

01121
73



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“Análisis hidráulico para el diseño de puentes”

T E S I S

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

P r e s e n t a

Salvador Jara González

DIRECTOR DE TESIS.

DR. Roberto Gómez Martínez



MÉXICO, D.F.

Enero 2003

A



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recopional.

NOMBRE: Salvador Jara

González

FECHA: 16/01/03

FIRMA: [Firma]



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/140/02

Señor
SALVADOR JARA GONZÁLEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. ROBERTO GOMEZ MARTINEZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"ANÁLISIS HIDRÁULICO PARA EL DISEÑO DE PUENTES"

INTRODUCCIÓN

- I. ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS
- II. SOCAVACIÓN
- III. APLICACIONES AL CÁLCULO DE PUENTES
- IV. COMENTARIOS DE LOS EJEMPLOS
- V. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 26 Septiembre 2002.

EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GER/GMP/mstg.

13

DEDICATORIAS

A Dios

A la UNAM

Por brindarme una oportunidad,
así como a los profesores que me ayudaron
a prepararme profesionalmente y lograr
mis anheladas metas.

A mis padres

Crescencio y Natalia

Por darme la vida,
apoyarme en todo momento y
que me permitieron desarrollarme
como persona
gracias..... lo logre.

**A mis hermanos
Erick, Julio e Israel
por estar conmigo en todo momento.**

**A Blanca por estar en el mejor momento
de mi vida.**

**Al Dr. Roberto Gómez M.
gracias por confiar en mí
y tenerme paciencia.**

5

A mis amigos
Roberto y Jaime,
por la amistad de tantos años.

A todos los compañeros
que estuvieron conmigo
a lo largo de toda la carrera

E

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	2
1 ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS	4
1.1 <i>Hidrología</i>	4
1.2 <i>Recopilación de datos</i>	4
1.2.1 <i>Estudio topo-hidráulico</i>	6
1.3 <i>La cuenca hidrológica</i>	7
1.3.1 <i>Pendiente y longitud del cauce principal</i>	8
1.4 <i>Precipitación</i>	8
1.4.1 <i>Cálculo de la precipitación (promedio)</i>	9
1.5 <i>Infiltración</i>	10
1.6 <i>Escorrentamiento</i>	11
1.6.1 <i>Medición del escurrimiento (determinación del gasto de diseño)</i>	11
1.7 <i>Calculo de tirantes</i>	24
1.8 <i>Datos hidráulicos para el proyecto y construcción de un puente (ref 1.3)</i>	24
1.9 <i>Referencias</i>	25
2 SOCAVACIÓN	27
2.1 <i>Socavación general</i>	27
2.2 <i>Socavación por contracción</i>	35
2.3 <i>Socavación local</i>	37
2.3.1 <i>Socavación local en pilas</i>	38
2.3.2 <i>Socavación local en estribos</i>	46
2.4 <i>Referencias</i>	48
3 APLICACIONES AL CÁLCULO DE PUENTES	50
4 COMENTARIOS A LOS EJEMPLOS	80
5 CONCLUSIONES	85

INTRODUCCIÓN

INTRODUCCIÓN

Todo país que intente alcanzar un nivel de desarrollo satisfactorio para sus habitantes, deberá contar con un sistema de comunicaciones integral (terrestre, aéreo y marítimo); entre las profesiones participantes en este proceso está la ingeniería civil, que estudia y aplica los conocimientos necesarios para construir, mantener y reparar los sistemas antes mencionados.

En el caso de la República Mexicana, existe una red carretera nacional de aproximadamente 250,000 Km; los puentes, al formar parte de esta red tienen una importancia vital para el desarrollo del país, ya que son estructuras que se construyen para cruzar barrancas, salvar vías de comunicación, ríos, etc. En el último caso, es de gran importancia realizar un estudio hidráulico-hidrológico para determinar el gasto de diseño asociado a un determinado periodo de retorno y el espacio para paso de cuerpos flotantes o embarcaciones, para que el puente tenga un comportamiento adecuado cuando se presente una avenida.

El presente trabajo, denominado "Análisis hidráulico para el diseño de puentes" tiene como objetivo ser una guía (preliminar) para los estudiantes que cursan la materia de Ingeniería de Puentes y consta de 5 capítulos que se describen a continuación.

En el capítulo 1, se presentan los aspectos hidrológicos que intervienen para el cálculo del gasto de diseño, así como algunos métodos para su determinación, y los aspectos hidráulicos necesarios para realizar el proyecto de un puente.

En el capítulo 2 se describe el fenómeno de la socavación, que es uno de los fenómenos hidráulicos que más afectan la estabilidad de los puentes, así como los métodos de cálculo para el pronóstico de la profundidad de socavación general, socavación en pilas y estribos, y socavación por contracción.

El propósito del capítulo 3 es presentar algunos ejemplos para la aplicación de los conceptos vistos en los capítulos 1 y 2, además de las diferentes condiciones que se pueden presentar en el análisis hidráulico para el diseño de puentes.

Algunas de las consideraciones y observaciones en cuanto al proceso de cálculo de los ejemplos realizados en el capítulo 3 se resaltan en el capítulo 4.

Finalmente, en el capítulo 5 se presentan las conclusiones a las que se llegaron durante la elaboración del presente trabajo.

CAPÍTULO 1

ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

1 ASPECTOS HIDROLÓGICOS E HIDRÁULICOS

En este capítulo se presentan métodos y procedimientos usados en el análisis y diseño hidráulico de puentes. Se discuten los estudios hidrológicos, análisis hidráulicos y el diseño del drenaje en el sitio en el que se construirán estas estructuras.

Los estudios hidrológicos para el diseño de puentes, tienen como objetivo principal, determinar el gasto máximo o el hidrograma de diseño, ya que en la mayoría de los casos, los puentes se construyen para cruzar ríos. El análisis hidráulico provee de métodos para determinar los perfiles del agua en el río y su distribución de velocidades. Parte de este capítulo presenta algunos procedimientos básicos y referencias para obtener el gasto de diseño para el diseño del puente.

1.1 Hidrología.

Existen varias definiciones de hidrología, pero la más completa es quizás la siguiente:

“Hidrología es la ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos” (ref 1.1).

El ingeniero que se encarga de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas, debe resolver numerosos problemas prácticos de muy variado carácter. Por ejemplo, se encuentra con la necesidad de diseñar puentes, estructuras para el control de avenidas, presas y sistemas de abastecimiento de agua; sin excepción, estos diseños requieren de análisis hidrológicos cuantitativos para la selección del evento de diseño necesario.

El objetivo de la hidrología aplicada es la determinación de esos eventos, que son análogos a las cargas de diseño en el análisis estructural, por asociarlo con otra rama de la ingeniería civil. En este sentido se requieren estudios hidrológicos para determinar la avenida asociada a un periodo de retorno y de ésta, calcular el gasto de diseño.

1.2 Recopilación de datos

Tomando en cuenta la definición de hidrología, los fenómenos que se estudian no siguen fórmulas matemáticas, por lo que para conocer su comportamiento, se requieren hacer análisis estadísticos y probabilísticos, por lo que una parte importante del estudio

hidrológico es la recopilación y análisis de información. La disposición de datos básicos adecuados es esencial en todas las ciencias, y la hidrología no es la excepción. De hecho, las características de los fenómenos naturales, con que tiene que ver la hidrología hacen que este punto pueda ser especialmente delicado, ya que es difícil tratar muchos de los problemas hidrológicos mediante un razonamiento deductivo riguroso, y no siempre es posible comenzar por una ley básica y determinar la base de ésta. Con frecuencia es necesario partir de un conjunto de hechos observados y, mediante análisis estadísticos, establecer las normas sistemáticas que gobiernan tales hechos. Así, la hidrología se encuentra en una difícil situación cuando no cuenta con los datos históricos adecuados para la zona particular del problema. Por ello, la mayoría de los países del mundo disponen de una o más agencias gubernamentales que tienen la responsabilidad de recolectar y difundir datos hidrológicos.

En México, los organismos encargados de obtener y publicar la información hidrológica e hidrométrica, en forma de boletines hidrométricos y climatológicos son, el Sistema Meteorológico Nacional (SMN), perteneciente a la Comisión Nacional del agua (CNA), la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI). La investigación en estos lugares facilita el trabajo a realizar. Dentro de estas instituciones los datos hidrológicos para la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos se obtienen de las siguientes fuentes: planos, investigación de campo, libros de mantenimiento de puentes, reportes escritos de los registros hidráulicos en las oficinas gubernamentales como en departamentos de investigación.

La investigación de campo es muy importante, ya que revela condiciones que no aparecen en los mapas (cartografía, cartas hidrológicas, planos topográficos, etc.), fotografías aéreas y estudios previos. Durante el reconocimiento de campo se deberá anotar los cambios o alteraciones topográficas, cambio en las características del suelo, alteraciones de la vegetación dentro de la cuenca, tipo y dimensionamiento de los cuerpos flotantes en la corriente, tipo y dimensionamiento de los materiales arrastrados sobre el fondo del cauce. Los niveles alcanzados por el agua en el cauce particularmente durante la creciente máxima de que se tenga noticia. Así como la tendencia del río a depositar o socavar su fondo, a fin de considerar el espacio libre vertical.

Los datos recolectados en la investigación de campo incluyen las marcas más altas que ha dejado el agua, problemas potenciales en la socavación, estabilidad de la corriente, los arrastres potenciales futuros, arrastres físicos, así como estructuras cercanas al río, como puentes. De existir estos se investiga su antigüedad y se identifican geométrica e hidráulicamente, poniendo especial énfasis en la elevación de la superficie del agua de la creciente máxima registrada en relación con el nivel inferior de la superestructura, en su esvaje, en la ubicación y geometría de sus apoyos y, de ser posible, en el tipo y profundidad de desplante de sus cimientos, señalando si existen indicios de socavación en ellos o si la corriente tiene la tendencia a erosionar su fondo o a depositar azolve.

1.2.1 Estudio topo-hidráulico

Durante la recopilación de datos, se realizarán los levantamientos topográficos para obtener la pendiente hidráulica media del cauce en estudio, con el propósito de definir el caudal que escurre por él y si los tirantes de agua lo permiten, se levanta el perfil del fondo por el eje del cauce. De la misma manera, se realiza el levantamiento de las secciones hidráulicas. Se trazan tres secciones hidráulicas como mínimo, dependiendo si se trata de un canal recto, con pendiente, sección y rugosidad uniformes, en cuyo caso basta con la sección hidráulica que se ubique en el cruce.

De cada tramo de una sección hidráulica, se determinan las siguientes características geométricas que se indican enseguida: (ref 2.3)

- Los tirantes (y) definidos por la diferencia entre el nivel alcanzado por el agua y los niveles de la superficie del cauce en cada tramo de la sección, en metros.
- El área hidráulica (A_h) por la que escurre el flujo, definida por el nivel alcanzado por el agua en el cauce, la longitud del tramo y el perfil del terreno natural dentro del mismo, en metros cuadrados.
- El perímetro mojado (P_m), que es la longitud de la superficie del cauce que tiene contacto con el agua en cada tramo de la sección hidráulica, en metros
- El radio hidráulico (R_h), que es la relación del área hidráulica entre el perímetro mojado de cada tramo de la sección hidráulica ($R_h = A_h / P_m$), en metros.
- Una vez determinadas las características geométricas de una sección hidráulica, se calculan las velocidades de la corriente, mediante el Método de Manning (que se verá más adelante) si la pendiente geométrica media o la pendiente hidráulica media es igual o menor de 2%, de lo contrario las velocidades han de ser estimadas utilizando mediciones con molinetes o cuerpos flotantes.

El molinete (fig 1.1) que tiene una hélice o rueda de aspa o copas que gira impulsada por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico, transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se traduce después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que previamente se determina para cada aparato en particular. (ref 1.1)

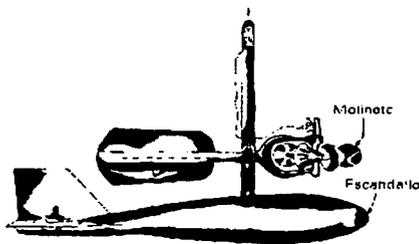


Figura 1.1 Molinete

1.3 La cuenca hidrológica

La cuenca de drenaje de una corriente es el área que proporciona el flujo de la corriente principal y sus tributarios y está encerrada por los puntos de mayor nivel topográfico (parteaguas) (véase la fig. 1.2). Las cuencas son diferentes unas de otras debido a sus características fisiográficas, como área, pendiente del cauce, pendiente y longitud del cauce, coeficiente de escurrimiento y de rugosidad, elevación de la cuenca, etc, y esas diferencias implican que los gastos que son conducidos por los cauces, también sean diferentes, aunque las condiciones de precipitación sean las mismas.

Así, para pendientes muy pronunciadas, se tiene un menor tiempo de concentración, mientras que para pendientes pequeñas el tiempo de concentración es mayor. La elevación media de la cuenca es una característica importante que afecta al escurrimiento. Los puntos de mayor altitud en la cuenca reciben una importante cantidad de agua (cuando hay una precipitación) y nieve. La orientación de la cuenca con respecto al movimiento de las tormentas puede afectar el gasto máximo.

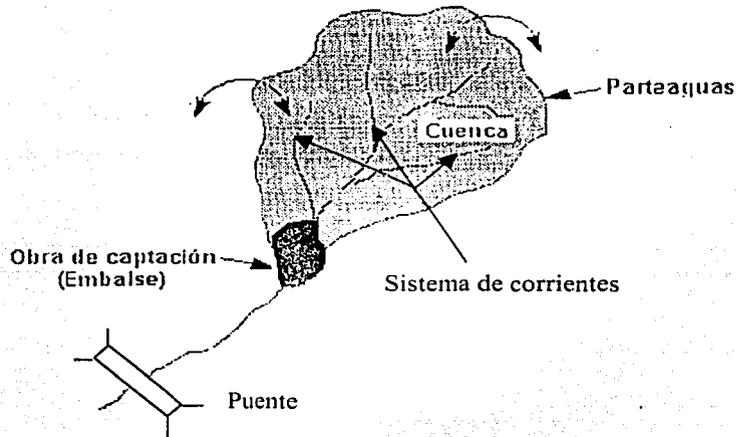


Figura 1.2 Cuenca hidrológica

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.3.1 Pendiente y longitud del cauce principal

Es la pendiente media del cauce principal dentro de la cuenca, medida desde su inicio hasta el sitio donde se ubicará la obra a proyectar. Las corrientes de menor longitud se consideran tributarias del cauce principal.

En las cartas topográficas se selecciona el cauce y se dibuja su perfil con el propósito de observar las variaciones de las pendientes a lo largo del cauce, seleccionar los tramos de igual pendiente y determinar, de cada tramo, sus longitudes y sus pendientes.

La pendiente media del cauce se calcula mediante la expresión de Taylor-Schwarz, como sigue:

$$S_c = \left[\frac{L}{\sum_{j=1}^N \frac{L_j}{\sqrt{S_{c_j}}}} \right]^2 \quad (1.1)$$

donde

S_c = Pendiente media del cauce principal, adimensional, con aproximación al diezmilésimo.

S_{c_j} = Pendiente del tramo j , adimensional, con aproximación al diezmilésimo.

L = Longitud del cauce principal, (m)

L_j = Longitud del tramo j , (m)

N = Número de tramos

1.4 Precipitación

La precipitación es el agua proveniente de la atmósfera en cualquier estado físico (ref 1.1). Al presentarse la precipitación, está primero se infiltra hasta saturar el suelo para dar lugar al escurrimiento superficial que es la causante de las avenidas.

La magnitud de la precipitación se expresa como la altura de precipitación o lamina de agua (en milímetros) que cae sobre una superficie plana. Esta cantidad puede medirse como la altura de agua depositada en un recipiente abierto de paredes verticales. Para medir la precipitación se utiliza el pluviómetro o el pluviógrafo, de los cuales se hablará más adelante (ref 1.1).

Cabe aclarar que dentro del análisis hidrológico, el aspecto mas relevante de la precipitación es la duración de la tormenta, definiéndose como intensidad de lluvia la relación de la precipitación (h_p , en mm) y su duración (d en hr), esto es:

$$i = \frac{h_p}{d} \quad (1.2)$$

1.4.1 Cálculo de la precipitación (promedio)

La densidad promedio de estaciones ubicadas a lo largo de toda la república Mexicana, solo representa una muestra aislada de la precipitación que se presenta, por lo tanto, es necesario que se consideren métodos para su cálculo. Existen 3 criterios para calcular la precipitación media, las cuales en forma sucinta, se describen a continuación.

- Promedio aritmético.

Es el método más simple para valuar la precipitación: se calcula el promedio aritmético de los valores de precipitación registrados en las estaciones dentro o cerca del área en estudio. Si las estaciones no están bien distribuidas dentro del área, este promedio puede conducir a errores.

- Polígonos de Thiessen.

