DESCRIPCIÓN DE CADA ELEMENTO

A continuación se indica la función de cada uno de los elementos anteriores que constituyen el estudio topohidráulico:

II.1.- PLANTA GENERAL.

El plano de la planta general debe contener la topografía de una superficie lo suficientemente amplia para definir el funcionamiento hidráulico de la corriente, por lo que su extensión en el sentido del escurrimiento será muy diferente para cada caso particular, principalmente en el lado de aguas arriba del cruce, que es el que más interesa, en general, desde el punto de vista hidráulico. Por ejemplo, cuando existen curvas del cauce en la zona de aguas arriba del sitio de cruce, la planta general nos debe permitir definir trayectorias de las líneas de corriente para tomar en cuenta posibles ataques a alguno de los apoyos extremos de la estructura o a los terraplenes de acceso, que puedan afectar la estabilidad de la obra. En el lado de aguas abajo suelen levantarse por lo menos 120 m. La topografía general debe permitir también la definición de la ubicación y la longitud de la estructura de drenaje y de sus obras auxiliares, la orientación de los apoyos, etc. Suele abarcarse en el sentido transversal al flujo, por lo menos 20 m fuera del nivel de aguas máximas de diseño, si se tiene un cauce definido. Si se trata de un viaducto, entendiendo como tal una estructura en cuyo proyecto el NAME carece de importancia, la planta general deberá cubrir hasta la intersección del terreno natural con el nivel de la subrasante de proyecto. En el caso de un cauce insuficiente hidráulicamente que forme llanuras de inundación, el levantamiento topográfico deberá abarcar por lo menos la zona que a juicio del ingeniero sea necesaria para alojar las obras de drenaje principalmente y auxiliares.

En el plano del perfil de construcción debe indicarse la existencia de curvas y sus características, la longitud de tangentes, el nivel de subrasante, los bancos de nivel, la orientación del trazo, la ubicación de los monumentos de concreto y el NAME de diseño, estaciones y cotas del terreno, así como el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) y el de aguas mínimas (NAMin). Conviene recalcar la importancia que tiene la inclusión, siempre que sea posible, del nivel de subrasante de proyecto en el plano del perfil de construcción.

Se acostumbra dibujar el perfil de construcción a escala distorsionada con el fin de resaltar las irregularidades del terreno. Es muy usual utilizar una escala 1:2000 en el sentido horizontal y 1:200 en el vertical.

El perfil de construcción deberá ser levantado con todo detalle en la zona donde quedará la estructura de drenaje y el resto de su longitud podrá completarse con los datos de trazo de la brigada de localización.

II.4.- PERFIL DETALLADO.

Este plano representa el perfil del terreno natural sobre el eje de proyecto; su longitud deberá cubrir la obra u obras de drenaje que vayan a proyectarse, ya que este plano se utiliza posteriormente en el estudio de cimentación para ubicar los sondeos geológicos efectuados en campo y dibujar su perfil estratigráfico, además de que permiten definir con detalle las dimensiones y ubicación de la estructura o estructuras de drenaje.

El perfil detallado deberá dibujarse a la misma escala horizontal y vertical, siendo muy usual la escala 1:100 ó 1:200, dependiendo de la longitud cubierta, de manera que resulte manejable. Por supuesto en ríos muy anchos podrá usarse una escala más grande. En este plano también deberán indicarse el NAME, NAMO Y NAMin.

II.5.- PLANO DE PENDIENTE Y SECCIONES HIDRÁULICAS.

En este plano se dibujan el perfil del fondo del cauce de la corriente en estudio y las secciones hidráulicas. La extensión del perfil que deberá levantarse dependerá de la ubicación de las secciones hidráulicas y en ningún caso dicha extensión deberá ser menor de 500 m tanto aguas arriba de la primera sección hidráulica, según el sentido del escurrimiento, como aguas abajo de la última. Las secciones deberán ubicarse en un tramo lo más recto posible y con pendiente de preferencia uniforme.

El estudio hidráulico, salvo raras excepciones, se fundamenta en la fórmula de Manning (método conocido como de sección y pendiente), que es aplicable a flujo uniforme. Su importancia es fundamental, ya que permita calcular la velocidad y el gasto para condiciones de diseño.

Debe levantarse una sección hidráulica en el sitio de cruce, siempre y cuando se confiable la información de niveles máximos del agua. Si la información de niveles máximos del agua es fidedigna y el cauce es relativamente encajonado de manera que el método de sección y pendiente sea aplicable, podrá ser suficiente levantar una sección, ya sea en el sitio de cruce o en otro cercano a él. Cuando la información es incierta puede ser conveniente levantar 2 ó 3 secciones, a fin de comparar los gastos obtenidos con ellas y elegir el que se considere más confiable.

Si el puente existente se ubica lejos del cruce en estudio, de modo que el área de la cuenca que drene sea significativamente diferente a la de la cuenca hasta el cruce, será suficiente un croquis en que se indique la longitud de la estructura, su distribución de claros y el perfil del terreno en el sitio. En este caso también convendrá reportar el funcionamiento hidráulico de la obra y su antigüedad.

II.8.- INFORMES

Además de los planos y croquis ya mencionados que componen un estudio topohidráulico, deben agregarse los siguientes informes:

- a) Informe de campo para proyecto de puentes y viaductos.
- b) Informe general. En este informe se proporcionan todos los datos importantes que son útiles al proyectista, principalmente los que se indican en los planos, así como las conclusiones y recomendaciones para el buen funcionamiento hidráulico de la obra datos de localización, nombre del camino, su tramo, origen de cadenamiento, kilometraje el cruce y su esviamiento si es el caso; datos biográficos e hidráulicos de la zona en estudio, tales como orografía general de la cuenca, el área de ésta, dónde nace y desemboca la corriente en estudio, gasto y velocidad propuestos para el diseño, afluentes, isletas, lagunas, esteros, cascadas, zonas de inundación, influencia de mareas o de otras corrientes, si el escurrimiento en estudio es perenne, torrencial o intermitente, etc. Existencia de puentes cercanos mencionando su tipo, dimensiones, estado físico, funcionamiento hidráulico, antigüedad, etc. Estructuras de control del caudal, describiendo sus características más importantes, su funcionamiento y la influencia hidráulica que puedan ejercer en el cruce. Fuente de información y su confiabilidad, de los niveles máximos alcanzados por el agua. Descripción de los materiales que forman el lecho del cauce y sus márgenes, materiales de arrastre y cuerpos flotantes, tipo de vegetación y uso del suelo.
- c) Informe fotográfico. Este informe muestra directamente el sitio de cruce con sus detalles, tal como la geometría del cauce, su vegetación, la geología superficial, estructuras hidráulicas cercanas al cruce ubicadas sobre la corriente en estudio, cuando existan. La utilidad de este informe se ve acentuada cuando es usada por el proyectista que no ha tenido posibilidad de visitar la zona de estudio.

III. - COMENTARIOS FINALES.

- A) Es muy importante la veracidad en cuanto a la información de niveles máximos del agua y a la elección del coeficiente de rugosidad para la obtención del caudal y de la velocidad, ya que cuando se trata del caso de varias secciones hidráulicas levantadas y las magnitudes de dichos parámetros resultan substancialmente diferentes, se tiende a hacer modificaciones arbitrarias tanto de los niveles de agua como de los coeficientes de rugosidad, a fin de obtener resultados prácticamente iguales. Con tal ajuste, los resultados pierden veracidad por alterarse los parámetros fundamentales.
- B) Conviene insistir en la gran importancia que tiene la determinación del nivel de aguas máximas en el sitio de cruce, ya que dicho nivel es, junto con la velocidad máxima correspondiente y la geometría del cauce, de utilidad fundamental en la elección de las dimensiones de proyecto de la estructura de drenaje. Ello, independientemente de la igual importancia que tiene la



DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DIRECCION DE ESTUDIOS
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
DEPARTAMENTO DE DRENAJE

PROGRAMACION DE ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS

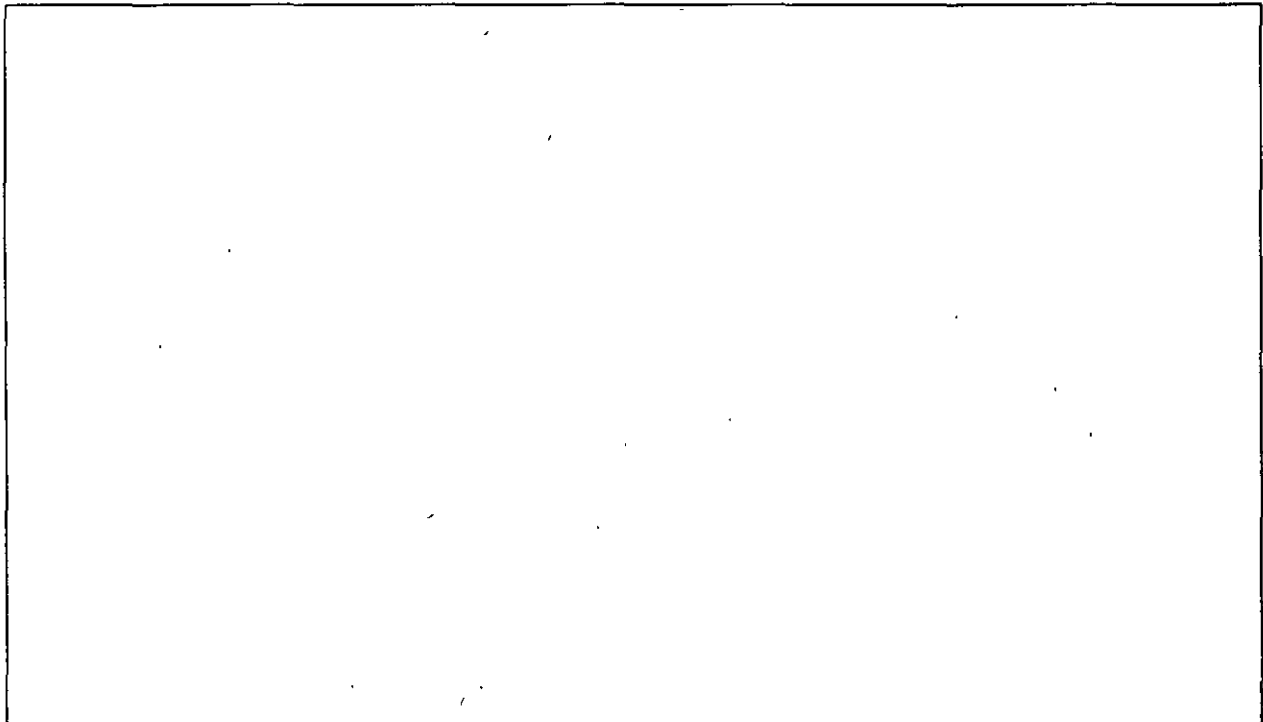
OBRA VIAL .	TRAMO :
CRUCE :	ESTACION Y ORIGEN :
CLARO APROXIMADO DE LA OBRA :	FECHA DE LA VISITA :

TIPO DE TERRENO : PLANO, LOMERIO, MONTAÑOSO
VEGETACION POCO VEGETADO, REG. VEGETADO, MUY VEGETADO

CONDICIONES DEL CAUCE EN LA FECHA DE VISITA :
 SECO, TIRANTES MENORES DE 1 m, TIRANTES MAYORES DE 1 m

TIPO DE ESCURRIMIENTO PERENNE, INTERMITENTE, TORRENCIAL

CROQUIS APROXIMADO DEL CRUCE EN PLANTA





FORMATO DEL ESTUDIO
TOPOHIDRÁULICO



ESTUDIO TOPOHIDRÁULICO E HIDROLÓGICO

CRUCE :
CAMINO :
TRAMO :
KM :
ORIGEN :

INFORME GENERAL

I.- GENERALIDADES

La corriente nace a _____ km del sitio de cruce y desemboca a _____ km, en _____
_____ Sí _____ No _____ provoca
influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es
de _____ km² y pertenece a la Región Hidrológica No. _____, según clasificación
de la SARH. En la zona de cruce, la vegetación se puede clasificar como
_____ y la topografía es _____

Elevación y descripción del banco de nivel _____

El cauce en la zona de cruce es:

sinuoso _____ estable _____ encajonado _____
sensiblemente recto _____ divagante _____ con llanuras de inundación _____

COMENTARIOS _____

El escurrimiento es de carácter torrencial _____ perenne _____ intermitente _____

Tipo y longitud máxima de los cuerpos flotantes _____

El período de lluvias en la región comprende los meses de _____ a _____
La precipitación media anual es de _____ mm.

Información adicional (erosión marginal, caídas, ubicación del cruce en una curva del cauce, curvas cercanas, etc.). _____

Geología superficial en el fondo _____
en la margen izquierda _____
en la margen derecha _____

El eje del trazo cruza en dirección normal _____ esviado _____ a la corriente.
Angulo de esviajamiento _____

El paso actual de vehículos en la zona de cruce _____

Si existen puentes cercanos al cruce sobre la misma corriente, proporcionar los datos siguientes:

- a) Ubicación _____
- b) Número y longitud de los claros _____
- c) Altura media hasta la parte inferior de la superestructura _____
- d) ¿Ha funcionado el puente a su máxima capacidad? _____
- e) Area hidráulica del puente hasta el NAME _____
- f) Area total bajo el puente _____
- g) Antigüedad de la obra _____
- h) Otros datos útiles a juicio del observador _____

II.- ESTUDIO HIDROLÓGICO

Método aplicado _____

Información utilizada _____

Se obtuvo un caudal máximo de _____ m³/s, asociado a un período de retorno de _____ años.

Observaciones (fuente de información, confiabilidad, etc.). _____

6.- ESTUDIOS DE APLICACIÓN Y DISEÑO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

6.1.2.- RIO MOCTEZUMA

6.1.2.1.- INFORMACIÓN HIDROMETRICA

6.1.2.2.- SECCIÓN Y PENDIENTE

6.1.2.3.- DISEÑO HIDRÁULICO

*ESTUDIO DE REVISIÓN DEL PUENTE
"MOCTEZUMA" CORRESPONDIENTE AL :*

CAMINO : PACHUCA - CD. VALLES
TRAMO : CD. TAMAZUNCHALE
KM : 275 + 250
ORIGEN : PACHUCA, HGO.

INDICE

1.- ESTUDIO "RIO MOCTEZUMA"

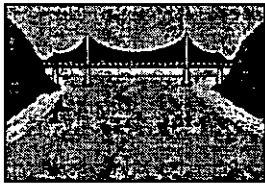
- GENERALIDADES
- ESTUDIO HIDROLÓGICO
- ESTUDIO HIDRÁULICO
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- CROQUIS DEL PUENTE EXISTENTE

2.- ANEXO "A" (ANALISIS ESTADISTICO)

- GASTOS AFORADOS POR LA ESTACIÓN HIDROMÉTRICA "TIERRA BLANCA"
- CÁLCULO DE DIEZ DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD
- CÁLCULO DEL PERIODO DE RETORNO PARA EL GASTO DE 3593 m³/s (DISTRIBUCION DE GUMBEL)

3.- ANEXO "B" (ANALISIS HIDRAULICO)

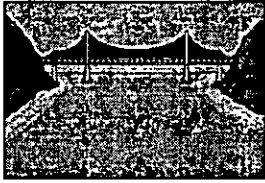
- DATOS TOPOGRAFICOS DE LA SECCIÓN HIDRÁULICA
- CÁLCULO DEL GASTO CON EL METODO DE SECCIÓN Y PENDIENTE PARA LA AVENIDA MAXIMA EXTRAORDINARIA DEL AÑO DE 1994.
- CÁLCULO DE LA ELEVACIÓN DEL NAME PARA EL GASTO DE 2554 m³/s ASOCIADOS A UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS, CON EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE.
- CÁLCULO DE LA ELEVACION DEL NAME PARA EL GASTO DE 2913 m³/s ASOCIADO A UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS, CON EL METODO DE SECCION Y PENDIENTE.



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

CÁLCULO DE LA SOBREELEVACIÓN

Ciudad de México, noviembre de 1996.



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

METODO BPR

Ciudad de México, noviembre de 1996.

MÉTODO DEL BUREAU OF PUBLIC ROADS (BPR)

La expresión para este método se obtuvo aplicando la ecuación de la conservación de la energía entre la sección 1 y 4 (Ver figura 1), con la cual se obtuvo la diferencia $y_1 - Y_4$, que constituye el remanso h_1^* . La expresión es:

$$h_1^* = Z \alpha_2 \frac{V_{n_2}^2}{2g} + \alpha_1 \left[\left(\frac{An_2}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{An_2}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n_2}^2}{2g} \dots \dots \dots (1)$$

donde:

- h_1^* remanso total (m)
- Z coeficiente total de remanso obtenido por gráficas
- α_1, α_2 coeficientes de energía cinética en las sección 1 y 2
- An_2 área hidráulica medida en el estrechamiento para el flujo normal. Incluye siempre el área ocupada.
- V_{n_2} velocidad media en el estrechamiento ó $\frac{Q}{An_2}$ (m/s).
- A_4 área hidráulica en la sección 4, donde se restablece el flujo normal, (m²).
- A_1 área hidráulica en la sección 1, incluyendo la producida por el remanso, (m²)

Para calcular el remanso es necesario obtener un primer valor aproximado de h_1^* utilizando la primera parte de la ecuación (1)

$$h_1^* = Z \alpha_2 \frac{V_{n_2}^2}{2g} \dots \dots \dots (2)$$

El valor de A_1 , que depende de h_1^* , puede entonces determinarse y con ello se puede evaluar la segunda parte de la ecuación (1):

$$\alpha_1 \left[\left(\frac{An_2}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{An_2}{A_1} \right)^2 \right] \frac{Vn_2^2}{2g}$$

Esta parte de la expresión representa la diferencia en la energía cinética entre las secciones 4 y 1 expresada en función de áreas y de la carga de velocidad $\frac{Vn_2^2}{2g}$.

Obtención del coeficiente de remanso.

Se puede usar dos símbolos: Z_b si solo se considera la relación de abertura M del puente y la forma de los estribos; se le conoce como coeficiente base y las curvas para obtenerlo se conocen como curvas base. Z^* considera además de lo anterior el número, tamaño, forma y orientación de pilas en el estrechamiento, excentricidad del puente y esviajamiento del mismo.

Curvas base - Se muestran en la figura 4 y con ellas se obtiene Z_b en función de M y de la presencia o no de los aleros ya sea rectos o curvos, según se indica en la misma. En el caso de puentes con longitudes mayores de 60 m se recomienda la curva inferior de la gráfica, ya que la geometría del estribo influye menos en el remanso conforme la longitud del puente sea mayor.

Obtención del Z^* - el símbolo Z^* constituye el coeficiente total de remanso y se obtiene sumando algebraicamente al coeficiente base obtenido de la figura 4, otros coeficientes que consideran los efectos de esviajamiento del puente, presencia de pilas y/o azolves y excentricidad.

Efecto de esviajamiento del puente.

El método de cálculo para cruces esviajados difiere del usado para cruces normales en los siguientes aspectos: el valor de M se calcula con la proyección de la longitud del puente $b_s \cos \varnothing$, donde b_s es la longitud del estrechamiento esviajado y \varnothing es el ángulo de esviajamiento del puente como se muestra en la figura 5. El área An_2 se basa en la longitud $b_s \cos \varnothing$. La carga de velocidad $\frac{Vn_2^2}{2g}$ que se sustituirá en la expresión (1) se basa en el área ya proyectada An_2 .

Con la figura 6 se puede obtener el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_s por el efecto de esviajamiento para estribos con aleros rectos o curvos. Este coeficiente está en función de M y \varnothing , como se indica en el croquis de la propia figura. Los valores negativos resultan del método de cálculo y no necesariamente indican que el remanso se reducirá empleando un estrechamiento esviajado, ya que dependerá de los otros efectos mencionados.

Efecto de pilas.

Este efecto queda considerado con el coeficiente ΔZ_p que depende de la relación del área expuesta de pilas sumergidas al área de estrechamiento (J), del tipo de pilas, de su posición con respecto al flujo y de M . En la relación:

$$J = \frac{A_p}{A_{n2}}$$

las áreas están referidas al flujo normal.

En el caso de cruces esviajados los valores de J , A_{n2} y M se basan en la distancia $b_s \cos \varnothing$, como se mostró en la figura 5. El área de pila para un cruce esviajado A_p , es la suma de las áreas individuales de pilas normales a la dirección general de flujo como se ilustra en el croquis de la figura 7. Nótese cómo es medido el ancho de pila W_p cuando ésta no es paralela a la dirección general del flujo. Con esta figura se obtiene el valor de ΔZ_p , entrando primero en la sección A con el valor de J y el tipo de pila obtenido ΔZ en las ordenadas. En la sección B se obtiene el factor de corrección σ para $M \neq 1$. El coeficiente ΔZ_p será :

$$\Delta Z_p = \Delta Z$$

Efecto de la excentricidad del puente.

Refiriéndonos al croquis de la figura 8 se puede observar que los símbolos Q_a y Q_c en la sección 1 se usan para representar la obstrucción del flujo por los terraplenes de acceso. Si la sección transversal es muy asimétrica tal que $Q_a < 0.20 Q_c$ o viceversa, habrá que considerar un coeficiente que tome en cuenta dicho efecto. La excentricidad e' se puede calcular como se indica en dicho croquis. El coeficiente de incremento de remanso por excentricidad ΔZ_e se puede evaluar a partir de la figura 8.

Generalmente se tiene una mayor influencia en el coeficiente de ramanso si existe una planicie de inundación a un solo lado del puente con lo cual $e' = 1$.

Con apoyo de la figura 9 se puede obtener la longitud de abertura b_s necesaria en un puente esviado para que se presente un remanso igual al que provocaría un puente no esviado. Para ello se entra a dicha figura con el ángulo de esviamiento y con la relación de abertura M .

Para la aplicación razonable de estos métodos deberá cumplirse que :

- el flujo sea subcrítico tanto en el estrechamiento como aguas arriba del mismo.
- el cauce en las cercanías del puente sea aproximadamente recto.
- el área de la sección transversal del cauce sea más o menos uniforme
- el fondo del cauce tenga una pendiente aproximadamente constante
- el flujo este libre de contracciones y expansiones fuera del puente.

La secuela para aplicar el método es la siguiente:

1. Determinar la magnitud del gasto Q para el cual se diseñara el puente.
2. Determinar la elevación de la superficie del agua para el gasto de diseño en el sitio de puente, antes de su construcción.
3. Dibujar una sección transversal representativa para el gasto de diseño en la sección 1. Si el cauce es recto y la sección transversal es uniforme en las cercanías del puente, puede usarse la sección transversal en el cruce.
4. Subdividir la sección transversal dibujada en el paso 3 de acuerdo con cambios marcados en tirantes y rugosidad. Asignar valores del coeficiente de rugosidad de Manning a cada subsección.
5. Calcular la conducción k y el gasto q en cada subsección .
6. Calcular el número de Froude en la sección 1 para conocer el régimen del flujo fuera del estrechamiento. Puede calcularse como si se tratara de una sección rectangular :

$$F_{n1} = \frac{V_{n1}}{\sqrt{g\bar{y}_1}}$$

donde:

V_{n1} Velocidad media en la sección 1 ó $\frac{Q}{A_{n1}}$

g aceleración de la gravedad.

\bar{y}_1 tirante medio en la sección 1 ó $\frac{A_{n1}}{B}$, donde B es el ancho aproximado del espejo de agua en la sección 1, α_1

7. Determinar el valor del coeficiente de energía cinética en la sección 1, α_1

8. Dibujar la sección transversal en el cruce en base al nivel de la superficie del agua en flujo normal para el gasto de diseño y calcular su área hidráulica A_{n2} , incluyendo el área ocupada por pilas.

9. Obtener el número de Froude en el estrechamiento para definir el tipo de régimen en la sección 2.

También puede calcularse como si se tratara de una sección rectangular:

$$F_{n2} = \frac{V_{n2}}{\sqrt{g y_2}}$$

donde:

V_{n2} velocidad media en la sección 2 ó $\frac{Q}{A_{n2}}$

\bar{y}_2 tirante medio en el estrechamiento ó $\frac{A_{n2}}{b}$

Sí el número de Froude es menor que 1 el flujo será tipo I, en caso contrario se tratará de flujo tipo II y deberán aplicarse los métodos correspondientes. Lo anterior vale para flujo subcrítico aguas arriba del estrechamiento ($F_{n1} < 1$). Si el flujo es supercrítico en el lado de aguas arriba de la contracción ($F_{n1} > 1$). Se tratará de un flujo tipo III.

10. Calcular la relación de abertura M con las modificaciones correspondientes en caso de tratarse de cruces esviados.

11. Estimar α_2 de la figura 3, tomando en cuenta si existe una topografía poco usual, vegetación o condiciones de llegada que puedan llevar a una distribución de velocidades más asimétrica en el estrechamiento.
12. Obtener el valor de Z_b a partir de la curva base de la figura 4 para cruces simétricos y normales a la dirección del flujo.
13. Si el cruce es esviado, siguiendo el procedimiento apropiado obtener el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_s , para el tipo de estribos de que se trate a partir de la figura 6.
14. Si se tienen pilas, calcular el valor de J y obtener el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_p de la figura 7 .
15. Calcular el valor de e' como se muestra en el croquis de la figura 8 y, si éste es mayor que 0.8, obtener el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_e de la propia figura 8.
16. Determinar el coeficiente total de remanso Z' sumando los coeficientes de incremento de remanso al coeficiente de la curva base Z_b .
17. Calcular el remanso con la expresión (1).

