

17
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

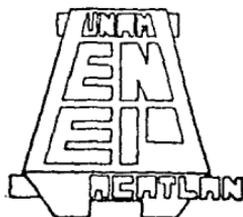
ESTUDIOS DE SOCAVACION EN PUENTES

T E S I S

Que para obtener el Titulo de:
INGENIERO CIVIL

presentan

GILBERTO MARTINEZ PAREDES
MARIANO GABRIEL NAVA OLGUIN



Naucalpan, Edo. de México



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 está 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.

INDICE

INTRODUCCION

CAPITULO I SOCAVACION

	Pag.
1.1. Generalidades	1
1.2. Definición y tipos de Socavación	2
1.2.1. Definición	2
1.2.2. Tipos de Socavación	3
1.3. Métodos de Cálculo	5
1.3.1. Método de Lischtvan-Lebediev, para el cálculo de la socavación general.	6
1.3.1.1. Socavación general en cauces definidos	7
1.3.1.2. Cálculo de la socavación en suelos no homogéneos.	16
1.3.1.3. Socavación en cauces indefinidos.	17
1.3.2. Métodos de cálculo para la socavación local en pilas.	19
1.3.2.1. Método de Laursen-toch	20
1.3.2.2. Método de Yaroslavtziev	26
1.3.2.3. Método de Chitale	34
1.3.2.4. Método de Shen y otros	35
1.3.2.5. Método de la división de investigación de la facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.	36
1.3.3. Método de Artamonov, para el cálculo de la socavación en estribos.	41
1.3.4. Métodos de socavación en estrechamiento	43
1.3.4.1. Método de Straub	43
1.3.5. Método de socavación en curvas	44
1.3.5.1. Método de B.B. Lebediev	44
1.3.5.2. Método de S.T. Altunin	45
1.3.6. Método de Keulegan	46
1.4. Comentarios acerca de los métodos expuestos	48

CAPITULO 2 ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS

	Pag.
2.1. Generalidades	53
2.2. Estudio Hidrológico	54
2.2.1. Método de Creager	56
2.2.2. Método de Lowry	58
2.2.3. Método Racional	58
2.2.4. Método de Dickens	61
2.2.5. Método de Sánchez Bribiesca	62
2.2.6. Método de Chow	68
2.2.7. Método de Gumbel	78
2.3. Comentarios acerca de los métodos hidrológicos	80
2.4. Estudio Hidráulico	82

CAPITULO 3 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

	Pag.
3.1. Generalidades	88
3.2. Estudios de perforación y muestreo en suelos para conocer los parámetros en el cálculo de la socavación.	89
3.2.1. Excavaciones a cielo abierto con muestreo alterado e inalterado.	89
3.2.2. Perforaciones con posteadoras y barrenos helicoidales.	90
3.2.3. Método de penetración estandar.	92
3.2.4. Perforaciones en boleos y gravas.	94
3.2.5. Muestreo con tubo de pared delgada.	94
3.3. Pruebas de laboratorio	96
3.3.1. Relaciones volumétricas	96
3.3.2. Prueba de granulometría	98
3.3.2.1. Representación de la distribución granulométrica	98
3.3.2.2. Cribado por mallas	101
3.3.3. Pruebas de plasticidad	102
3.3.3.1. Límites de plasticidad	102
3.3.3.2. Identificación de suelos	103
3.4. Tipos de cimentaciones para puentes	106
3.4.1. Cimentaciones poco profundas	106
3.4.2. Cimentaciones profundas	107
3.4.3. Factores que determinan el tipo de cimentación.	108

<u>CAPITULO 4 OBRAS DE PROTECCION</u>	Pag.
4.1. Generalidades	109
4.2. Obras de protección contra la socavación local en pilas.	109
4.2.1. Estructuras colocadas alrededor de las pilas.	110
4.2.2. Estructuras colocadas aguas arriba de la pila.	114
4.2.3. Pedraplenes	116
4.3. Protección contra la socavación local en estribos	120
4.4. Obras de protección en márgenes de los ríos.	124
4.4.1. Espigones	125
4.4.2. Muros, diques longitudinales y tablaestacas.	130

<u>CAPITULO 5 "RIO TEAPA"</u>	Pag.
5.1. Generalidades	132
5.2. Estudio hidrológico	133
5.3. Estudio hidráulico	135
5.4. Estudio de mecánica de suelos	139
5.5. Cálculo de la socavación	140
5.5.1. Socavación General	140
5.5.2. Socavación local	143
5.6. Recomendaciones para el tipo de cimentación	146

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

ANEXO A - PLANOS

ANEXO B - FOTOGRAFIAS

BIBLIOGRAFIA

INTRODUCCION

El desarrollo de nuestro país en los últimos años exige la construcción de vías de comunicación cada día más seguras y eficientes.