Este criterio utiliza todas las estaciones dentro y fuera de la cuenca (véase la fig 1.3) para determinar el área de influencia de cada estación en la cuenca. Para aplicar este criterio se triangulan las estaciones más cercanas, se traza la perpendicular en el punto medio de cada triángulo, se obtienen los polígonos y se determina la precipitación media en la cuenca (hp_m) con un promedio pesado con respecto al área. Esto es:

$$hp_m = \frac{\sum hp_i A_i}{A_T} \quad (1.3)$$

donde

- hp_m = precipitación media en la cuenca [mm]
- hp_i = precipitación media en cada estación [mm]
- A_i = área de influencia de la estación [km^2]
- A_T = área de la cuenca [km^2]

- Isoyetas

Para calcular la precipitación media con un mapa de isoyetas (curvas de igual precipitación) se miden las áreas comprendidas entre dos isoyetas sucesivas y se obtiene un promedio pesado de la precipitación. (véase la fig 1.3). Así,

$$hp_m = \frac{\sum hp_i \bar{A}_i}{A_T} \quad (1.4)$$

donde

hp_m = precipitación media en la cuenca [mm]
 hp_i = precipitación media entre dos isoyetas [mm]
 \bar{A}_i = área entre dos isoyetas [km²]
 A_T = área de la cuenca [km²]

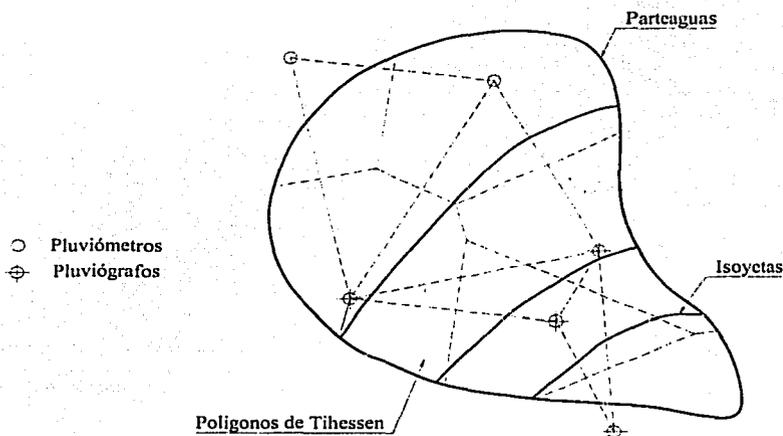


Figura 1.3 Polígonos de Thiessen e Isoyetas

1.5 Infiltración

La infiltración se define como el flujo del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producida por la acción de las fuerzas gravitacionales y capilares. La infiltración juega un papel de primer orden en la relación lluvia-escorrentamiento y, por lo tanto, en los problemas de diseño y predicción asociados a la dimensión y operación de obras hidráulicas.

Para medir la infiltración se utilizan aparatos (infiltrómetros) que pueden clasificarse en dos tipos básicos: a) simuladores de lluvia, en los que se aplica el agua de modo y en cantidades similares a la lluvia natural, y b) de carga constante, en los que se coloca una lámina

constante de agua sobre el suelo dentro de un área cerrada, y la infiltración se calcula con la siguiente expresión: (ref 1.1)

$$h_f = h_p - h_e \quad (1.5)$$

donde

h_f = infiltración [mm]

h_p = precipitación [mm]

$h_e = \frac{V_e}{A}$ escurrimiento directo (superficial) [mm]

V_e = volumen que escurre en la superficie [m³]

A = área de la cuenca [km²]

1.6 Escurrimiento

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre y debajo de la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca (ref 1.1)

1.6.1 Medición del escurrimiento (determinación del gasto de diseño)

Aforar una corriente significa determinar, a través de mediciones, el gasto que pasa por una sección dada. En México se usan básicamente tres tipos de métodos para aforar corrientes, a saber:

- Sección de control.
- Relación sección-pendiente.
- Relación sección-velocidad.

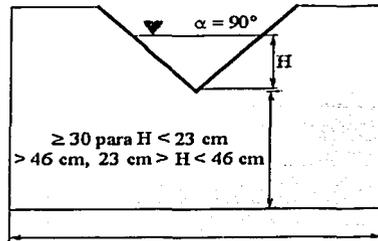
1.6.1.1 Método de sección de control.

Una sección de control de una corriente se define como aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto.

De los tipos de sección de control se tienen los vertedores de pared delgada (ref. 1.2), recomendables para realizar aforos son el triangular para gastos pequeños (de 0 a 100 l/s) con ángulo de 90° y el rectangular para gastos mayores (de 100 a 1000 l/s) como se muestran en la fig. 1.4 y cuyos gastos respectivos se calculan con:

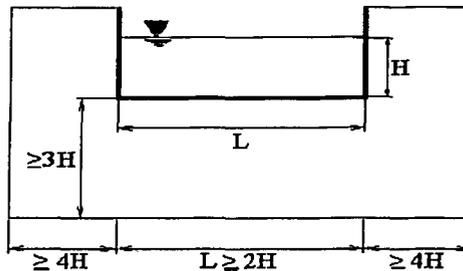
$$Q = 1.49H^{2.48} \quad (1.6)$$

$$Q = 1.9LH^{3/2} \quad (1.7)$$



≥ 120 cm para $H < 23$ cm
 $\delta \geq 180$ cm para $23 \text{ cm} > H < 46 \text{ cm}$

a) Triangular



b) Rectangular

Figura 1.4 Vertedores: a) triangular y b) rectangular

En las ecuaciones 1.6 y 1.7, H es el tirante (carga) sobre la cresta del vertedor en m, medida a una distancia de cuando menos $4H$ aguas arriba de la cresta; L es la longitud de la cresta en m y Q es el gasto en m^3/s .

El método de las secciones de control es el más preciso de todos para el aforo, pero presenta algunos inconvenientes. En primer lugar, es relativamente costoso y, en general, sólo se puede usar cuando los gastos no son muy altos. Por ello, este método es adecuado en ríos pequeños, cauces artificiales o cuencas artificiales.

1.6.1.2 Método de la relación sección-pendiente

Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida en un río donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforos. Para su aplicación se requiere solamente contar con la topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida.

De la formula de Manning, la velocidad de la corriente está dada por

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (1.8)$$

donde

R = radio hidráulico

S_r = pendiente de la línea de energía específica

n = coeficiente de rugosidad de Manning (Tabla 1.1).

Además de la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = VA \quad (1.9)$$

donde

A = área hidráulica en m²

V = Velocidad en m/s

Aplicando la ecuación de Bernoulli (ref 2.2) entre los extremos inicial y final del tramo (véase la fig 1.5) resulta:

$$Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \quad (1.10)$$

donde

Z_i = elevación de la sección i a partir del plano horizontal de referencia, en m

Y_i = tirante de agua en la sección i, en m

V_i = velocidad que se presenta en la sección i, en m/s

h_r = pérdida de carga, en metros

g = aceleración de la gravedad, en m/s²

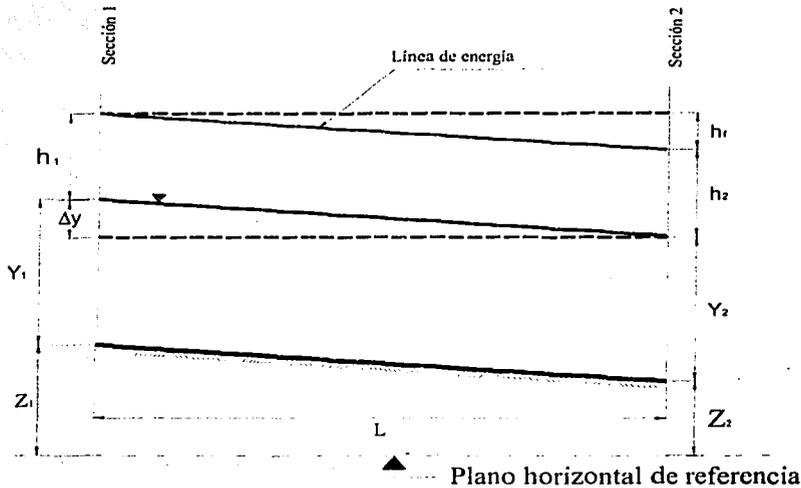


Figura 1.5 Sección longitudinal para la aplicación de la ec. de Bernoulli

Si definimos a $\Delta y = (Z_1 + Y_1) - (Z_2 + Y_2)$ como la diferencia de elevaciones de las marcas del nivel máximo del agua en los extremos del tramo; y h_1 y h_2 son las cargas de velocidad respectivamente, la ecuación anterior se puede escribir como

$$\Delta y = \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + h_f \quad (1.11)$$

Utilizando las ecuaciones 1.8 y 1.9; considerando que $K_{d1} = \frac{A R^{2/3}}{n_1}$ es el factor de conducción para cada uno de los extremos y $\bar{K}_d = \sqrt{k_{d1} k_{d2}}$, la ecuación queda:

$$Q = \bar{K}_d S_f^{1/2} \quad (1.12)$$

Combinando las ecuaciones 1.9, 1.11 y 1.12, tomando en cuenta que $h_f = S_f L$, se llega a la expresión:

$$Q = \frac{\sqrt{\Delta y}}{L} \left[\frac{1}{K_d^2} - \frac{1}{bgL} \left(\frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \right] \quad (1.13)$$

donde $b = 2$ si $A_1 < A_2$ y $b = 4$ si $A_2 > A_1$ (ref 1.1).

Con esta ecuación es posible estimar el gasto pico de una avenida si se conocen las marcas del nivel máximo del agua en las márgenes, la rugosidad del tramo y la topografía del mismo.

1.6.1.3 Método de relación sección-velocidad

Este es el método más usado en México para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad.

La velocidad del flujo en una sección transversal de una corriente tiene una distribución como la que se muestra en la fig 1.6.

Para determinar el gasto no es suficiente medir la velocidad en un solo punto, sino que es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias subsecciones llamadas *dovelas*. El gasto que pasa por cada dovela es:

$$Q_i = A_i V_i \quad (1.14)$$

donde

A_i = área de la dovela i , en m^2

V_i = velocidad media en la dovela i , en m/s

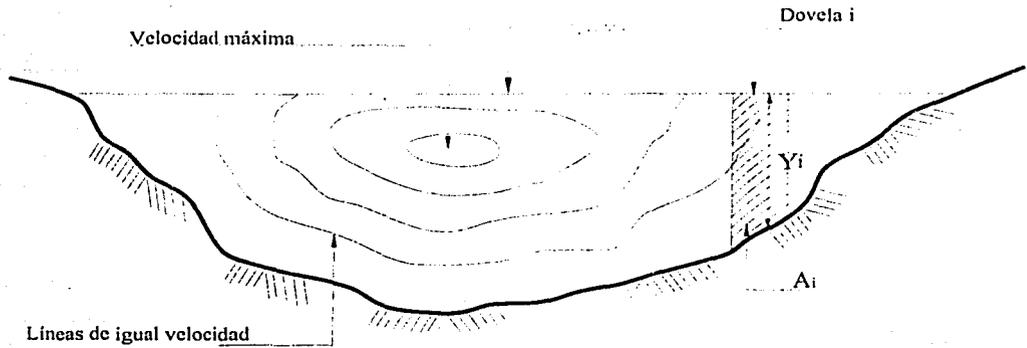


Figura 1.6 Distribución de velocidades en la sección del cauce

La velocidad media V_m en cada dovela se puede tomar aproximadamente como la medida a una profundidad de $0.6Y_i$, donde Y_i es el tirante medio al centro de la dovela, en caso contrario, conviene tomar al menos dos medidas a profundidades de $0.2 Y_i$ y $0.8 \cdot Y_i$ (ref 2.1). Así la velocidad media es:

$$V_m = \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2} \quad (1.15)$$

Entonces el aforo total será:

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i \quad (1.16)$$

donde n es el número de dovelas.

El inconveniente de éste método es que cada aforo toma un tiempo relativamente largo. Este problema se puede disminuir si se dibujan curvas de elevaciones del nivel de agua contra gasto (fig 1.7), permitiendo, con ayuda de un registro continuo de niveles en la sección, determinar el gasto en cualquier instante.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

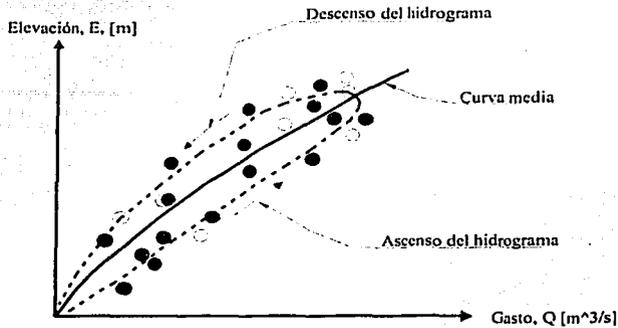


Figura 1.7 Curva elevaciones-gastos

En la mayoría de los ríos, la forma de las secciones transversales cambia continuamente debido a los procesos de erosión y sedimentación, por lo que es conveniente realizar aforos con la frecuencia suficiente para contar en cualquier momento con una curva elevaciones-gastos actualizada. En general, puede decirse que es necesario realizarlos por lo menos 5 o 6 veces al mes, aunque algunas dependencias como la Comisión Nacional de Electricidad (CFE) y la Comisión Nacional del Agua (CNA) especifican un aforo diario.

Una vez conocida la curva elevación-gastos de la sección de aforos, es suficiente con determinar la elevación de la superficie libre del agua para conocer el gasto en cualquier momento. Dicha elevación se determina con alguno de los siguientes instrumentos (ref 1.1):

- a) *Limnómetro*. Es una regla graduada que se coloca en una de las márgenes del cauce y así obtener el pico (nivel máximo) de la avenida.
- b) *Limnógrafo*. Es un aparato con el que se obtiene automáticamente un registro continuo de niveles (véase la fig 1.8) que se coloca junto a la corriente. El aparato consta básicamente de un flotador unido a una plumilla que marca los niveles de agua en un papel fijado a un tambor que gira mediante un mecanismo de relojería (véase la fig 1.8). El papel se cambia una vez por día, aunque esto se fija de acuerdo con la variabilidad del gasto con el tiempo. El registro de niveles contra el tiempo que se obtiene de un limnógrafo se llama limnograma.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 1.1 Coeficientes de rugosidad de Manning (n) para cauces naturales (ref 1.4)

Condiciones del cauce	Coeficiente de rugosidad (n)		
	Mínimo	Normal	Máximo
A) Arroyos (ancho de superficie del agua en avenidas de hasta 30 m)			
1.- Corrientes en planicies:			
a) Limpios, rectos, sin deslaves ni remansos profundos	0.025	0.03	0.033
b) Igual al anterior, pero más rocosos y con hierbas	0.03	0.035	0.04
c) Limpio, curvo, alguna irregularidades del fondo	0.033	0.04	0.045
d) Igual que el anterior, con hierba y roca	0.035	0.045	0.05
e) Igual al anterior, pero menor profundidad y secciones poco eficientes	0.04	0.048	0.055
f) Igual que en d), pero más rocosas	0.045	0.05	0.06
g) Tramos irregulares con hierbas y estanques profundos	0.05	0.07	0.08
h) Tramos con mucha hierba, estanque profundos, o cauces de avenidas con raíces y plantas subacuáticas	0.075	0.1	0.15
2. Corrientes de montañas, sin vegetación en el cauce taludes muy inclinados, árboles y arbustos a lo largo de las márgenes que quedan sumergidos en las avenidas			
a) Fondo de grava, boleó y algunos cantos rodados	0.03	0.04	0.05
b) Fondo de boleó y grandes rocas	0.04	0.05	0.07
B) Planicies de avenidas:			
1.- Pastura sin arbustos:			
a) Pasto bajo	0.025	0.03	0.035
b) Pasto alto	0.03	0.035	0.05
2.- Áreas cultivadas:			
a) Sin cosecha	0.02	0.03	0.04
b) Cosecha en tierra labrada y pradera	0.025	0.035	0.045
c) Cosecha de campo	0.03	0.04	0.05
3.- Arbustos			
a) Arbustos diseminados y mucha hierba	0.035	0.05	0.07
b) Pocos arbustos y árboles, en invierno	0.035	0.05	0.06
c) Pocos arbustos y árboles, en verano	0.04	0.06	0.08
d) Mediana a densa población de arbustos, en invierno	0.045	0.07	0.11
e) Mediana a densa población de arbustos, en verano	0.07	0.1	0.16
4. Árboles			
a) Población densa de sauces, en verano rectos	0.11	0.15	0.2
b) Terrenos talados con troncos muertos	0.03	0.04	0.05
c) Igual al anterior, pero con troncos retoñables	0.05	0.06	0.08
d) Árboles de sombra y avenidas debajo de las ramas	0.08	0.1	0.12
e) Igual al anterior, pero las avenidas alcanzan las ramas	0.1	0.12	0.16
C) Ríos (ancho de la superficie libre del agua en avenidas mayores de 30 m)			
1. Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos	0.025		0.06
2. Secciones rugosas e irregulares	0.035		0.1

1.6.1.4 Métodos alternativos para el cálculo del gasto de diseño

De acuerdo con la cantidad de información en la cuenca se podrán utilizar los siguientes métodos para obtener el gasto de diseño de una obra hidráulica. Estos métodos se clasifican en dos grupos:

a) Métodos empíricos

- Método de Creager

Es el más utilizado, ya que se basa en la representación gráfica de los gastos máximos por unidad de área, con diferentes periodos de retorno, medidos en cuencas hidrológicas de todo el mundo.