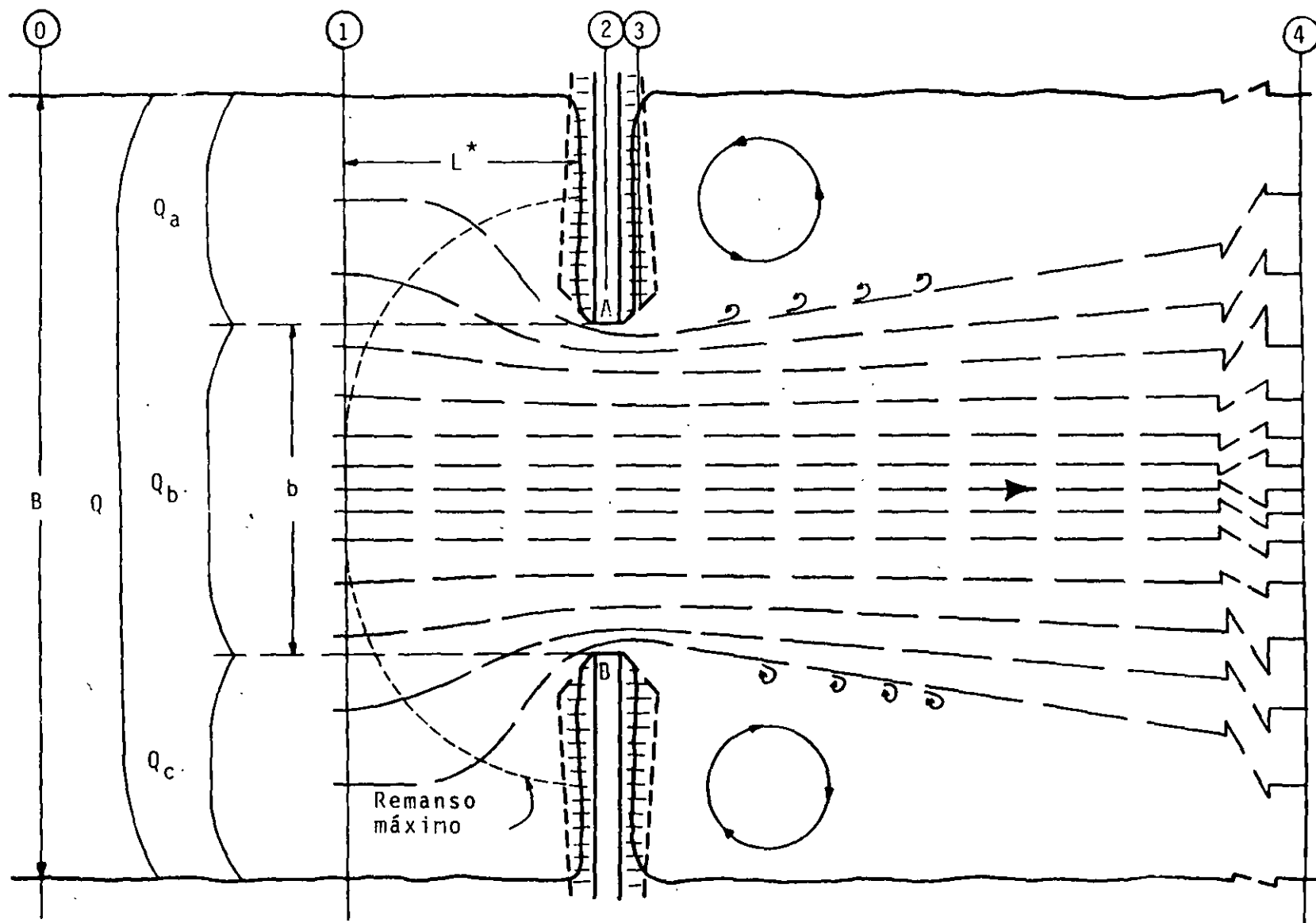
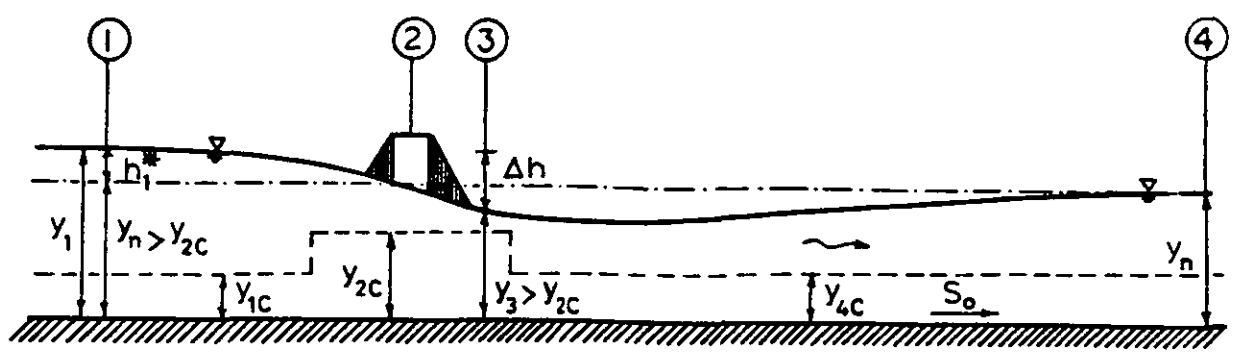
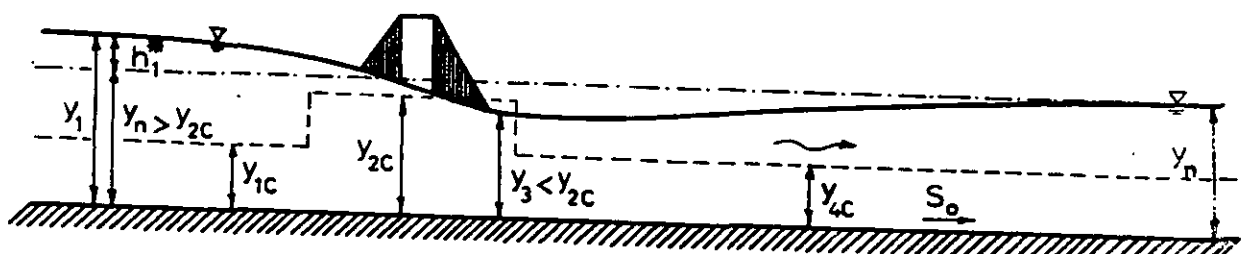


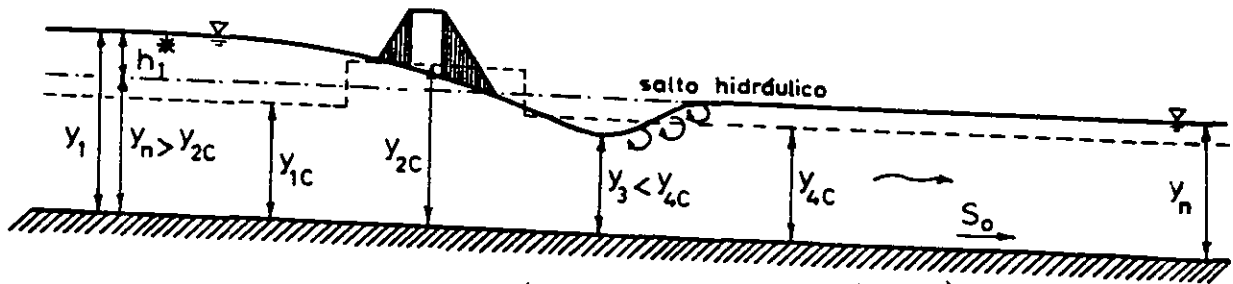
Figura 1 - Estrechamiento de un cauce



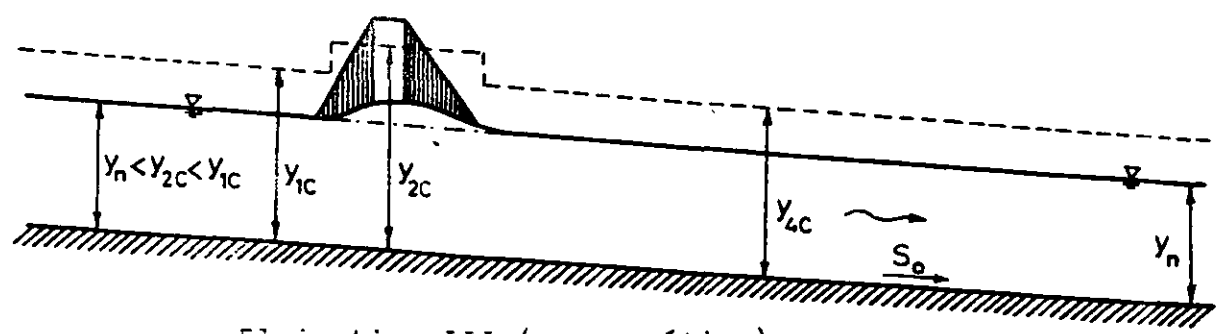
Flujo tipo I (subcrítico)



Flujo tipo IIA (paso por flujo crítico)



Flujo tipo IIB (paso por flujo crítico)



Flujo tipo III (supercrítico)

Figura 2 - Tipos de flujo que pueden presentarse en un estrechamiento

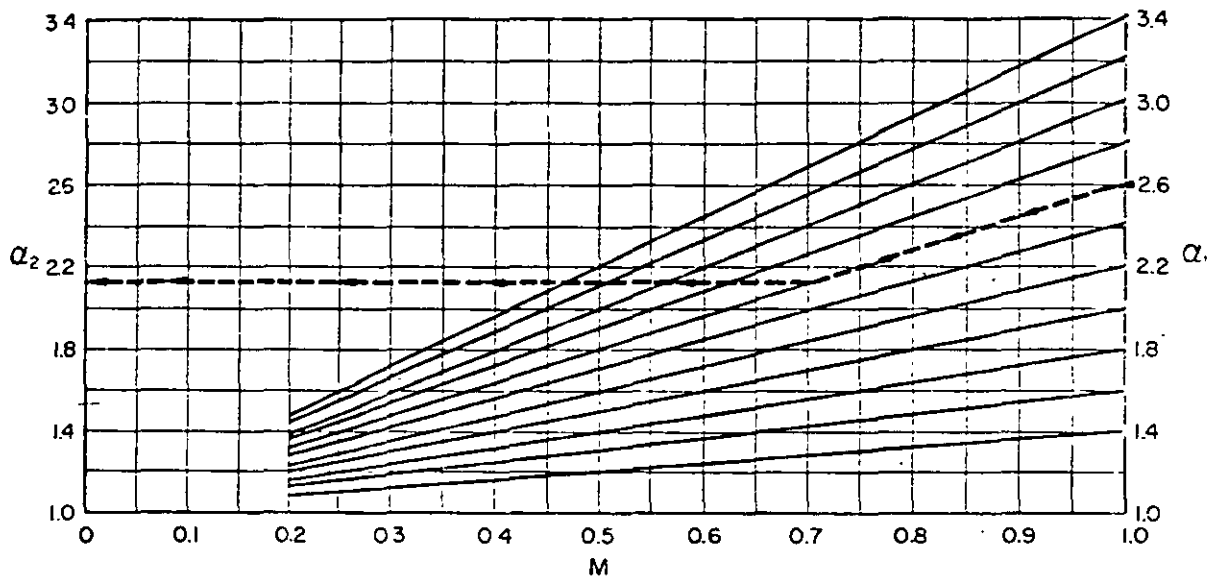


Figura 3 - Gráfica para estimar α_2

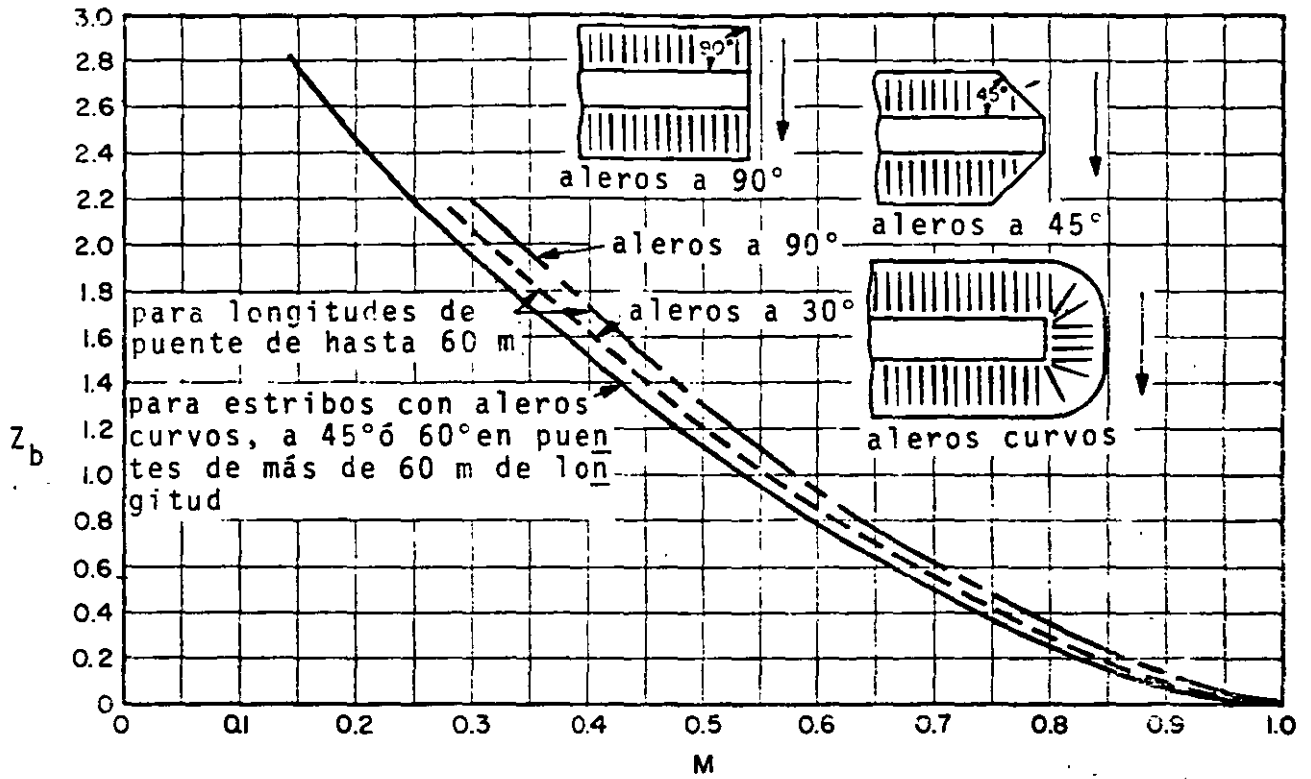


Figura 4 - Curvas base para el coeficiente de remanso (flujo subcrit.)

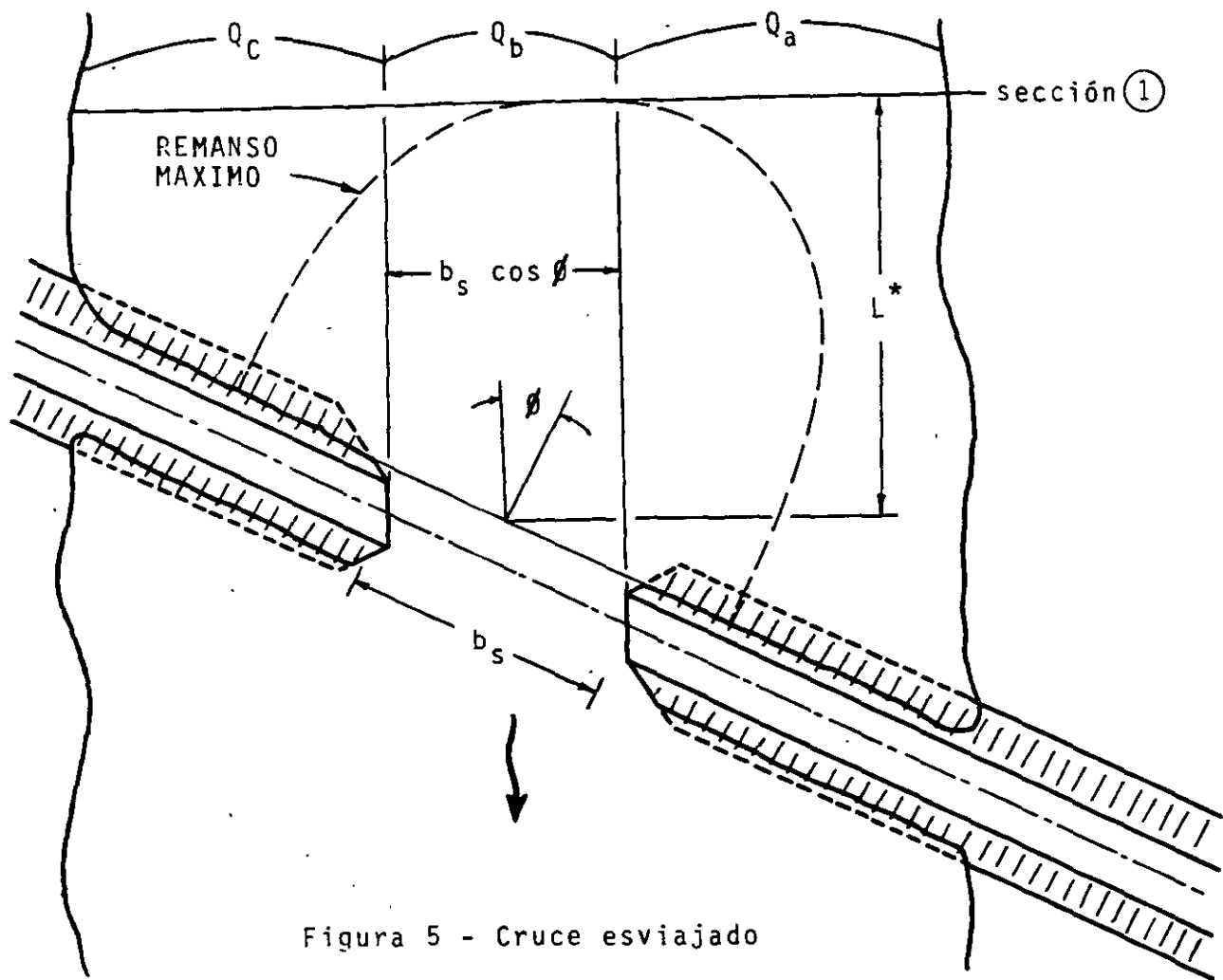


Figura 5 - Cruce esviado

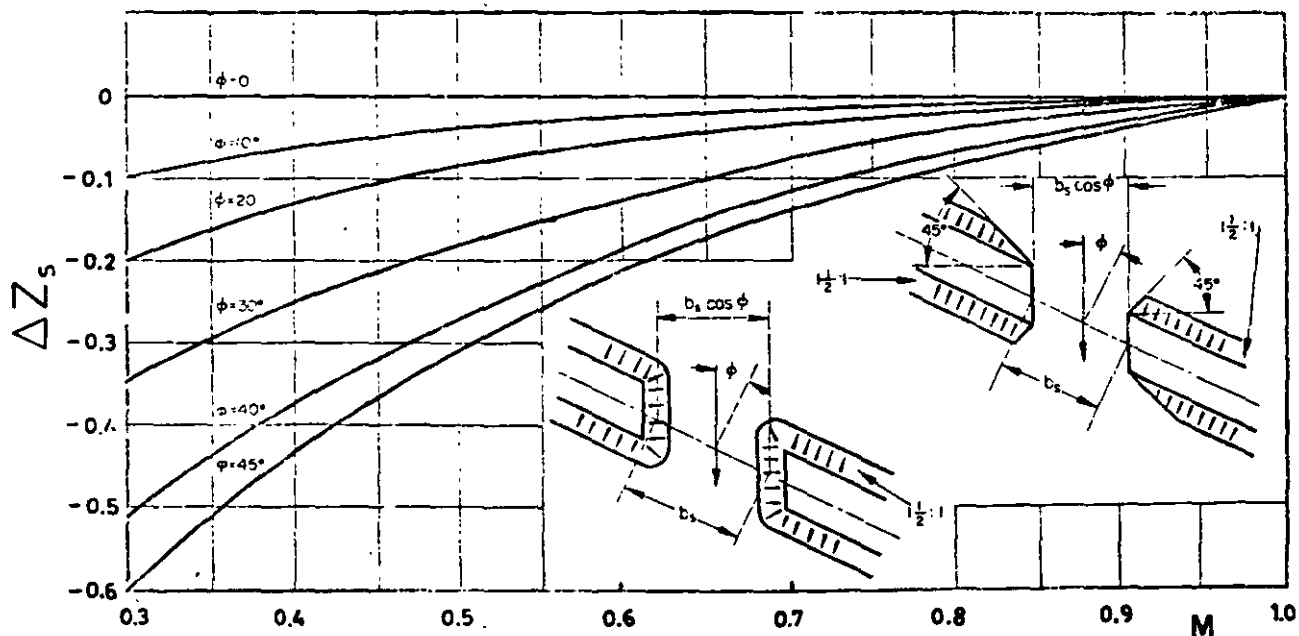
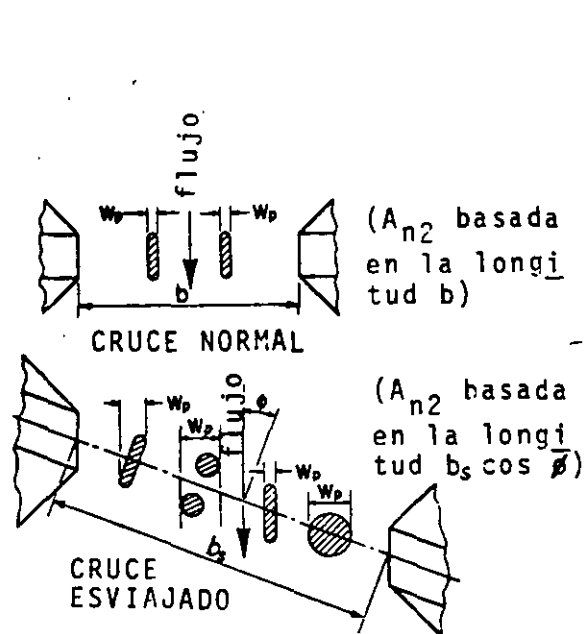


Figura 6 - Coeficiente de incremento de remanso por esviamiento.



- W_p - Ancho de pila normal al flujo (metros).
 - h_{n2} - Altura de pila expuesta al flujo (metros).
 - N - Número de pilas.
 - A_p - $\sum^N W_p h_{n2}$ - Área total de pilas proyectada normal al flujo (m²).
 - A_{n2} - Área hidráulica en el estrechamiento basada en la superficie normal del agua. (Para cruces esviados - usar la longitud proyectada del puente normal al flujo).
- $$J = \frac{A_p}{A_{n2}}$$

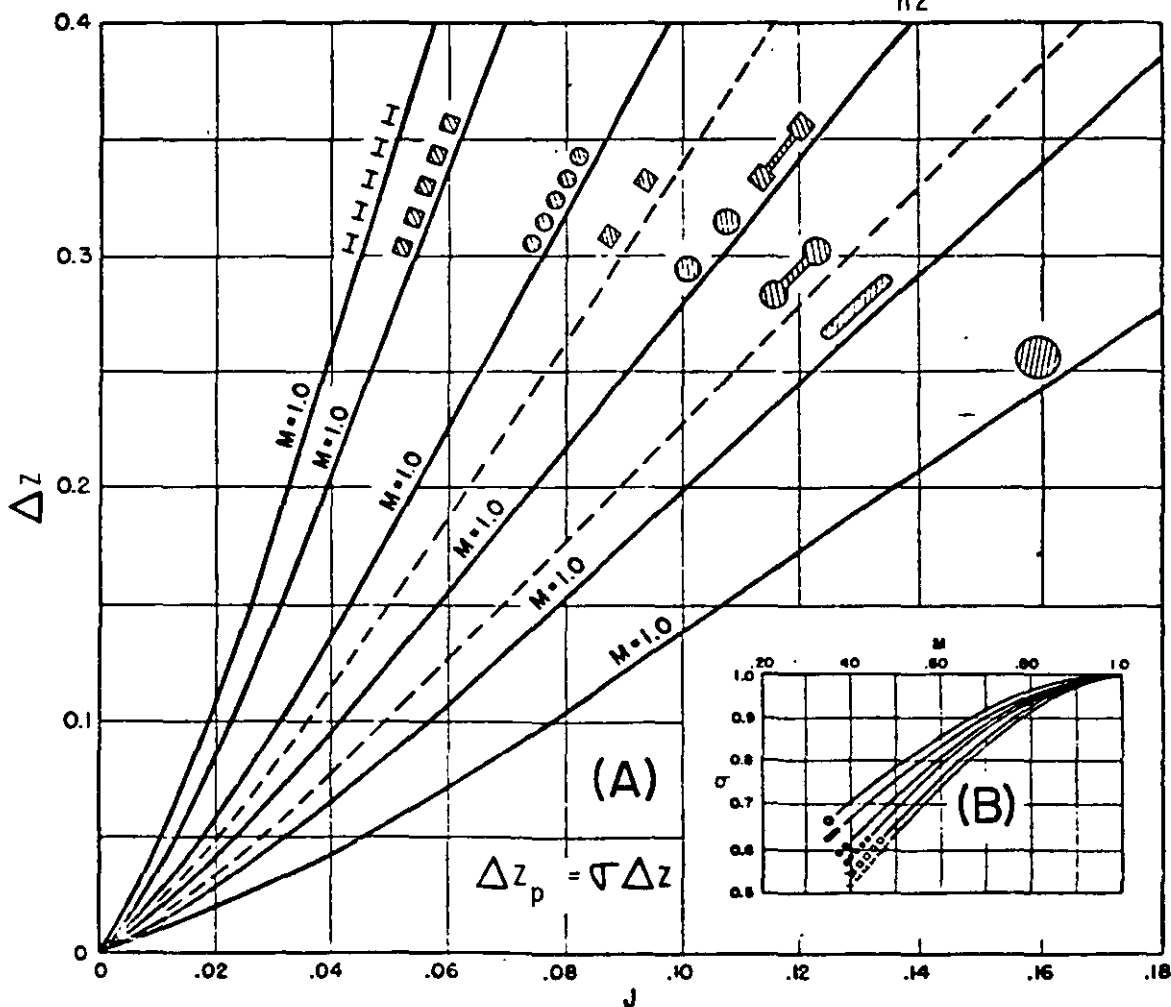


Figura 7 - Coeficiente de incremento de remanso por pilas

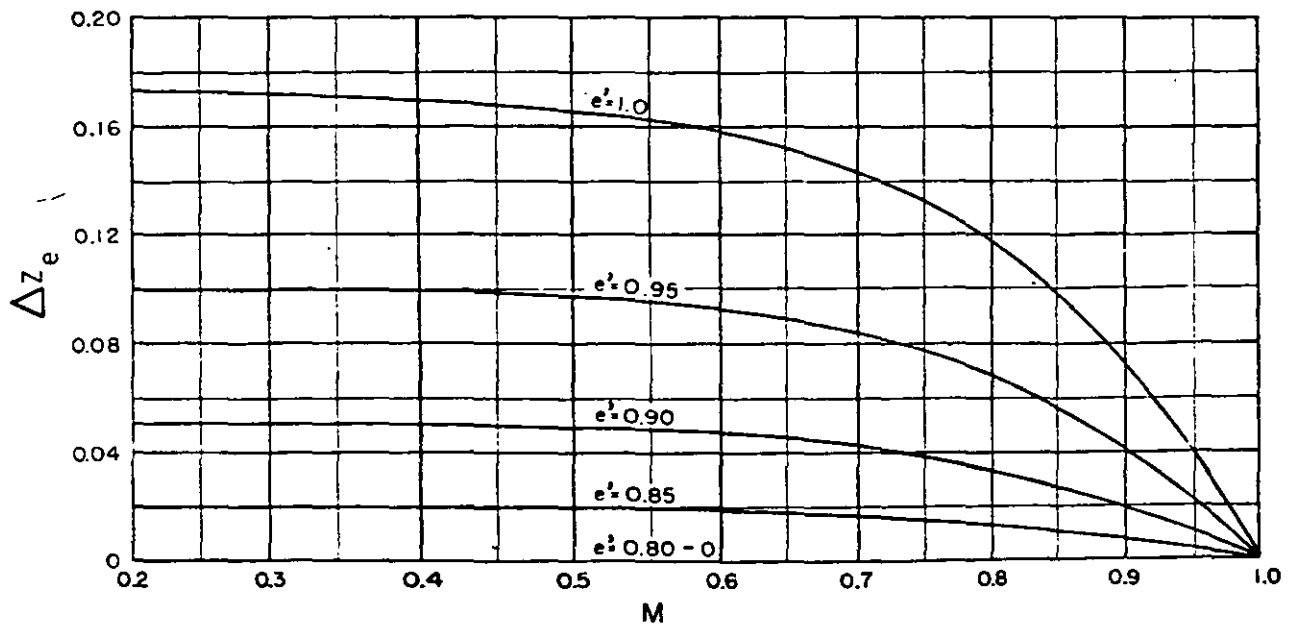


Figura 8 - Coeficiente de incremento de remanso por excentricidad

tura M.