En el caso particular de las vías terrestres es de primordial importancia una planeación económica adecuada, la selección de ruta, los materiales de construcción y el diseño racional de las estructuras de drenaje; estas últimas son las que darán salida expedita al agua que llegue al camino.

Dentro de la clasificación del drenaje de un camino se encuentran contemplados los puentes, que se consideran como un drenaje superficial, transversal.

Para un diseño hidráulico apropiado de estas estructuras es menester realizar estudios hidrológicos e hidráulicos.

La mayoría de las obras de drenaje de este tipo están ligadas a cuencas pequeñas, entendiéndose como tales a aquellas cuya respuesta a la precipitación es muy rápida y son sensibles a tormentas de corta duración e intensidad alta.

En base a lo anterior, el diseño de puentes sobre corrientes naturales es de gran importancia para la construcción de vías de comunicación.

En el proyecto de un puente, desde el punto de vista hidráulico, es necesario tomar en cuenta varios parámetros en el análisis, de los cuales los más importantes son: el caudal de agua que pasará por el puente al presentarse una avenida máxima, según el periodo de retorno considerado (el cual depende de la vida útil de la obra), la velocidad de la corriente, el área y longitud que debe tener la estructura para permitir el paso de dicha corriente y la profundidad de socavación que se puede presentar.

Dentro de la hidráulica fluvial, la socavación es un fenómeno que no ha sido estudiado a fondo, a pesar de que hay distintos métodos para obtener su perfil.

La socavación es un tipo de erosión, la cual va degradando el lecho del cauce de una corriente natural (río o arroyo). Si dentro de la corriente se coloca un obstáculo como una pila de un puente o se estrecha una sección del río o arroyo, se modifican las condiciones del escurrimiento, produciéndose un aumento de velocidad, lo

cual puede traer como consecuencia que la profundidad de socavación llegue hasta la cimentación de la estructura y produzca su falla total.

Hay varias formas para calcular la socavación pero los resultados arrojados por los métodos de cálculo tienen sus limitaciones. Es por esto, que en este trabajo se da una visión del fenómeno de la socavación, para que se conozcan las características y parámetros que influyen en él, y en trabajos posteriores se continúen realizando estudios y pruebas en modelos de laboratorio, los cuales han arrojado resultados satisfactorios. Además, esta tesis tiene la finalidad de señalar la importancia de incluir en un proyecto de una obra de drenaje, el análisis del fenómeno de la socavación.

En el capítulo 1 se define el concepto de socavación más a fondo y los tipos o formas de ésta que interesan al ingeniero civil. Posteriormente se presentan los métodos más comunmente utilizados para calcular los diferentes tipos de socavación, así como algunos comentarios acerca de ellos.

En el capítulo 2 se presentan las formas para determinar el gasto de diseño, parámetro hidráulico muy importante en el cálculo de la socavación. Se explica el estudio hidrológico con sus métodos para calcular el gasto. Y en la segunda parte se trata el estudio hidráulico y las partes que lo constituyen. Se analizan dos estudios para obtener el gasto máximo de diseño y de esta forma se pueden comparar sus resultados y obtener un valor más cercano a la realidad.

El capítulo 3 se refiere a los estudios de mecánica de suelos necesarios para determinar los parámetros que intervienen en el análisis de la socavación. Se explican los métodos de muestreo utilizados en estos estudios, así como las pruebas de laboratorio necesarias para obtener dichos parámetros. Finalmente se presentan los diferentes tipos de cimentaciones, profundas y poco profundas, que se utilizan en el diseño de puentes.

Las obras de protección contra la socavación en puentes ya construidos son muy importantes, ya que éstas pueden reducir la profundidad de erosión, evitando que la estructura sufra fallas, incluyendo el colapso total.

En el capítulo 4 se dan a conocer algunas obras que pueden ser utilizadas para proteger las pilas y estribos de los puentes, así como evitar erosiones marginales.