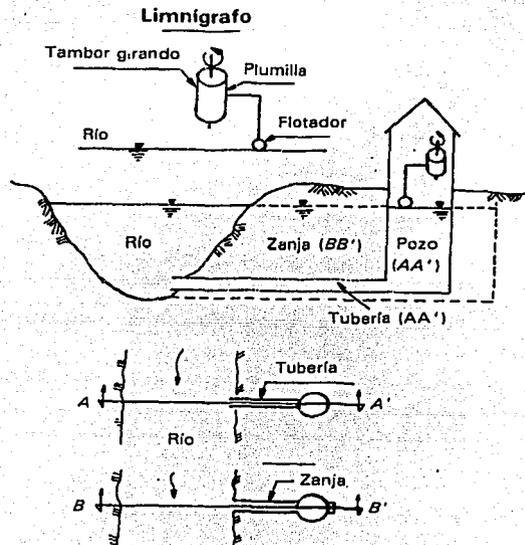


Figura 1.8 Limnigrafo

Los puntos graficados quedan comprendidos debajo de una curva envolvente de todos ellos, cuya ecuación es la siguiente:

$$q = 0.2075CA^{1.048} \quad (1.17)$$

donde

q = gasto unitario, [(m³/s) / (km²)]

A = área de la cuenca, (km²)

C = parámetro adimensional que depende la región hidrológica en que se encuentra la cuenca en estudio (ref 1.1) (puede obtenerse en la publicación de *Envolventes de Gastos Máximos Observados y Probables en la Republica Mexicana*).

Conocido el gasto unitario, q , para calcular el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, se utiliza la siguiente fórmula:

$$Q_{Tr} = qA \quad (1.18)$$

donde Q_{Tr} es el gasto máximo (m³/s) para el periodo de retorno T_r establecido

- Método Racional

Para calcular con este método el gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, primero se debe conocer el tiempo de concentración (t_c), que es el tiempo requerido para que el agua escurra desde el punto más lejano de la cuenca hasta el sitio donde se construirá el puente. Se utiliza la fórmula de Kirpich:

$$t_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (1.19)$$

donde

t_c = tiempo de concentración, (hr)

L = longitud del cauce principal, (km)

S = pendiente media del cauce principal, adimensional

Conocido el tiempo de concentración en horas o transformado a minutos, según se requiera, se utilizan las curvas de intensidad-duración-periodo de retorno (ref 1.3) y se determina la intensidad de lluvia, I , en milímetros por hora.

El gasto máximo correspondiente a un periodo de retorno, se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{Tr} = 0.278CIA \quad (1.20)$$

donde

Q_{Tr} = Gasto máximo para el periodo de retorno T_r establecido, (m³/s)

C = Coeficiente de escurrimiento de la cuenca en estudio, adimensional (Tabla 1.2).

I = Intensidad de lluvia para una duración de tormenta igual al tiempo de concentración t_c para el periodo de retorno T_r establecido (mm/h)

A = Área de la cuenca (km^2)

b) Métodos estadísticos

Los métodos estadísticos se aplican cuando se disponen de los gastos máximos anuales medidos en las estaciones hidrométricas instaladas en la corriente en estudio.

- Método de Gumbel

Para ajustar la función de distribución de probabilidad de los gastos máximos anuales, el método de Gumbel se basa en la siguiente función:

$$F(X) = e^{-e^{-\frac{X+a}{c}}} \quad (1.21)$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

de la que se desprende la ecuación:

$$Q = -a - c \text{LnLn} \frac{T_r}{T_r - 1} \quad (1.22)$$

donde

Q = gasto máximo para el periodo de retorno T_r , (m^3/s)

T_r = periodo de retorno (años)

Ln = logaritmo natural (base e)

a y c son parámetros de la función de distribución, que se determinan como sigue:

$$a = Y_N c - \bar{Q} \quad (1.23)$$

$$c = \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \quad (1.24)$$

donde

\bar{Q} = Promedio de los gastos máximos anuales, (m^3/s)

σ_Q = desviación estándar de los gastos máximos anuales, (m^3/s)

σ_N y Y_N son funciones del tamaño de la muestra, es decir, del número total de años de registro N y se obtienen de la tabla (Tabla 1.3)

Tabla 1.2.- Coeficientes de escurrimiento (C) para el método racional (ref 1.4)

Tipo de superficie por drenar	Pendiente (%)	Coeficiente de escurrimiento C	
		Mínimo	Máximo
A) Praderas			
1. Suelo arenoso plano	< 2	0.05	0.1
2. Suelo arenoso medio	2 a 7	0.1	0.15
3. Suelo arenoso empinado	> 7	0.15	0.2
4. Suelo arcilloso plano	< 2	0.13	0.17
5. Suelo arcilloso plano	2 a 7	0.18	0.22
6. Suelo arcilloso empinado	> 7	0.25	0.35
B) Zonas pavimentadas			
1. Pavimento asfáltico	-----	0.7	0.85
2. Pavimento de concreto hidráulico	-----	0.8	0.95
3. Pavimento adoquinado	-----	0.7	0.85
4. Estacionamientos	-----	0.75	0.85
5. Patios de ferrocarril	-----	0.2	0.4
C) Zonas residenciales			
1. Unifamiliares	-----	0.3	0.5
2. Multifamiliares espaciados	-----	0.4	0.6
3. Multifamiliares juntos	-----	0.6	0.75
4. Suburbanas	-----	0.25	0.4
5. Casa habitación	-----	0.5	0.7
D) Zonas comerciales			
1. Zona comercial (áreas céntricas)	-----	0.7	0.95
2. Áreas vecinas	-----	0.5	0.7
E) Zonas industriales			
1. Construcciones espaciadas	-----	0.5	0.8
2. Construcciones juntas	-----	0.6	0.9
F) Campos cultivados			
	-----	0.2	0.4
G) Zonas forestadas			
	-----	0.1	0.3
H) Parques y cementerios			
	-----	0.1	0.25
I) Áreas de recreo y campos de juego			
	-----	0.2	0.35
J) Azoteas y techados			
	-----	0.75	0.95

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 1.3.- Valores de Y_N y σ_N para diferentes tamaños de muestras (ref 1.4)

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N
8	0.48430	0.90430	36	0.54100	1.13130	68	0.55430	1.28340
9	0.49020	0.92880	37	0.54180	1.13391	70	0.55477	1.18536
10	0.49520	0.94970	38	0.54240	1.13630	72	0.55520	1.18730
11	0.49960	0.96760	39	0.54300	1.13880	74	0.55570	1.18900
12	0.50350	0.98330	40	0.55436	1.14132	76	0.55610	1.19060
13	0.50700	0.99720	41	0.54420	1.14360	78	0.55650	1.19230
14	0.51000	1.00950	42	0.54480	1.14580	80	0.55688	1.19382
15	0.51280	1.02057	43	0.54530	1.14800	82	0.55720	1.19530
16	0.51570	1.03160	44	0.54580	1.14990	84	0.55760	1.19670
17	0.51810	1.04110	45	0.54630	1.15185	86	0.55800	1.19800
18	0.52020	1.04930	46	0.54680	1.15380	88	0.55830	1.19940
19	0.52200	1.05660	47	0.54730	1.15570	90	0.55860	1.20073
20	0.52355	1.06280	48	0.54770	1.15740	92	0.55890	1.20200
21	0.52520	1.06960	49	0.54810	1.15900	94	0.55920	1.20320
22	0.52680	1.07540	50	0.54854	1.16066	96	0.55950	1.20440
23	0.52830	1.08110	51	0.54890	1.16230	98	0.55980	1.20550
24	0.52960	1.08640	52	0.54930	1.16380	100	0.56002	1.20649
25	0.53086	1.09145	53	0.54970	1.16530	150	0.56461	1.22534
26	0.53200	1.09610	54	0.55010	1.16670	200	0.56715	1.23598
27	0.53320	1.10400	55	0.55040	1.16810	250	0.56878	1.24292
28	0.53430	1.10470	56	0.55080	1.16960	300	0.56993	1.24786
29	0.53530	1.10860	57	0.55110	1.17080	400	0.57144	1.25450
30	0.53622	1.11238	58	0.55150	1.17210	500	0.57240	1.25880
31	0.53710	1.11590	59	0.55180	1.17340	750	0.57577	1.26506
32	0.53800	1.11930	60	0.55208	1.17467	1000	0.57450	1.26851
33	0.53880	1.12260	62	0.55270	1.17700	α	0.57722	1.28255
34	0.53960	1.12550	64	0.55330	1.17930	---	---	---
35	0.54784	1.12847	66	0.55380	1.18140	---	---	---

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

1.7 Cálculo de tirantes

Al realizar la recopilación de datos en campo se debe incluir el estudio topográfico de la sección transversal del cauce y conocer las magnitudes de los tirantes en dicha sección. Para la obtención de los tirantes (elevaciones de la superficie libre, NAME) se emplean instrumentos como el limnómetro y el limnógrafo, descritos anteriormente. En la práctica, al emplear el método de las dovelas es necesario conocer el tirante en dicha sección para obtener sus características geométricas (área hidráulica, perímetro mojado, radio hidráulico). La forma de obtener el tirante es una vez obtenida la elevación del NAMO y la elevación del terreno natural, se hace la diferencia de elevaciones respectivamente.

1.8 Datos hidráulicos para el proyecto y construcción de un puente (ref 1.3)

A continuación se resumen los datos hidráulicos e hidrológicos pertinentes para llevar a cabo el diseño de la estructura de un puente que se utilizará para salvar un cauce:

- A. Sección del cauce, a una escala no mayor de 1: 200.
- B. Nivel de aguas mínimas.
- C. Nivel de aguas máximas ordinarias.
- D. Nivel de aguas máximas extraordinarias.
- E. Pendiente media de la superficie del agua o de la del fondo del cauce en caso del que el río este seco.
- F. Coeficiente de rugosidad del cauce para el calculo del caudal.
- G. Velocidad media del agua en m/s.
- H. Caudal o gasto en m^3/s
- I. Velocidad superficial y nivel de aguas para el que se midió.
- J. Método empleado para medir la velocidad superficial.
- K. Frecuencia, duración y época del año en que ocurren las crecientes máximas extraordinarias.
- L. Caracteres generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastre.
- M. Investigar si el cauce es estable o tiene tendencias a divagar.
- N. Investigar si la tendencia general es de socavar o de depositar.
- O. Ver si el remanso que provoca el puente puede perjudicar obras vecinas
- P. Claro mínimo que deberán tenerlos tramos para permitir el paso de cuerpos.
- Q. Espacio mínimo que debe de haber entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura, para el paso libre de cuerpos flotantes.
- R. Si existen puentes construidos cerca del cruce, informar sobre el número, la longitud y la altura de los tramos.
- S. Área hidráulica bajo el puente, en m^2 .
- T. Área libre bajo el puente, en m^2 .
- U. Aclarar si esta área es suficiente, insuficiente o excesiva.
- V. Informar si hay indicaciones de socavación en las pilas y terraplenes de acceso

1.9 Referencias

- 1.1.- Aparicio M. Fco. Fundamentos de hidrología de superficie. México. Limusa. 1999
- 1.2.- Sotelo A. Gilberto Hidráulica general. Vol. 1. México. Limusa. 1998
- 1.3.- Apuntes de Puentes. Facultad Ingeniería, s/año
- 1.4.- Normas para el proyecto de puentes, SCT, 2000

CAPÍTULO 2

SOCAVACIÓN

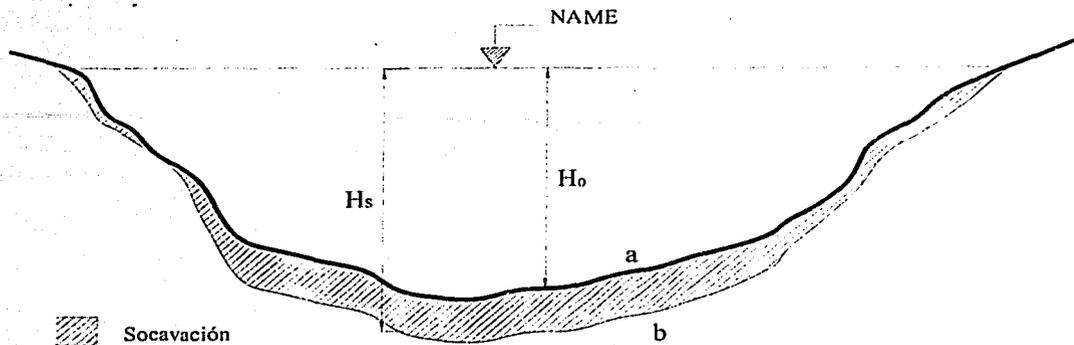
2 SOCAVACIÓN

En términos generales la socavación es la degradación del fondo de un cauce, por la acción dinámica de la corriente de agua, cuando el material arrastrado es mayor que el depositado en un punto específico. Este fenómeno esta en función del equilibrio entre la capacidad de arrastre y el aporte de sólidos de la corriente, lo cual significa, que si existe equilibrio entre estos aspectos, el fenómeno de socavación no se presenta. En México, más del 90% de las fallas de puentes son provocadas por la socavación de la subestructura, que ocasiona que ésta quede sin apoyo en algunos de sus elementos, se asiente y provoque el colapso de la obra. Con ello se hace evidente la gran importancia que tiene el fenómeno de la socavación dentro de la ingeniería de puentes para cruzar corrientes de agua

El fenómeno de socavación se divide en varias partes: socavación general, socavación local y socavación por contracción o transversal

2.1 Socavación general

Se denomina socavación general al descenso generalizado durante una creciente, del fondo de un cauce como consecuencia del incremento en la capacidad de arrastrar y transportar en suspensión el material del fondo, la cual provoca cambios en las condiciones hidráulicas del cauce (tirante, gasto, velocidad, etc). El arrastre de material es posible por la inestabilidad del suelo existente en el fondo del cauce. En el caso de suelos cohesivos, las avenidas producen una degradación lenta por el desplazamiento de las partículas de suelo; con el paso de un periodo de tiempo se notará que el fondo del cauce es más profundo (fig 2.1); para el caso de suelos sueltos, será una velocidad mayor a la velocidad media la que inicie el movimiento de algunas partículas del fondo, provocando así la socavación.



a) Perfil antes de la socavación

b) Perfil de equilibrio al terminar la socavación

Figura 2.1. Descenso en el fondo del cauce provocado por la socavación

Para determinar la socavación general es necesario conocer los siguientes datos:

- ❖ Sección transversal del cauce. Se obtiene mediante un levantamiento topográfico y es recomendable realizarlo en época de estiaje.
- ❖ Características físicas del fondo inicial y de los diferentes estratos debajo de este que pueden llegar a ser descubiertos durante el paso de una avenida.
- ❖ Gasto del cauce. Este siempre está asociado a un periodo de retorno.

A continuación se describe el método para calcular la socavación general:

- Método de L.L Lischtvan-Levediev. (ref 2.1)

Este método se basa en el criterio siguiente. Al presentarse una avenida aumenta la velocidad del cauce; este aumento trae consigo un incremento en la capacidad de arrastre de las partículas del fondo del cauce, provocando el aumento en la profundidad de socavación, hasta que se llega a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir la avenida se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende de la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito. Es decir el método se basa en la obtención de la condición de equilibrio entre la velocidad media del flujo y la velocidad media necesaria para erosionar el material del fondo del cauce, como se muestra en la siguiente expresión.

$$V_r = V_e \quad (2.1)$$

donde

V_r = Velocidad real del flujo

V_c = Velocidad media que se necesita para erosionar el material del fondo

Para la aplicación del método se deben considerar las siguientes hipótesis:

- a) El gasto permanece constante durante el proceso erosivo para la franja escogida en la sección
- b) El gasto en las márgenes es nulo, por lo tanto, el método no es posible aplicarlo en estos puntos.
- c) Como el gasto se consideró constante, en zonas menos resistentes este aumentará y por ende la profundidad; en zonas más resistentes sucederá lo contrario. Por lo tanto, los valores reales difieren de los calculados.
- d) La teoría no toma en cuenta el tiempo necesario para que cada material sea erosionado. Para el caso de suelos granulares la erosión es rápida y el método resulta adecuado. En la caso de suelos cohesivos la erosión es lenta y el tiempo que tomaría en erosionar la zona de un cierto materia calculado en ocasiones es mayor al tiempo que dura la avenida
- e) La rugosidad del fondo es uniforme.

Se debe tomar en cuenta que para la aplicación de este método es necesario clasificar el tipo de suelo que existe en el cauce, como se observa en la tabla 2.1, y para el desarrollo de este trabajo solo se analizaran los cauces definidos.

De acuerdo a la tabla 2.1, la distribución de materiales en el fondo del cauce, existen dos condiciones:

La homogénea y la heterogénea. La distribución de condición homogénea existe cuando la erosión se produce en un mismo y único material (en un solo estrato), mientras que la heterogénea ocurre cuando el proceso erosivo descubre dos o más capas de materiales distintos (dos estratos).