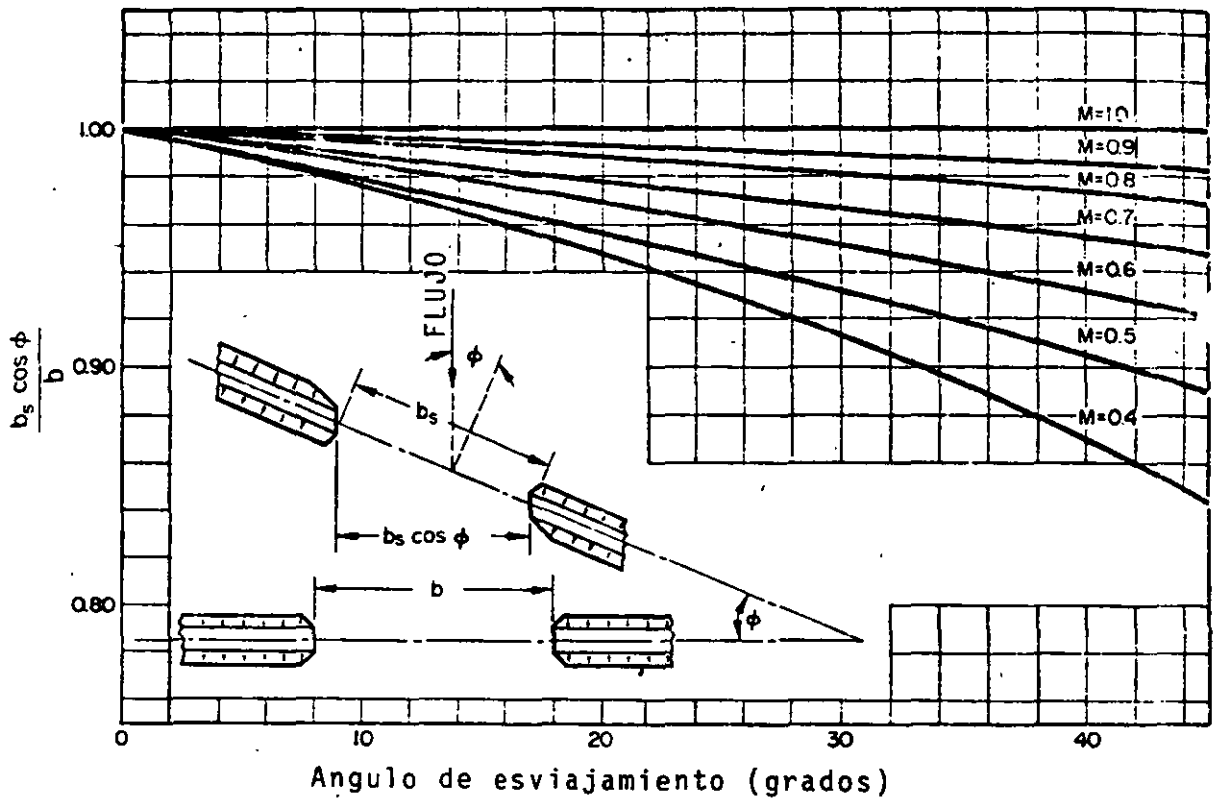
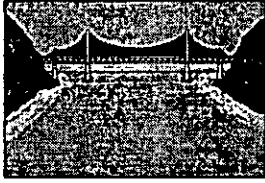


Figura 9 - Relación de la longitud de puente proyectada a la normal para remansos equivalentes (cruces esviajados).



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

MÉTODO DE LA CONDICIÓN DE CHOQUE - ECUACIÓN DE YARNELL

Ciudad de México, noviembre de 1996.

☛ Sobreelevación en sección normal al cauce (Condición de Choque)

El remanso que produciría el puente se determinó mediante las expresiones que abajo se indican deducidas para los casos en que se presenta la condición de choque.

La condición de Choque se produce cuando el estrechamiento por la colocación de una obra de drenaje en la sección del cauce de una corriente cualesquiera es tal, que se convierte en una sección de control, reguladora o restrictora del gasto. En tal caso bajo la obra de drenaje se produce una condición de flujo crítico

1.- Datos básicos.

- Se deberán de tomar tres secciones longitudinales : una por el eje del camino (A), autopista o carretera, otra inmediatamente aguas arriba de ésta (B), y la tercera inmediatamente después del cuerpo aguas abajo de la misma (C).

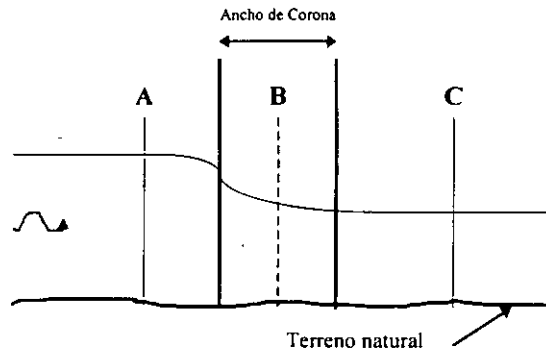
- Elevación del NAME, en m
- Gasto de Diseño (Q), en m³/s
- Area Hidráulica (A), en m²
- Velocidad Media (V), en m/s
- Ancho del Cauce (B), en m
- Tirante Medio (dm = A/B), en m
- Longitud de Obra (L), en m*

*Longitud normal a la corriente

- Número de Froude :

$$Fr = V / (g * dm)^{1/2} \dots\dots\dots (1)$$

Fr < 1 corriente con flujo subcrítico.



2.- Revisión de la condición de choque

La condición de choque se produce cuando el estrechamiento es tal, que la sección del cruce se convierte en una sección de control, en tal caso, bajo el puente se produce una condición de flujo crítico. De acuerdo a experiencias, se ha demostrado que esto sucede para valores menores de 0.5 de la relación de contracción definida por:

$$\sigma = b/B \dots\dots\dots(2)$$

donde:

- b : Ancho efectivo del cauce bajo el puente
- B : Ancho del cauce inmediatamente abajo del cruce
- σ : Relación de contracción

➤ La condición limite para aplicar el método se obtiene de la siguiente expresión :

$$\sigma = ((2 + 1/\sigma)^3 * Fr^4) / (1 + 2 Fr^2)^3 \dots\dots\dots(3)$$

➤ De la ecuación N° 2 se obtiene la longitud límite:

$$b_{lim} = \sigma * B$$

➤ *Por lo tanto, si la longitud del puente es menor o igual que b_{lim} , se produce la condición de choque.*

3.- Cálculo de la sobreelevación para la Condición de Choque

➤ Para la obra propuesta la longitud efectiva será la normal a la corriente

➤ En la sección B el tirante para la condición de flujo crítico se determina como :

$$y_B = (q_B^2 / g)^{1/3} \dots\dots\dots(4)$$

y el gasto unitario como $q_B = Q/L \dots\dots\dots(5)$

y la velocidad :

$$V_B = q_B / y_B \dots\dots\dots (6)$$

➤ La energía unitaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión :

$$E_B = 3/2(y_B V_B^2) \dots\dots\dots (7)$$

➤ La pérdida de energía por estrechamiento se determina :

$$E_A - E_B = C_1 * (V_B^2) / 2g \dots\dots\dots (8)$$

donde el coeficiente de estrechamiento por apoyo será :

$C_1 = 0.35$ para estribos o pilas rectangulares

$C_1 = 0.18$ para estribos o pilas redondeados

➤ Sustituyendo los valores en la ecuación N° 8 se obtiene la energía unitaria en la sección A

Por otro lado el gasto unitario en la sección A es :

$$q_A = Q/B \dots\dots\dots (9)$$

➤ El tirante en la sección A se obtiene a partir de la siguiente expresión :

$$E_A = y_A + ((q_A^2) / (2g * y_A^2)) \dots\dots\dots (10)$$

Despejando se tiene finalmente :

$$y_A = E_A - ((q_A^2) / (2g * y_A^2))$$

Por lo tanto la sobreelevación es :

$$\Delta y = y_A - y_C \dots\dots\dots (11)$$



SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS
SUBDIRECCIÓN DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA

***CÁLCULO DE LA SOBREELEVACIÓN
DEL CAUCE DE UN RIO POR LA CONSTRUCCIÓN
DE UNA OBRA DE DRENAJE APLICANDO
EL MÉTODO DE LA
CONDICIÓN DE CHOQUE***

EJEMPLO

☛ Sobreelevación en sección normal al cauce (Condición de Choque)

- ➔ Cálculo de la sobreelevación provocada por el estrechamiento del cauce del río “sorpresas” aplicando la Condición de Choque.

1.- Generalidades para la condición de flujo sin estrechamiento.

Elevación del N.A.M.E. :		144.87 m
Gasto de Diseño : Q =		2100 m ³ /s
Area Hidráulica : A =		1473.65 m ²
Velocidad Media : V =		1.43 m/s
Ancho del Cauce : B =		460 m
Tirante Medio : dm : A/B =		1473.65 / 460 = 3.20 m
Longitud de Obra L =		84 m*

*Longitud normal a la corriente

Número de Froude :

$$Fr = V / (g * dm)^{1/2} = 1.43 / (9.81 * 3.20)^{1/2} = 0.2542 \dots \dots (1)$$

Fr < 1 por lo tanto se trata de una corriente con flujo subcrítico.

2.- Revisión de la condición de choque

La condición de choque se produce cuando el estrechamiento es tal, que la sección del cruce se convierte en una sección de control, en tal caso, bajo el puente se produce una condición de flujo crítico. De acuerdo a experiencias, se ha demostrado que esto sucede para valores menores de 0.5 de la relación de contracción definida por:

$$\sigma = b/B \dots \dots \dots (2)$$

donde:

- b : Ancho efectivo del cauce bajo el puente
- B : Ancho del cauce inmediatamente abajo del cruce
- σ : Relación de contracción

La condición límite se obtiene de la siguiente expresión :

$$\sigma = ((2 + 1/\sigma)^3 * Fr^4) / (1 + 2 Fr^2)^3 = ((2 + 1/\sigma)^3 * 0.2542^4) / (1 + 2 * 0.2542^2)^3 \dots\dots(3)$$

Resolviendo : $\sigma = 0.343$

De la ecuación N° 2 se obtiene la longitud límite:

$$b_{lim} = 0.343 * 460 = 158.0054 \text{ m}$$

Por lo tanto, si la longitud del puente es menor o igual que 158.0054 m, se produce la condición de choque.

3.- Cálculo de la sobreelevación para la condición de choque

Para la obra propuesta se tiene una longitud efectiva de :

$$L = (* 84) \text{ m} - 3 \text{ pilas de } (* 1.20) \text{ m de ancho.}$$

$$L = 80.40 \text{ m}$$

*Longitud normal a la corriente

En la sección B el tirante para la condición de flujo crítico se determina como :

$$y_B = (q_B^2 / g)^{1/3} \dots\dots\dots(4)$$

$$\text{y el gasto unitario como } q_B = Q/L = (2100/80.40) = 26.11 \text{ m}^3/\text{s/m} \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{entonces : } y_B = (26.11^2 / 9.81)^{1/3} = 4.112 \text{ m}$$

y la velocidad :

$$V_B = q_B / y_B = 26.11 / 4.112 = 6.3452 \text{ m/s} \dots\dots\dots(6)$$

La energía unitaria se calcula de acuerdo a la siguiente expresión :

$$E_B = 3/2(y_B) = (3 * 4.112) / 2 = 6.168 \text{ m} \dots\dots\dots(7)$$

La pérdida de energía por estrechamiento se determina :

$$E_A - E_B = C_1 * (V_B^2) / 2g \dots\dots\dots (8)$$

donde el coeficiente de estrechamiento por apoyo será :

$$C_1 = 0.35 \text{ para estribos o pilas rectangulares}$$

$$C_1 = 0.18 \text{ para estribos o pilas redondeados}$$

Sustituyendo los valores en la ecuación N° 8 , obtenemos la energía unitaria en la sección :

$$E_A = 6.168 + 0.35 * (6.352^2 / 19.62) = 6.887 \text{ m}$$

Por otro lado el gasto unitario en la sección A es :

$$q_A = Q/B \dots\dots\dots (9)$$

$$q_A = 2100 / 460 = 4.565 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

El tirante en la sección A se obtiene a partir de la siguiente expresión :

$$E_A = y_A + ((q_A^2) / (2g * y_A^2)) \dots\dots\dots (10)$$

Sustituyendo valores :

$$E_A = y_A + ((4.565^2) / (19.62 * y_A^2)) = 6.882 \text{ m}$$

Despejando se tiene finalmente :

$$y_A = \underline{6.86 \text{ m}}$$

Por lo tanto la sobreelevación es :

$$\Delta y = y_A - y_C \dots\dots\dots (11)$$

$$\underline{\Delta y = 6.86 - 3.2036 = 3.65 \text{ m}}$$

ECUACIÓN DE YARNELL

Dado que la longitud mínima de obra para que se produzca la condición de choque es de 158 m, se procederá a determinar la sobreelevación aplicando la Ecuación de Yarnell considerando la ampliación del puente actual en 90 m hacia la margen izquierda y en 60 m hacia la derecha, con lo cual tendremos una longitud efectiva de puente de :

$$L = (L \text{ actual}) + (L \text{ ampliación izq.} - (L \text{ pilas} \times N^{\circ} \text{ de pilas})) + (L \text{ ampliación der.} - (L \text{ pilas} \times N^{\circ} \text{ de pilas}))$$

Longitud normal a la corriente : $80.4 + (90 \cos 42^{\circ} - (1.2 \times 2)) + (60 \cos 42^{\circ} - (1.2 \times 1)) = 188.40 \text{ m}$

1. $\sigma = b/B = 188.40/460 = 0.409$

2. $\alpha = 1 - \sigma = 1 - 0.409 = 0.590$

3. $Fr_3 = 0.2542$

4. $Y_3 = 3.2036$

5. $\Delta Y_{1-3}/Y_3 = K Fr^2 (K + 5Fr^2 - 0.6) (\alpha + 15 \alpha^4)$

6. $\Delta Y_{1-3}/Y_3 = (0.95)(0.2542)^2 [0.95 + 5(0.2542)^2 - 0.60] [0.590 + 15(0.590)^4]$

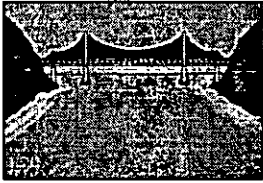
7. $\Delta Y_{1-3}/Y_3 = 0.099$

8. $\Delta Y_{1-3} = Y_3(0.099)$

9. $\Delta Y_{1-3} = 3.2036 \text{ m} (0.099)$

10. $\Delta Y_{1-3} = 0.30 \text{ m} = 30.00 \text{ cm}$

Con la ampliación del puente actual en 90 y 60 m tendríamos una sobreelevación de 0.30 m



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

SOCAVACION

Ciudad de México, noviembre de 1996.

7.- SOCAVACION EN PUENTES METODOS Y APLICACIÓN

7.1.- ASPECTO HIDRAULICO

7.2.- ESTABILIDAD EN RIOS - MODELO HIDRAULICO

7.3.- SOCAVACION GENERAL

7.3.1.- METODO DE LISCHTIVAN -LEBEDIEV

7.4.- SOCAVACION LOCAL

7.4.1.- METODO DE LAURSEN Y TOCH

7.4.2.- METODO DE YAROSLAVITZIEV

7.4.3.- METODO DE LA DIVISION DE INVESTIGACION

DE LA FAC. JLTAD DE INGENIERIA DE LA UNAM

7.5.- SOCAVACION AL PIE DE ESTRIBOS

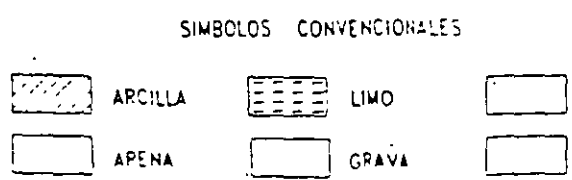
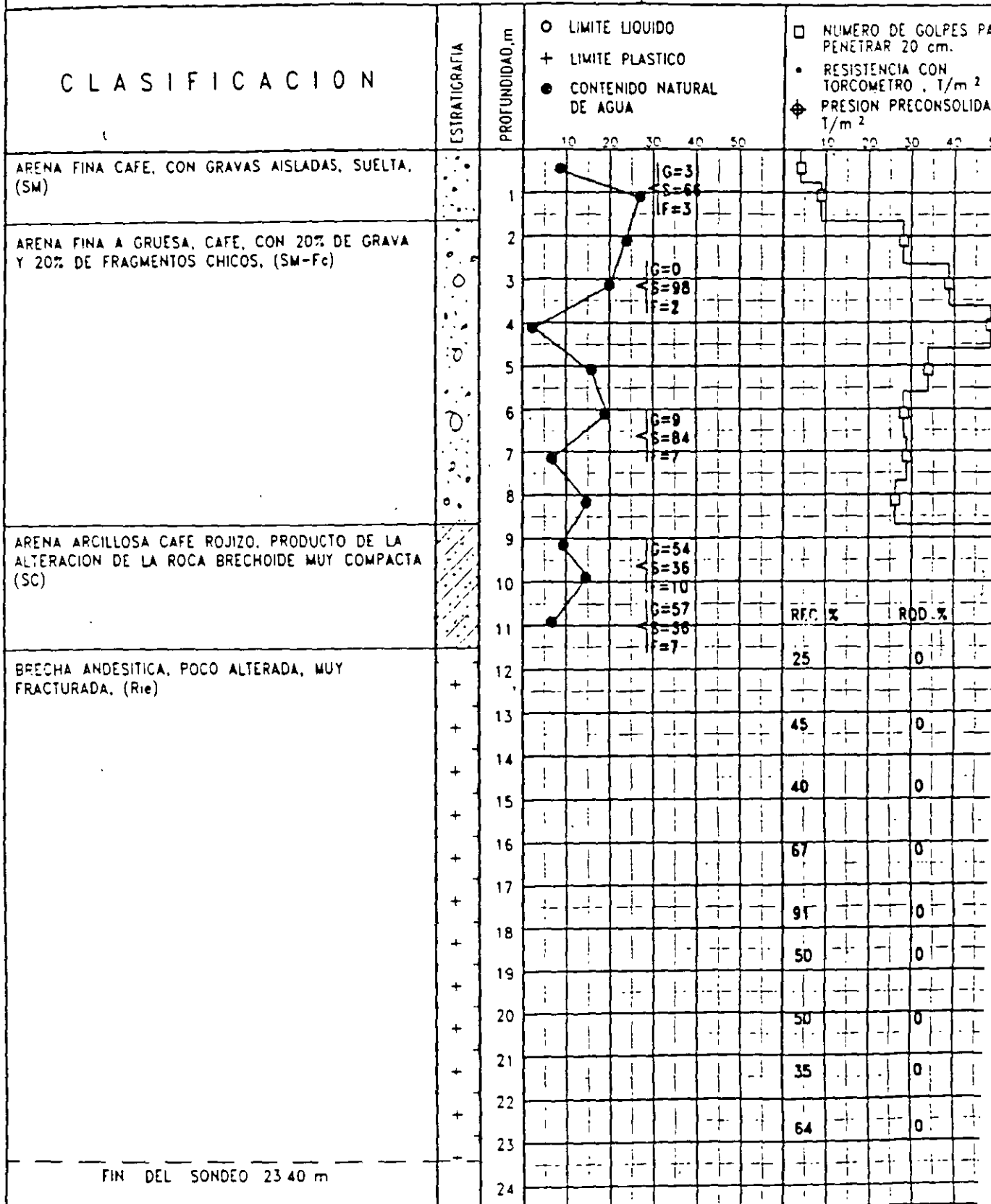
7.5.1.- METODO DE K.F. ARTAMONOV

7.6.- EJEMPLO DE APLICACIÓN RIO "ACAPONETA"

Estudio : RIO ACAPONETA KM 628+420

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

GEOSOL, s.a. de



X MAYOR DE 50 GOLPE
 TIRANTE DE AGUA 0.80 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, $1/1+x = 0.71$

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

$$d_s = 15.972 \text{ m}$$

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

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

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

sustituyendo valores obtenemos

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.

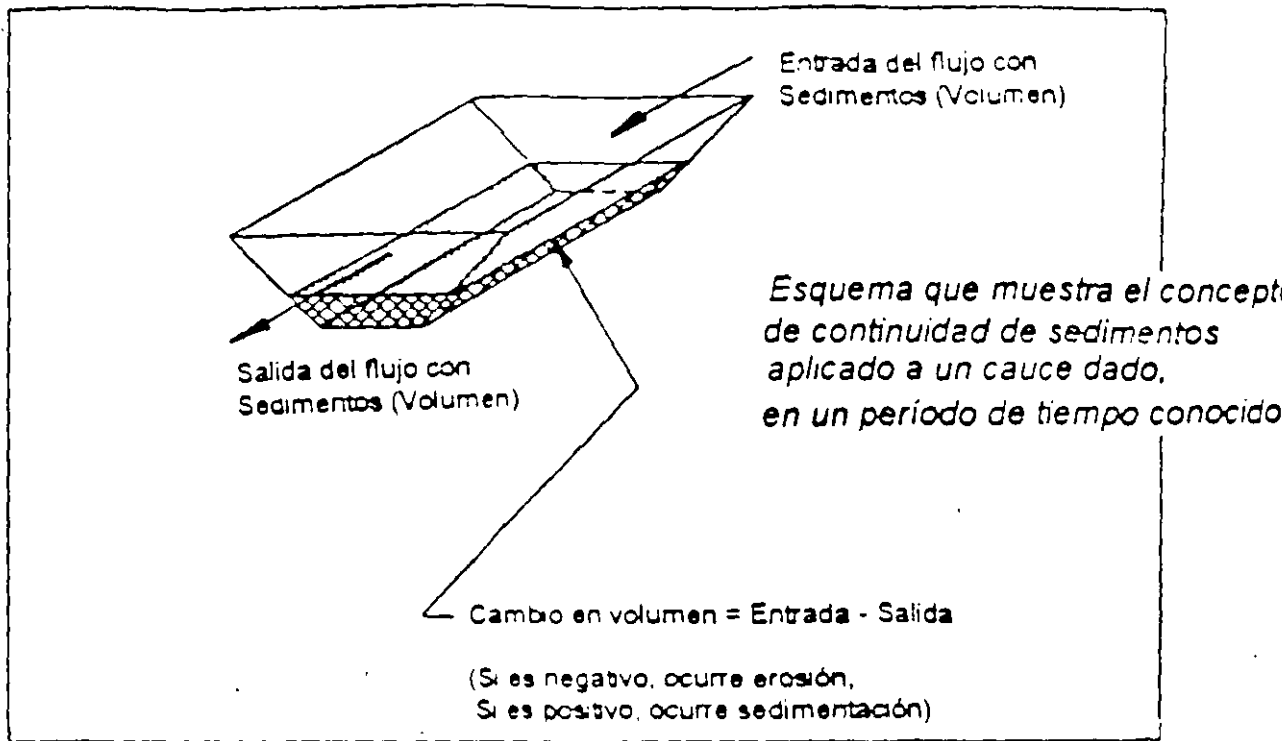
2.- La socavación es un problema de transporte de sedimentos.

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

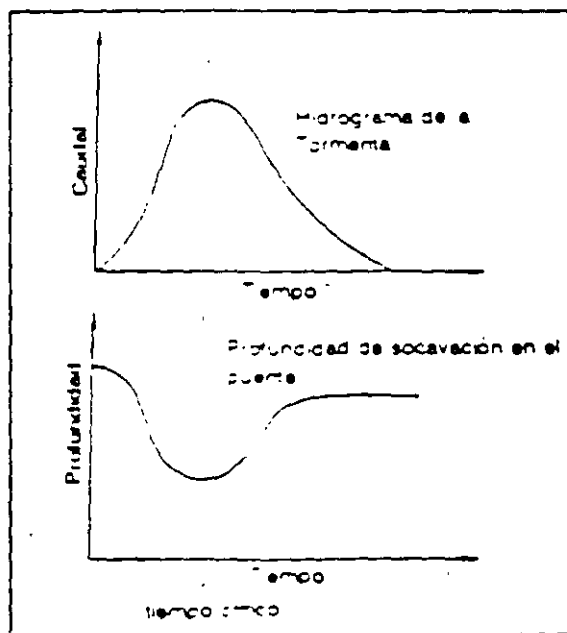
Cambio en la cantidad de sedimentos	=	depósitos sedimentados	-	sedimentos transportados
-------------------------------------	---	------------------------	---	--------------------------

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).

Material que puede ser transportado en la sección del puente Q_s	>	Q_s que es transportado por el flujo aguas arriba
--	---	---



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.

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.- SOCAVACIÓN 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.- SOCAVACIÓN 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.- SOCAVACIÓN 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

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.- SOCAVACIÓN 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.


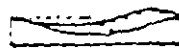




















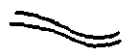








7.2 ESTABILIDAD EN RÍOS

FACTORES Y PRINCIPIOS GEOMORFOLOGICOS

7.2.1 PROCESOS Y CICLOS GEOMORFOLOGICOS

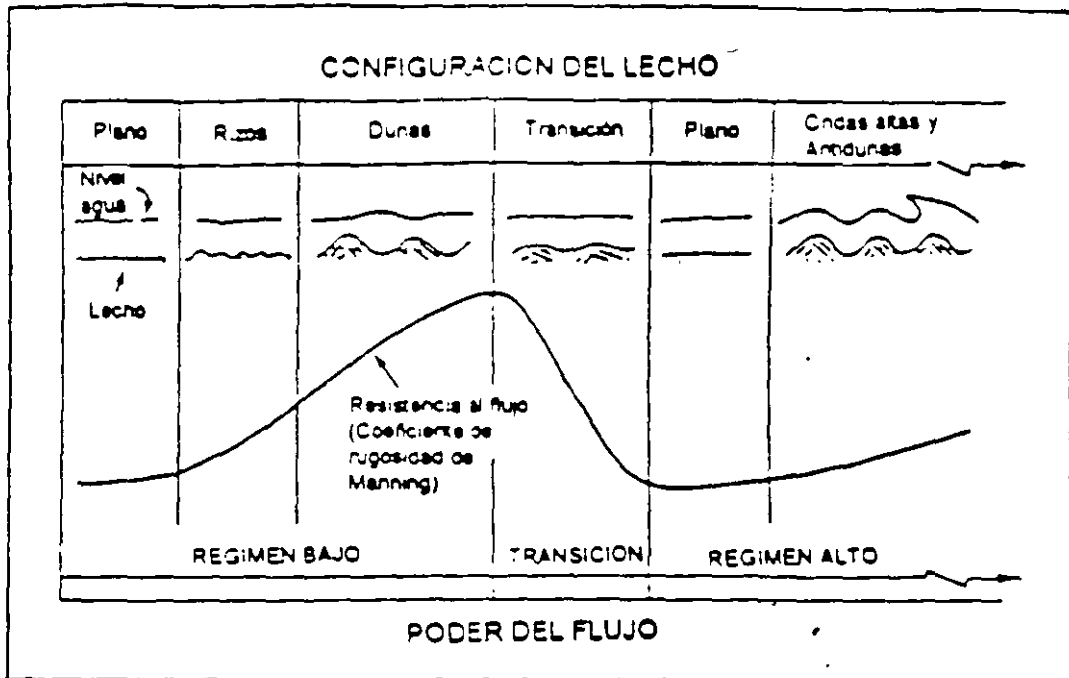
- A Geomorfología es la ciencia que estudia las formas y aspectos de la superficie terrestre. Sistemas fluviales son aquellos sistemas relacionados con los arroyos, barrancas y ríos. De esta forma geomorfológica fluvial es la ciencia que estudia las formas y configuraciones en perfil y planta de los 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.