En el capítulo 5 se ejemplificó el fenómeno de la socavación; para esto se eligió el estudio realizado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (S.C.T.) del puente "Teapa", construido sobre el río del mismo nombre en el estado de Tabasco. Este puente falló por socavación en el año de 1986.

Cabe señalar que en este capítulo se presentan las características principales de este estudio, así como: los estudios para determinar el gasto de diseño, el estudio de mecánica de suelos, el cálculo de la profundidad de socavación total (general y local) y se dan las recomendaciones acerca de las profundidades de cimentación del nuevo puente "Teapa" que se está construyendo.

Por último se presentan las conclusiones y recomendaciones, en forma general, del problema de la socavación en puentes.

CAPITULO 1

SOCAVACION

1.1. GENERALIDADES

El problema para determinar el poder de socavación de una corriente, es uno de los más complicados a los que puede enfrentarse un ingeniero, pues la socavación producida durante el aumento de capacidad de arrastre que el río adquiere en crecientes por aumento de velocidad, se rellena cuando ésta vuelve a su estado original y normal, no quedando huella aparente del fenómeno.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a la que puede llegar la socavación y las características de este fenómeno, son de fundamental importancia para el diseño de cimentaciones poco profundas, en el caso de puentes y aún de otras estructuras construidas en zonas inundables.

Una corriente de agua que se desplaza en su cauce o en una zona de inundación tiene cierta capacidad de suspender o arrastrar partículas sólidas que constituyen el lecho del río. Este movimiento de material sólido en corrientes aluviales es un fenómeno complejo que depende de diversos factores, tales como la geología, topografía, características del material de arrastre y las características hidráulicas de la corriente.

Cuando se coloca un obstáculo dentro del cauce, como una pila de apoyo de un puente, se modifican localmente las condiciones del escurrimiento, cambiando en consecuencia, la capacidad de arrastre en la zona vecina a la obstrucción.

Si esta capacidad es mayor que la proporción con que la corriente alimenta a la zona con material sólido, se producirá en ésta una socavación adicional a la normal.

El problema de mayor importancia es reconocer las formas de erosión sufridas en el lecho, ya que estas pueden ser de una magnitud tal, que sobrepasen el nivel de desplante de la pila y causen el colapso total de la estructura.

Para la solución de problemas referentes a las cimentaciones de los puentes para cruzar corrientes naturales, es necesario definir la profundidad de desplante de los apoyos e incluir un análisis detallado del problema de la socavación.

Se conocen soluciones teóricas para determinar la erosión, pero dadas las incertidumbres envueltas los resultados arrojados por estas son hasta cierto punto dudosos. La otra fuente de conocimiento disponible es la que emana del análisis de corrientes reales o de experimentos de modelos en laboratorio; estos estudios son los más prometedores y de hecho han rendido ya resultados prácticos muy satisfactorios.

En la mayoría de los ríos, la profundidad de desplante o socavación es del orden de la diferencia de tirantes en condiciones ordinarias y en crecientes máximas, pero este dato no puede considerarse regla confiable, pues se han encontrado corrientes en que la socavación alcanza el triple y aún más de tal valor y otros casos en que, por el contrario, dicho valor es exagerado.

El objeto de este análisis es debido a que en diversas ocasiones se han visto que la mayoría de las fallas de puentes han sido provocadas por dicho fenómeno, el cual afecta la subestructura, dejándola sin apoyo en algunos de sus elementos y, por lo tanto, ocasionando que la estructura se asiente y se produzca el colapso. Con base en lo anterior, se hace evidente la enorme importancia que tiene dicho fenómeno en la ingeniería y en especial, en lo que respecta a cualquier obra que se contemple en el interior de una corriente.

1.2. DEFINICION Y TIPOS DE SOCAVACION

1.2.1. Definición

Una vez comprendida la importancia de estudiar el fenómeno de la socavación, es necesario conocer primeramente lo que ella significa, para con esto poder posteriormente tomar alguna resolución.

Tomando como base las definiciones dadas por algunos autores, y unificando sus criterios se tiene que:

La socavación es el descenso que sufre el fondo del cauce durante una avenida y se debe a la capacidad de la corriente para transportar en el fondo y en suspensión los sedimentos que constituyen el lecho.

Cabe aclarar que en algunos casos el material no se mueve, pero en cambio, pierde capacidad de carga, trayendo consigo que la pila o estribo sufra un hundimiento.