Tabla 2.1 Clasificación del material del lecho del cauce

Cauce	Material del fondo	Distribución del material del lecho
Definido	Cohesivo	Homogénea
Definido	Cohesivo	Heterogénea
Definido	No cohesivo	Homogénea
Definido	No cohesivo	Heterogénea
Indefinido	Cohesivo	Homogénea
Indefinido	Cohesivo	Heterogénea
Indefinido	No cohesivo	Homogénea
Indefinido	No cohesivo	Heterogénea

El material cohesivo está constituido por limos o arcillas principalmente, mientras que el no cohesivo lo constituyen suelos arenosos. Un cauce es *indefinido* cuando la corriente siempre tiende a escurrir por varios lugares, por ejemplo, aquellos ríos donde se tienen varias corrientes pequeñas que se entrecruzan y esas corrientes cambian de posición. Se describirán a continuación los criterios de cálculo para la condición de los cauces definidos:

- a) Socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme

El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar en una sección al pasar una avenida con un gasto de diseño Q_D , el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. 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:

$$V_e = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x ; \frac{m}{seg} \quad (2.2)$$

en donde

- γ_d = peso volumétrico del material seco que se encuentra en la profundidad H_s , en ton/m^3 .
- β = un coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia (ver la tabla 2.2)
- H_s = tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar el material, en m.
- x = es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_d del material seco, en ton / m^3 (ver la tabla 2.3)

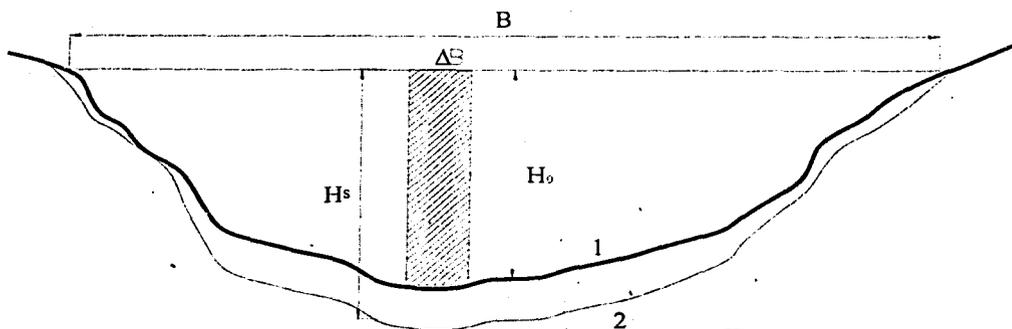
Tabla 2.2 Valores para el coeficientes β

Probabilidad anual (en %) que se presente la avenida de diseño	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Tomando en cuenta la hipótesis de que en la franja el gasto permanece constante durante el tiempo que dura el proceso erosivo se ilustra con la fig 2.2.

Tabla 2.3 Valores de x para suelos cohesivos y no cohesivos

Suelos Cohesivos				Suelos no cohesivos			
γ_d [Ton/m]	x	γ_d [Ton/m]	x	d [mm]	x	d [mm]	x
0.80	0.52	1.20	0.39	0.05	0.43	404	0.30
0.83	0.51	1.24	0.38	0.15	0.42	60	0.29
0.86	0.50	1.28	0.37	0.50	0.41	90	0.28
0.88	0.49	1.34	0.36	1.00	0.40	140	0.27
0.90	0.48	1.40	0.35	1.50	0.39	190	0.26
0.93	0.47	1.46	0.34	2.5	0.38	250	0.25
0.96	0.46	1.52	0.33	4.00	0.37	310	0.24
0.98	0.45	1.58	0.32	6.00	0.36	370	0.23
1.00	0.44	1.64	0.31	8.00	0.35	450	0.22
1.04	0.43	1.71	0.3	10.00	0.34	570	0.21
1.08	0.42	1.80	0.29	15.00	0.33	750	0.20
1.12	0.41	1.89	0.28	20.00	0.32	1000	0.19
1.16	0.40	2.00	0.27	25.00	0.31	-----	-----



1.- Perfil del fondo en época de estiaje

2.- Perfil del fondo socavado

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.2 Corte transversal del cauce antes y después del proceso erosivo

De la figura, considerando un ancho ΔB y H_0 la profundidad inicial antes de comenzar el proceso erosivo, el gasto según la ecuación de continuidad (ec 1.8) se puede expresar como:

$$Q = V \Delta A \quad (2.3)$$

donde:

$$\begin{aligned} Q &= \text{gasto que pasa por el área de la franja} \\ \Delta A &= \text{área de la franja } (H_0 \Delta B) \end{aligned} \quad (2.4)$$

De la formula de Manning:

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (2.5)$$

donde

n = coeficiente de rugosidad de Manning
 R_h = radio hidráulico de la sección
 S = pendiente del cauce

En este caso, por ser ΔB pequeño, el radio hidráulico es igual al tirante, por lo tanto la ecuación de Manning (2.5) resulta

$$V = \frac{1}{n} H_0^{2/3} S^{1/2} \quad (2.6)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.6 y 2.4 en la ecuación 2.3, se obtiene

$$Q = \left(\frac{1}{n} H_0^{2/3} S^{1/2} \right) H_0 \Delta B = \frac{1}{n} H_0^{5/3} S^{1/2} \Delta B \quad (2.7)$$

Si utilizamos la hipótesis de rugosidad constante en el fondo del cauce podemos escribir:

$$\frac{1}{n} S^{1/2} = \alpha$$

entonces:

$$Q = \alpha H_0^{5/3} \Delta B \quad (2.8)$$

El valor de α puede ser expresado en forma general como función del tirante medio H_m de toda la sección transversal antes de la erosión y del gasto de diseño Q_D ya que:

$$Q_D = \frac{1}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad (2.9)$$

donde

B_e = ancho efectivo de la superficie libre del agua en la sección transversal; descontando ancho de las pilas; si el ángulo de incidencia de la corriente con respecto a ala pila es 0° .

H_m = tirante medio de la sección; se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva (el área total menos el área de las pilas) entre el ancho B_e .

Si la sección en estudio corresponde al cruce de un puente, como es el caso de este trabajo, es necesario afectar el valor de Q_D por un coeficiente μ denominado coeficiente de contracción (tabla 2.4), ya que la corriente de agua forma vórtices cerca de las pilas y estribos. Por lo tanto, la ecuación 2.9 se expresa como:

$$Q_D = \frac{\mu}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad (2.10)$$

o

$$Q_D = \alpha \mu H_m^{5/3} B_e \quad (2.11)$$

De la ecuación anterior despejamos α

$$\alpha = \frac{Q_D}{H_m^{5/3} B_e \mu} \quad (2.12)$$

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse H_0 y alcanzar un valor cualquiera H_s , por continuidad, la velocidad disminuye a un valor V_r , por lo tanto, en función de esta velocidad y del tirante podemos decir:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B \quad (2.13)$$

igualamos esta ecuación con la 2.8:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_0^{5/3} \Delta B \quad (2.14)$$

de donde la velocidad real V_r resulta:

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s} \quad (2.15)$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquier alcanzada, el valor de V_r y V_e lleguen a ser iguales.

Tabla 2.4 Coeficientes 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	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1	1	1	1	1	1
1.5	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1	1	1
2	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
2.5	0.9	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1
3	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.5	0.87	0.9	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.0 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

- b) Socavación general en cauces definidos con suelos no cohesivos con rugosidad uniforme.

En suelos granulares (arenas y gravas finas) el valor de la velocidad real V_r , es el mismo que para suelos cohesivos

$$V_r = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

y en cambio la velocidad media erosiva está expresada de acuerdo a los estudios realizados por L.L. Lischtvan-Lebediev por:

$$V_e = 0.68 \beta d_m^{0.28} H_s^x \quad (\text{m/seg}) \quad (2.16)$$

donde

H_s = tirante donde se desea conocer V_e , en metros.

x = exponente variable que depende del diámetro medio (en mm) de los granos del fondo obtenidos según la expresión

$$d_m = 0.01 \sum d_i P_i \quad (2.17)$$

donde

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

P_i = peso en porcentaje de esa misma porción comparada con el peso total de la muestra.

La condición de equilibrio para la socavación será también $V_e = V_r$

- c) Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos

En secciones homogéneas puede calcularse fácilmente la profundidad esperada de socavación dentro de Teoría de Lischtvan-Lebediev a partir del análisis hecho en los dos párrafos anteriores. Dentro de los suelos homogéneos únicamente se distinguen dos condiciones diferentes según sea el material cohesivo o no.

- a) Suelos cohesivos. La condición de equilibrio es $V_e = V_r$, en que V_e esta dada por la ec 2.2 y V_r por la ec 2.15

$$0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

de donde

$$H_s^{1+x} = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta}$$

entonces

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right]^{1/x} \quad (2.18)$$

que es el tirante total que se produce; al restarle el tirante inicial, H_0 , proporciona la socavación esperada.

- b) Suelos formados por materiales no cohesivos. En este caso V_e esta dada por la formula 3.16.

Aplicando la condición de equilibrio ($V_r = V_e$), se tiene

$$0.68 d_m^{0.28} \beta H_s^x = \frac{\alpha H_0^{5/3}}{H_s}$$

entonces:

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right]^{1/x} \quad (2.19)$$

de donde podemos deducir la profundidad de socavación como la antes del paso de la avenida, se eligen algunos puntos donde se desea conocer la profundidad de socavación y ya calculada H_s se traza el perfil teórico de socavación uniendo los puntos resultantes.

2.2 Socavación por contracción

Esta se produce en aquella sección en la cual el ancho del río se ve reducido debido a factores naturales o humanos (al colocar un puente). Las alteraciones que se presentan en el cauce debido a la reducción son las siguientes:

- Cambio de la velocidad del flujo de agua en el cauce principal y en el de las avenidas.
- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, arriba y abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Esto da origen al incremento de arrastre de material del fondo de la sección del cauce y, en ocasiones a un ensanchamiento del cauce, hasta que se cumpla el Principio de Continuidad del líquido y del sedimento entre la zona estrecha y las que no lo son. Es decir, hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre las secciones antes mencionadas (Ref 2.1).

Para determinar la socavación por contracción del lecho vivo (condición dinámica)(Clear-Water Contraction Scour), Laursen derivó la siguiente expresión, basado en una función de transporte simplificada. (ref 2.2)

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1} \right)^{6/7} \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{K_1} \left(\frac{n_2}{n_1} \right)^{K_2} \quad (2.20)$$

$$Y_S = Y_2 - Y_0$$

Donde

- Y_S = profundidad media del foso de socavación, en m.
 Y_1 = tirante medio del canal principal aguas arriba, en m.
 Y_2 = tirante medio en la sección contracta, después de la socavación, en m.
 Y_0 = tirante medio en la sección contracta, antes de la socavación, en m.
 Q_1 = gasto en el canal aguas arriba, transportando sedimento, en m^3/s
 Q_2 = gasto en el canal contraído, en m^3/s . Usualmente al gasto total, a menos de que el gasto sea reducido por desbordamiento.
 W_1 = ancho de la sección del canal principal, aguas arriba, en m.
 W_2 = ancho de la sección del canal principal, sección contracta, en m.
 n_1 = coeficiente de rugosidad de Manning para la sección contracta.
 n_2 = coeficiente de rugosidad de Manning para la sección aguas arriba.
 K_1 y K_2 = exponentes de transporte de sedimento (tabla 2.5)

Tabla 2.5 Exponentes K_1 y K_2 de la ec. 2.20

V / ω	K_1	K_2	Modo de transporte del fondo
< 0.50	0.5	0.066	Gasto con material de contacto
0.50 a 2.00	0.64	0.21	Gasto con poco material suspendido
> 2.00	0.69	0.37	Gasto con mucho material suspendido

- $V = (gY_1 S_1)^{1/2}$ velocidad de fricción en la sección aguas arriba, en m/s.
 ω = velocidad media de sedimentación del material del fondo, basado en el d_{50} en m/s, ver fig 2.3.
 g = aceleración de la gravedad, 9.81 m/s^2
 S_1 = pendiente de la línea de energía del canal principal m/m.
 d_{50} = diámetro cincuenta del material del lecho del río, en m.

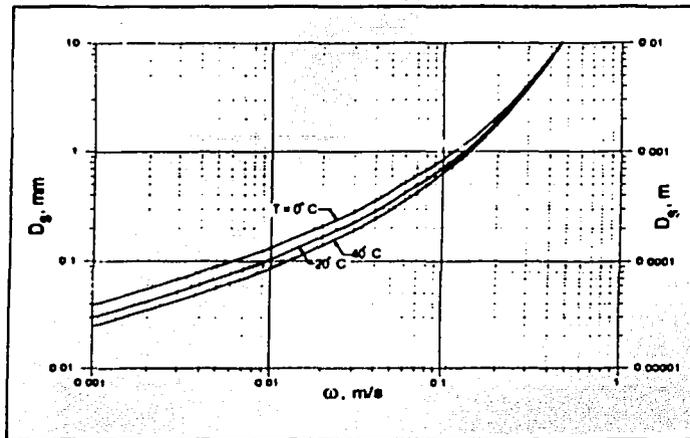


Figura 2.3 Velocidad media de sedimentación de partículas arenosas de cuarzo.

Laursen, llegó a la siguiente expresión para calcular la socavación por contracción de agua clara (condición estática). (ref 2.2)

$$Y = \left(\frac{Q^2}{40 d_m^{2.3} W^2} \right)^{3/7} \quad (2.21)$$

$$Y_s = Y - Y_0 \quad (2.22)$$

donde

Y_s = profundidad media del foso de socavación, en m.

Y_0 = tirante en la sección contracta, antes de la socavación, en m.

Q = gasto a través de la contracción, en m^3/s

d_m = diámetro medio del material del fondo ($1.25d_{50}$) en la contracción, en m.

W = ancho de la sección contracta, en m.

2.3 Socavación local

Cuando se coloca un obstáculo al paso de una corriente se produce la remoción del suelo en el lado aguas arriba del mismo obstáculo. A este fenómeno se le conoce como Socavación Local. En este caso, los huecos o depresiones que se forman también se rellenan al disminuir

la velocidad del agua, aunque en general, quedan pequeñas depresiones como testimonio de este fenómeno.

Los tipos de obstáculos que nos interesan para el desarrollo de este trabajo son las pilas y los estribos de los puentes.

2.3.1 Socavación local en pilas.

El efecto provocado por una pila al cruce de un cauce es el que aguas arriba de la misma el agua se levanta, y posteriormente, por debajo del puente, el nivel del agua baja para volver a levantarse una vez que ha salido del puente (fig 2.6). Al aumento de la altura del agua por efecto de la presencia de la pila se le denomina sobre-elevación hidráulica. Su magnitud puede calcularse aplicando el teorema de Bernoulli (descrito en el capítulo 1).

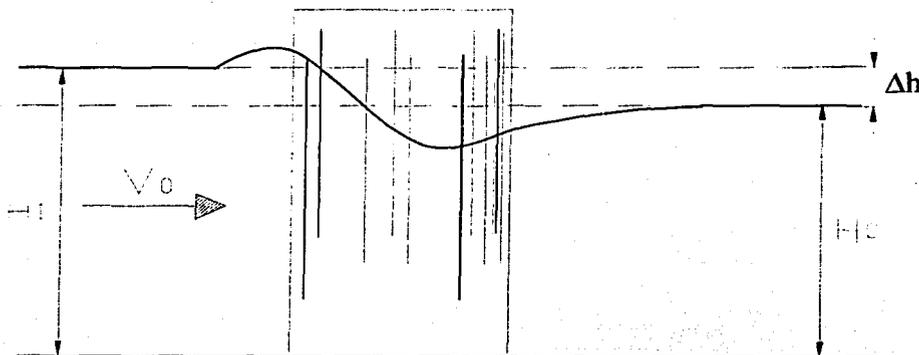


Figura 2.4 Comportamiento de la superficie libre del agua al chocar con una pila

En el fondo del cauce sucede que al sobre-elevarse el agua, ésta escurre lateralmente alrededor de la pila descendiendo en forma de cascadas turbulentas, las que causan el levantamiento de los materiales del fondo del cauce provocando así la socavación en la vecindad de la pila (Ref 2.3). Cabe destacar que la socavación dependerá de la sección transversal de las pilas (figs 2.5 y 2.6).

Los factores que influyen en la socavación al pie de las pilas son los siguientes (Ref 2.2):

- Velocidad del cauce. Se dice que la socavación aparece cuando existe un flujo subcrítico o supercrítico, no obstante las investigaciones se realizan con flujos subcríticos, es decir, que el Número de Froude del cauce es menor a uno.
- Tirante. El aumento en el tirante del cauce puede incrementar la profundidad de socavación en el orden de 2 o más.
- Ancho de las pilas. Una pila considerada ancha (de más de 10 m) aumenta la profundidad de socavación, además que no existen ecuaciones apropiadas para calcular dicha profundidad.

- d) Longitud de las pilas. Si se duplica la longitud de la pila, la profundidad de socavación se verá incrementada entre un 30% y un 60% (dependiendo de su forma geométrica y del ángulo que el eje de la pila forme con la dirección del flujo).
- e) Materiales del fondo. Entre las características importantes del material que deben tomarse en cuenta al calcular la profundidad de socavación son: el diámetro de los granos, su distribución granulométrica, el grado de cohesión, el peso específico sumergido del suelo y la estratigrafía del suelo.
- f) Ángulo con el cual incide la dirección de la corriente sobre el eje de la pila (esviajamiento). Como se citó en el inciso d, éste ángulo influye en la profundidad de socavación.

Para evaluar el fenómeno de la socavación se disponen de diversos métodos, de los cuales para el desarrollo de este trabajo solo se presentará el método de Yaroslavtziev. (ref 2.1)

- Método de Yaroslavtziev

Este método distingue dos casos:

- a) Cuando el cauce está formado por materiales no cohesivos,
- b) Cuando el cauce está formado por materiales cohesivos

Las expresiones propuestas por Yaroslavtziev fueron obtenidas a través de la observación directa en varios puentes de la Ex - Unión Soviética.