7.2.2 ALGUNOS FACTORES GEOMORFOLOGICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS CAUCES

ANCHO DEL CAUCE	Pequeño (< 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 con sequías	Perenne	
MATERIAL DE LECHO	Limo arcilloso	Limo	Arena	Grava	Canto rodado
TIPO DE VALLE	 No hay valle a menos ancho	 Valle de baja descarga (< 100 pies de profundidad)	 Valle de descarga moderada (100-1000 pies)	 Descarga alta (> 1000 pies)	
PLANICIE DE INUNDACION	 Pequeña o ninguna (< 2X ancho canal)	 Angosta (2-10 anchos de canal)	 Ancha (> 10X anchos de canal)		
CIQUES NATURALES	 Pequeños o ninguno	 En las curvas de meandro del cauce	 Bien desarrollados de ambos lados		
INCISION APARENTE	 Sin incision		 Con incision		
TIPO DE CAUCE	 Natural	 Semi-natural	 No-natural		
ARBOLES EN BANCOS LAT	< 50% del banco lateral	50%-80%	> 80%		
SINUOSIDAD	 Recto (Sinuosidad 1-1.00)	 Suave (1.00-1.25)	 Con meandros (1.25-2.0)	 Con muchos meandros (>2)	
CAUCES TRENZADOS	 No trenzado (< 1%)	 Trenzado escaso (1-25%)	 Trenzado (> 25%)		
CAUCES RAMIFICADOS	 No ramificados (< 1%)	 Levemente ramificados (1-25%)	 Trenzado ramificados (> 25%)		
ANCHO VARIABLE Y BANCOS DE ARENA	 Ancho variable  Bancos de arena angostas	 Más ancho en las curvas  Anchos bancos de arena en curvas	 Ancho al cruzar  Bancos de arena irregulares de curvas y laterales		

7.2.3 ALGUNOS DE LOS FACTORES HIDRÁULICOS QUE AFECTAN LA ESTABILIDAD DE LOS CAUCÉS

FACTORES HIDRÁULICOS	MAGNITUD Y FRECUENCIA DE INUNDACIONES					
	CONFIGURACION DEL LECHO EN LECHOS DE ARENA					
	RESISTENCIA AL FLUJO	Régimen Bajo $n = 0.014 - 0.040$	Transición $n = 0.010 - 0.013$	Régimen Alto $n = 0.012 - 0.020$		
FACTORES DE UBICACION	PERFILES DE LA SUPERFICIE DEL AGUA					
	PROBLEMAS EN RECOOS					
	PROBLEMAS EN CONFLUENCIAS					
FACTORES DE DISEÑO	EFFECTOS DEL AGUA DE REMANSO DEBIDO AL ALINEAMIENTO Y UBICACION					
	EFFECTOS DEL PERFIL DE LA CARRETERA					
	DISEÑO DE PUENTES	Socavación	Bastones	Pilas	Funciones	Superestructuras



Resistencia relativa al flujo en canales con lecho de arena.

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 Lischtvan-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.

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 :

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

donde

d_o 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_s 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.

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

$$\alpha = \frac{Q d}{d m^{\frac{5}{3}} B e \mu} \quad (7.3.3)$$

Qd gasto de diseño o gasto máximo de la avenida para la cual se desea calcular la erosión, en m^3/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 esviamiento 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:

$$Be = (B - \sum b_i) \cos \phi - (C - l - N) a \sin \phi \quad (7.3.5)$$

donde

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

Σb , 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.

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

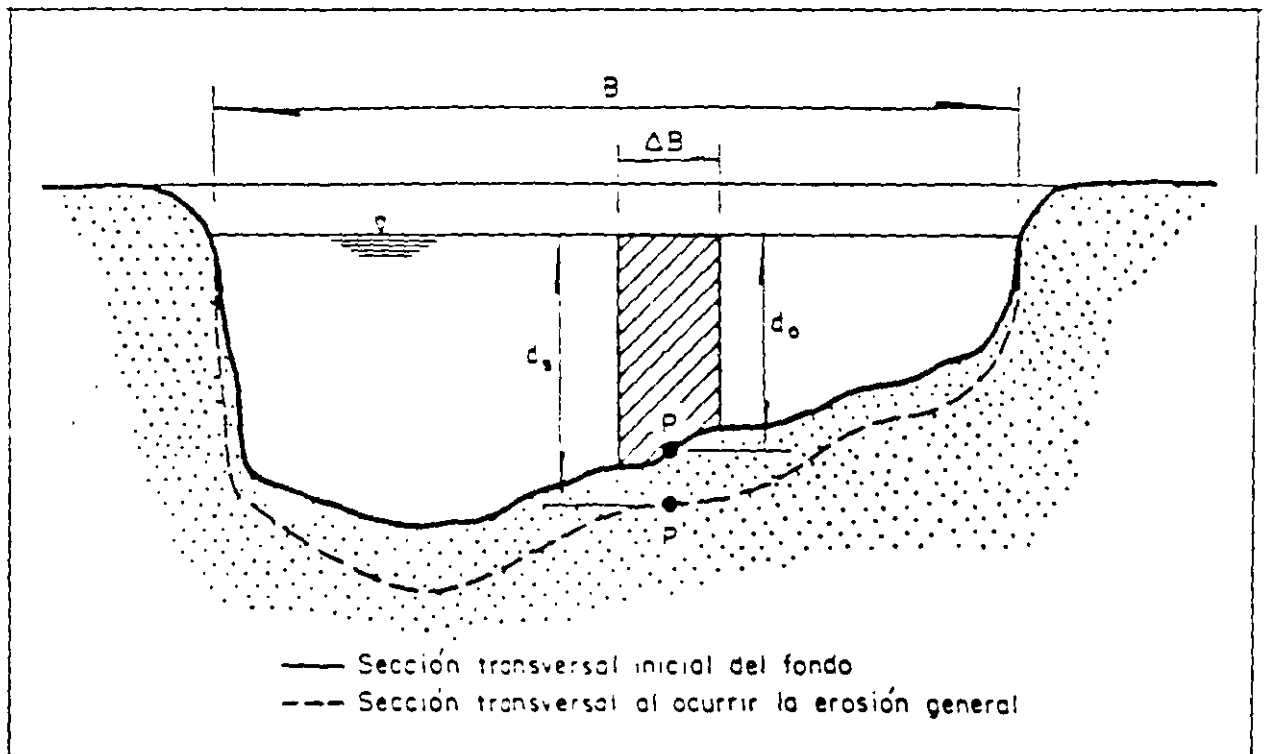


Figura 7.3.I Variables a considerar en el cálculo de V_r

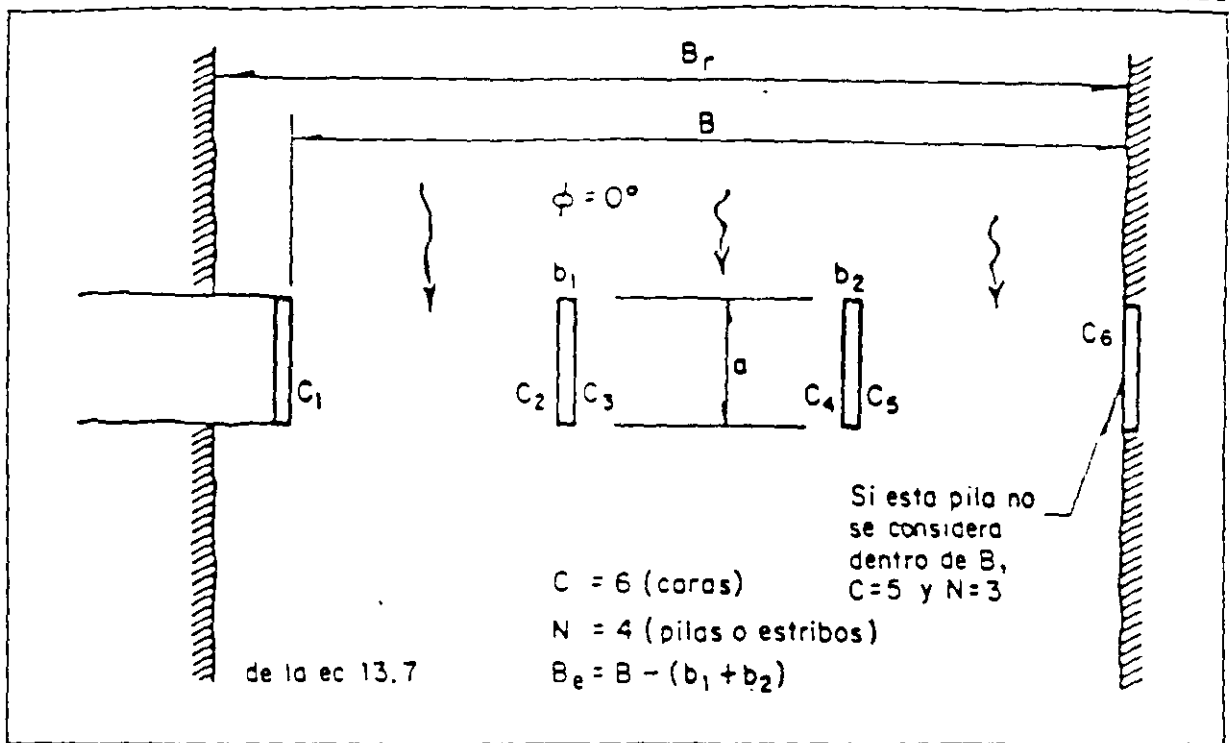


Figura 7.3.II Ancho efectivo B_e en puentes cuando las pilas están alineadas con el flujo

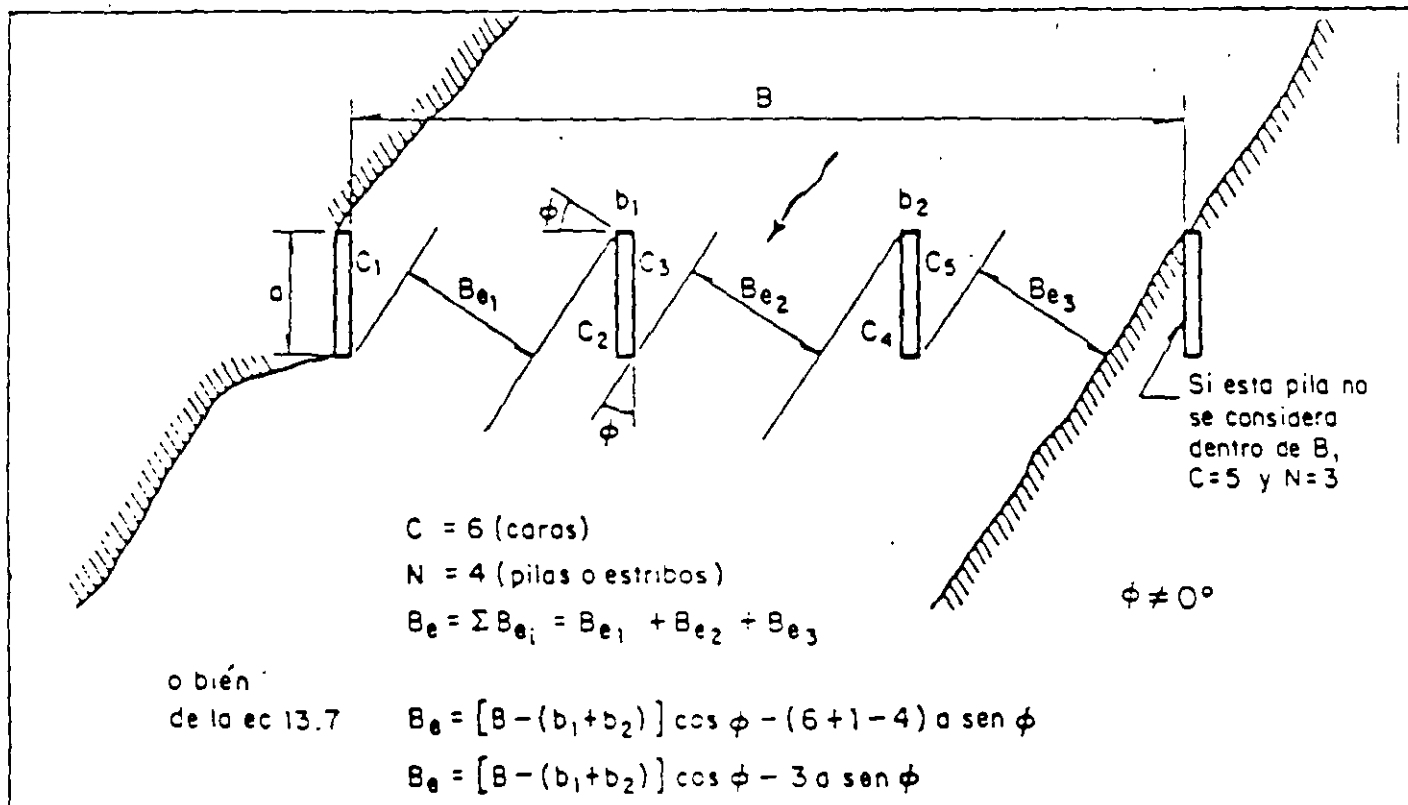


Figura 7.3.III Ancho efectivo B_e en puentes cuando las pilas están esviadas con respecto a la dirección del flujo

μ 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 μ

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, está dado por la expresión:

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

Para suelos friccionantes:

$$V_e = 0.68 \beta D_m^{0.25} H_s^x, \text{ en m/s} \quad (7.3.7)$$

donde

γ_d peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s , en t/m^3 .

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

β 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 β
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 D_m , en mm, y para suelos cohesivos depende del peso volumétrico seco, γ_d , en t/m^3 . Sus valores se indican en la siguiente tabla(7.3.VI).

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

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s (kg/m^3)	γ	$\frac{1}{1-x}$	γ_s (kg/m^3)	γ	$\frac{1}{1-x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$
0.50	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.

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN 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 granulares:

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

Para suelos cohesivos:

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

CÁLCULO 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 límite inferior del manto, se escoge el segundo estrato y se repite el tanteo anterior con la fórmula 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.

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN CUANDO LA RUGOSIDAD NO ES UNIFORME EN LA SECCIÓN.

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 α_i correspondiente.

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

SOCAVACIÓN GENERAL

MÉTODO 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 α , el factor μ se obtiene con la siguiente fórmula, teniendo en cuenta los datos proporcionados por Lischtvan-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 μ 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 Lischtvan-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.

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 más 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.

γd es el peso específico seco y es igual al peso seco de la muestra entre su volumen inicial en t/m^3

β 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. β no tiene unidades.

CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN 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 $0.0028\text{m} \leq D_{84} \leq 0.182\text{m}$

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.

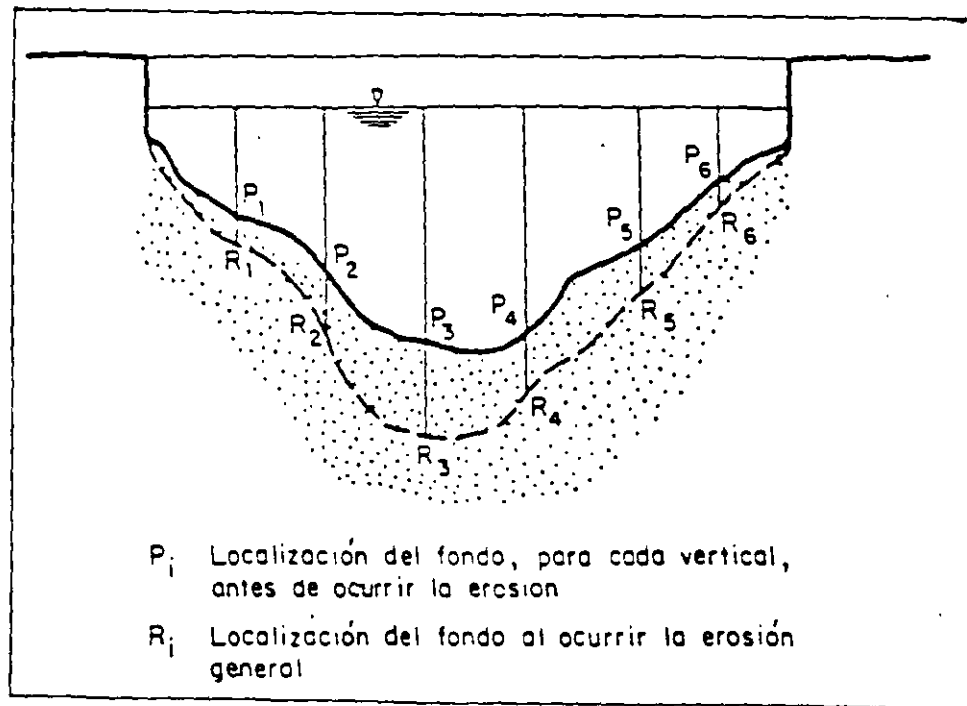


Figura 7.3.VII Obtención de la erosión general en material homogéneo

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.

CÁLCULO DE LA EROSIÓN GENERAL CUANDO LA RUGOSIDAD NO ES UNIFORME EN LA SECCIÓN

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 cálculo 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 α_i en función del gasto Q_i que pasa por ellas.

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

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

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.

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

n_i coeficiente de rugosidad de Manning para cada zona

Q_d 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 ΣA_i y ΣQ_{di} , 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_i , y no la rugosidad.

7.4.- SOCAVACIÓN 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

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

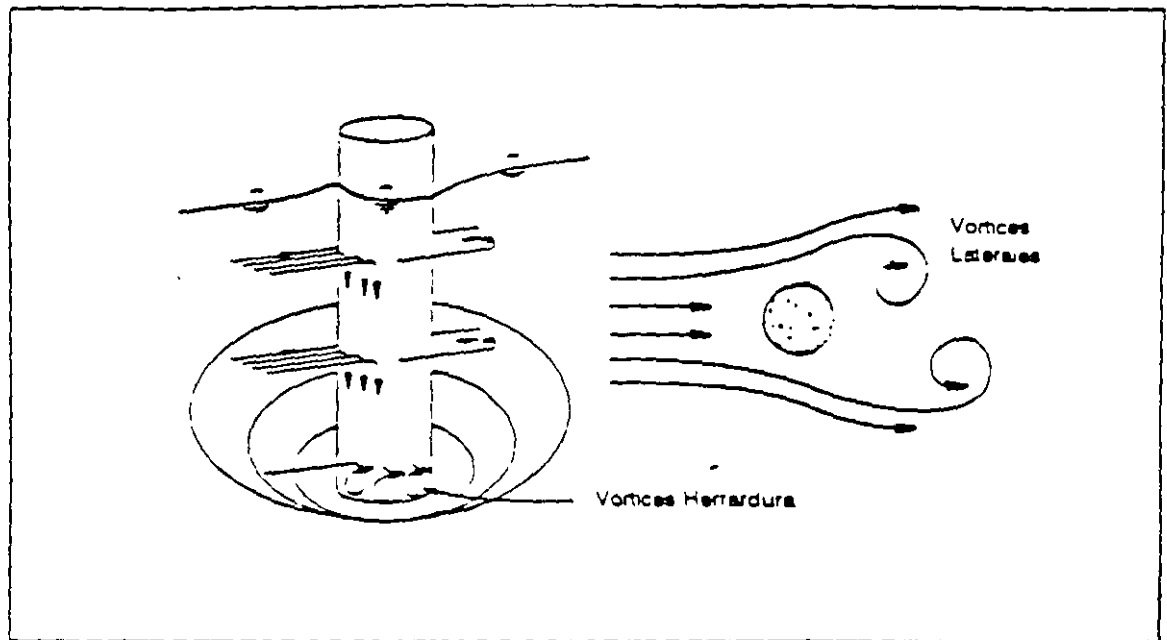


Fig. 7.4.I- Representación esquemática de la socavación local en una pila cilíndrica

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 MÉTODO 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.

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)

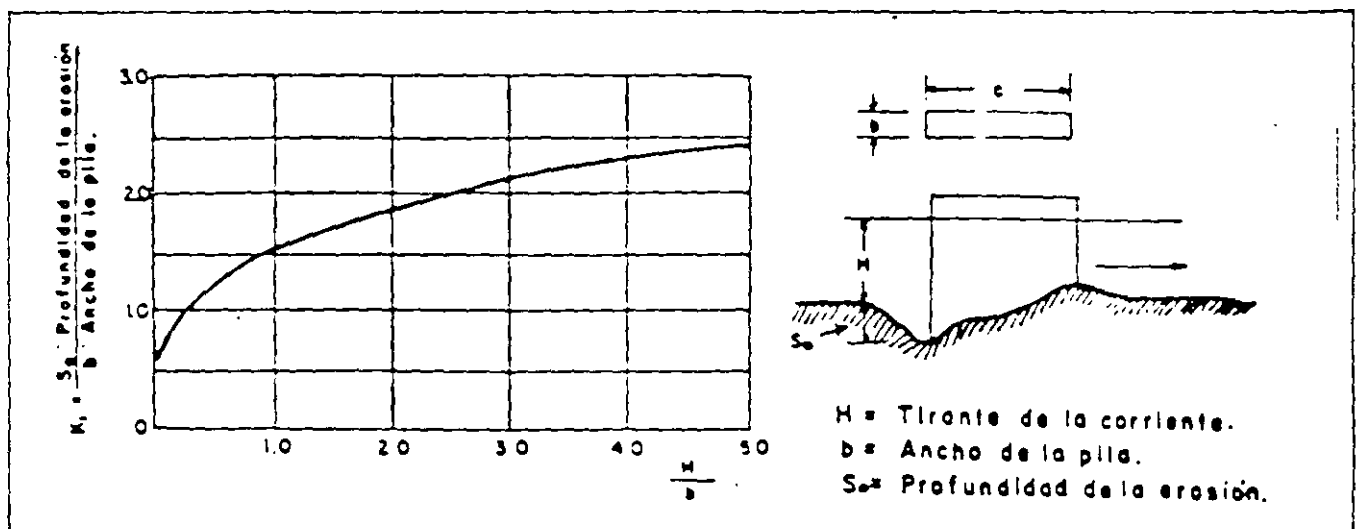


Figura 7.4.V.- Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa.

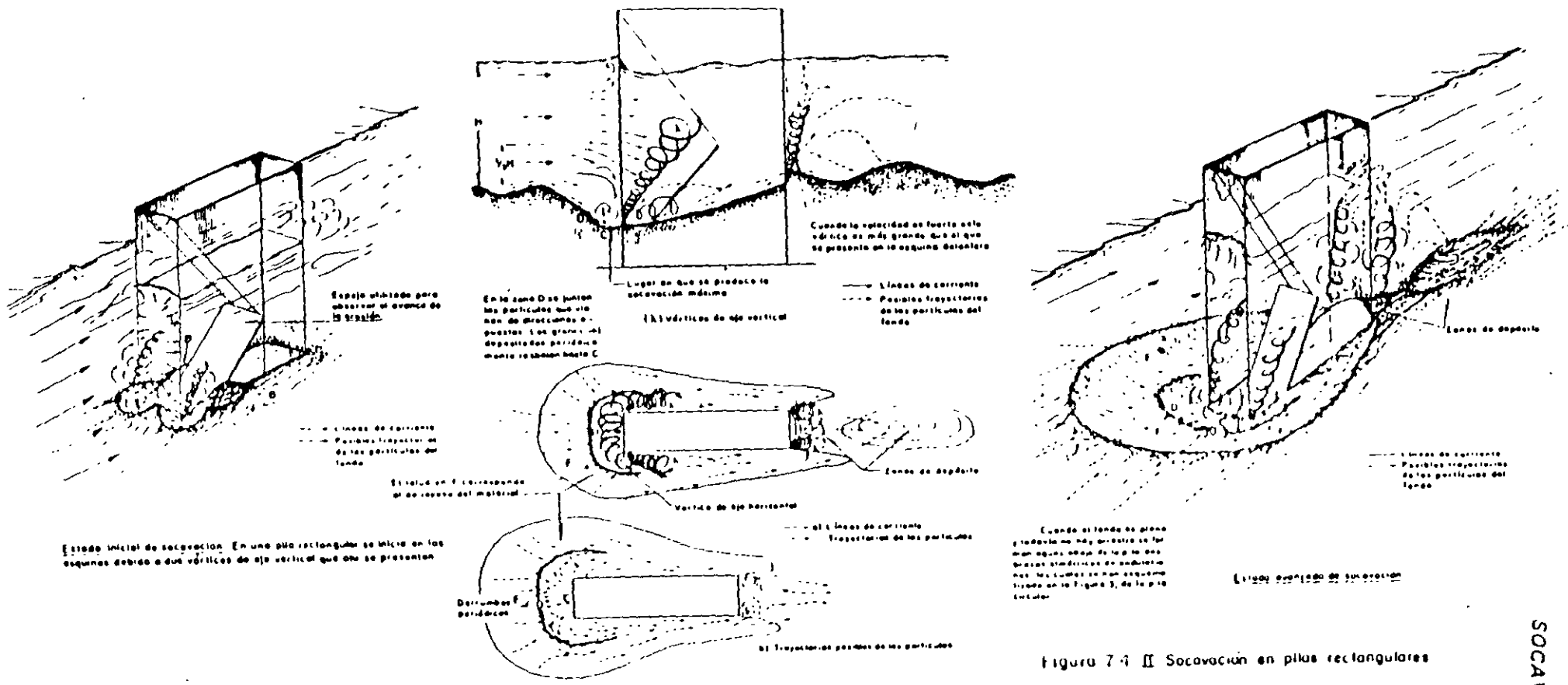
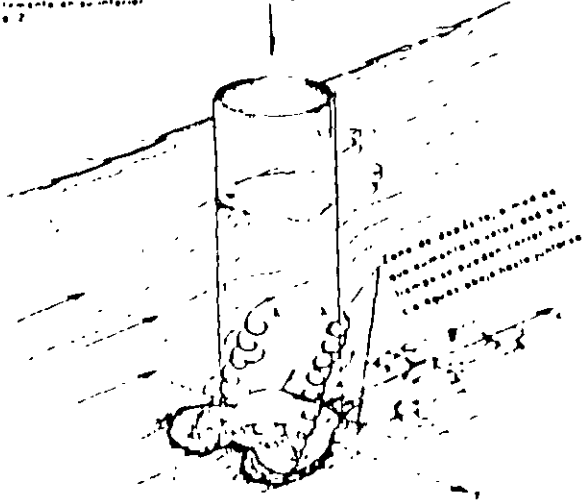


Figura 7.4 II Socavación en pilas rectangulares

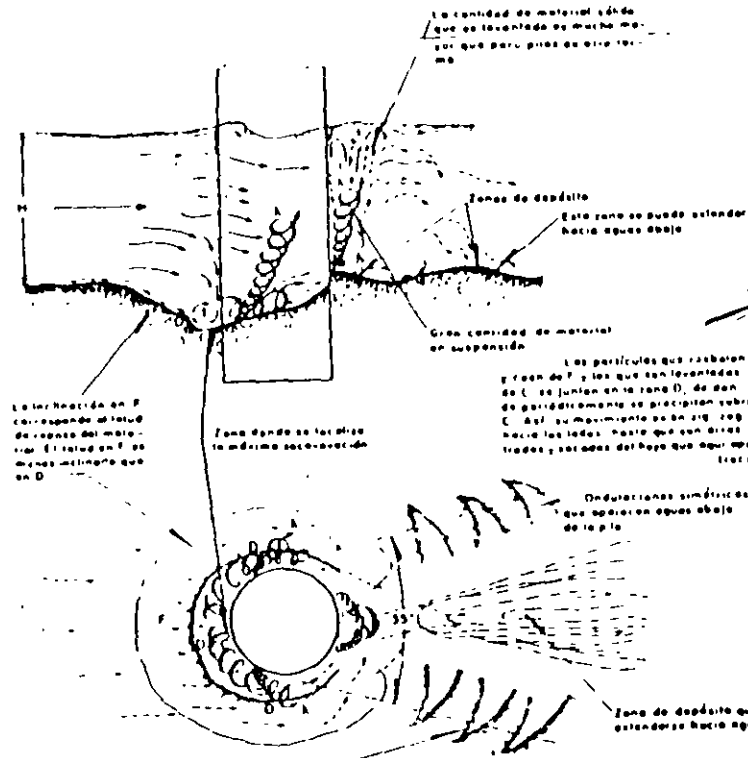
Todos los ensayos se realizaron en transparentes y el proceso a ser observado desde arriba y de un espejo colocado también en su interior.

A Observación



Estado inicial de socavación

Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° o cada uno respecto a la dirección del flujo (ver el). Los vértices que ahí se presentan se conservan hasta obtener la erosión máxima.



Estado avanzado de erosión

Cuando todavía no hay aristas, aguas abajo de la pila 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.