1.2.2. Tipos de Socavación

La socavación que una corriente de agua produce en el cauce por el que circula puede presentar diversas formas, de las cuales las más importantes para el ingeniero son las que se presentan a continuación. (Ref. 1).

a) Socavación normal o general.

Es el abatimiento del terreno natural que ocurre a lo largo del lecho durante las condiciones de avenida y es debida a la gran capacidad que tiene el flujo de transportar sedimentos en virtud de su velocidad. Esta socavación se presenta cuando la velocidad media del agua que pasa por una sección cualesquiera, la cual depende de las características hidráulicas del río como son: pendiente, rugosidad, tirante, es mayor que la velocidad media requerida para arrastrar sólidos, esta última depende principalmente de las características del fondo y del tirante.

Este fenómeno está en función del equilibrio entre la capacidad de arrastre y el aporte de sólidos de la corriente; es decir, si el equilibrio persiste, el fenómeno no se presenta.

En los lechos rocosos puede producirse la socavación normal o general, si la velocidad media del flujo es mayor que la velocidad necesaria para desgastar la roca, pero para fines de ingeniería se considera un elemento que no sufre erosión.

b) Socavación transversal o en estrechamientos.

Se presenta cuando se da un incremento en la velocidad, la cual puede elevarse en una sección debajo de un puente, ya que el área hidráulica es reducida por la presencia de estribos y pilas. Estos elementos estructurales producen cambios de velocidad del flujo y en la pendiente de la superficie libre del agua, tanto aguas arriba como aguas abajo. Todas las características de la socavación general son aplicables a este tipo.

c) Socavación en curvas.

Con la presencia de una curva en un cauce, la corriente ataca el lado exterior de la misma, formándose un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material hacia la parte inferior de la curva; hay una tendencia de las líneas de corriente más alejadas del centro a moverse más rápido, por lo que tienen una mayor capacidad de arrastre de sólidos, produciéndose una socavación mayor que en el centro de la corriente.

Este problema es importante para el ingeniero cuando se construye un puente en una curva o en el diseño de enrocamientos de protección. El cálculo de esta socavación se puede efectuar con los métodos de cálculo de socavación general, haciendo algunas consideraciones.

Cabe señalar que en el caso de que un puente se construya en un tramo recto y haya la posibilidad de que una curva lo cruce posteriormente, será necesario recalcular nuevas profundidades y condiciones del perfil del río.

d) Socavación en márgenes.

Es la erosión que produce una corriente en las márgenes u orillas del río formadas de materiales deleznable o solubles al presentarse una avenida máxima. Este fenómeno puede llegar a producir la divagación de ríos.

e) Socavación aguas abajo en obras de almacenamiento.

Esta erosión, se presenta, cuando se liberan grandes volúmenes de agua sin material sólido, debido a que la corriente liberada produce una socavación que no se recupera por no haber aportación de sólidos que se depositen. Por lo general esto se presenta en obras civiles construidas aguas abajo de los embalses.

f) Socavación local en pilas de puentes.

Al introducir una pila en una corriente va a modificar las condiciones hidráulicas de ésta y por lo tanto, su capacidad de arrastre de sólidos. Si esto ocurre localmente, en la pila se producirá una socavación.

Para el diseño de cimentaciones poco profundas es necesario conocer esta socavación, ya que la estructura pudiese llegar al colapso o en su defecto,

a una profundidad de cimentación antieconómica y excesiva.

El conocimiento de la erosión local es un poco complejo, ya que depende de diversos parámetros tales como:

-Parámetros hidráulicos: En donde intervienen la velocidad media de la corriente, el tirante frente a la pila, la pendiente hidráulica, la rugosidad, la distribución de velocidades, la dirección de la corriente respecto a la pila, la viscosidad cinemática y el peso específico del agua.

-Parámetros del fondo; Como el diámetro de los granos, la distribución granulométrica del material del fondo, la forma de los granos, el grado de cohesión o cementación, el peso específico sumergido y la estratificación del suelo.

-Parámetros geométricos de la pila; En donde se toma en cuenta el ancho, la relación largo-ancho y el perfil de la sección horizontal.

-Parámetros de ubicación del puente; considerándose la contracción en la sección, la forma del río en planta y las obras de control de gasto que se hayan construido aguas arriba o aguas abajo.

Cabe aclarar que una misma pila puede tener varias zonas de socavación, dependiendo directamente de la velocidad del agua y del esviamiento de la pila.

g) Socavación en estribos.