- Métodos para suelos granulares sin cohesión

La profundidad de socavación en este tipo de suelo esta dada por la siguiente ecuación:

$$Y_s = k_f k_v (e + k_H) \frac{V_a^2}{g} - 30d_{84} \quad (2.23)$$

donde

Y_s = profundidad de socavación, en m.

K_v = coeficiente definido por la expresión $[\log k_v = -0.28 \sqrt[3]{v^2 / g b_f}]$, el cual puede calcularse con ayuda de la fig 2.7

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 (fig 2.8)

V_a = velocidad media aguas arriba d la pila, después de producirse la socavación general.

g = aceleración de la gravedad, 9.81 m/s²

b_f = proyección de un plano de la sección de la pila perpendicular a la dirección de la corriente; cuando el esviajamiento de la pila con respecto a la corriente es 0°

- b_f toma el valor del ancho b de la pila
- c = coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde están colocadas las pilas; toma el valor de 0.6 si estas se encuentran en el cauce principal y de 1 si están en las llanuras de inundación.
- K_H = coeficiente que toma en cuenta el tirante, definido por la expresión
 $\text{Log } k_H = 0.17 - 0.35 (H / b_f)$ o de la figura 2.9
- H = tirante de la corriente frente a la pila después de haber ocurrido la socavación general.
- d_{84} = diámetro de la muestra de suelo en la cual el 84% en peso es menor que ese tamaño.

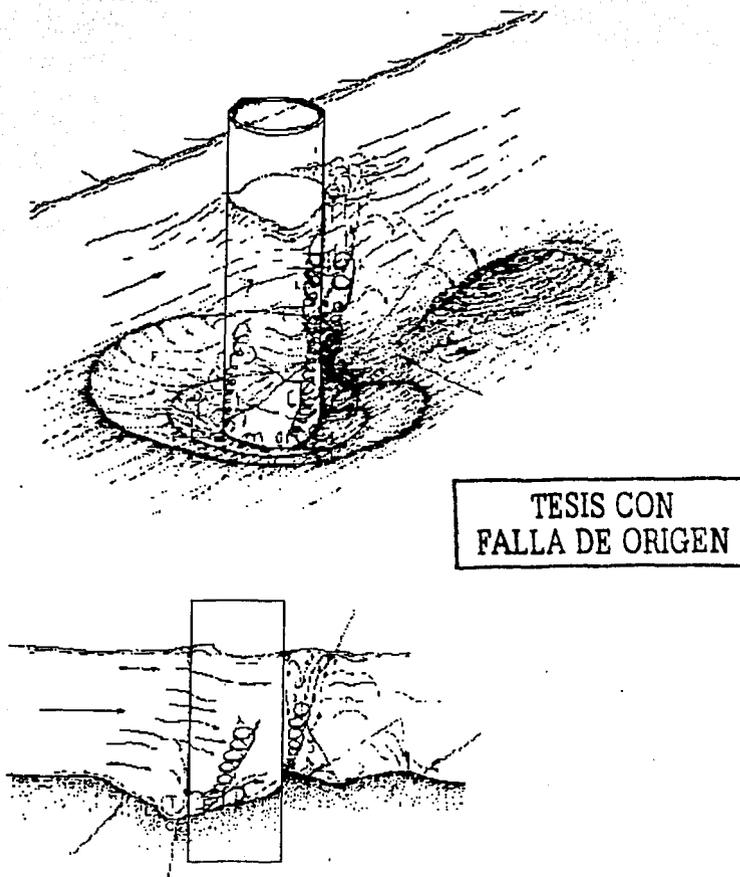


Figura 2.5 Socavación en Pilas de sección Circular

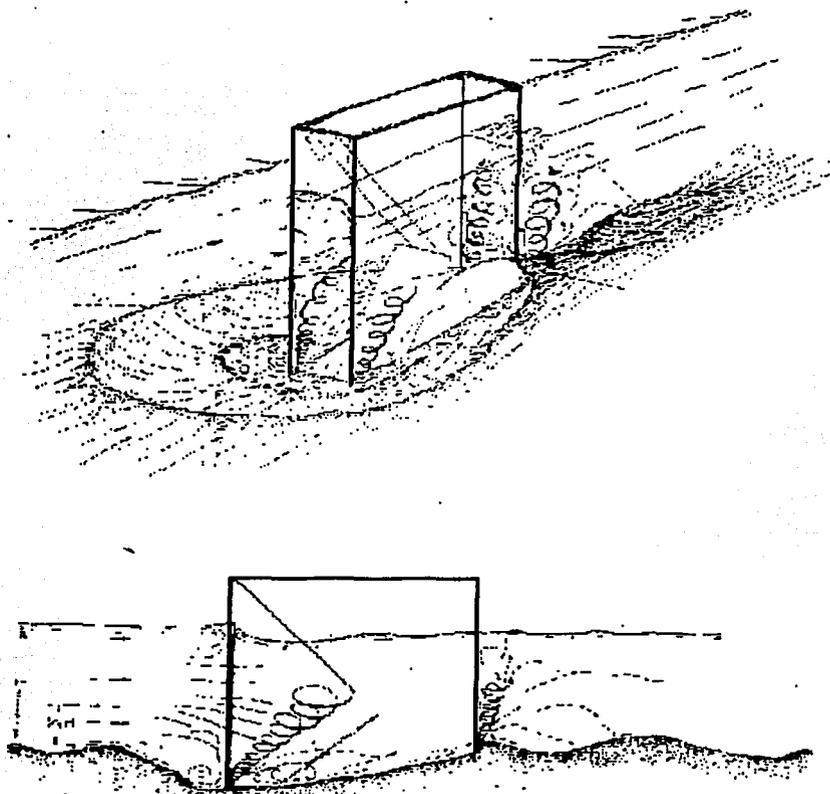


Figura 2.6 Socavación en Pilas de sección Rectangular

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Se toma el d_{84} debido que al formarse el vórtice producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. Cuando el diámetro del material del fondo es menor de 0.5 cm se recomienda no considerar el segundo término de la fórmula.

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

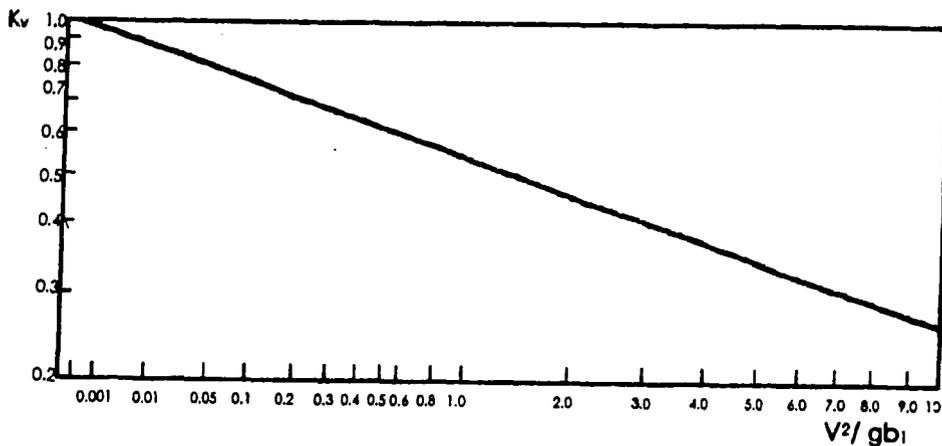
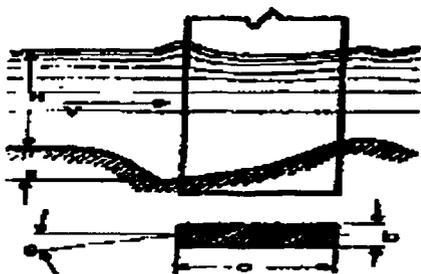
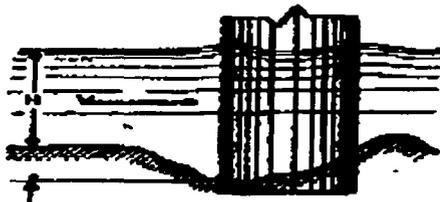


Figura 2.7 Grafica para el calculo de k_v

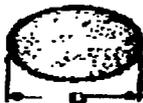
TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



FILA TIPO I
 $k_r = 12.4$
 $b_r = a \operatorname{sen} \theta + b \operatorname{cos} \theta$



FILA TIPO II
 $k_r = 10.0$
 $b_r = 0$



FILA TIPO III

θ	0	10	20	30	40
b_r	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$$b_r = (a-b) \operatorname{sen} \theta + b$$

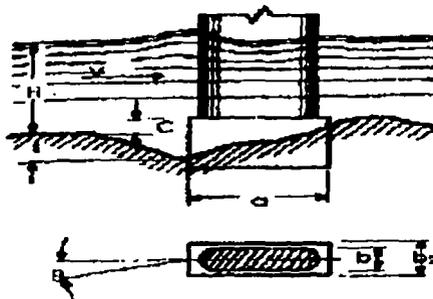
Figura 2.8 Valores de k_r y b_r

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN

PILA TIPO IV

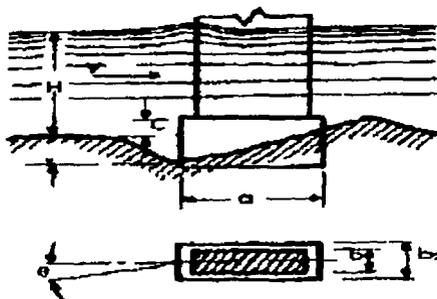
θ	COEFICIENTE K_f					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.4	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b) \sin \theta + b_0$ para $C/H \leq 0.3$
 $b_1 = a \sin \theta + b_0 \cos \theta$ para $C/H > 0.3$
 donde: $b_0 = b + (b_2 - b)$



PILA TIPO V
 Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a \sin \theta + b_0 \cos \theta$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



PILA TIPO VI

β	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

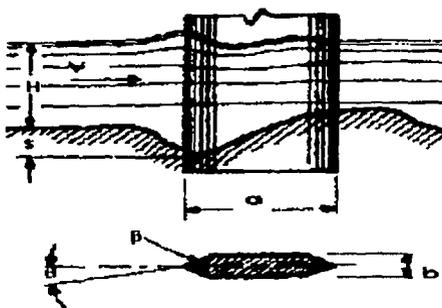
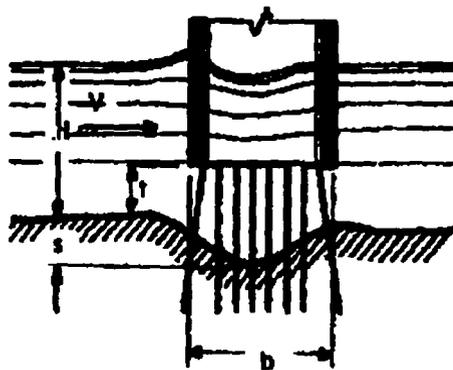


Figura 2.8 Valores de k_f y b_f (continuación)

TESIS CON
 FALLA DE ORIGEN



PILA TIPO VII

θ	COEFICIENTE k_r				
	1/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.10	5.5
20	9.0	7.8	7.10	6.20	5.6
30	10.3	8.6	7.50	6.30	5.7
40	11.2	9.2	7.90	6.70	5.9

$$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \theta + b$$



Figura 2.8 Valores de k_r (continuación)

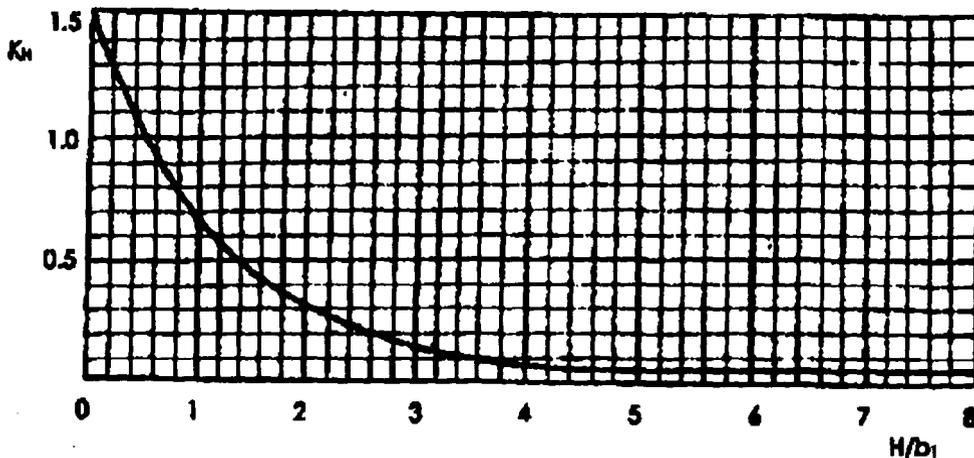


Figura 2.9 Gráfica para el cálculo de K_{11} .

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

➤ Métodos para suelos granulares cohesivos

La expresión utilizada es la misma, solo que el segundo término de la ecuación 2.23 se considera un diámetro "d" equivalente para los suelos cohesivos tal y como se muestra en la tabla 2.6.

Tabla 2.6 Diámetros equivalentes para suelos cohesivos

Peso volumétrico del material seco en t/m ³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares, cm		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcilla 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

2.3.2 Socavación local en estribos.

La socavación local en estribos de puentes es análoga a la ocurrida en pilas. Ésta se distingue por los métodos para calcularla.

Uno de los métodos más utilizados para el cálculo de la socavación en estribos es el propuesto por Artamanov (ref 2.1), el cual no solo permite estimar la profundidad de la socavación al pie de los estribos, sino también, al pie de los diques de encauzamiento o espigones.

La profundidad de la socavación a partir de la superficie libre del agua está dada por la siguiente expresión:

$$Y_S = P_\alpha P_q P_R H_0 \quad (2.24)$$

donde

P_α = coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del espigón con la corriente, como se indica en la figura 2.12, y cuyo valor se puede encontrar en la tabla 2.7

P_q = coeficiente que depende de la relación $Q1/Q$, en donde $Q1$ es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera y Q , el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla 2.8.

P_R = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, ver la tabla 2.9

H_0 = tirante inicial en la zona cercana al espigón antes de la erosión, en m.

Tabla 2.7 Valores para P_α

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.888

Tabla 2.8 Valores para P_q

Q_1/Q	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.2

Tabla 2.9 Valores para P_R

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

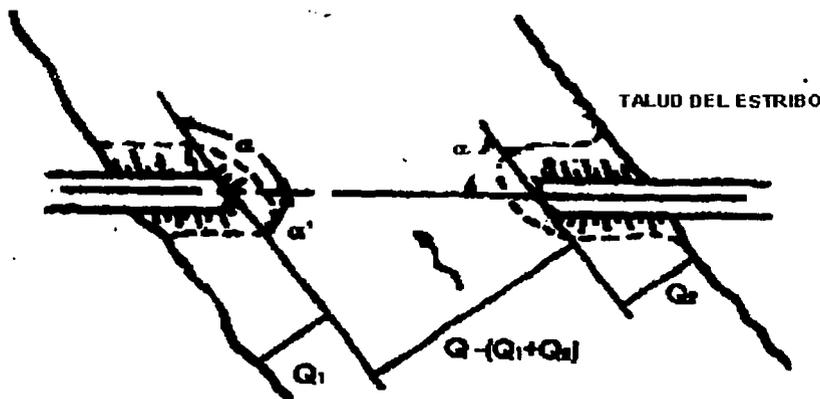


Figura 2.10 Disposición de los estribos

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 uno frente a otros, la profundidad de socavación se puede reducir a un 75%, es decir, la expresión anterior puede escribirse como:

$$Y_s = 0.75 P_\alpha P_q P_R H_0$$

(2.25)

RESISTENCIA CON
FALLA DE ORIGEN

2.4 Referencias

- 2.1 Juárez Badillo, E y Rico Rodríguez, A. "Flujo de agua en suelos, Mecánica de Suelos. Tomo 3", Ed. Limusa, México D.F. 1997.
- 2.2 Hydraulic Engineering Circular N0 18. "Evaluating Scout al Bridges", FWHA, 3a Ed. Washington D.C. U.S.A. 1995
- 2.3 Maza Álvarez, J. A y García Flores, M. "Fundamentos de Hidráulica fluvial para el Diseño de Puentes", Memoria de la Reunión Conjunta, A.M.H., A.M.I.V.T.A.C. y S.M.M.S. México, D.F, 1987

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CAPÍTULO 3

APLICACIONES AL CÁLCULO DE PUENTES

LEGIS CON
FALLA DE ORIGEN

3 APLICACIONES AL CÁLCULO DE PUENTES

Ejemplo 3.1. Se conoce la sección transversal del cauce y la elevación del NAME. Se desea calcular el gasto que pasa por dicha sección. Las coordenadas de los puntos más relevantes de cauce se presentan a continuación en términos de los cadenamientos y elevaciones.