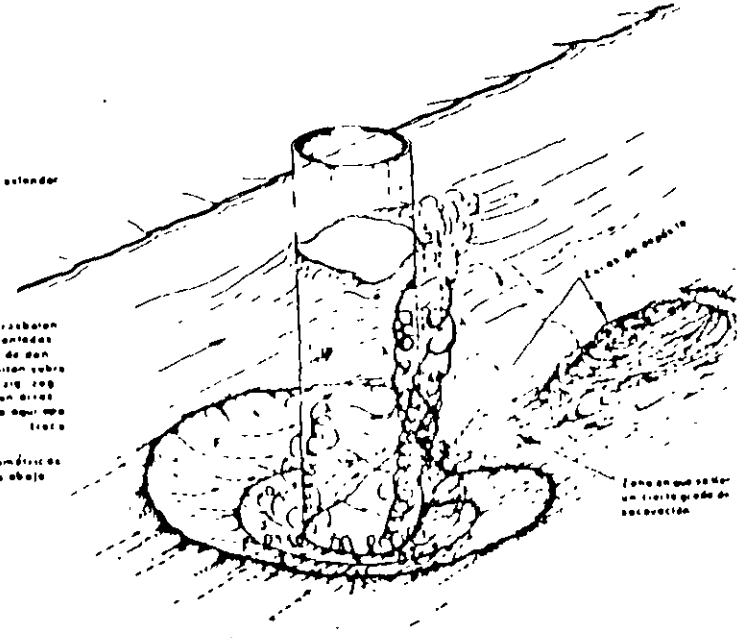
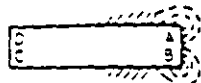


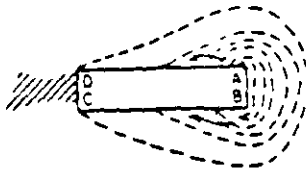
Figura 7.4-III Socavación en pilas circulares

Condición inicial de la erosión



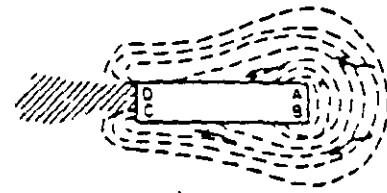
Máxima erosión en las esquinas A y B

Condición crítica de arrastre $U = U_c$



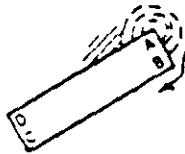
Máxima erosión en la cara A-B

Condición de máxima erosión

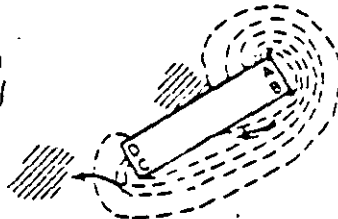


Máxima erosión en la cara A-B

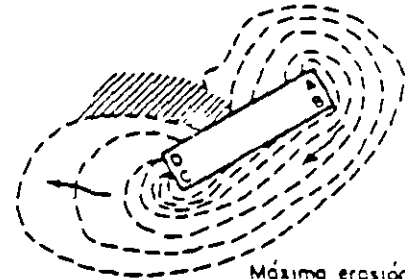
Dirección de flujo
←



Máxima erosión en la esquina A



Máxima erosión en la cara A-B y se extiende por la B-C

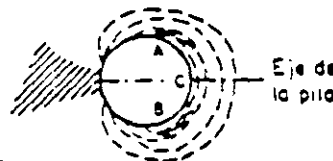


Máxima erosión en la esquina C

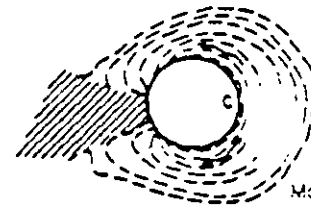
←



Máxima erosión a 65° a cada lado del eje, puntos A y B

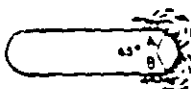


Máxima erosión en el frente A-B

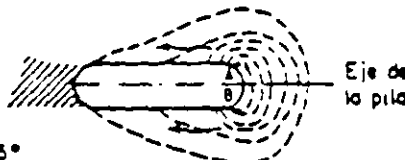


Máxima erosión frente a la mitad frontal

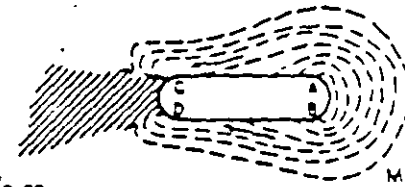
←



Máxima erosión a 65° a cada lado del eje, puntos A y B

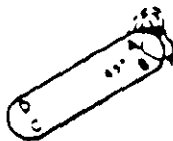


Máxima erosión en el frente A-B

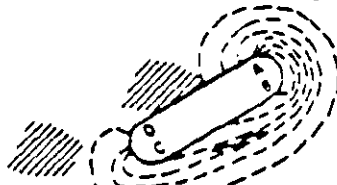


Máxima erosión en el frente A-B

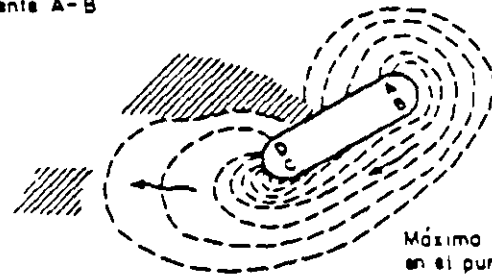
←



Máxima erosión en el punto A



Máxima erosión en el frente A-B y se extiende a C



Máxima erosión en el punto C

←

← Dirección del transporte
[hatched box] zona de posible depósito

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

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

donde

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





b ancho de la pila, en m.

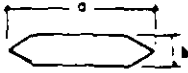
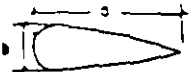
K_1 coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila, ver figura 7.4.V. Este tirante es el que aparece después de la erosión general.

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 	$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 0.75
LENTICULAR 	$\frac{p}{r} = \frac{2}{1}$ 0.81
	$\frac{p}{r} = \frac{3}{1}$ 0.69

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

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 ϕ 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 ϕ y de la relación L/b , el cual se determina mediante la figura 7.4.VII.

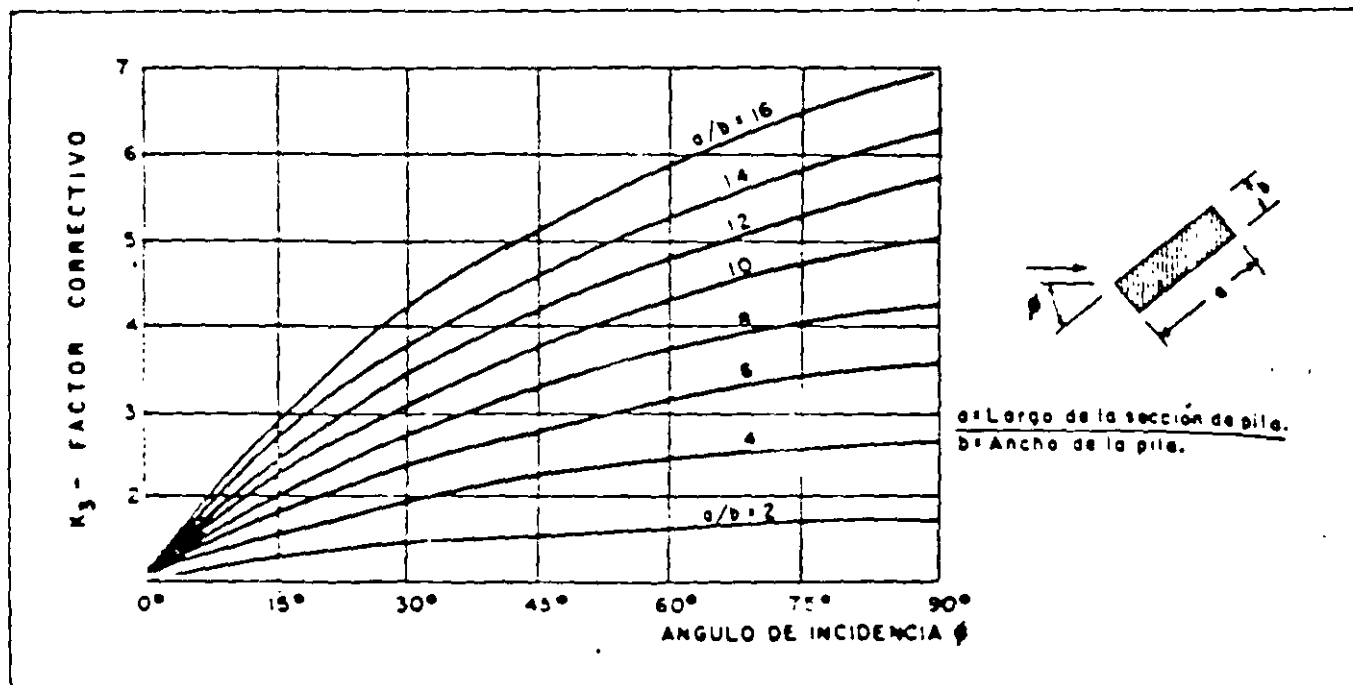


Figura 7.4.VII. Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente.

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 Yaroslavtziév 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.

MÉTODO PARA SUELOS GRANULARES SIN COHESIÓN

La expresión es:

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

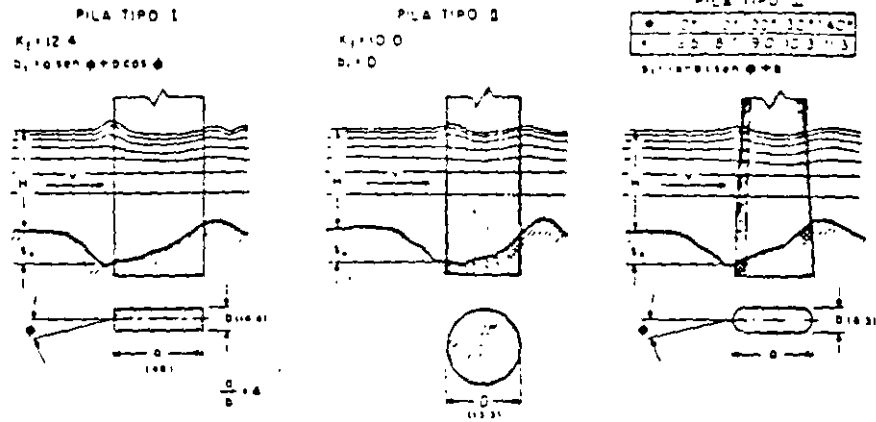
donde

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:

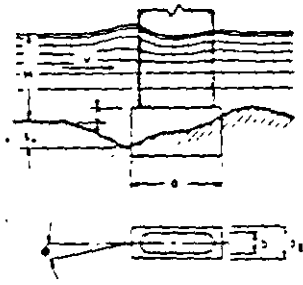
METODO DE YAROSLAVTZIEV
 EXPRESION GENERAL $S_x = K_f K_b + K_b \frac{b^2}{D} - 30 \text{ cm}$



PILA TIPO IV

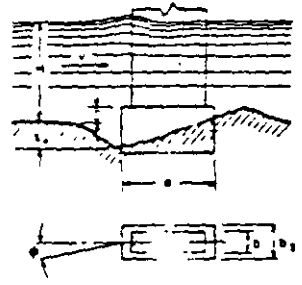
COEFICIENTE K _f	
0	12.4
1	12.4
2	12.4
3	12.4
4	12.4
5	12.4
6	12.4
7	12.4
8	12.4
9	12.4
10	12.4
11	12.4
12	12.4
13	12.4
14	12.4
15	12.4
16	12.4
17	12.4
18	12.4
19	12.4
20	12.4
21	12.4
22	12.4
23	12.4
24	12.4
25	12.4
26	12.4
27	12.4
28	12.4
29	12.4
30	12.4
31	12.4
32	12.4
33	12.4
34	12.4
35	12.4
36	12.4
37	12.4
38	12.4
39	12.4
40	12.4
41	12.4
42	12.4
43	12.4
44	12.4
45	12.4
46	12.4
47	12.4
48	12.4
49	12.4
50	12.4
51	12.4
52	12.4
53	12.4
54	12.4
55	12.4
56	12.4
57	12.4
58	12.4
59	12.4
60	12.4
61	12.4
62	12.4
63	12.4
64	12.4
65	12.4
66	12.4
67	12.4
68	12.4
69	12.4
70	12.4
71	12.4
72	12.4
73	12.4
74	12.4
75	12.4
76	12.4
77	12.4
78	12.4
79	12.4
80	12.4
81	12.4
82	12.4
83	12.4
84	12.4
85	12.4
86	12.4
87	12.4
88	12.4
89	12.4
90	12.4
91	12.4
92	12.4
93	12.4
94	12.4
95	12.4
96	12.4
97	12.4
98	12.4
99	12.4
100	12.4

$b_1 = 10 \text{ cm} \oplus b_1 \text{ sen } \phi + b$, para $C/M \leq 0.3$
 $b_1 = 10 \text{ cm} \oplus b_1 \text{ cos } \phi$ para $C/M > 0.3$
 en donde $b_1 = 10 \text{ cm} - C/M$



PILA TIPO V
 Coeficiente $K_f = 12.4$

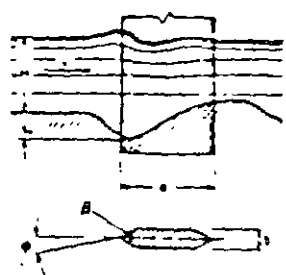
$b_1 = 10 \text{ cm} \oplus b \text{ cos } \phi$
 en donde $b_1 = 10 \text{ cm} - 0.1 C/M$



PILA TIPO VI

COEFICIENTE K _f	
0	12.4
1	12.4
2	12.4
3	12.4
4	12.4
5	12.4
6	12.4
7	12.4
8	12.4
9	12.4
10	12.4
11	12.4
12	12.4
13	12.4
14	12.4
15	12.4
16	12.4
17	12.4
18	12.4
19	12.4
20	12.4
21	12.4
22	12.4
23	12.4
24	12.4
25	12.4
26	12.4
27	12.4
28	12.4
29	12.4
30	12.4
31	12.4
32	12.4
33	12.4
34	12.4
35	12.4
36	12.4
37	12.4
38	12.4
39	12.4
40	12.4
41	12.4
42	12.4
43	12.4
44	12.4
45	12.4
46	12.4
47	12.4
48	12.4
49	12.4
50	12.4
51	12.4
52	12.4
53	12.4
54	12.4
55	12.4
56	12.4
57	12.4
58	12.4
59	12.4
60	12.4
61	12.4
62	12.4
63	12.4
64	12.4
65	12.4
66	12.4
67	12.4
68	12.4
69	12.4
70	12.4
71	12.4
72	12.4
73	12.4
74	12.4
75	12.4
76	12.4
77	12.4
78	12.4
79	12.4
80	12.4
81	12.4
82	12.4
83	12.4
84	12.4
85	12.4
86	12.4
87	12.4
88	12.4
89	12.4
90	12.4
91	12.4
92	12.4
93	12.4
94	12.4
95	12.4
96	12.4
97	12.4
98	12.4
99	12.4
100	12.4

$b_1 = 10 \text{ cm} \oplus b$



PILA TIPO VII

COEFICIENTE K _f	
0	12.4
1	12.4
2	12.4
3	12.4
4	12.4
5	12.4
6	12.4
7	12.4
8	12.4
9	12.4
10	12.4
11	12.4
12	12.4
13	12.4
14	12.4
15	12.4
16	12.4
17	12.4
18	12.4
19	12.4
20	12.4
21	12.4
22	12.4
23	12.4
24	12.4
25	12.4
26	12.4
27	12.4
28	12.4
29	12.4
30	12.4
31	12.4
32	12.4
33	12.4
34	12.4
35	12.4
36	12.4
37	12.4
38	12.4
39	12.4
40	12.4
41	12.4
42	12.4
43	12.4
44	12.4
45	12.4
46	12.4
47	12.4
48	12.4
49	12.4
50	12.4
51	12.4
52	12.4
53	12.4
54	12.4
55	12.4
56	12.4
57	12.4
58	12.4
59	12.4
60	12.4
61	12.4
62	12.4
63	12.4
64	12.4
65	12.4
66	12.4
67	12.4
68	12.4
69	12.4
70	12.4
71	12.4
72	12.4
73	12.4
74	12.4
75	12.4
76	12.4
77	12.4
78	12.4
79	12.4
80	12.4
81	12.4
82	12.4
83	12.4
84	12.4
85	12.4
86	12.4
87	12.4
88	12.4
89	12.4
90	12.4
91	12.4
92	12.4
93	12.4
94	12.4
95	12.4
96	12.4
97	12.4
98	12.4
99	12.4
100	12.4

$b_1 = 10 \text{ cm} \oplus b$

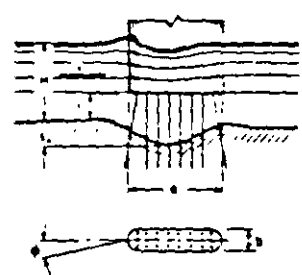


Figura 7.4-VII Valores de K_f y b₁

$$\text{Log}K_v = -0.28\sqrt[3]{v^2 / gb_1} \quad (7.4.5) \quad \text{y puede encontrarse en la figura 7.4.IX}$$

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/s².

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 (d_s)

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.

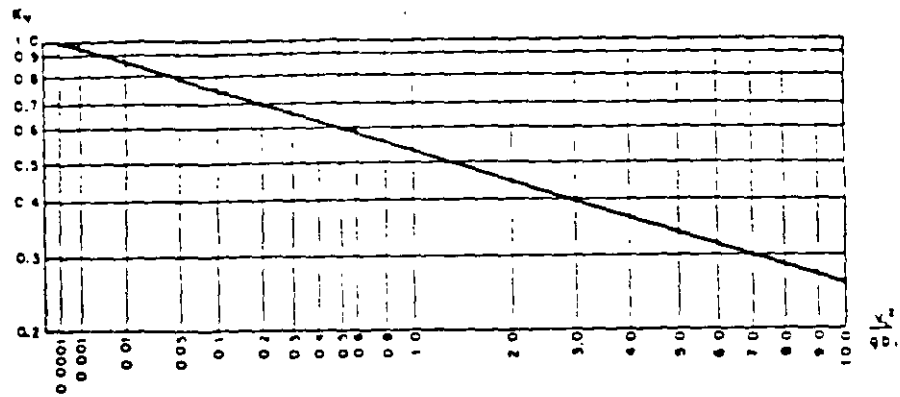


FIG. A-III.8. Gráfica para el cálculo de K_v (método de Yaroslavtziev)

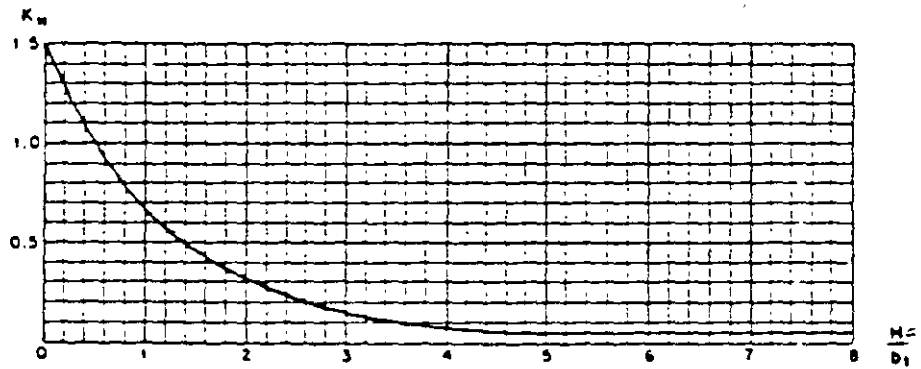


Figura 7.4-IX Valores de los coeficientes k_h y k_v (Método de yaroslavtziev).

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 ϕ 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 ϕ 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 ϕ máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condiciones de gasto máximo con el ángulo ϕ 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.

MÉTODO 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

del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. E_e es tomado en cuenta en el segundo término (30 D) de la expresión 7.4 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 valorar 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 él no existe un límite en la socavación. Este método sobrestima la profundidad de socavación cuando las velocidades son altas, ya que S_o se presenta como una función directa de la velocidad elevada al cuadrado, siendo que ya es un hecho conocido que la profundidad

socavación no aumenta más cuando la velocidad rebasa cierto límite. Su método permite también considerar estratos con boleos en el cauce.

COMPARACIÓN ENTRE LOS METODOS DE LAURSEN-TOCH Y YAROSLAVTZIEV

En la figura 7.4.XI se muestra gráficamente un comparación entre los campos de aplicabilidad de los métodos propuestos por Laursen y Toch y Yaroslavtziev. La comparación se refiere a lo que indican los autores respectivos, como a los resultados a que condujeron las experiencia realizadas en la División de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México.

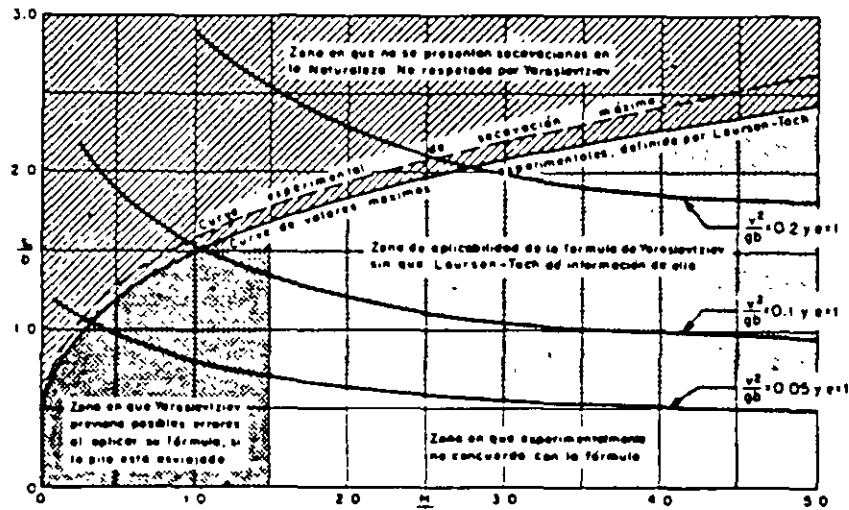


Figura 7.4.XI Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev

De la comparación se desprende que así, el criterio de Laursen y Toch resulta ser un límite superior del de Yaroslavtziev, en el sentido de que si con esta última teoría se calcula una socavación y resulta sobre la curva de Laursen-Toch, el valor de este último criterio anota la máxima socavación posible en la realidad para ese caso; si el cálculo con el criterio de Yaroslavtziev arroja un punto bajo la curva de Laursen-Toch, la experiencia parece confirmar que el valor obtenido es correcto esencialmente y en ese caso el criterio de Laursen-Toch hubiera sido excesivamente conservador.

7.4.3 MÉTODO DE LA DIVISIÓN DE INVESTIGACIÓN DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA 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 esviadas. Cuando la pila está esviada 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 ϕ , 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_0 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.

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.

ϕ 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.

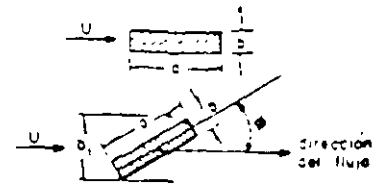
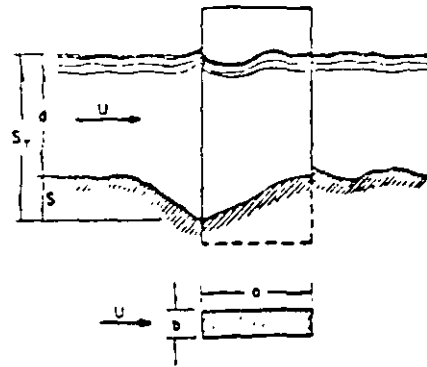
S erosión local medida desde el fondo no afectado por esa erosión, en m.

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.



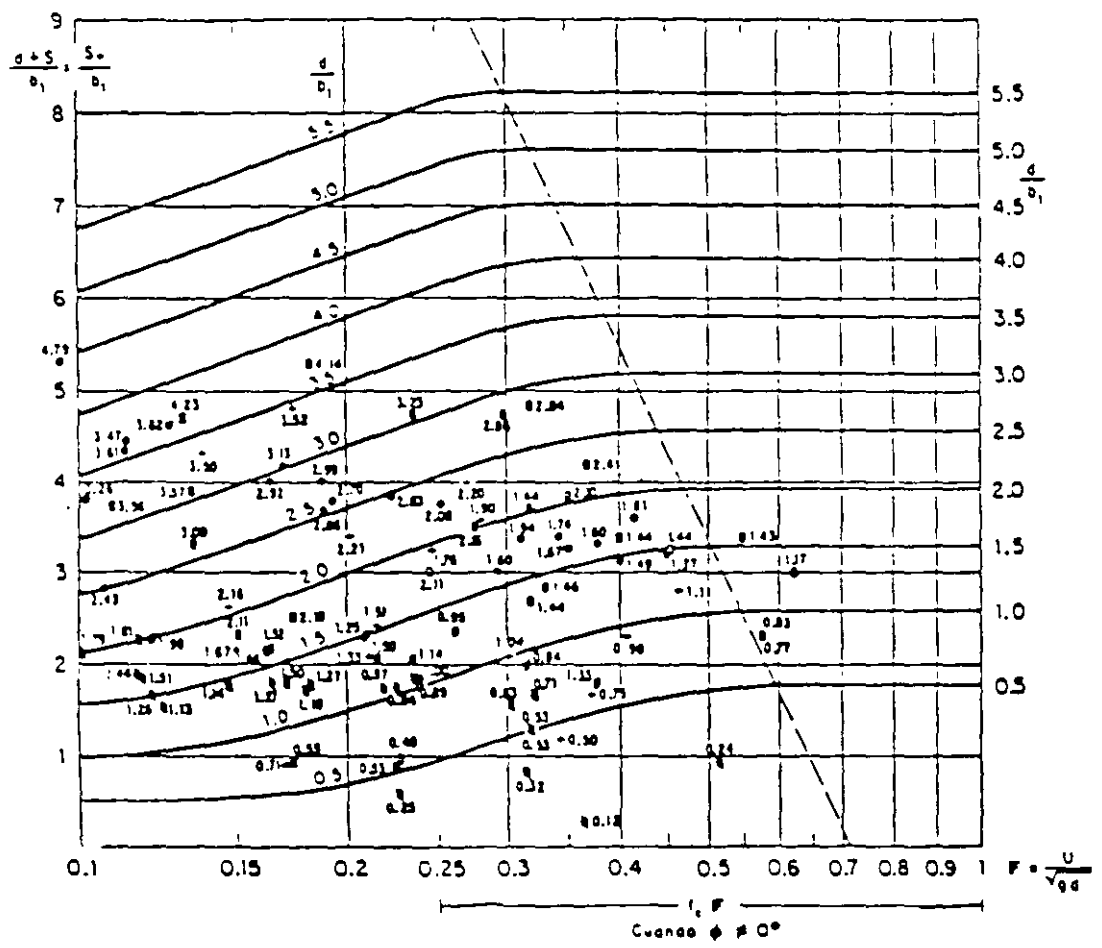
- a) Si la pila está alineada con el flujo: $b_1 = b$ $f_c = 1$
- b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{d+S}{b_1} = f_c \frac{U}{\sqrt{g d}} \frac{S_0}{b_1}$$

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

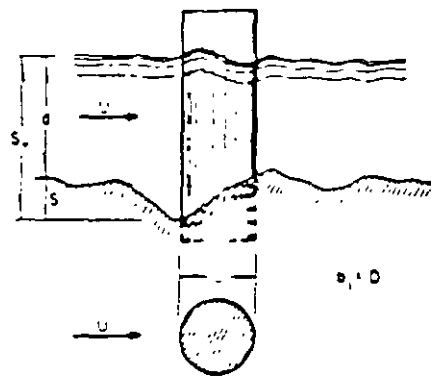
El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia ϕ

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_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 ■
 Angulo de incidencia $\phi = 15^\circ$ / Angulo de incidencia $\phi = 30^\circ$ \

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



SIMBOLOGIA

- Aréna negra, diám. = 0.17 mm +
- Aréna parca, diám. = 0.56 mm o
- Aréna rosa, diám. = 1.30 mm B