Este fenómeno se le conoce también como socavación local en estribos y es análogo a la socavación local en pilas, teniendo su mayor diferencia en los métodos para su cálculo.

1.3. METODOS DE CALCULO.

Como ya se ha visto, hay varios tipos o formas de socavación que se pueden presentar a lo largo del cauce y por lo mismo, hay también diversas maneras de atacarlas. A continuación se presentarán los distintos métodos de cálculo más comunmente utilizados para cada uno de los tipos de socavación mencionados.

1.3.1. Método de Lischtvan-Lebediev, para el cálculo de la socavación general.

Cuando una avenida máxima se presenta en un río, hay cambios en el flujo, en el lecho y en los bordes. Estos cambios son debidos a la gran capacidad de transportación de sólidos, lo cual causa abatimiento del fondo del cauce.

Este fenómeno es más pronunciado en esas regiones donde el área efectiva es reducida, como en el caso del cruce con un puente, donde hay pilas y estribos. La socavación general es calculada en una sección cruzada por un puente, pero el criterio es aplicable a cualquier otra sección del río; de este modo, el método es aprovechado para calcular la máxima profundidad en cualquier sección donde se presente la avenida.

Uno de los métodos más utilizados en la práctica, es el propuesto por Lischtvan-Lebediev.

Para la aplicación de este método, se realizó una clasificación de los diferentes tipos de cauces, así como, de los materiales que los forman.

Primeramente hay que determinar si el cauce es bien definido o indefinido, entendiéndose por el primero uno cuyas orillas estén bien determinadas, y por el segundo uno comprendido en una superficie llana o simple, sobre la cual el río fluye a través de varios canales al mismo tiempo.

En una segunda clasificación se toma en cuenta la naturaleza del material del cauce:

- Material cohesivo; materiales de tipo arcilloso o limoso.
- Material no cohesivo; como arenas y gravas.

En el estudio de la socavación general la distribución de los materiales del cauce es también considerada; este puede ser homogéneo o heterogéneo. Las condiciones deben ser consideradas cuando se desempeñe el cálculo y pueden ser resumidas en la siguiente tabla:

Cauce	Material del Fondo	Distribución de materiales en el fondo.
Definido	Cohesivo	Homogéneo Heterogéneo
	No Cohesivo	Homogéneo Heterogéneo
Socavación General	Cohesivo	Homogéneo Heterogéneo
	Indefinido	Homogéneo Heterogéneo

1.3.1.1. Socavación general en cauces definidos.

Al presentarse una avenida máxima aumenta la velocidad en el cauce; este aumento trae consigo un incremento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo, hasta que se llega a la socavación máxima, casi siempre, al ocurrir el mayor gasto.

Al disminuir la avenida se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.

La condición para que haya arrastre en las partículas en un punto del fondo es que la velocidad media de la corriente sobre este punto, denominada velocidad real, V_r , sea mayor que la velocidad media que se requiere para que el material existente en tal punto sea arrastrado, a esta velocidad se le conoce como velocidad erosiva, V_e .

Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo.

De tratarse, de suelos cohesivos, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas. Para ambos casos, la erosión cesa cuando:

$$V_e = V_r$$

.....1.1

La velocidad real está dada principalmente, como antes se dijo, en función de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La erosiva, en

función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente.

Las ecuaciones que se presentan a continuación tanto para cauces definidos como indefinidos se hará suponiendo al cruce con rugosidad uniforme.

Para poder calcular la socavación en un cauce es necesario conocer el gasto de diseño (Q_d), el cual se obtiene a partir del estudio hidrológico e hidráulico, el cual se tratará en el Capítulo II.

Además del gasto de diseño, las características granulométricas de la sección, (como el diámetro de los granos en suelos friccionantes y el peso volumétrico seco en suelos cohesivos) se obtiene de un estudio de mecánica de suelos, el cual se presenta en el Capítulo III.

1.3.1.1.1. Socavación general para suelos cohesivos y homogéneos en cauces definidos.

En esta teoría, la magnitud de la erosión en suelos cohesivos depende principalmente del peso volumétrico seco del suelo. En este caso, el valor de la velocidad erosiva está dada por la expresión:

$$V_e = 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta^x H_s \quad \dots\dots 1.2$$

en donde:

V_e = Velocidad erosiva en m/s.

γ_d = Peso volumétrico seco del material que se

encuentra en la profundidad H_s , en ton/m.²

β = Un coeficiente que depende del periodo de retorno de la avenida en estudio y cuyo valor se obtiene de la tabla (1.1.).