Tabla 3.1 Coordenadas del terreno

Punto	Cadenamiento [m]	Elevación [m]
1	8 + 735.00	2241.50
2	8 + 740.00	2239.50*
3	8 + 748.00	2236.50
4	8 + 763.00	2234.50
5	8 + 778.00	2233.50
6	8 + 794.00	2233.00
7	8 + 811.00	2235.50
8	8 + 823.00	2236.00
9	8 + 840.00	2239.50
10	8 + 845.00	2240.75

* Intersección del NAME con el terreno natural

Con base a la geometría de la sección, se dividió el cauce en cinco tramos hidráulicos (TH), como se muestran en la fig 3.1. La longitud de cada uno de estos tramos es:

TH- 1= 8.00 m ; TH- 2 = 15.00 m ; TH- 3 = 48.00 m ; TH- 4 = 12.00 m ; TH - 5 = 17.00 m

por lo que el ancho del cauce es de 100.00 m

Como se conoce la elevación de la superficie libre del agua (NAME), de la figura 3.1 se obtiene el tirante (Y_i) correspondiente a cada uno de los puntos identificados. Así,

$Y_3 = 3.00$ m ; $Y_4 = 5.00$ m ; $Y_5 = 6.00$ m ; $Y_6 = 6.50$ m ; $Y_7 = 4.00$ m ; $Y_8 = 3.50$ m

Se suponen los siguientes coeficientes de rugosidad de Manning para cada tramo hidráulico:

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

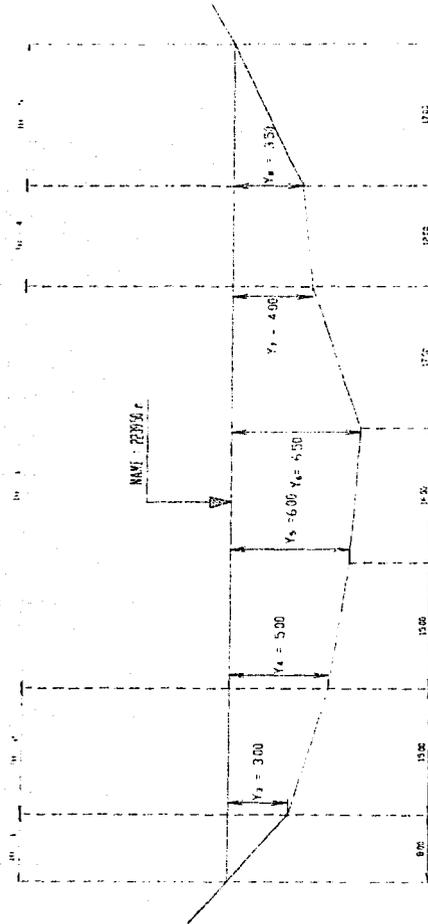


Figura 3.1 Sección hidráulica en el cauce

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$n_1 = 0.065 ; n_2 = 0.055 ; n_3 = 0.045 ; n_4 = 0.055 ; n_5 = 0.070$$

Además se supondrá una pendiente hidráulica del cauce, de 0.75%

Solución del problema.

Normalmente, tomando en cuenta que las secciones hidráulicas son datos representados gráficamente y a escala en los *estudios de campo del cruce*, tanto las áreas hidráulicas como los perímetros mojados se cuantifican por medio del planímetro y escalímetro, respectivamente. No obstante, cuando las secciones hidráulicas no son demasiado irregulares y son susceptibles de idealizarse, se pueden cuantificar las áreas y los perímetros mojados, mediante figuras geométricas sencillas, como en el caso de este ejemplo.

a) Cálculo de las áreas hidráulicas (Ah_i).

Se calcularán en base en las coordenadas de las secciones hidráulicas. De la fig 3.1 se tiene para cada tramo hidráulico:

$$TH - 1; Ah_1 = (8.00)(3.00)(0.50) = 12.00 \text{ m}^2$$

$$TH - 2; Ah_2 = (3.00 + 5.00)(0.50)(15.00) = 60.00 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} TH - 3; Ah_3 &= (5.00 + 6.00)(0.50)(15.00) = 82.50 \text{ m}^2 \\ &= (6.00 + 6.50)(0.50)(16.00) = 100.00 \text{ m}^2 \\ &= (6.50 + 4.00)(0.50)(17.00) = 89.25 \text{ m}^2 \\ Ah_3 &= 271.75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$TH - 4; Ah_4 = (4.00 + 3.50)(0.50)(12.00) = 45.00 \text{ m}^2$$

$$TH - 5; Ah_5 = (3.50)(17.00)(0.50) = 29.75 \text{ m}^2$$

b) Cálculo de los perímetros mojados (Pm_i)

$$TH - 1; Pm_1 = \sqrt{(8.00)^2 + (3.00)^2} = 8.54 \text{ m}$$

$$TH - 2; Pm_2 = \sqrt{(15.00)^2 + (2.00)^2} = 15.13 \text{ m}$$

$$TH - 3; Pm_3 = \sqrt{(15.00)^2 + (1.00)^2} = 15.03 \text{ m}$$

$$= \sqrt{(16.00)^2 + (0.50)^2} = 16.01 \text{ m}$$

$$= \sqrt{(17.00)^2 + (2.50)^2} = 17.18 \text{ m}$$

$$Pm_3 = 48.22 \text{ m}$$

$$TH - 4; Pm_4 = \sqrt{(12.00)^2 + (0.50)^2} = 12.01 \text{ m}$$

$$TH - 5; Pm_5 = \sqrt{(17.00)^2 + (3.50)^2} = 17.36 \text{ m}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

c) Cálculo de los radios hidráulicos (Rh_i)

$$\text{TH} - 1; \text{Rh}_1 = \frac{12.00}{8.54} = 1.405 \text{ m} ; (\text{Rh})^{2/3} = 1.254$$

$$\text{TH} - 2; \text{Rh}_2 = \frac{60.00}{15.13} = 3.966 \text{ m} ; (\text{Rh})^{2/3} = 2.506$$

$$\text{TH} - 3; \text{Rh}_3 = \frac{271.75}{48.22} = 5.636 \text{ m} ; (\text{Rh})^{2/3} = 3.167$$

$$\text{TH} - 4; \text{Rh}_4 = \frac{45.00}{12.01} = 3.747 \text{ m} ; (\text{Rh})^{2/3} = 2.412$$

$$\text{TH} - 5; \text{Rh}_5 = \frac{29.75}{17.36} = 1.714 \text{ m} ; (\text{Rh})^{2/3} = 1.432$$

d) Cálculo de la velocidad de llegada

De la ecuación de Manning (ec 2.7) y conociendo la pendiente del cauce $S_h = 0.0075$, se tiene

$$S_h^{1/2} = (0.0075)^{1/2} = 0.0866$$

Entonces:

$$\text{TH} - 1; V_1 = \frac{(1.254)(0.0866)}{0.065} = 1.67 \text{ m/s}$$

$$\text{TH} - 2; V_2 = \frac{(2.506)(0.0866)}{0.055} = 3.95 \text{ m/s}$$

$$\text{TH} - 3; V_3 = \frac{(3.167)(0.0866)}{0.045} = 6.09 \text{ m/s}$$

$$\text{TH} - 4; V_4 = \frac{(2.412)(0.0866)}{0.055} = 3.80 \text{ m/s}$$

$$\text{TH} - 5; V_5 = \frac{(1.432)(0.0866)}{0.070} = 1.77 \text{ m/s}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

e) Cálculo del gasto (Q_i)

Para cada tramo se obtiene el gasto con la ecuación de continuidad

$$TH - 1 ; Q_1 = (1.67)(12.00) = 20.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 2 ; Q_2 = (3.95)(60.00) = 237.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 3 ; Q_3 = (6.09)(271.75) = 1655.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 4 ; Q_4 = (3.80)(45.00) = 171.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 5 ; Q_5 = (1.77)(29.75) = 52.70 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto el gasto de diseño es la suma de todos ellos $Q_D = 2136.00 \text{ m}^3/\text{s}$

En la siguiente tabla se muestran en forma resumida los cálculos presentados

Tabla 3.2 Resumen de cálculos del ejemplo 3.1

TH	Ah [m ²]	Pm [m]	Rh [m]	[Rh] ^{2/3}	n	V [m/s]	Q [m ³ /s]
1	12.00	8.54	1.405	1.254	0.065	1.67	20.00
2	60.00	15.13	3.966	2.506	0.055	3.95	237.00
3	271.75	48.22	5.636	3.167	0.045	6.09	1655.00
4	45.00	12.01	3.747	2.412	0.055	3.80	171.00
5	29.75	17.36	1.714	1.432	0.070	1.77	52.70
Σ	418.50	101.26					2135.70

Por lo tanto, para una elevación del NAME de 2239.50 m se presenta un gasto de $Q_D = 2136.00 \text{ m}^3/\text{s}$ y la velocidad media de la corriente es:

$$V_m = \frac{Q_D}{A_h} = \frac{2136}{418.5} = 5.10 \text{ m/s}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Ejemplo 3.2 En este caso, se conocen la sección transversal del cauce, el gasto de diseño ($Q_D = 500.00 \text{ m}^3/\text{s}$) y se desea calcular la elevación del NAME. Para definir esta se deberán realizar varios cálculos del gasto hasta obtener un valor cercano al de diseño ($\pm 5\%$).

Del estudio topo-hidráulico se conoce la sección transversal del cauce (terreno natural) y las coordenadas: (ver fig 3.2)

Tabla 3.3 Coordenadas del terreno

Punto	Cadenamiento [m]	Elevación [m]
1	0 + 000.00	1007.50
2	0 + 015.00	1002.50
3	0 + 020.00	999.50
4	0 + 030.00	1000.00
5	0 + 040.00	1000.50
6	0 + 050.00	1001.50
7	0 + 060.00	1006.50

1^{er} Tanteo

Se propone una elevación del NAME = 1006.00 m. Para este análisis, se tienen las siguientes coordenadas (variables) correspondientes a ésta elevación:

Tabla 3.4 Coordenadas del terreno a la elevación propuesta

Punto	Cadenamiento [m]	Elevación [m]
1	0 + 004.50	1006.00
2	0 + 015.00	1006.00
3	0 + 020.00	1006.00
4	0 + 030.00	1006.00
5	0 + 040.00	1006.00
6	0 + 050.00	1006.00
7	0 + 063.00	1006.00

Con base en estas coordenadas y la geometría de la sección se obtiene el tirante con respecto a las coordenadas del terreno natural y se definen los tramos hidráulicos con base a la figura 3.3 se tiene:

$$Y_2 = 3.50 \text{ m} ; Y_3 = 6.50 \text{ m} ; Y_4 = 6.00 \text{ m} ; Y_5 = 6.00 \text{ m} ; Y_6 = 4.50 \text{ m}$$

Para la solución de este problema la sección del cauce se dividió en 3 tramos hidráulicos (TH) siendo la longitud de cada tramo:

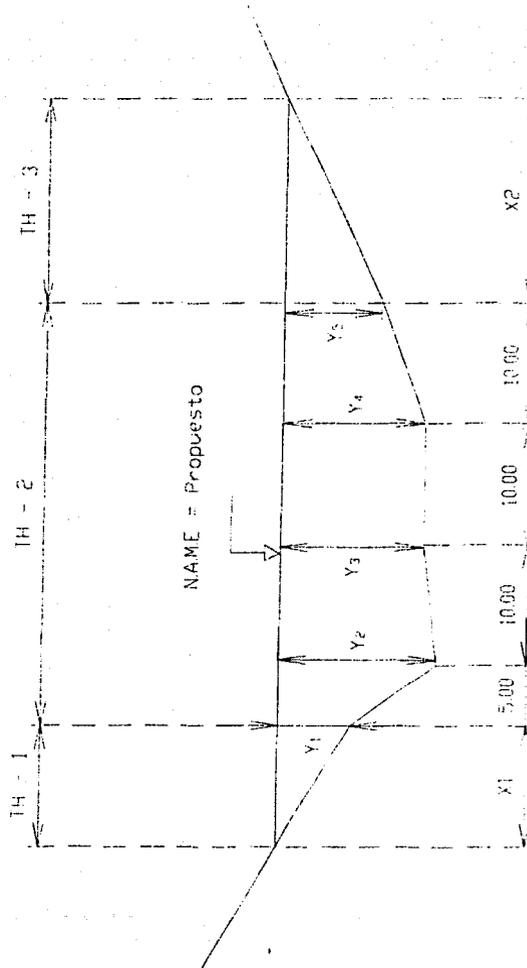


Figura 3.2 Sección hidráulica en el cauce

$$\begin{aligned} \text{TH} - 1 &= 10.50 \text{ m} \\ \text{TH} - 2 &= 35.00 \text{ m} \\ \text{TH} - 3 &= 13.50 \text{ m} \end{aligned}$$

Por lo cual el ancho de la superficie del agua es de 59.00 m .

Se consideraran los siguientes valores para los coeficientes de rugosidad de Manning (tabla 2.1):

$$n_1 = 0.100 ; n_2 = 0.045 ; n_3 = 0.100$$

y para la pendiente hidráulica (Sh) un valor de 0.0067

Solución del problema

a) Cálculo de las área hidráulica de cada tramo (Ah_i)

Al igual que el ejemplo anterior, las áreas se calculan con base en las coordenadas de las secciones hidráulicas:

$$\text{TH} - 1 ; \text{Ah}_1 = (10.50)(3.50)(0.50) = 18.38 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{TH} - 2 ; \text{Ah}_2 &= (3.50 + 6.50)(0.50)(5.00) = 25.00 \text{ m}^2 \\ &= (6.50 + 6.0)(0.50)(10.00) = 62.50 \text{ m}^2 \\ &= (10.00)(6.00) = 60.00 \text{ m}^2 \\ &= (6.00 + 4.50)(0.50)(10.00) = 52.50 \text{ m}^2 \\ \text{Ah}_2 &= 200.00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{TH} - 3 ; \text{Ah}_3 = (4.50)(13.50)(0.50) = 30.38 \text{ m}^2$$

b) Cálculo de los perímetros mojados (Pm_i)

De la fig 3.3:

$$\begin{aligned} \text{TH} - 1 ; \text{Pm}_1 &= \sqrt{(10.50)^2 + (3.50)^2} = 11.07 \text{ m} \\ \text{TH} - 2 ; \text{Pm}_2 &= \sqrt{(5.00)^2 + (3.00)^2} = 5.83 \text{ m} \\ &= \sqrt{(10.00)^2 + (0.50)^2} = 10.01 \text{ m} \\ &= 10.00 \text{ m} \end{aligned}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

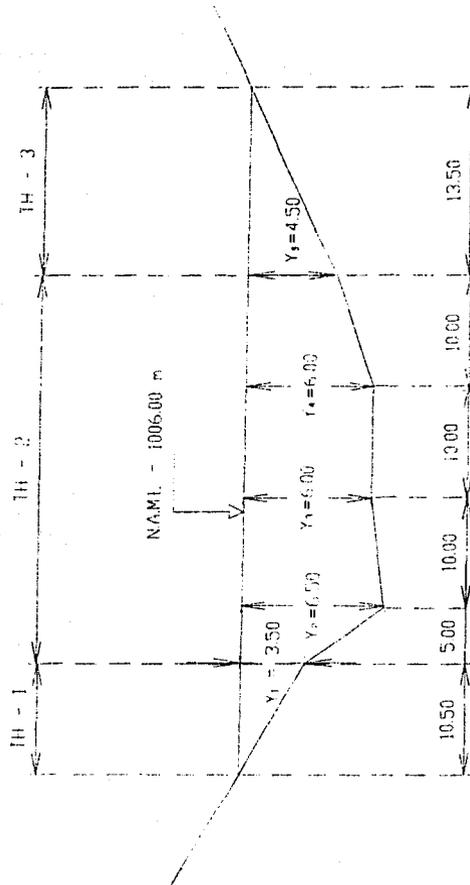


Figura 3.3 Sección hidráulica en el cauce

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

$$= \sqrt{(10.00)^2 + (1.50)^2} = 10.11 \text{ m}$$

$$Pm_2 = 35.95 \text{ m}$$

$$TH - 3 ; Pm_3 = \sqrt{(13.50)^2 + (4.50)^2} = 14.23 \text{ m}$$

c) Cálculo de los radios hidráulicos (Rh)

$$TH - 1 ; Rh_1 = \frac{18.38}{11.07} = 1.660 \text{ m} ; (Rh)^{2/3} = 1.402$$

$$TH - 2 ; Rh_2 = \frac{200.00}{35.95} = 5.563 \text{ m} ; (Rh)^{2/3} = 3.140$$

$$TH - 3 ; Rh_3 = \frac{30.38}{14.23} = 2.135 \text{ m} ; (Rh)^{2/3} = 1.658$$

d) Cálculo de las velocidades de llegada (V_i)

$$Sh^{1/2} = 0.0819$$

$$TH - 1 ; V_1 = \frac{(1.402)(0.0819)}{0.100} = 1.15 \text{ m/s}$$

$$TH - 2 ; V_2 = \frac{(3.140)(0.0819)}{0.045} = 5.71 \text{ m/s}$$

$$TH - 3 ; V_3 = \frac{1.658(0.0819)}{0.100} = 1.358 \text{ m/s}$$

e) Cálculo del gasto en cada tramo (Q_i)

$$TH - 1 ; Q_1 = (18.38)(1.15) = 21.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 2 ; Q_2 = (200.00)(5.71) = 1142.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 3 ; Q_3 = (30.38)(1.36) = 41.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

FALLA DE ORIGEN

El gasto de diseño que corresponde a la elevación respecto del NAME es de $Q_D = 1204.00 \text{ m}^3/\text{s}$, cuya magnitud está muy por arriba del valor de diseño ($500.00 \text{ m}^3/\text{s}$), por lo que habrá que realizar otro tanteo

2^{do} Tanteo

Puesto que en la iteración anterior el valor calculado de Q_D es superior al de diseño se propone una elevación menor para el NAME (1003.50 m) y se procede de la misma manera que el primer tanteo. (ver fig 3.4)

Coordenadas (variables) correspondientes a ésta elevación

Tabla 3.5 Coordenadas del terreno a la elevación propuesta

Punto	Cadenamiento [m]	Elevación [m]
1	0 + 012.00	1003.5
2	0 + 015.00	1003.5
3	0 + 020.00	1003.5
4	0 + 030.00	1003.5
5	0 + 040.00	1003.5
6	0 + 050.00	1003.5
7	0 + 056.00	1003.5

De las coordenadas se obtiene el tirante con respecto a las coordenadas del terreno natural, y en base a la figura 3.4 se tiene:

$$Y_2 = 1.00 \text{ m} ; Y_3 = 4.00 \text{ m} ; Y_4 = 3.50 \text{ m} ; Y_5 = 3.50 \text{ m} ; Y_6 = 2.00 \text{ m}$$

Mantenemos el mismo número de tramos hidráulicos con las siguientes dimensiones:

$$TH - 1 = 3.00 \text{ m} ; TH - 2 = 35.00 \text{ m} ; TH - 3 = 6.00 \text{ m}$$

De lo anterior tenemos que el ancho de la lámina de agua es de 44.00 m . El gasto de diseño, los coeficientes de rugosidad y la pendiente hidráulica no varían.