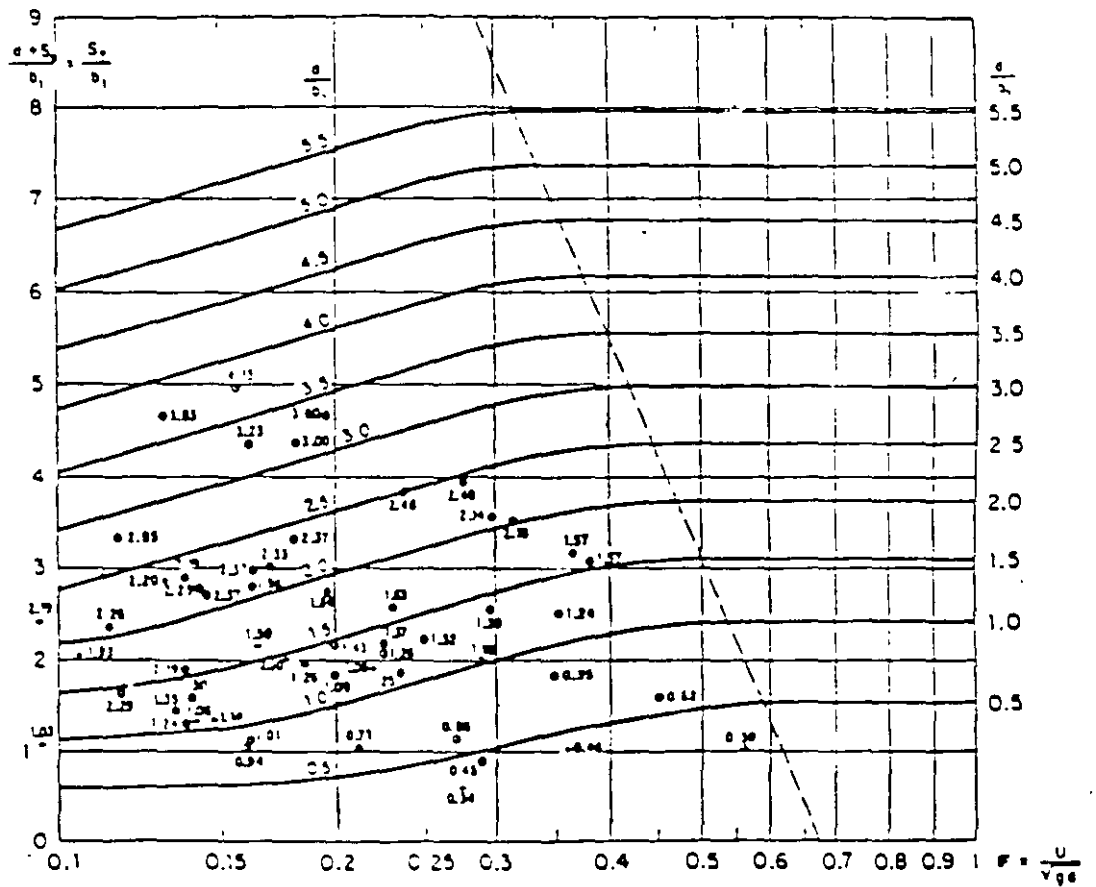


Figura 7.4-XIII Socavación al pie de pilas circulares, según Maza y Sánchez

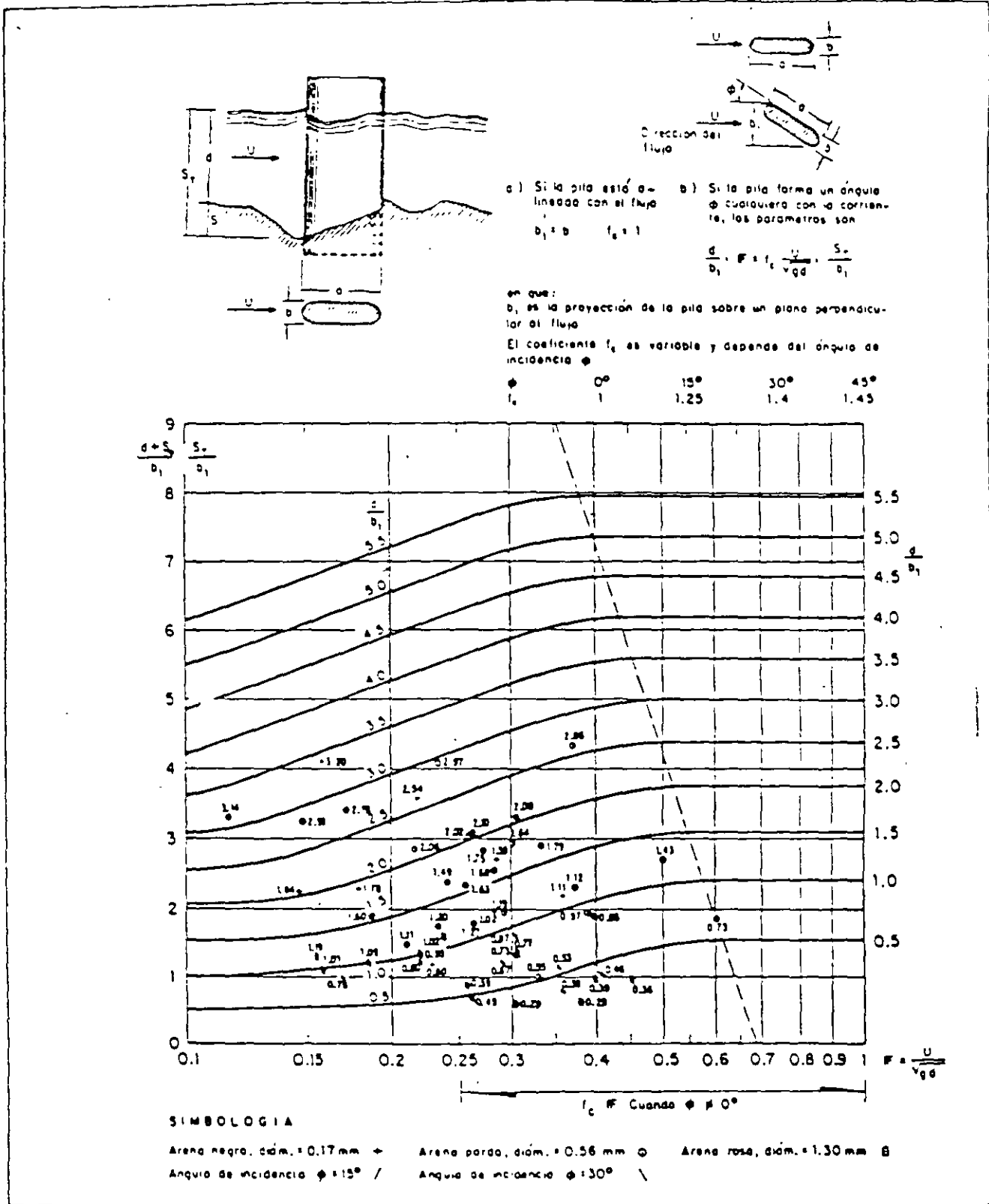


Figura 7.4-XIV Socavación al pie de pilas con extremos redondeados, según Meza y Sánchez

7.5 SOCAVACIÓN AL PIE DE ESTRIBOS.

Esta erosión ocurre en el extremo, que está 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.

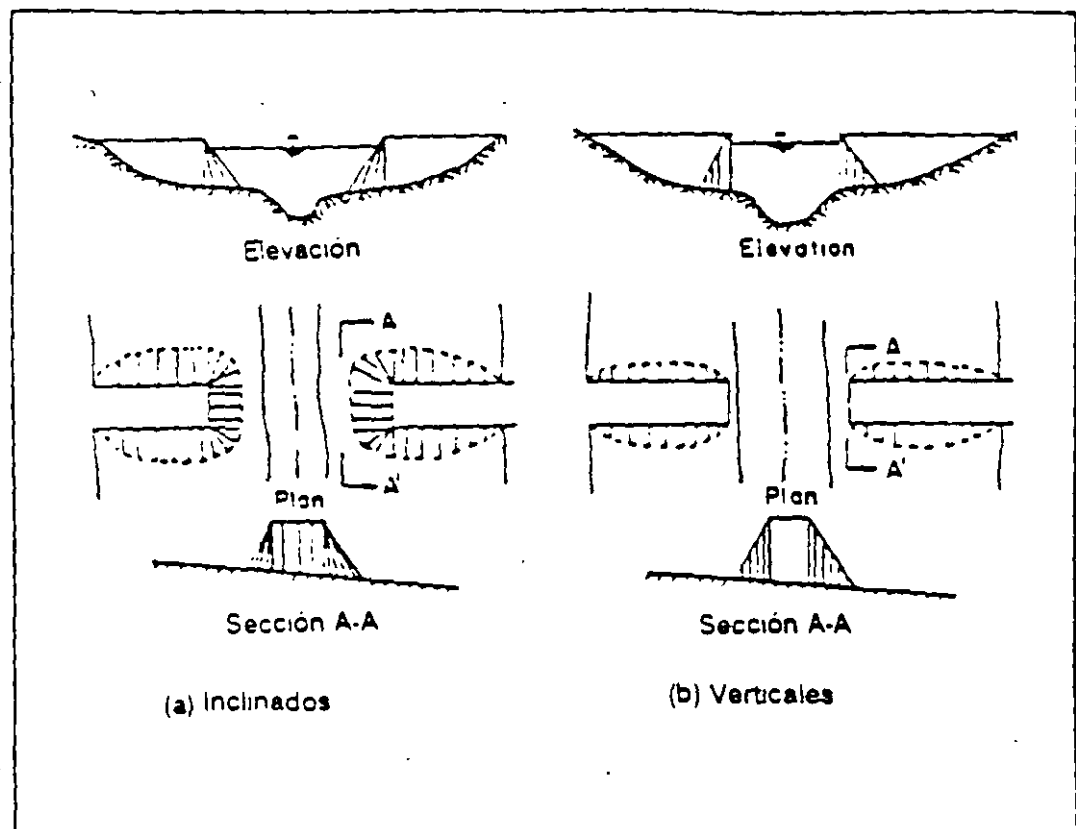


Figura 7.5.I Tipos comunes de estribos

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. MÉTODO 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.

P_α coeficiente que depende del ángulo α 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

α 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

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

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 θ 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:

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

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.

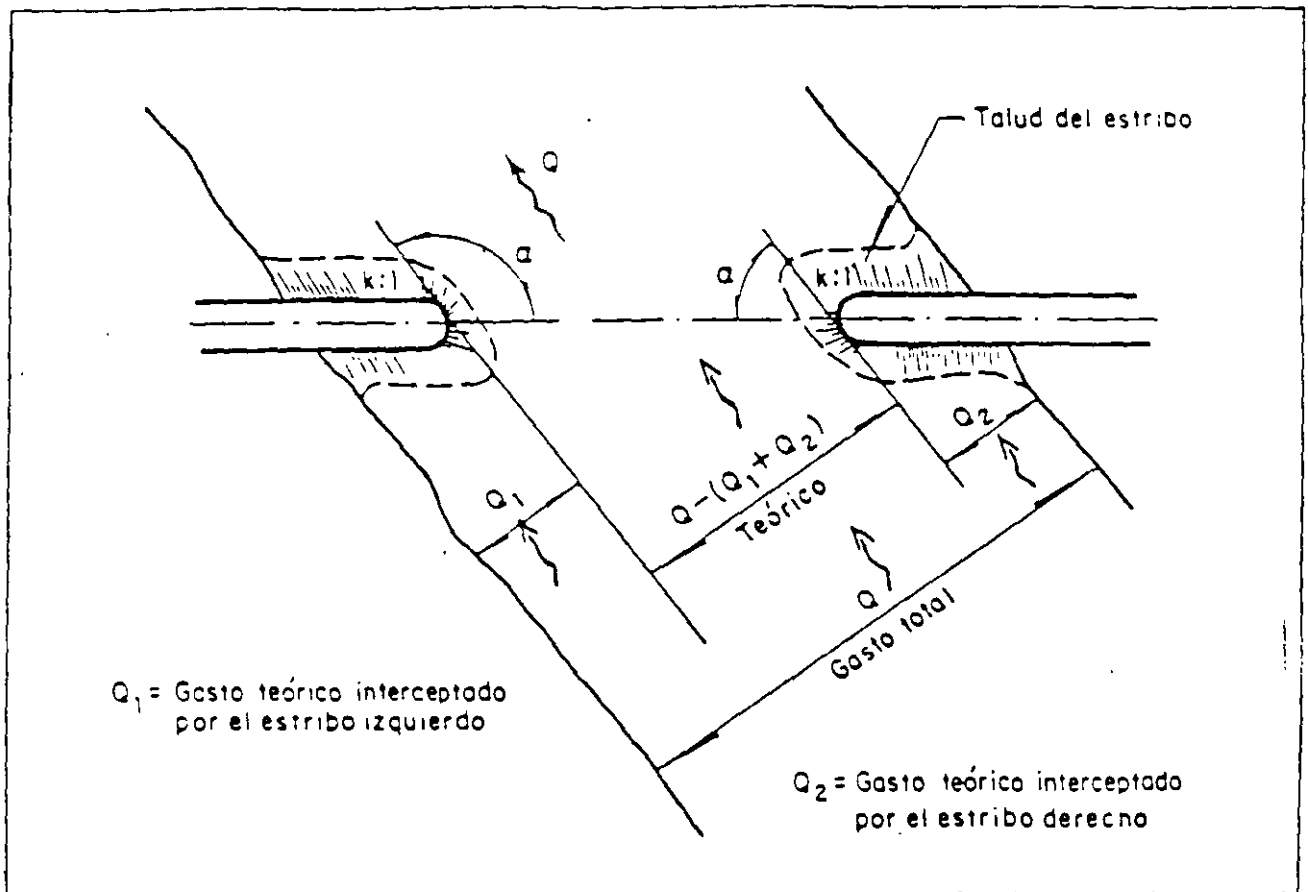


Figura 75-II Algunos parámetros que intervienen en la erosión al pie de estribos

α	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 α .

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_s	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

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

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 :

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

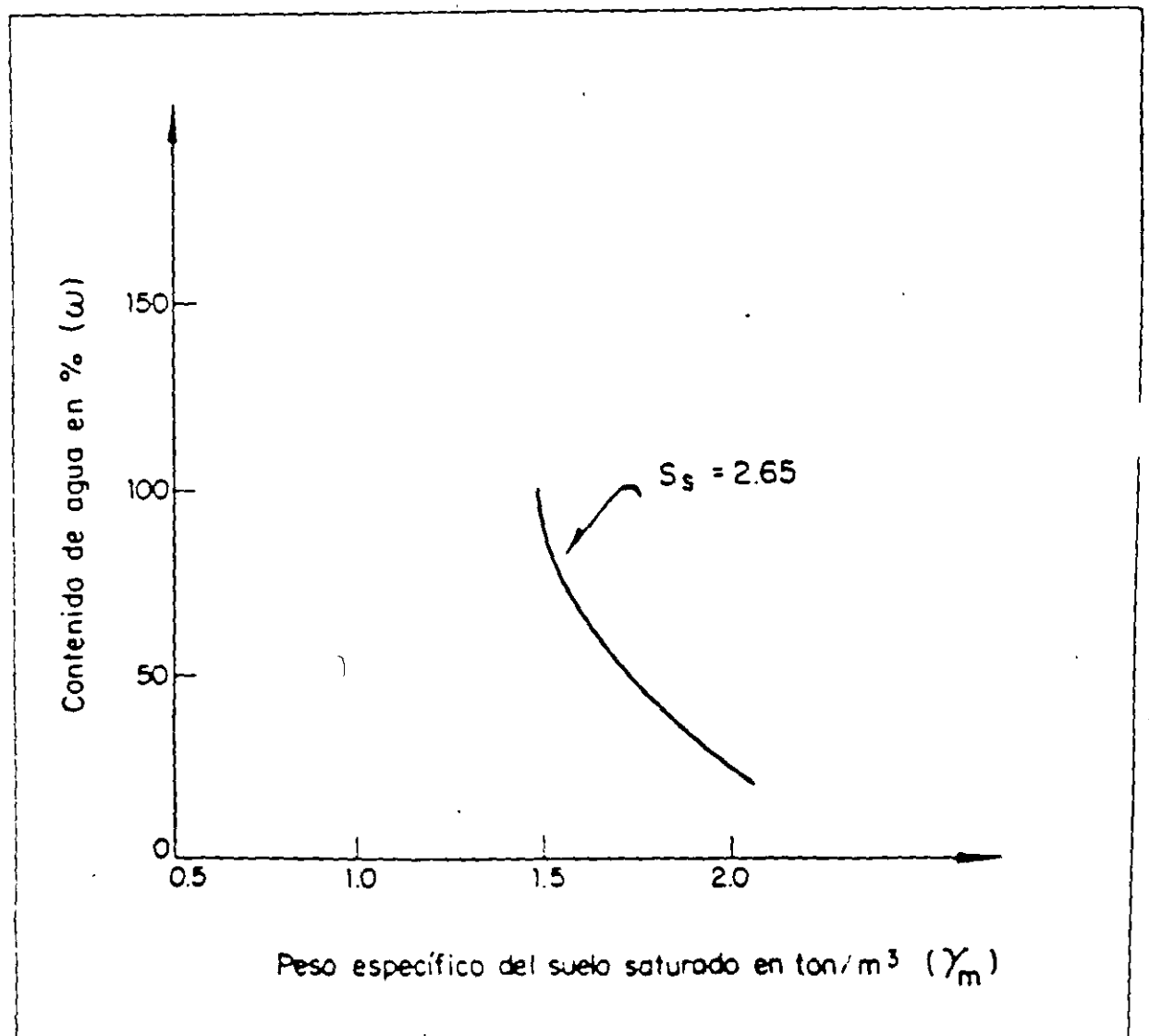
Todo lo anterior se aplica en forma semejante en el caso de espigones. Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones construidos en ambas orillas y unos frente a otros, S_T se puede reducir a un 75%, es decir

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

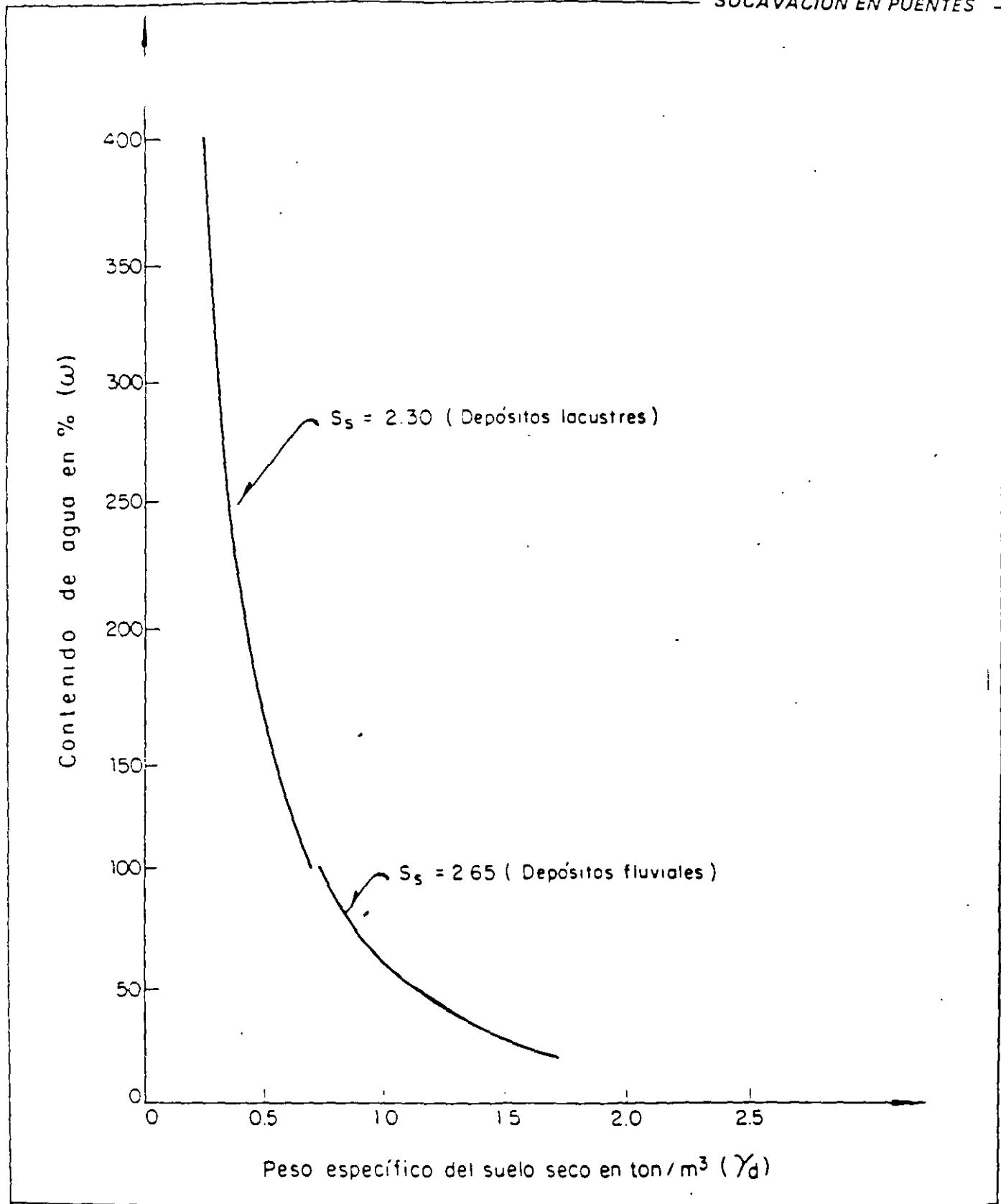
No se dispone de ningún criterio que permita valuar la erosión cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo como el que se ha expuesto da el valor máximo que se llega a presentar. Conviene considerar en un caso de esos, a Q_1 como el gasto máximo que puede ser interceptado teóricamente por 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.

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 (γ_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 γ_m-w para suelos cohesivos de depósitos fluviales



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



7.6.- EJEMPLO DE APLICACIÓN
RIO “ ACAPONETA ”

Para un periodo 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, $1/1+x = 0.71$

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

$$d_s = 15.972 \text{ m}$$

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$d_s = \left[\frac{1.237 \times 65^{2/3}}{4.7 \times 0.972 \times 0.02^{0.28}} \right]^{0.223 + 0.02^{0.092}}$$

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

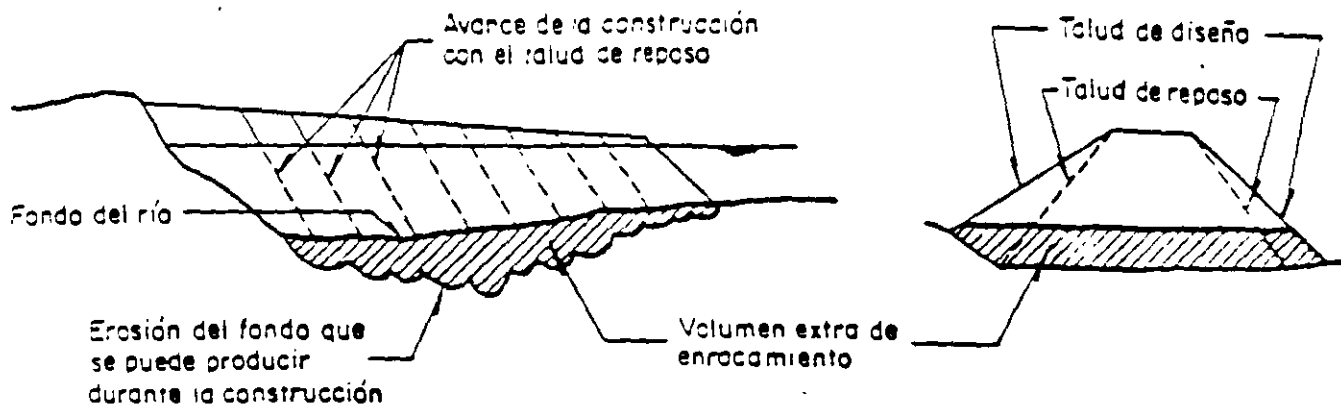


Fig 18 Erosión del fondo durante la construcción

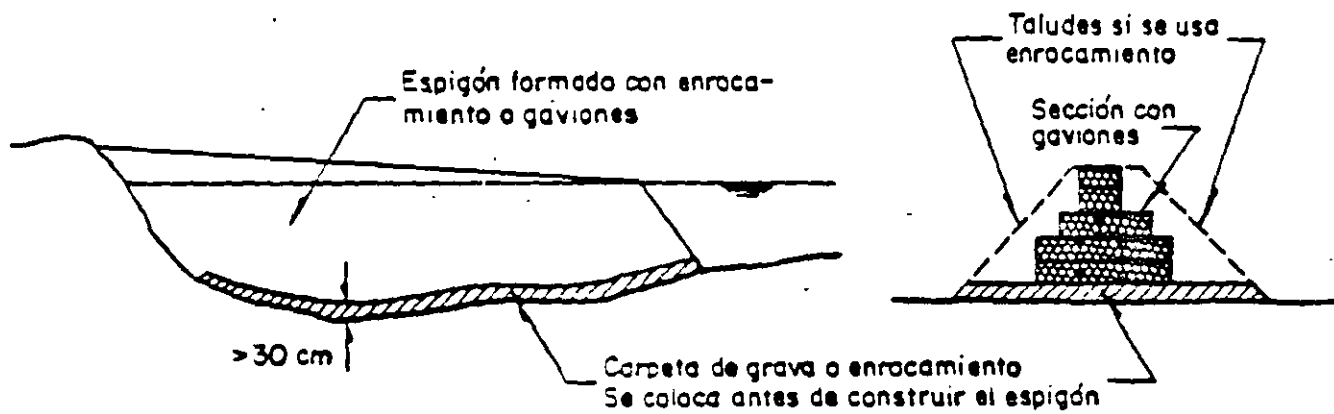


Fig 19 Forma de evitar la erosión durante la construcción

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 $\frac{h}{b_1} = \frac{12.536}{2.4} = 5.223$ obtenemos

un $k_1 = 2.4$ (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:

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

$$\text{socavación} = 5.2 \text{ m}$$

SOCAVACIÓN LOCAL

Método de Yaroslavtziev, empleando la fórmula 7.4.4

$$S_0 = k_f k_v (e + k_i v^2/g - 3i) \quad (7.4.4)$$

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)

$$v = \frac{\alpha H_0^{3/2}}{H_s}$$

$$v = \frac{1.237 \times 65^{3/2}}{12536} = 2.234 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{gH_0} = \frac{2.234^2}{9.81 \times 2.4} = 0.212, \text{ de la figura 7.4.IX obtenemos } k_v = 0.7$$

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

$$\text{Con la relación } \frac{H}{b_1} = \frac{12536}{2.4} = 5.223$$

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

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

Sustituyendo valores obtenemos:

$$S_0 = 85 \times 0.7 \times (0.6 + 0.05) \frac{2.234^2}{9.81} - 30 \times 0.006$$

$$S_0 = 1.968 - 0.18 = 1.788$$

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.