H_s = Tirante considerado a cuya profundidad se desea conocer el valor de V_e , en m.

x = Exponente variable que está en función del peso volumétrico del material seco, el cual está consignado en la tabla (1.2.).

Para calcular la velocidad media real de la corriente (V_r) se analiza una franja vertical de la sección transversal, como la mostrada en la figura (1.A). El gasto se considera constante en cada franja mientras dura la socavación.

TABLA 11.

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño	Coefficiente 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

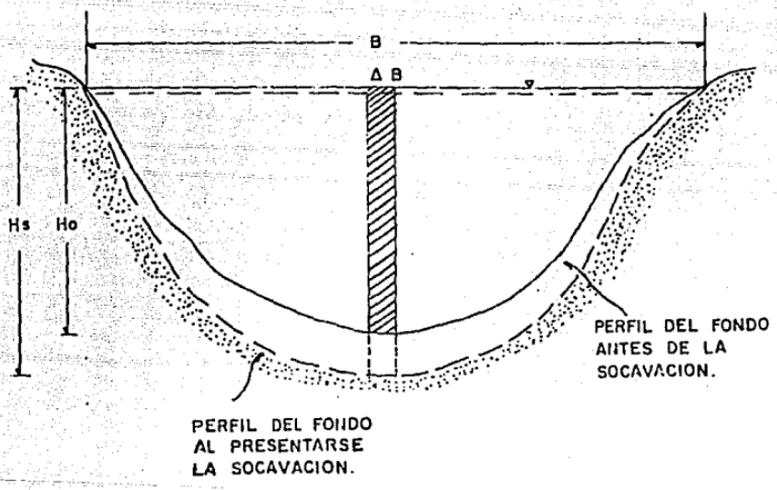
TABLA 12.

VALORES DE x Y $1/1+x$ PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS

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

(Ref. 1)

FIGURA 1. A.



B = ancho de la superficie del agua

Considerando una franja de ancho ΔB . El gasto que pasa por esa sección se puede expresar según las ecuaciones de continuidad y de Manning como:

$$Q = V \Delta A = \frac{1}{n} S^{1/2} H_o^{5/3} \Delta B \quad \dots 1.3$$

donde:

Q = Al gasto que pasa por la franja en estudio en $\frac{m^3}{s}$

V = Velocidad en la sección en m/s .

n = Coeficiente de rugosidad de Manning.

S = Pendiente hidráulica, en decimales.

H_o = Profundidad antes de la erosión, en m .

ΔB = El ancho de la franja.

Como la rugosidad y la pendiente son constantes en toda la sección, el valor $1/n S^{1/2}$ es constante, por lo tanto:

$$Q = \alpha H_o^{5/3} \Delta B \quad \dots 1.4$$

donde:

$$\alpha = \frac{1}{n} S^{1/2} \quad \dots 1.5$$

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

$$Q_d = \frac{1}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad \dots 1.6$$

donde:

B_e = Al ancho efectivo de la superficie del líquido; es decir, del ancho total se descuenta el ancho de las pilas.

En las expresiones anteriores H_m es tirante medio de la sección el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho B_e .

$$H_m = \frac{A}{B_e} \quad \dots\dots 1.7$$

Cuando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente, la corriente de agua forma vórtices cerca de las pilas y estribos del mismo, por lo que se hace necesario afectar el valor de Q_d , por un coeficiente μ llamado de contracción, el cual se encuentra en la tabla (1.3).

$$Q_d = \frac{\mu}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad \dots\dots 1.8$$

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

Despejando tenemos:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e} \quad \dots\dots 1.9$$

En la franja en estudio, al incrementarse H_o y alcanzar un valor cualquiera H_s , la velocidad disminuye a un valor V_r . En función de la velocidad y el tirante ΔQ en la franja ΔB se puede expresar:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B \quad \dots\dots 1.10$$

Iguando las ecuaciones 1.4 y 1.10 tenemos que:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} \Delta B \quad \dots\dots 1.11$$

de donde la velocidad real de la corriente vale:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad \dots\dots 1.12$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada $V_e = V_r$, siendo esta la condición de equilibrio. Por lo que V_e esta dada por la ecuación 1.2 y V_r por la ecuación 1.12.