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

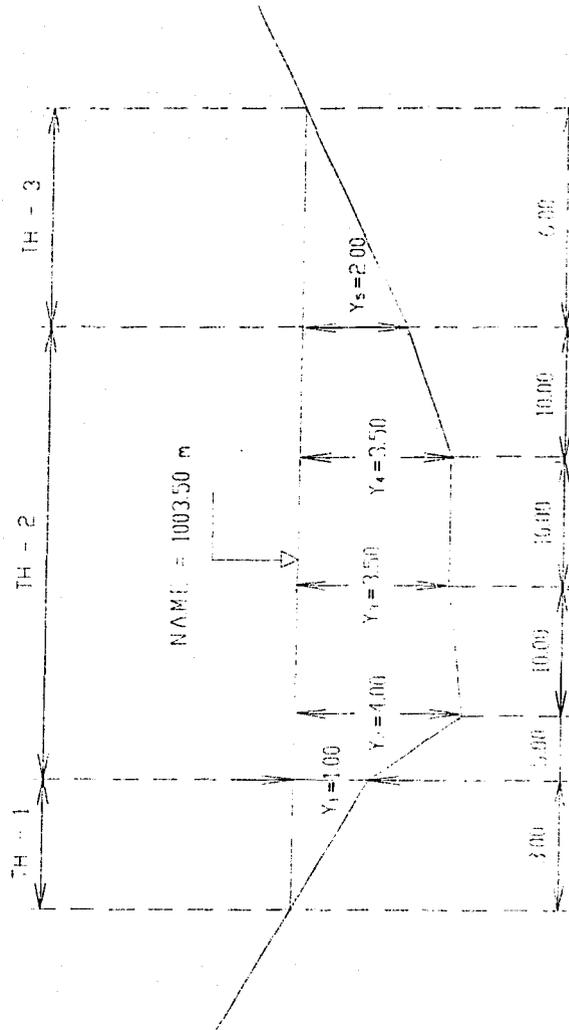


Figura 3.4 Sección hidráulica en el cauce

Solución del problema

a) Cálculo del área hidráulica de cada tramo (Ah_i)

$$\begin{aligned} \text{TH - 1 ; } Ah_1 &= (3.00)(1.00)(0.50) &= 1.50 \text{ m}^2 \\ \text{TH - 2 ; } Ah_2 &= (1.00 + 4.00)(0.50)(5.00) &= 12.50 \text{ m}^2 \\ &= (4.00 + 3.50)(0.50)(10.00) &= 37.50 \text{ m}^2 \\ &= (10.00)(3.50) &= 35.00 \text{ m}^2 \\ &= (3.50 + 2.00)(0.50)(10.00) &= 27.50 \text{ m}^2 \\ & & Ah_2 = 112.50 \text{ m}^2 \\ \text{TH - 3 ; } Ah_3 &= (6.00)(2.00)(0.50) &= 6.00 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

b) Cálculo de los perímetros mojados (Pm_i)

$$\begin{aligned} \text{TH - 1 ; } Pm_1 &= \sqrt{(3.00)^2 + (1.00)^2} &= 3.16 \text{ m} \\ \text{TH - 2 ; } Pm_2 &= \sqrt{(5.00)^2 + (3.00)^2} &= 5.83 \text{ m} \\ &= \sqrt{(10.00)^2 + (0.50)^2} &= 10.01 \text{ m} \\ & &= 10.00 \text{ m} \\ &= \sqrt{(10.00)^2 + (1.50)^2} &= 10.11 \text{ m} \\ & & Pm_2 = 35.95 \text{ m} \\ \text{TH - 3 ; } Pm_3 &= \sqrt{(6.00)^2 + (2.00)^2} &= 6.32 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Cálculo de los radios hidráulicos (Rh_i)

$$\text{TH - 1 ; } Rh_1 = \frac{1.50}{3.16} = 0.475 \text{ m ; } (Rh)^{2/3} = 0.609$$

$$\text{TH - 2 ; } Rh_2 = \frac{112.50}{35.95} = 3.129 \text{ m ; } (Rh)^{2/3} = 2.139$$

$$\text{TH - 3 ; } Rh_3 = \frac{6.00}{6.32} = 0.949 \text{ m ; } (Rh)^{2/3} = 0.966$$



d) Cálculo de la velocidad de llegada (V_i)

$$TH - 1 ; V_1 = \frac{(0.609)(0.0819)}{0.100} = 0.50 \text{ m/s}$$

$$TH - 2 ; V_2 = \frac{(2.139)(0.0819)}{0.045} = 3.89 \text{ m/s}$$

$$TH - 3 ; V_3 = \frac{(0.966)(0.0819)}{0.100} = 0.79 \text{ m/s}$$

e) Cálculo del gasto en cada tramo (Q_i)

$$TH - 1 ; Q_1 = (1.50)(0.50) = 0.80 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 2 ; Q_2 = (112.50)(3.89) = 437.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 3 ; Q_3 = (6.00)(0.79) = 4.70 \text{ m}^3/\text{s}$$

El gasto de diseño que corresponde a la elevación respecto del NAME es de $Q_D = 443.10 \text{ m}^3/\text{s}$

De las condiciones dadas por el problema, el gasto calculado no debe diferir en un $\pm 5\%$:

$$\frac{443.1 - 500}{500} (100) = -11.38$$

La elevación no es adecuada para obtener el gasto de diseño.

3^{er} Tanteo.

Puesto que en la iteración anterior el valor calculado de Q_D es menor al de diseño se propone una elevación mayor para el NAME (1003.75 m) y se procede de la misma manera.

Coordenadas (variables) correspondientes a ésta elevación (ver fig 3.5)

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.6 Coordenadas del terreno a la elevación propuesta

Punto	Cadenamiento [m]	Elevación [m]
1	0 + 011.25	1003.75
2	0 + 015.00	1003.75
3	0 + 020.00	1003.75
4	0 + 030.00	1003.75
5	0 + 040.00	1003.75
6	0 + 050.00	1003.75
7	0 + 056.75	1003.75

De las coordenadas se obtiene el tirante con respecto a las coordenadas del terreno natural, y en base a la figura 4.5 se tiene:

$$Y_2 = 1.25 \text{ m} ; Y_3 = 4.25 \text{ m} ; Y_4 = 3.75 \text{ m} ; Y_5 = 3.75 \text{ m} ; Y_6 = 2.25 \text{ m}$$

Mantenemos los tres tramos hidráulicos y sus dimensiones son:

$$TH - 1 = 3.75 \text{ m} ; TH - 2 = 35.00 \text{ m} ; TH - 3 = 6.75 \text{ m}$$

De lo anterior tenemos que el ancho de la lámina de agua es de 45.50m, el gasto, los coeficientes de rugosidad y la pendiente hidráulica no varían.

Solución del problema

a) Cálculo del área hidráulica de cada tramo (A_{h_i})

$$\begin{aligned} TH - 1; A_{h_1} &= (3.75)(1.25)(0.50) &= 2.34 \text{ m}^2 \\ TH - 2; A_{h_2} &= (1.25 + 4.25)(0.50)(5.00) &= 13.75 \text{ m}^2 \\ &= (4.25 + 3.75)(0.50)(10.00) &= 40.75 \text{ m}^2 \\ &= (10.00)(3.75) &= 37.50 \text{ m}^2 \\ &= (3.75)(2.25)(0.50)(10.00) &= 30.00 \text{ m}^2 \\ &A_{h_2} &= 121.25 \text{ m}^2 \\ TH - 3; A_{h_3} &= (6.75)(2.25)(0.50) &= 7.59 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

b) Cálculo de los perímetros mojados (Pm_i)

$$TH - 1; Pm_1 = \sqrt{(3.75)^2 + (1.25)^2} = 3.95 \text{ m}$$

$$TH - 2; Pm_2 \text{ es el mismo que en el caso anterior} = 35.95 \text{ m}$$

$$TH - 3; Pm_3 = \sqrt{(6.75)^2 + (2.25)^2} = 7.12 \text{ m}$$

c) Cálculo de los radios hidráulicos (Rh_i)

$$TH - 1; Rh_1 = \frac{2.34}{3.95} = 0.592 \text{ m} ; (Rh)^{2/3} = 0.705$$

$$TH - 2; Rh_2 = \frac{121.25}{35.95} = 3.373 \text{ m} ; (Rh)^{2/3} = 2.249$$

$$TH - 3; Rh_3 = \frac{7.59}{7.12} = 1.066 \text{ m} ; (Rh)^{2/3} = 1.044$$

d) Cálculo de la velocidad de llegada (V_i)

$$TH - 1; V_1 = \frac{(0.705)(0.0819)}{0.100} = 0.58 \text{ m/s}$$

$$TH - 2; V_1 = \frac{(2.249)(0.0819)}{0.045} = 4.09 \text{ m/s}$$

$$TH - 3; V_2 = \frac{(1.044)(0.0819)}{0.100} = 0.86 \text{ m/s}$$

e) Calcular el gasto en cada tramo

$$TH - 1; Q_1 = (0.58)(2.34) = 1.40 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 2; Q_2 = (4.09)(121.25) = 495.90 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$TH - 3; Q_3 = (0.86)(7.59) = 6.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$503.80 \text{ m}^3/\text{s}$$

FALLA DE ORIGEN

El gasto de diseño que corresponde a la elevación del NAME es de $Q_D = 504.00 \text{ m}^3/\text{s}$.

De las condiciones dadas por el problema, el gasto calculado no debe diferir en un $\pm 5\%$:

$$\frac{504.00 - 500}{500} (100) = 0.80 \%$$

\therefore La elevación es adecuada.

De la ecuación de continuidad y con el gasto obtenido para una elevación de 1003.75 m podemos calcular la velocidad media de la corriente:

$$V_m = \frac{504.00}{131.18} = 3.84 \text{ m/s}$$

Tabla 3.7 Resumen de resultados del 3^{er} tanteo del ejemplo 3.2

TH	Ah [m]	Pm [m]	Rh [m]	(Rh) ^{2/3}	n	V [m/s]	Q [m ³ /s]
1	2.34	3.95	0.592	0.705	0.100	0.58	1.4
2	121.25	35.95	3.373	2.249	0.045	4.09	495.90
3	7.59	7.12	1.006	1.044	0.100	0.86	6.50
Σ	131.18	47.02					503.80

Ejemplo 3.3

Los ejemplos anteriores corresponden a un análisis hidráulico sin considerar el área obstruida producida por el puente en el cauce.

Se considera para este ejemplo:

Datos hidráulicos: Sección hidráulica normal al cruce (fig 3.6)

Gasto = 900 m³/s

NAME = 349.25 m

Espacio vertical mínimo = 2.00 m

Ancho del cauce = 150 m

El tipo de terreno en el lecho del cauce corresponde a un material rocoso

Tirante en el estribo 1 y 2 de 2.50 m

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Solución del ejercicio:

Cálculos hidráulicos

En este caso ya se conoce el gasto de diseño así como la elevación correspondiente a éste. Se desea conocer la elevación de la superficie libre del agua (Δh) que se genera al colocar los estribos y pilas en el cauce. La solución del ejercicio es un proceso iterativo, ya que se pretende obtener la longitud del puente más óptima y que no se generen condiciones adversas (socavación) en el lecho del cauce producido por las altas velocidades bajo el puente. Tomando en cuenta que la sobre-elevación Δh queda restringida al tipo de suelo que se tenga en el lecho del cauce.

Dicho lo anterior, el área obstruida debe ser tal que al aplicar la ecuación de continuidad y obtener la velocidad que se presenta bajo el puente no debe sobrepasar la velocidad permisible del lecho y se genere la socavación.

1^{er} tanteo

Considerando un puente constituido por 4 tramos de 25.00 m c/u , como se muestra en la figura 3.6, en el TH - 2 el área hidráulica $A_h = 283.35 \text{ m}^2$, el área obstruida por las pilas $A_{OB} = 9.50 \text{ m}^2$ entonces el área bajo el puente es $A_{BP} = 283.35 \text{ m}^2 - 9.50 \text{ m}^2 = 273.85 \text{ m}^2$ y de los datos de campo la velocidad de llegada es $V_{Lleg} = 2.00 \text{ m/s}$.

Tabla 3.8 Características geométricas del ejemplo 3.3

TH	$A_h \text{ [m}^2 \text{]}$	$A_{OB} \text{ [m}^2 \text{]}$	$A_{BP} \text{ [m}^2 \text{]}$	$V_{Lleg} \text{ [m/s]}$
1	37.50	37.50	0.00	1.00
2	283.35	9.50	273.85	2.00
3	25.00	25.00	0.00	1.00
Σ	345.85	72.00	273.85	

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

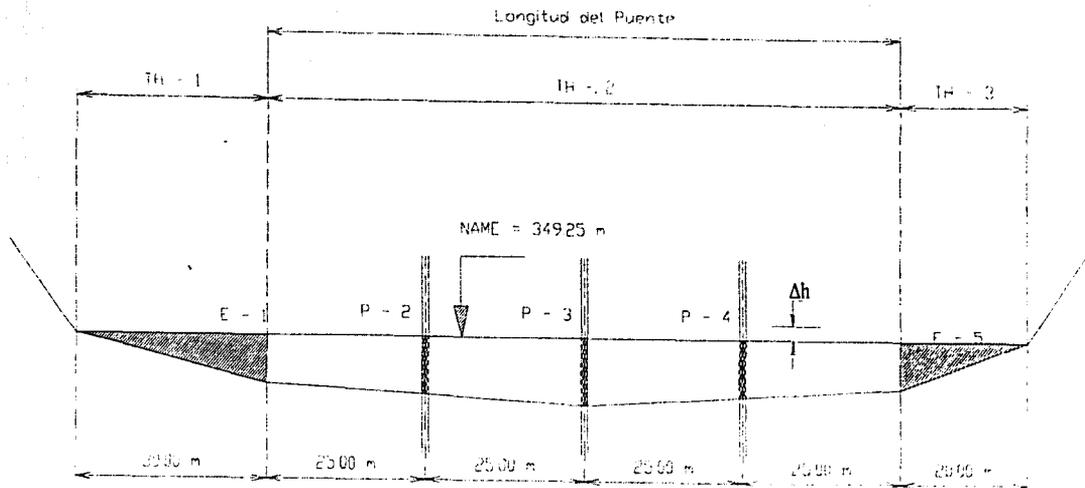


Figura 3.6 Sección hidráulica obstruida

LESIS CON
PALLA DE ORIGEN

La velocidad bajo el puente para cada tramo hidráulico:

Para este caso se propone un valor de h que corresponde a la sobre elevación que se genera al obstruir el área hidráulica del cauce, tomando en cuenta que existen valores de acuerdo al material del cauce que la limitan.

Del tipo de terreno, proponemos un valor de $h = 0.35$ m

Para TH - 1 y TH - 3 el área obstruida es 0

Para TH - 2

$$V_{BP} = \sqrt{V_{Lleg}^2 + 2gh} = \sqrt{(2.00)^2 + 2(9.81)(0.35)} = 3.30 \text{ m/s}$$

$$Q = (3.30)(273.85) = 903.70 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para aceptar el claro entre pilas se debe tomar en cuenta que la diferencia admisible entre Q_{BP} y Q_D sea de $\pm 5\%$, así como la velocidad no debe de exceder en un 15% su relación.

Por lo tanto

$$Q' = \left| \frac{900 - 904}{900} \right| 100 = 0.44\%$$

$$V' = \frac{V_{BP}}{V_{Lleg}} = \frac{3.30}{2.00} = 1.65$$

Lo anterior significa que V_{BP} es $65\% > V_{Lleg}$, lo cual no sería admisible, suponiendo que el fondo del cauce, antes de llegar al estrato resistente, fuera muy socavable.

Por lo cual se propone un puente constituido por 4 tramos de 28.00 m de longitud c/u (ver fig 3.7).