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

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

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

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

$$\text{Socavación} = 4 \text{ m}$$

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 $P_R = 0.83$

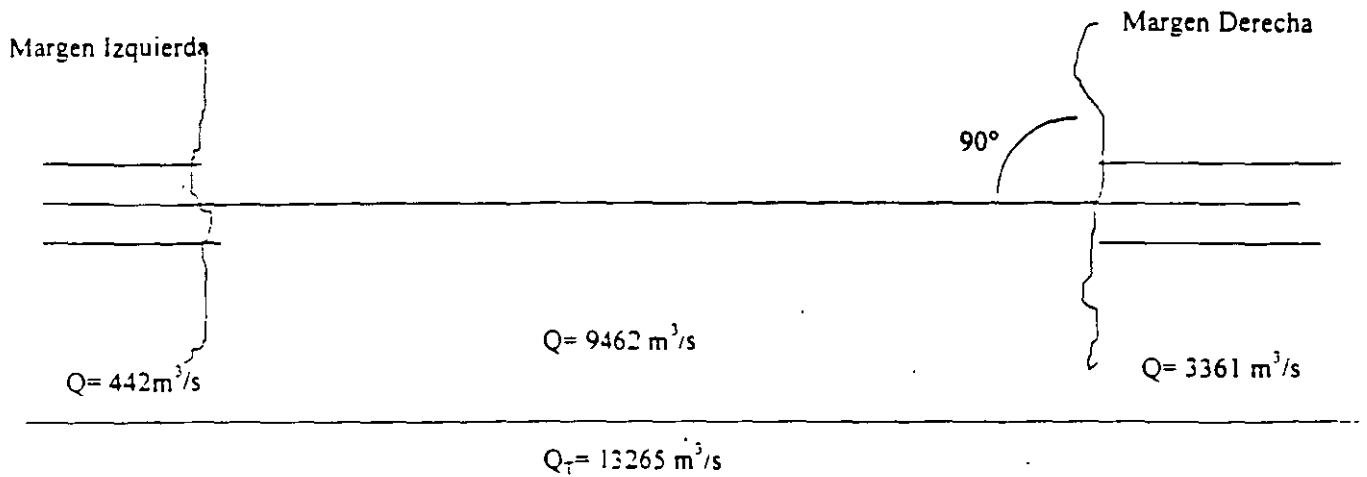
Sustituyendo valores:

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

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

SOCAVACIÓN AL PIE DE ESTRIBOS

Método de K.F. Artamonov : $S_T = P_\alpha P_q P_R H_0$ (fórmula 7.5.1)



ESTRIBO EN LA MARGEN IZQUIERDA

con $\alpha = 90^\circ$ obtenemos de la tabla 7.5.I $P_\alpha = 1.0$; $H_0 = 1.2 \text{ m}$

para $\frac{Q_1}{Q_T} = \frac{442}{13265} = 0.03$ obtenemos de la tabla 7.5.III $P_q = 2$

(valor mínimo = 2)

con talud del estribo 1.5:1 obtenemos de la tabla 7.5.IV $P_R = 0.83$

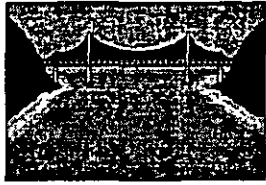
Sustituyendo valores:

$$S_T = 1(2)(0.83)(1.2) = 1.99 \text{ m}$$

$$S_T = 1.99 \text{ m}$$

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



Hidrología e Hidráulica en proyecto de carreteras

OBRAS DE PROTECCIÓN

Ciudad de México, noviembre de 1996.

CAPITULO 6

OBRAS DE PROTECCIÓN CONTRA LA SOCAVACIÓN EN PILAS

En este capítulo se mencionan algunos métodos ensayados por diferentes investigadores para proteger las pilas de puentes contra la socavación local. Las obras de protección de esta naturaleza son útiles tanto para reducir la profundidad de cimentación de las pilas a construirse como para evitar la falla por socavación de estructuras ya construidas con escasa profundidad de desplante.

Los métodos que han dado resultados satisfactorios en laboratorio son:

- Un cajón colocado alrededor de la pila con su parte superior abajo del nivel del fondo normal del cauce.
- Estructuras colocadas aguas arriba de la pila protegida, tales como pantallas o cilindros de diámetro pequeño.
- Pedraplenes que sustituyen el material del fondo, con diámetros de sus elementos lo suficientemente grandes para que no sean levantados y arrastrados por la corriente alrededor de la pila.

5.1. Cajón alrededor de la pila.

Chabert y Engeldinger realizaron ensayos en una pila circular cimentada en un cajón también circular, y concluyeron que se obtienen resultados óptimos, si el diámetro del cajón es de 3 veces el de la pila, y la elevación de su superficie, de la mitad del diámetro de la pila abajo del fondo natural. Este sistema redujo en un 67% la profundidad de socavación que se presenta en la pila desprotegida (fig. 16).

Shen y Schneider investigaron en un cajón rodeado por un borde vertical que interceptara el vórtice de herradura. Realizaron sus ensayos en pilas de nariz rectangular, y bajo ciertas condiciones de la estructura pudieron obtener un nivel de fondo coincidiendo con el del borde de aguas arriba y de los costados de la pila, mientras que en el lado de aguas abajo lograron que hubiera depósito de material (ver fig. 17). Este método redujo la profundidad de socavación en un 50% respecto a la que se presentaba en la pila sin protección; sin embargo, no se propusieron leyes generales acerca de las dimensiones convenientes del cajón y del borde en relación con las características del flujo y de la pila.

Otra forma de protección consiste en colocar una placa plana horizontal alrededor de la pila, (fig. 18) con un diámetro mínimo de 3 veces el de ésta, a una

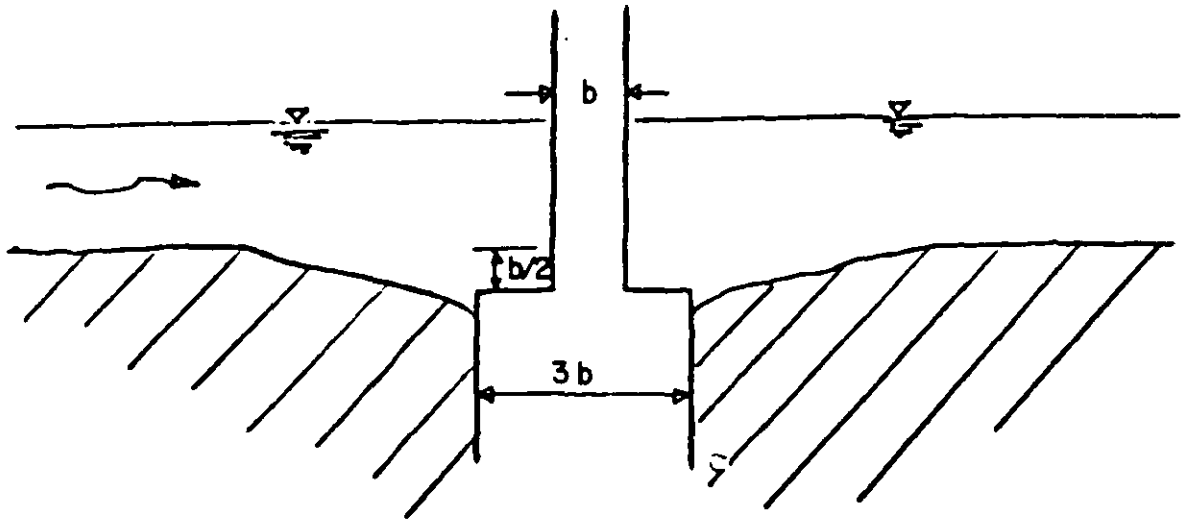


Fig. 16

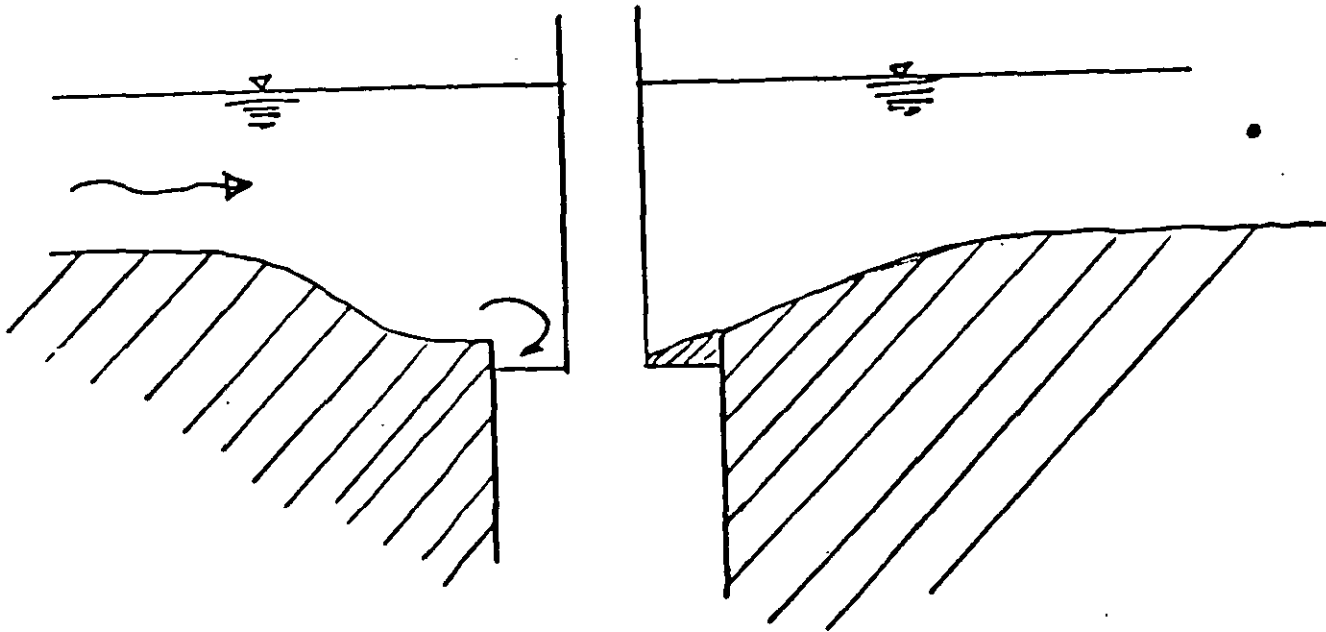
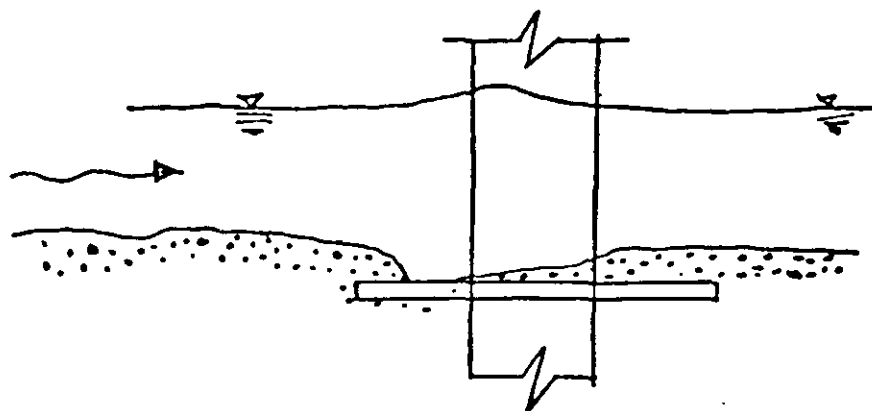


Fig. 17

profundidad de 0.3 a 0.4 veces el mismo diámetro de la pila. Con esto se logra una reducción hasta del 50% de la profundidad de socavación, aunque no se pueden estimar los efectos con exactitud para diferentes condiciones del cauce, características del puente, etc. Así, en casos especiales conviene hacer estudios en modelos para decidir acerca de la mejor disposición de este tipo de protecciones.

Fig. 18

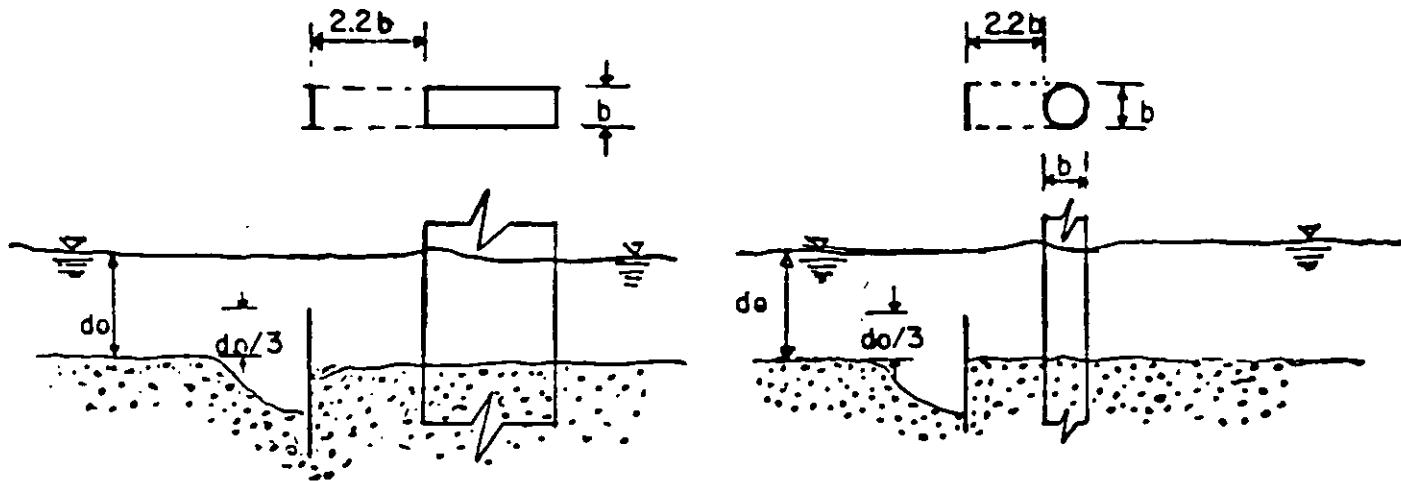


5.2 Estructuras colocadas aguas arriba de la pila.

Se han realizado ensayos colocando cilindros de diámetro pequeño aguas arriba de la pila, con el fin de romper la corriente de llegada y debilitar los vórtices que generan la erosión; se han logrado reducciones en la socavación hasta de un 50%. Sin embargo, no se ha podido formular ninguna ley general, quizá debido a que intervienen varios parámetros tales como el número de estructuras necesarias, su diámetro, su espaciamiento, su disposición en planta, su distancia respecto a la pila, y su altura.

Levi y Luna propusieron una estructura de protección contra la socavación local consistente en una pantalla vertical (ver fig. 19), basados en ensayos realizados en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. Dicha pantalla sólo se probó para un ángulo nulo de ataque de la corriente, por lo que si se tiene esviamiento de la pila respecto al flujo será necesario realizar estudios en modelos para poder diseñar las características óptimas de la pantalla.

Fig. 19



5.3. Pedraplenes.

El método que ha demostrado ser más efectivo para reducir la profundidad de socavación local es el que consiste en colocar piedras alrededor de la pila. El pedraplén debe colocarse alrededor de la nariz de la pila cuando el ángulo de ataque sea nulo, hasta una distancia de 2 veces el ancho de la pila, y su espesor debe ser igual a 3 veces el D_{50} del pedraplén (ref. 1 y 8). Este diámetro D_{50} debe estimarse en base a la tabla 10, considerando que la velocidad local es igual a 2 veces la velocidad media a través del puente, después de ocurrida la socavación general; la graduación de los fragmentos de roca debe adoptarse con base en la tabla 11 (ref. 8). Debe procurarse que la parte superior del pedraplén quede un poco abajo del nivel esperado del fondo después de que ocurran la socavación general y la transversal, a fin de que no se reduzca el área efectiva del puente para el paso del agua, y el enrocamiento no se exponga excesivamente al flujo; además, dicha parte superior debe estar formada por las piedras más grandes.

También puede construirse el pedraplén con fragmentos de roca de tamaño homogéneo igual al D_{50} de la tabla 10, en tres capas por lo menos y también a una distancia de dos veces el ancho de la pila.

Tabla 10

Valores del D_{50} de las piedras
en función de la velocidad
local (ref. 8).

v (m/s)	D_{50} (cm)
2.20	15
2.50	20
2.80	25
3.10	32
3.40	40
3.70	50
4.00	54
4.30	65
4.60	73
4.90	84
5.20	99
5.50	108
5.80	122

Notas:

1) Los diámetros dados son los equivalentes a una forma esférica.

2) Se supone que el peso específico de las piedras es $\gamma_s = 2,650 \text{ kg/m}^3$.

3) Si el peso específico γ_s es diferente de 2650 kg/m^3 , se puede calcular el diámetro de la forma esférica de acuerdo con la ecuación:

$$D' = D \sqrt[3]{\frac{2650}{\gamma_s}}$$

el diámetro obtenido en la tabla.

4) Si no se logran extraer piedras de forma aproximadamente esférica, será necesario igualar su peso de acuerdo con la ecuación: $W = \gamma_s \pi/6 D^3$, donde W = peso de las piedras esféricas, en kg, D = diámetro, en m. Deben evitarse las piedras de forma lajeada.

Tabla 11

Graduación recomendada del material que forme el pedraplén de protección contra la socavación local (ref. 8).

Si el D_{50} resulta ser de 30 cm o 38 kg de peso, se debe cumplir lo siguiente:

El 100% sea menor que 46 cm o 135 kg
por lo menos el 20% sea mayor que 36 cm o 65 kg
por lo menos el 50% sea mayor que 30 cm o 38 kg
por lo menos el 80% sea mayor que 20 cm o 12 kg.

Si el D_{50} resulta ser de 50 cm o 175 kg de peso, se debe cumplir que:

El 100% sea menor que 76 cm o 615 kg
por lo menos el 20% sea mayor que 61 cm o 315 kg
por lo menos el 50% sea mayor que 50 cm o 175 kg
por lo menos el 80% sea mayor que 30 cm o 38 kg

Si el D_{50} resulta ser de 76 cm o 615 kg de peso se debe cumplir que:

El 100% sea menor que 122 cm o 2,515 kg
por lo menos el 20% sea mayor que 91 cm o 1,100 kg
por lo menos el 50% sea mayor que 76 cm o 615 kg
por lo menos el 80% sea mayor que 50 cm o 175 kg

Notas:

- a) Los porcentajes están dados en peso y los diámetros son para fragmentos esféricos.
- b) Se supuso un peso específico de $2,650 \text{ kg/m}^3$.

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

ESTABILIZACIÓN Y RECTIFICACIÓN DE RÍOS

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 más esa corriente de retorno transversal forman una corriente helicoidal en las curvas, por lo que las partículas de la

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 está 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,

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.

1.1 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

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 el 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 las 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 *jack* con los que se logra disminuir la intensidad de la corriente y que ésta arrastre las partículas de la orilla.

c.- DIQUES

Son estructuras, e *estructuras* 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 *líneas*. 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

5

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 PROTECCIÓN.

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.

- 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 5 m y 200 m dependiendo de las dimensiones del cauce. Fuera del agua cubrirá lo indicado en el inciso anterior,

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

- 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

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.

Entre los ríos con obras de protección marginal que fueron observadas al menos una vez después de su construcción están los siguientes: Suchiate, Chis.; Colorado, BCN, Son. y USA; Cajoncito, BCS; Grijalva, Mezcalapa, Samaria c. 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.

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

arena en medio de las secciones de la curva, el canal más profundo se forma cerca de la orilla exterior y el sedimento tiende a acumularse solo en la orilla interior.

Las relaciones r/B posiblemente dependan de los gastos líquidos y sólidos transportados por el río, los materiales y resistencia de la margen, velocidad del flujo y distribución anual de los gastos mencionados; sin embargo, la relación entre los parámetros señalados aún no ha sido establecida.

Por lo anterior, cuando se desea proteger un tramo de río conviene conservar los radios de curvatura de las curvas por proteger, modificando aquellas cuyo radio r/B sea menor que 2. En cambio, cuando se desea efectuar una rectificación, se deben observar las curvas estables del río aguas abajo y arriba del tramo por rectificar, o de alguna corriente semejante que se encuentre cercana a la que está en estudio. Esto último presupone que los gastos, pendientes y materiales de ambas corrientes sean casi iguales o muy semejantes.

Si el radio de curvatura es menor que $2B$, la distancia entre los espigones decrece y desde el punto de vista económico llega a ser preferible construir un revestimiento marginal. En cambio si el radio es mayor que $8B$, el río puede llegar a formar un cauce con radio menor que el de la curva y consecuentemente no todos los espigones trabajarán eficientemente y la corriente podrá incidir, aguas abajo de la curva, en lugares no previstos y por tanto no protegidos.

Si una curva es trazada con varios radios de curvatura, el tamaño de dichos radios debe decrecer hacia aguas abajo. Si no se cumple con esta recomendación el flujo podrá separarse de la margen exterior, véase fig.8 y 9 dando lugar a la formación de bancos de arena cercanos o adyacentes a la margen cóncava.

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

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 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.

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

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

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 trinchera 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 el 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.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 β 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.

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

La práctica usual consiste en considerar como ángulo de expansión 9° cuando se desea obtener un diseño económico y 14° 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 los 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

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

Al sustituir los valores de α y β 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:

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

En curvas, la separación entre espigones depende del radio de curvatura 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 $4 L_r$. 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 puede construir otro espigón aguas arriba del fallado, a una separación igual a $2 L_r$.

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 β que se haya seleccionado, ec. 6.
- 3) Con ese ángulo trazar una línea hacia aguas abajo hasta que intersecte la margen.

4) En el punto de intersección con la margen trazar un nuevo espigón al que se le dará el ángulo de orientación α 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, β , 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.

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, γ , que varía entre 8° y 10° . 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 propia de 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

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.

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 que será posteriormente empujada por un tractor. Una condición extrema se present

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 α 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 α ha sido de 30° . 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.

Orientaciones con ángulos mayores de 90° 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 120° y con pendiente longitudinal es 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° .

Es importante destacar que los espigones con pendiente horizontal, si se pueden orientar hacia aguas arriba formando un ángulo no mayor de 115° . Para ángulos iguales o mayores que 120° 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 e

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.

II.9. Socavación local al pie de espigones

La socavación más importante que se produce al pie de un espigón ocurre en 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 les 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.

$$d_s = 0.855d_o (4.17 + L_n (Q_s/Q)) e^{(0.0028\alpha - 0.24k)} \quad (13)$$

de: de:

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

α 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 ϕ 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 periodo 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.

6.2.3.- RIO AMECA

ANEXO I

FIGURAS

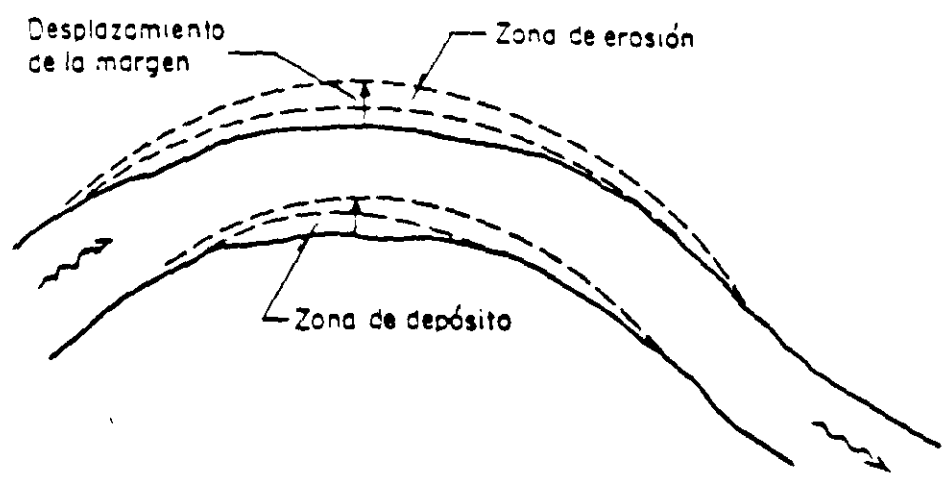


Fig 1 Desplazamientos laterales de un cauce

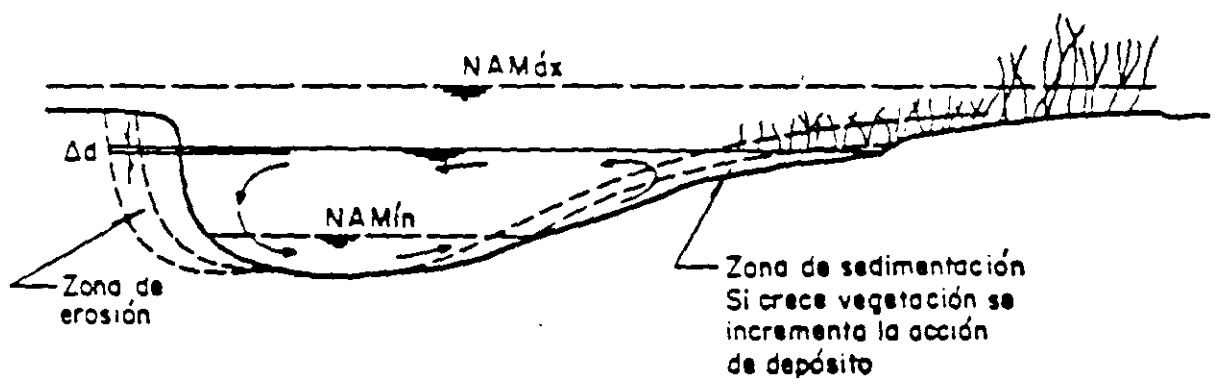


Fig 2 Erosión y sedimentación en curvas

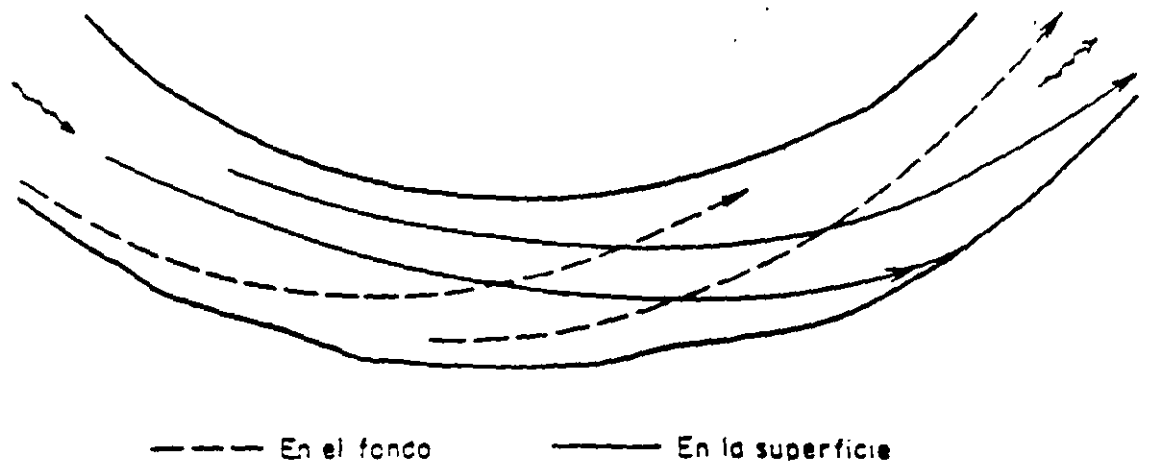


Fig 3 Esquema de la curva de un río, con dos trayectorias de partículas localizadas en el fondo y en la superficie del agua

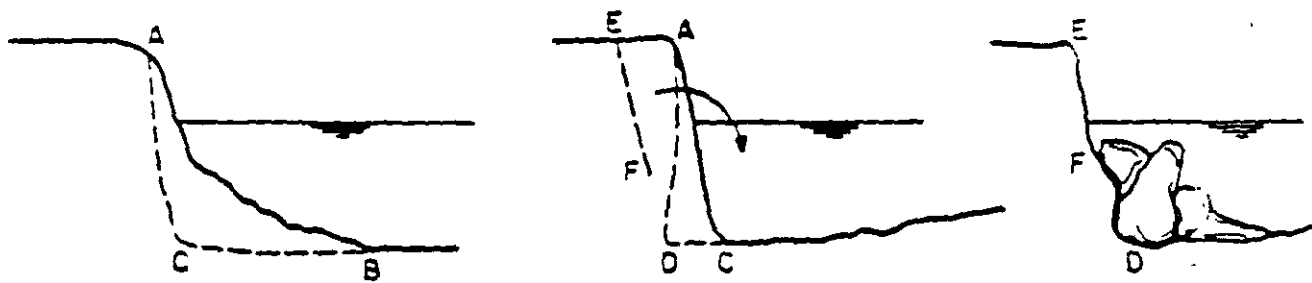


Fig 4 Una posible forma de falla y erosión de la margen

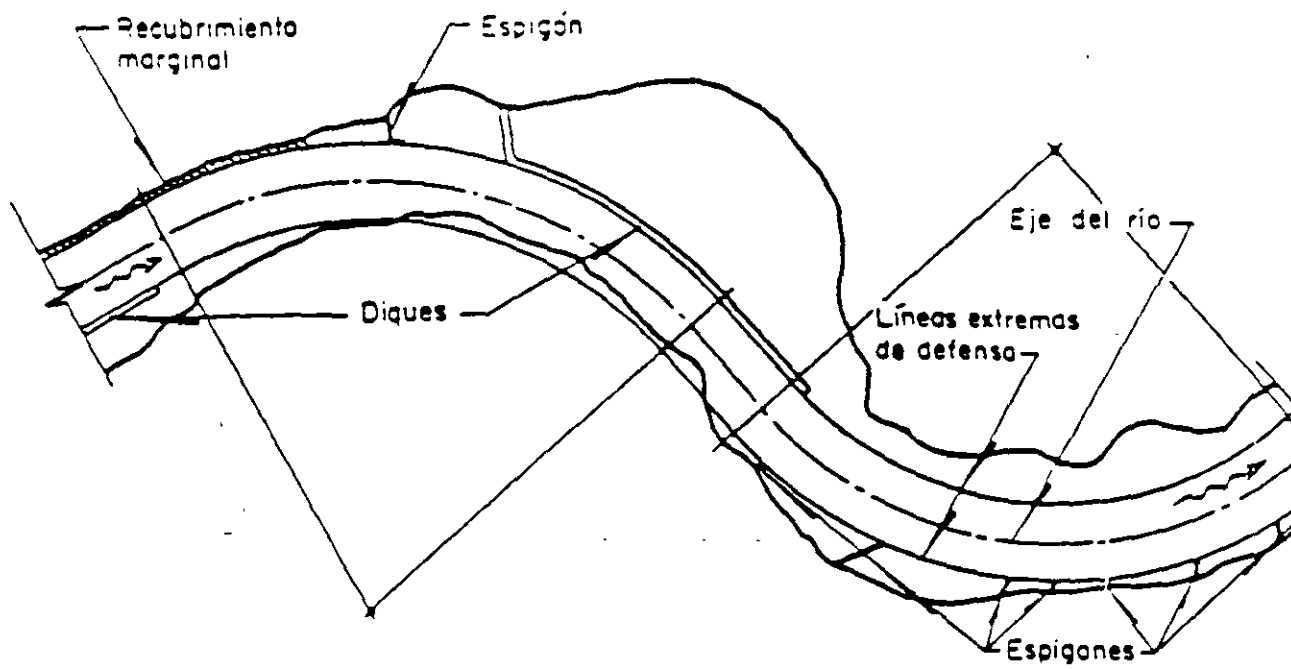


Fig 5 Obras de protección marginal

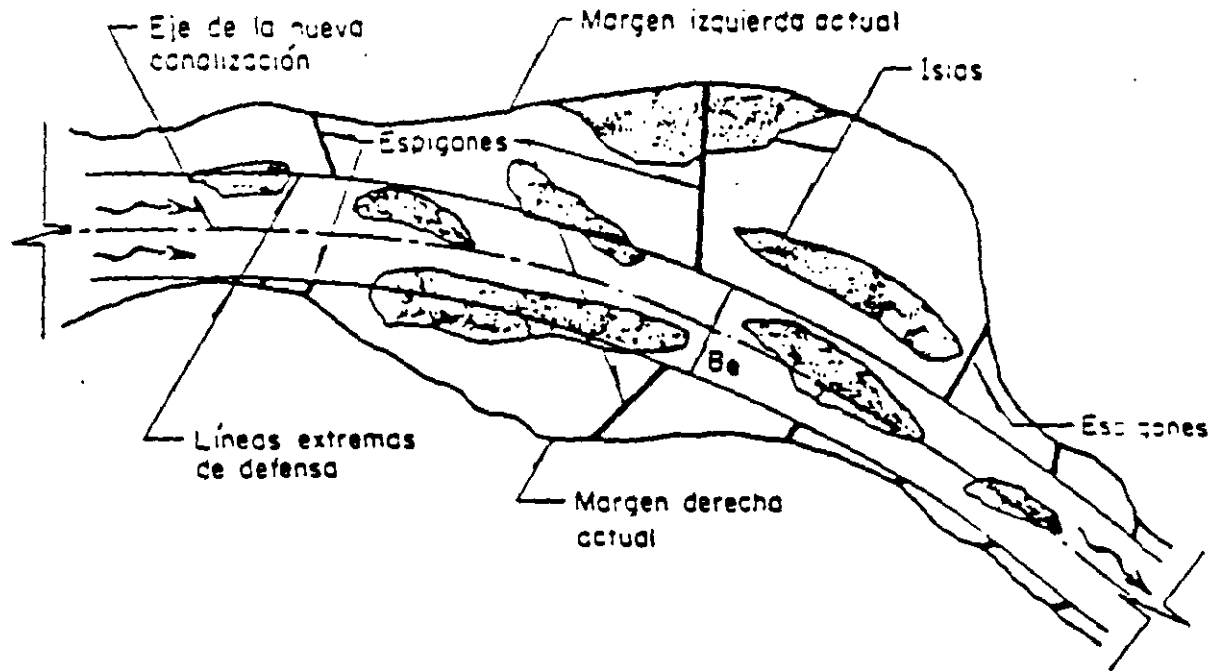


Fig 6 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa en una rectificación

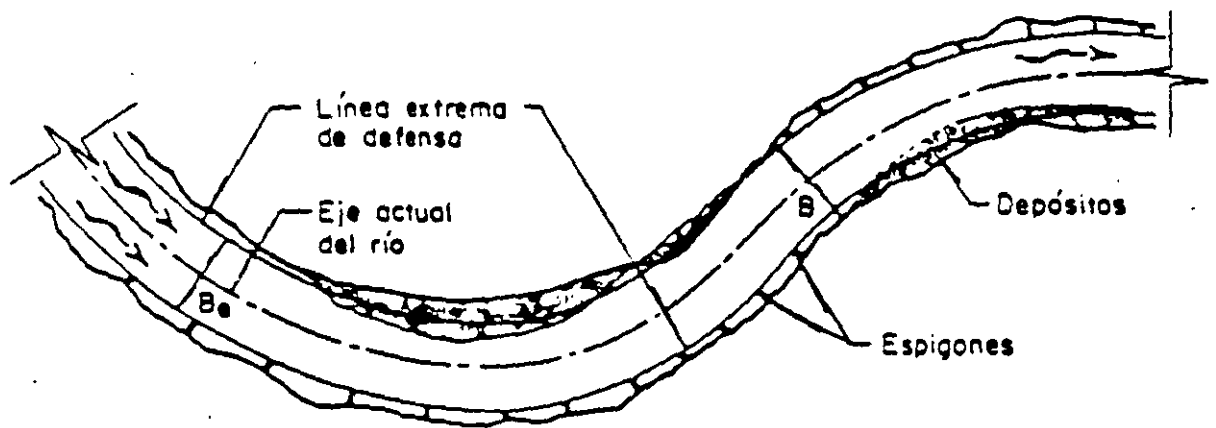


Fig 7 Trazo del eje del río y líneas extremas de defensa para proteger los márgenes actuales

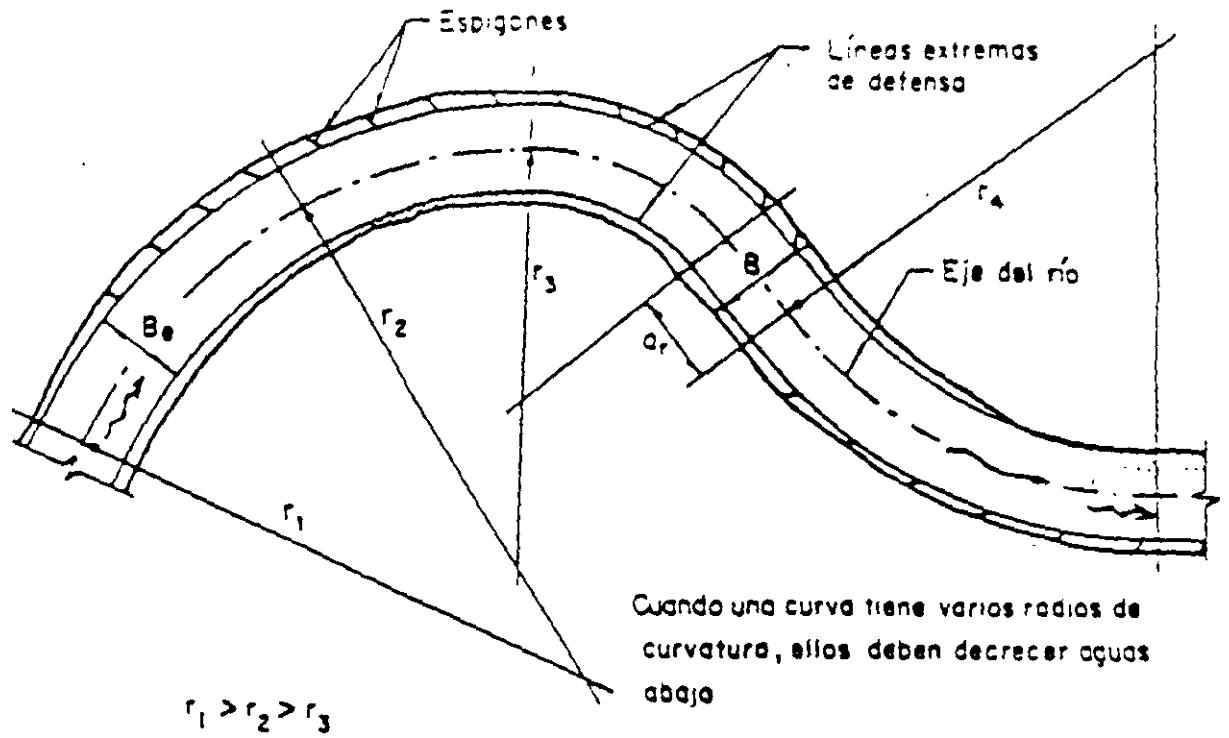


Fig 8 Trazo del eje del río

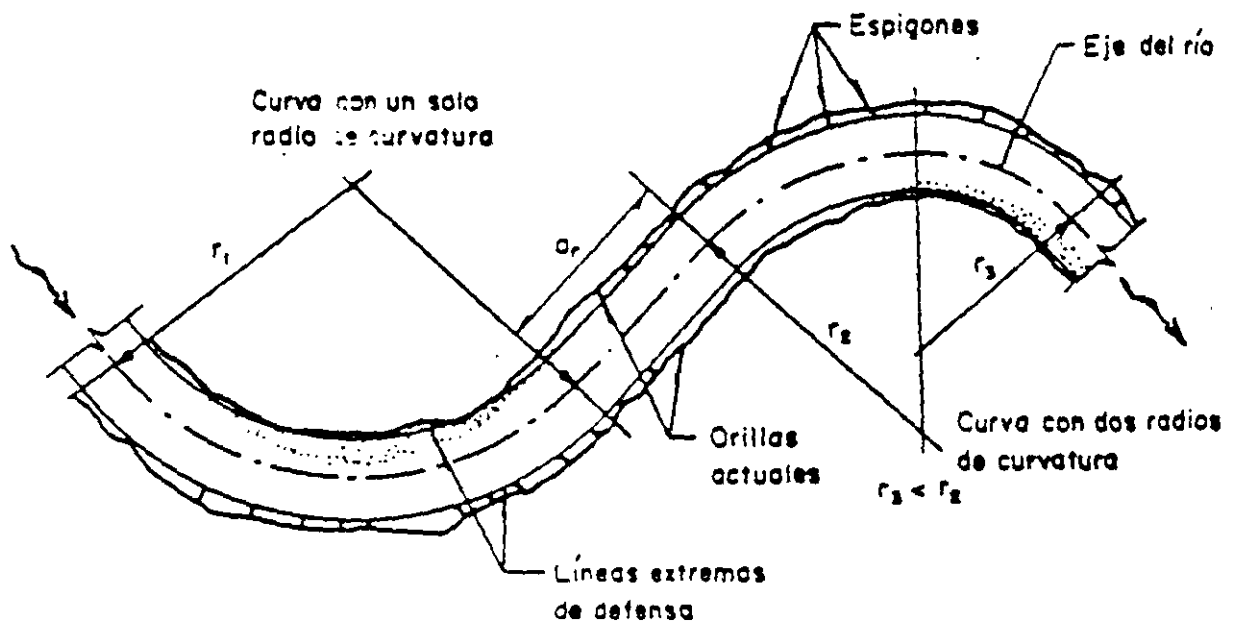


Fig 9 Eje del río y radios de curvatura

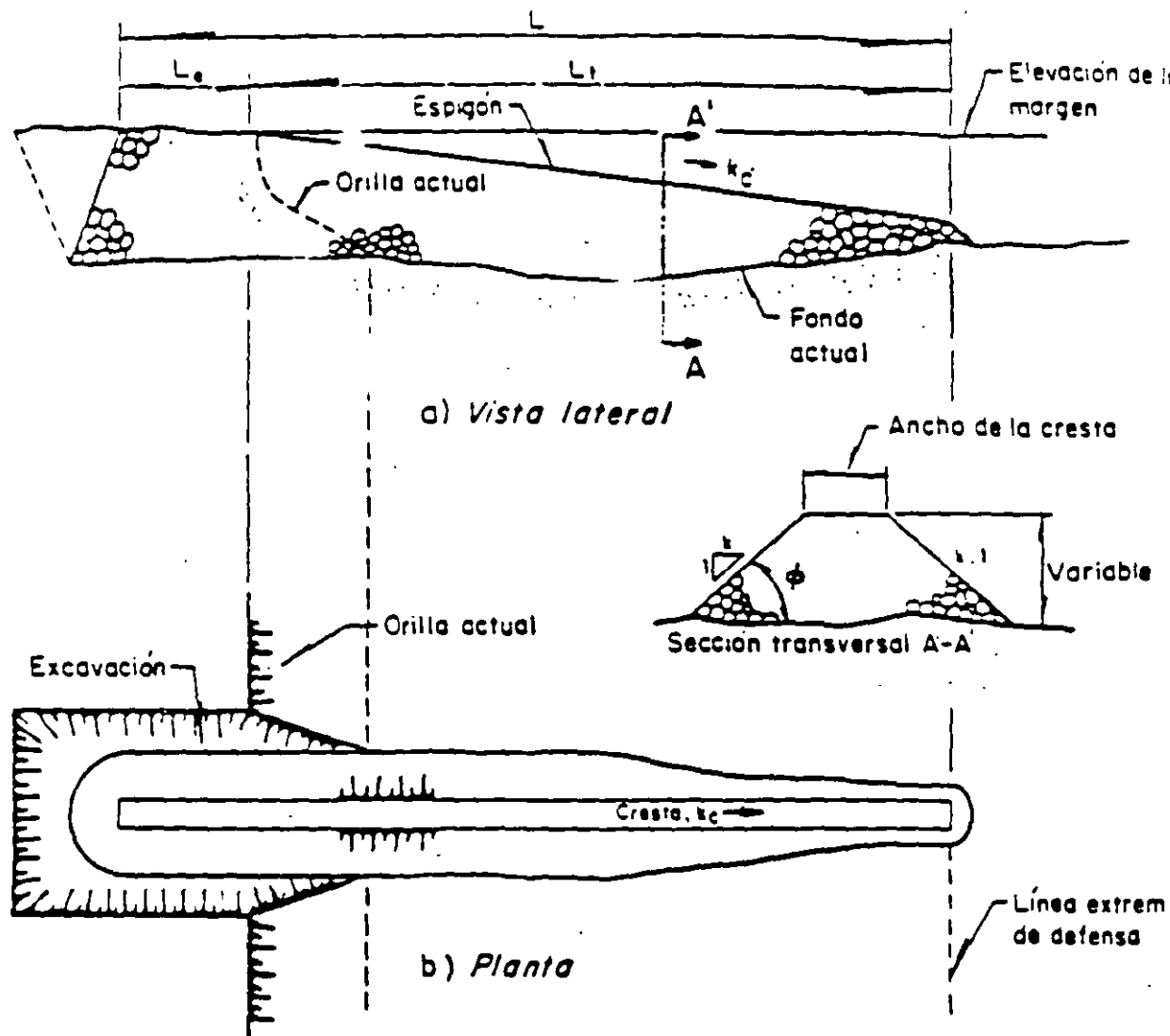


Fig 10 Espigón empotrado

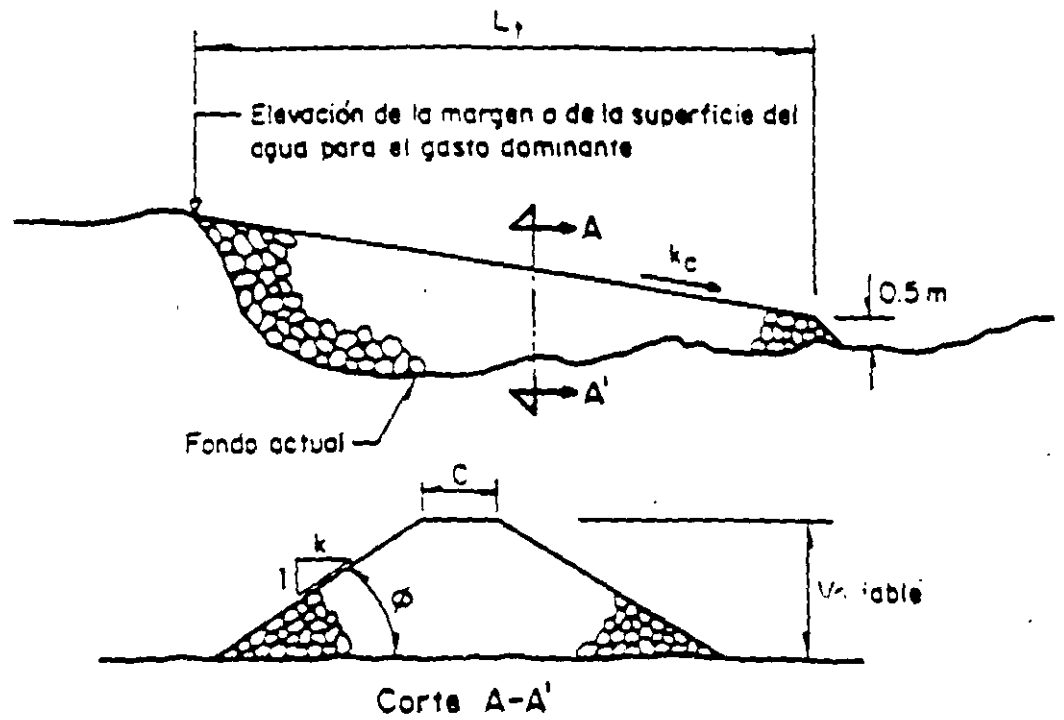


Fig 11 Espigón apoyado en la margen en ríos de planicie

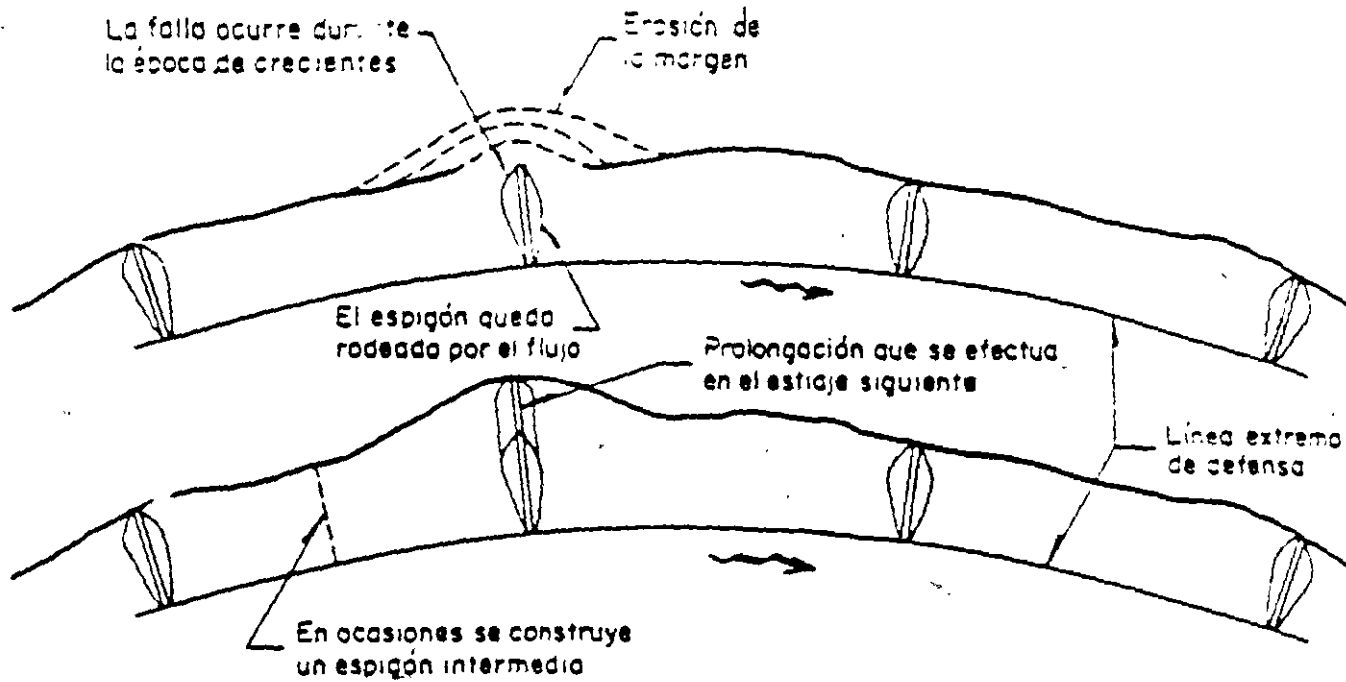


Fig 12 Falla de un espigón

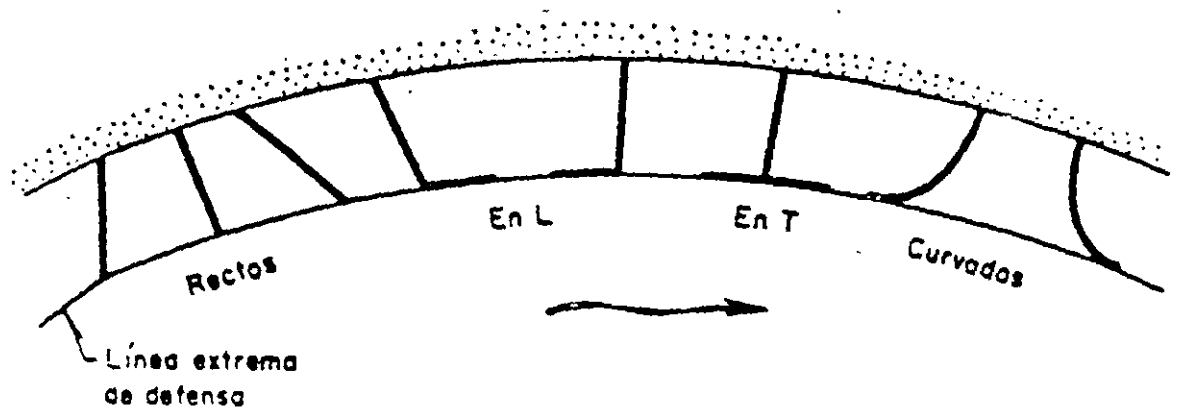


Fig 13 Forma en planta de los espigones

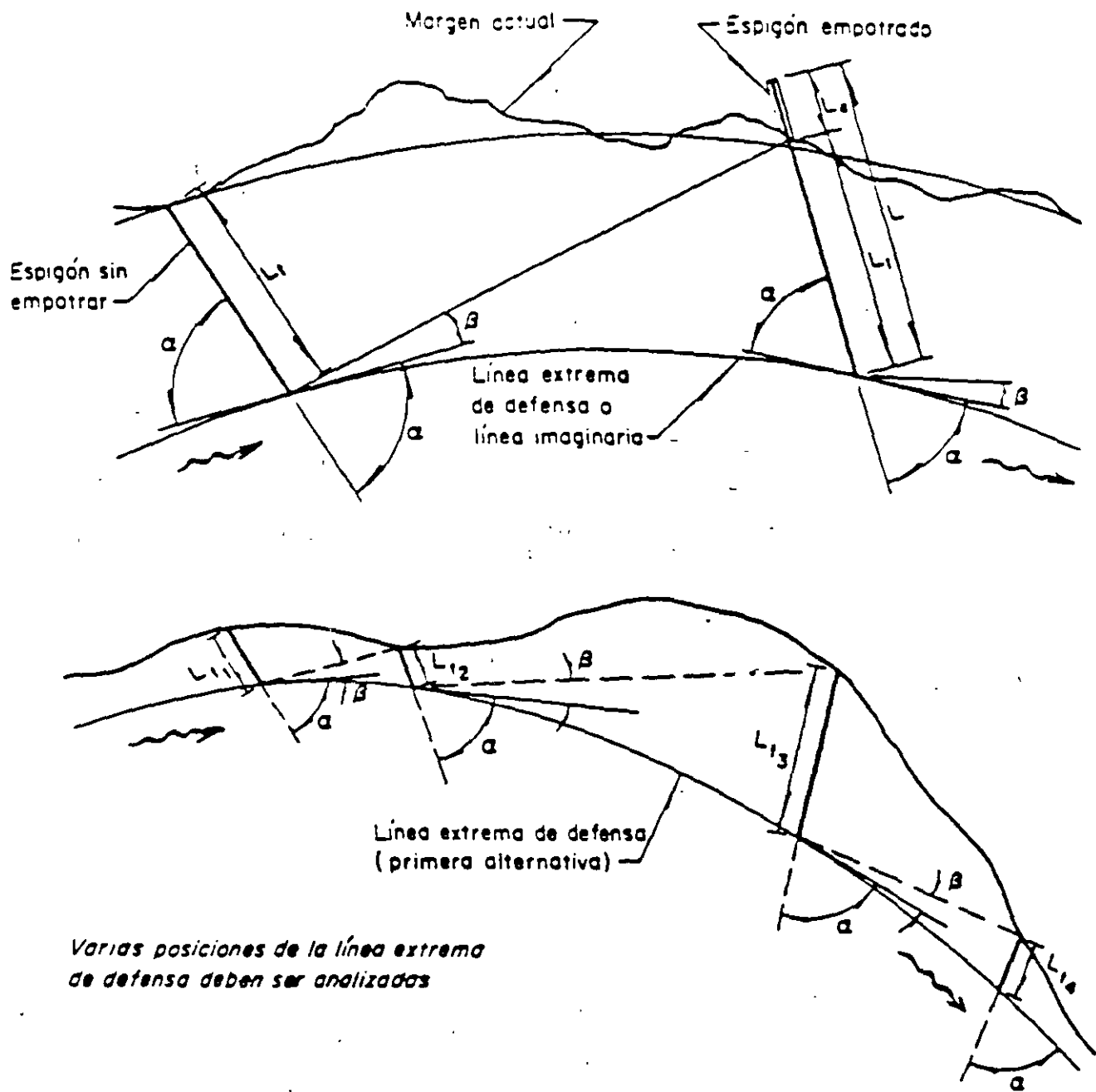


Fig 14 Método para obtener el espaciamiento entre espigones