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

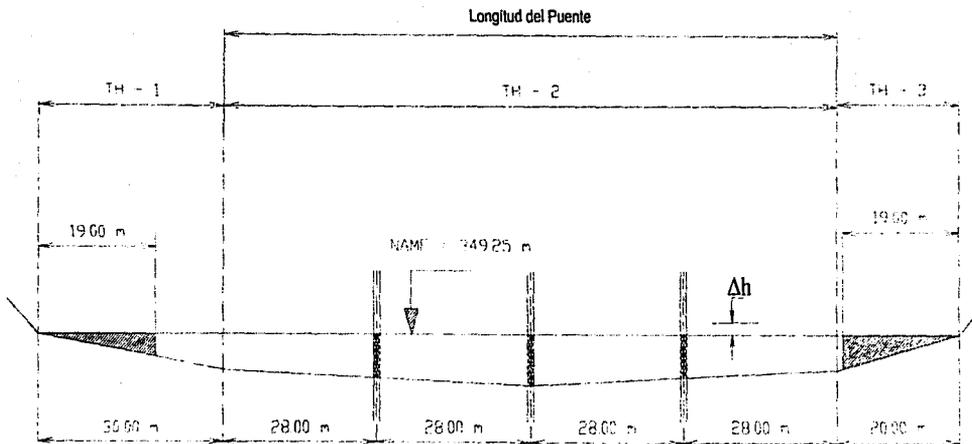


Figura 3.7 Sección hidráulica obstruida

TESIS CON
FALTA DE ORIGEN

2^{do} tanteo

Para TH - 1

$$A_{OB} = 2.50 \frac{19.00}{30.00} (19.00)(0.5) = 15.04^* \text{ m}^2$$

Para TH - 3

$$A_{OB} = 2.50 \frac{19.00}{20.00} (19.00)(0.5) = 22.56^* \text{ m}^2$$

De lo anterior se tiene:

Tabla 3.9 Características geométricas

TH	Ah [m ²]	A _{OB} [m ²]	A _{Lleg} [m ²]	V [m/s]
1	37.5	15.04*	22.46	1.00
2	283.35	9.5	273.85	2.00
3	25	22.56*	2.44	1.00
Σ	345.85	47.1	298.75	

$$LP = (4)(28) = 112.00 \text{ m}$$

Proponemos una sobre elevación $h = 0.25 \text{ m}$

La velocidad bajo el puente para cada tramo hidráulico:

Para TH - 1

$$V_{BP} = \sqrt{V_{Lleg}^2 + 2gh} = \sqrt{(1.00)^2 + 2(9.81)(0.25)} = 2.43 \text{ m/s}$$

$$Q = (2.43)(22.46) = 54.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para TH - 2

$$V_{BP} = \sqrt{V_{Lleg}^2 + 2gh} = \sqrt{(2.00)^2 + 2(9.81)(0.25)} = 2.98 \text{ m/s}$$

$$Q = (2.98)(273.85) = 816.10 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para TH - 3

$$V_{BP} = \sqrt{V_{Lleg}^2 + 2gh} = \sqrt{(1.00)^2 + 2(9.81)(0.25)} = 2.43 \text{ m/s}$$

$$Q = (2.43)(2.44) = 5.90 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por lo tanto, el gasto bajo el Puente es $Q_{BP} = 877 \text{ m}^3/\text{s}$ y su velocidad $V_{BP} = 2.98 \text{ m/s}$

Para que se acepten los claros propuestos se debe cumplir la condición

$$V' = \frac{V_{BP}}{V_{Lleg}} = \frac{2.98}{2.00} = 1.49 < 65\% \quad \therefore \text{se acepta los claros de 28 m c/u}$$

$$\therefore \text{ la velocidad media } V_{med} = \frac{877}{299} = 2.93 \text{ m/s}$$

Ejemplo 3.4 Del ejemplo 3.3, el gasto de diseño para un periodo de retorno de 50 años es $Q_D = 900 \text{ m}^3/\text{s}$ y la velocidad media que corresponde a dicho gasto es $V_m = 2.60 \text{ m/s}$. Considerando, además, que el ancho del cauce $B = 150 \text{ m}$ y el área hidráulica $A_h = 283.35 \text{ m}^2$. Calcular el perfil del lecho socavado, considerando los métodos de Lischtvan-Lebediev para socavación general, de Yaroslavtziev para socavación local en pilas y el de Artamanov para socavación local en estribos.

Las pilas son de sección circular con 2.5 m de diámetro (b_f) y están construidas dentro del canal principal, para la aplicación del método de Artamanov, la relación Q_1/Q es de 0.10, el ángulo α corresponde a 90° más el esviajamiento y la relación del talud es cero, es decir, este es vertical. Considere el peso específico seco del material del lecho (arcilla) de 0.9 t/m^3 y un ángulo de esviajamiento de 10.35° .

De la fig 3.7 y suponiendo las siguientes coordenadas en términos de los cadenamientos y elevaciones.

LEER CON
FALLA DE ORIGEN

Tabla 3.10 Coordenadas del terreno

	Punto	Cadenamiento [m]	Elevación [m]
1	Estribo 1	100 + 010	346.35
2	Punto 2	100 + 031	344.30
3	Pila 3	100 + 059	343.34
4	Pila 4	100 + 087	342.32
5	Pila 5	100 + 115	343.34
6	Punto 6	100 + 143	344.10
7	Estribo 7	100 + 144	347.75

a) Cálculo de la socavación general por el método de Lischtvan-Lebediev

Datos generales

$$Q_D = 900 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V_m = 2.60 \text{ m/s}$$

$$Ah = 283.35 \text{ m}^2$$

$$T_r = 50 \text{ años}$$

$$H_o = \text{variable, en m} \quad (\text{tirante normal a la corriente})$$

$$B = 150 \text{ m}$$

El ancho efectivo en el cauce al colocar las pilas es:

$$B_e = B - \Sigma b = 150 - 3(2.5) = 126.5 \text{ m}$$

Para aplicar la ecuación de Lischtvan-Lebediev es necesario conocer el tirante medio en la sección el cual se obtiene con la siguiente expresión:

$$H_m = \frac{Ah}{B_e} = \frac{283.35}{126.50} = 2.24 \text{ m}$$

Se obtiene el parámetro α :

$$\alpha = \frac{Q_D}{H_m^{5/3} B_e \mu}$$

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

Para obtener el valor de α es necesario conocer el coeficiente de contracción (μ), el cual se obtiene de la tabla 2.4 con el valor de la velocidad media en el cauce $V_m = 2.60 \text{ m/s}$. Sustituimos valores y se obtiene que:

$$\alpha = \frac{Q_b}{H_m^{5/3} B_c \mu} = \frac{900}{(2.24)^{5/3} (126.5)(0.965)} = 1.92$$

Para calcular el tirante socavación utilizamos la ecuación 2.18, esto es

$$H_s = \left[\frac{\alpha H_0^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right]^{1/(1+x)}$$

Para aplicar dicha ecuación, es necesario conocer el coeficiente β y el exponente x que dependen del periodo de retorno y al tipo de suelo en el lecho respectivamente. Los valores son:

$\beta = 0.82$ de acuerdo a la tabla 2.2
 $x = 0.48$ de acuerdo a la tabla 2.3
 $\gamma_d = 0.9 \text{ t/m}^3$

Sustituyendo los valores en la ecuación 2.18, se obtiene el perfil de socavación (ver fig. 3.8) y los resultados se presentan en la tabla 3.11

Tabla 3.11 Tabla de resultados de la socavación general

	Punto	Tirante H_0	$\alpha H_0^{5/3}$	H_s	$H_s - H_0$
1	Estribo 1	2.9	11.32	9.03	6.13
2	Punto 2	4.95	27.60	16.48	11.53
3	Pila 3	5.91	37.09	20.12	14.21
4	Pila 4	6.93	48.36	24.07	17.14
5	Pila 5	5.91	37.09	20.12	14.21
6	Punto 6	5.15	29.49	17.23	12.08
7	Estribo 7	1.5	3.77	4.30	2.80

b) Cálculo de la socavación en pilas por el método de Yaroslavtziev

Utilizando la ecuación 2.23 se obtiene el tirante Y_s de socavación en las pilas. Así,

$$Y_s = k_f k_v (e + k_H) \frac{V^2}{g} - 30d_{H4}$$

El coeficiente k_f depende del tipo de pila, de acuerdo a la fig 2.8 el coeficiente $k_f = 10$

$V = 2.6$ m/s velocidad media en el cauce

Para obtener el coeficiente k_v es necesario calcular la siguiente relación

$$\frac{V^2}{g b_f} = \frac{(2.6)^2}{(9.81)(2.5)} = 0.275$$

$k_v = 0.70$

$e = 0.6$

$b_f = 2.5$ m

$k_H = \text{variable}$

de acuerdo a la tabla 2.7

coeficiente de corrección

diámetro de las pilas

de acuerdo a la fig 2.9 que depende de la relación H/b_f

Sustituyendo valores

$$Y_s = (10)(0.7)(0.6 + k_H) \frac{(2.6)^2}{9.81} - 30(0.01)$$

$$Y_s = 4.823(0.6 + k_H) - 0.3$$

Por lo tanto, para cada una de las pilas se obtuvieron los siguientes resultados:

Tabla 3.12 Tabla de resultados para la socavación en pilas

Pila	Tirante considerando socavación general [m]	H/b _f	k _H	Y _s [m]
3	20.12	1.47	0.45	4.76
4	24.07	1.79	0.4	4.52
5	20.12	2.08	0.3	4.04

c) Cálculo de la socavación en los estribos con el método de Artamanov

Utilizando la ec 2.24 se obtiene el tirante de socavación en estribos. Esto es:

$$Y_s = P_a P_q P_R H_0$$

Considerando que el porcentaje del gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera, con respecto al gasto total es igual a:

$$\frac{Q_1}{Q} = 0.10$$

Talud = 0

Esviamiento = 10.35°

$\alpha = 90^\circ$

$P_\alpha = 1.00$

$P_q = 2.00$

$P_R = 1.00$

ángulo que forma el eje longitudinal de la obra con la corriente de acuerdo con la tabla 2.6 que depende de α

de acuerdo con la tabla 2.7 que depende de la relación $\frac{Q_1}{Q}$

de acuerdo con la tabla 2.8 que depende del talud

Sustituyendo los valores se llega a los resultados que se muestran en la tabla 3.13

Tabla 3.13 Resultados de la socavación en estribos

Estribo	Ho [m]	Ys [m]
1	2.9	5.8
7	1.5	3

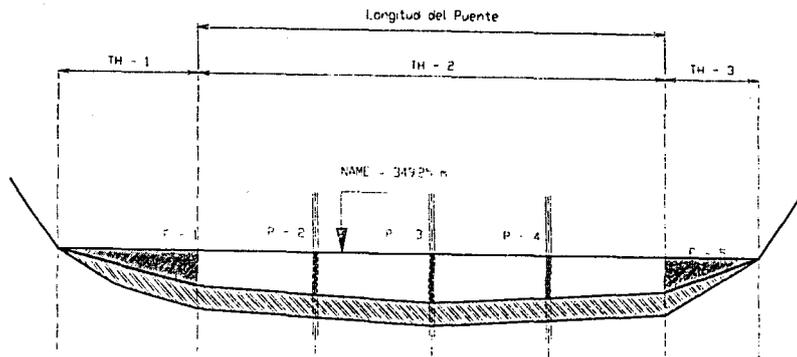


Figura 3.8 Perfil de socavación

CAPÍTULO 4

COMENTARIOS DE LOS EJEMPLOS

4 COMENTARIOS A LOS EJEMPLOS

En el diseño hidráulico de puentes se pueden distinguir dos condiciones de cálculo:

La primera condición corresponde a la situación cuando se realizan los cálculos para obtener el gasto y su correspondiente elevación (NAME) antes de colocar el puente. Cabe destacar que cuando se conoce el NAME y se requiere saber el gasto que pasa por dicha sección los cálculos son sencillos y no así cuando se desea conocer la elevación conocido el gasto. Para este caso se deben realizar una serie de tanteos hasta que se tenga un valor cercano al gasto de diseño de $\pm 5\%$.

Para este caso es necesario conocer la topografía de la sección transversal del cauce; como sabemos, esta sección suele ser muy irregular y son susceptibles de idealizarse en figuras geométricas sencillas para obtener las características geométricas del cauce (el tirante, área hidráulica, perímetro mojado, radio hidráulico) para determinar la velocidad de llegada y así calcular el gasto que pasa por dicha sección.

Cabe destacar que la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, en sus normas para el proyecto de puentes recomienda trazar tres secciones hidráulicas como mínimo; una aguas arriba, otra en el cruce del cauce con el eje de proyecto de la carretera y la última aguas abajo, separadas entre sí una distancia aproximadamente cuatro veces el ancho del cauce. En cada una de las secciones se obtiene el gasto, la velocidad de la corriente y se comparan entre sí para comprobar que los datos obtenidos son similares.

Las velocidades de la corriente, se calculan, mediante el método sección-pendiente (método de Manning) si la pendiente geométrica media o la pendiente hidráulica media es igual o menor de 2%. De lo contrario las velocidades han de ser estimadas utilizando mediciones con molinetes.

En el segundo caso, se deben realizar los cálculos considerando el área hidráulica obstruida por las pilas y estribos del puente. De lo cual, el área obstruida debe ser tal que al aplicar la ecuación de continuidad y obtener la velocidad que se presenta bajo el puente, ésta no rebase la velocidad permisible del lecho y se genere la socavación.

Dicho lo anterior, se debe proponer una longitud del puente (por medio de tanteos) que cumpla lo condición antes mencionada.

Cabe destacar, que el aspecto más importante es conocer la sobre-elevación (Δh) de la superficie libre del agua que se genera al reducir el área hidráulica, la cual se obtiene con la ecuación de Bernoulli, tomando en cuenta que este dato nos define la elevación a la que se debe colocar la superestructura.

Dicha sobre-elevación de la superficie libre del agua queda limitada por el efecto de la socavación. A continuación se presentan algunos valores para la sobre-elevación máxima dependiendo del tipo de terreno:

Tabla 4.1 Límites de la sobre-elevación de acuerdo a la SCT

Tipo de terreno	Δh [m]
Rocoso	0.4
Firme (Boleos)	0.3
Blandos	0.2
Sueltos(Arenas)	0.1

Para el estudio de la socavación general, socavación local en pilas y estribos se han realizado estudios experimentales (modelos) y en base a mediciones hechas en campo, obteniéndose así una serie de tablas que nos facilita los cálculos para la obtención de estos parámetros

Para el cálculo de la socavación general la posibilidad de arrastre de los materiales de fondo depende de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo en cuestión.

La primera velocidad mencionada depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante; la segunda depende de las características del material del fondo y del tirante. Como características del material se toma el diámetro medio, en el caso de suelos no cohesivos y el peso específico seco que se obtiene dividiendo el peso de los sólidos de la muestra (W_s) entre el volumen original de la masa de suelo (V_m).

Además, para la aplicación de dicha teoría se requiere para su aplicación de datos que son relativamente fáciles de obtener:

El gasto Q_D de diseño escogido con una frecuencia determinada y que puede obtenerse con alguno de los métodos expuestos en el capítulo I.

El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómodo resulta obtenerlo

Características del material del fondo (γ_d o H_m).

La hipótesis de partida y fundamental es que el gasto permanece constante durante todo el proceso erosivo en cada franja escogida de la sección. Al considerar la hipótesis, se puede presentar un inconveniente cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección. Se presentara en la zona menos resistente un descenso del fondo más rápido. Esto hará que después de un cierto tiempo sea mayor el gasto sobre esa zona.

Cuando un puente cruza un río en una zona donde no es factible alcanzar un manto rocoso en el que apoyar las pilas, el principal problema que se presenta tanto en proyecto como en mantenimiento, es el conocimiento de las erosiones locales que sufre el fondo del cauce, que pueden ser de tal magnitud que lleguen a alcanzar la base de las pilas y provocar la falla total de la estructura.

Para el caso de la socavación local en pilas se produce un cambio en las condiciones hidráulicas del cauce. Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que puede llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones. Cabe destacar que la profundidad Y_S obtenida se mide a partir de la profundidad del lecho del cauce una vez que ha ocurrido la socavación general.

El método para calcular la socavación local en pilas propuesto por Yaroslavtziev depende fundamentalmente del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término y tanto del tamaño de los granos del fondo, como la geometría de la pila. Este método queda limitado a velocidades muy grandes.

Cabe destacar, cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Además la

formula puede conducir a errores en los casos en que la relación H/b_f sea menor de 2 y la pila esté inclinada respecto a la corriente.

Para el caso de la socavación en estribos ésta 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.

CAPÍTULO 5 CONCLUSIONES

5 CONCLUSIONES

- La investigación de campo es muy importante, ya que revela condiciones que no aparecen en los mapas, fotografías aéreas, así como las alteraciones topográficas, características del suelo y los cuerpos flotantes arrastrados por la corriente.
- Se requieren estudios hidrológicos para determinar la avenida asociada a un periodo de retorno y de ésta, calcular el gasto de diseño.
- En base al gasto de diseño se obtiene la elevación a la que se debe colocar la superestructura, tomando en cuenta que no quede en peligro por la acción de una avenida y por los escombros o cuerpos flotantes.
- El fenómeno de la socavación es uno de los factores principales que provoca la inestabilidad de los puentes.
- La correcta estimación del gasto de una corriente para emplearse en el cálculo de socavación es fundamental.
- Una manera de representar los conceptos que definen el proyecto de puentes es por medio de ejemplos ilustrativos, que representen las diferentes alternativas o condiciones que se pueden presentar en la realización del proyecto.
- Es importante saber como se va formando un estudio preliminar sobre lo que se pretende dentro de un proyecto de Puentes, y a la vez tener en cuenta los conceptos para conocerlos y aplicarlos.