En las expresiones anteriores H_m es tirante medio de la sección el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica entre el ancho B_e .

$$H_m = \frac{A}{B_e} \quad \dots\dots 1.7$$

Cuando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente, la corriente de agua forma vórtices cerca de las pilas y estribos del mismo, por lo que se hace necesario afectar el valor de Q_d por un coeficiente α llamado de contracción, el cual se encuentra en la tabla (1.3).

$$Q_d = \frac{\alpha^{1/2}}{n} S^{1/2} H_m^{5/3} B_e \quad \dots\dots 1.8$$

$$Q_d = \alpha^{1/2} H_m^{5/3} B_e$$

Despejando tenemos:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B_e} \quad \dots\dots 1.9$$

En la franja en estudio, al incrementarse H_o y alcanzar un valor cualquiera H_s , la velocidad disminuye a un valor V_r . En función de la velocidad y el tirante ΔQ en la franja ΔB se puede expresar:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B \quad \dots\dots 1.10$$

Iguando las ecuaciones 1.4 y 1.10 tenemos que:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} \Delta B \quad \dots\dots 1.11$$

de donde la velocidad real de la corriente vale:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \quad \dots\dots 1.12$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada $V_e = V_r$ siendo esta la condición de equilibrio. Por lo que V_e esta dada por la ecuación 1.2 y V_r por la ecuación 1.12.

$$\text{Igualando: } 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta H_s^x = \alpha H_o^{5/3} \\ H_s.$$

de donde:

$$H_s^{(1+x)} = \alpha H_o^{5/3} \\ 0.60 \gamma_d^{1.18} \beta$$

Y por lo tanto:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.60 \gamma_d^{1.18} \beta} \right)^{1/1+x} \dots \dots 1.13$$

donde, Y como se dijo en los parámetros que se explicaron antes:

$1/1+x$ = ésta expresión se encuentra en la tabla (1.2).

H_s = es el tirante total que se produce en la socavación. Al restarle el tirante inicial, H_o , proporciona la socavación esperada.

H_o = profundidad antes de la erosión en m.

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

γ_d = peso volumétrico seco del material que se encuentra en la profundidad H_s en Ton/m³.

β = coeficiente que depende del período de retorno de la avenida en estudio y cuyo valor se encuentra en la tabla (1.1).

TABLA 13.
 COEFICIENTE DE CONTRACCIÓN, μ

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

(B. 1)

1.3.1.1.2. Socavación general para suelos no
cohesivos Homogéneos en cauces definidos.

En el análisis de la profundidad de la socavación en suelos formados por granos gruesos (arenas y gravas) V_r tiene el mismo valor que en el caso anterior:

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

En cambio V_e está dada por la expresión:

$$V_e = 0.68 \beta \text{ dm.}^{0.28} H_s^x \quad \dots 1.14$$

en donde:

V_e = velocidad erosiva en m/s.

β = mismo coeficiente que depende del periodo del retorno de la avenida en estudio. Se obtiene de la tabla (1.1.).

x = exponente variable que están en función del diámetro medio de los granos del material expresado en m.m. y se obtiene de la tabla (1.2).

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

dm = es el diámetro medio en milímetros de los granos del fondo obtenido según la expresión:

$$dm = 0.01 \sum d_i \cdot P_i \quad \dots 1.15$$

donde:

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

P_i = Peso como porcentaje de esa misma porción, comparada respecto al total de la muestra.

Volviendo a aplicar la condición de equilibrio tenemos que:

$$0.68 \text{ dm} \cdot 0.28 \beta H_s^x = \alpha \frac{H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s = \left(\frac{H_o^{5/3} \alpha}{0.68 \text{ dm} \cdot 0.28 \beta} \right)^{1/1+x} \dots\dots 1.16$$

donde:

H_s = el tirante total que se produce después de la socavación.

$1/1+x$ = expresión que se encuentra en la tabla (1.2)

α = se puede calcular a partir de la ecuación 1.9

H_o = profundidad antes de la erosión en m.

β = Coeficiente que depende del periodo de retorno de la avenida en estudio. Cuyo valor se obtiene de la tabla (1.1.).

dm = diámetro medio de los granos, en m.m.

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes de la avenida, se escogen en el algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuantos alcanza la profundidad erosionada. Uniendo estos se obtiene el perfil de las socavaciones.

1.3.1.2. Cálculo de la socavación en suelos no homogéneos.

Por suelos no homogéneos se designa aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes.

En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de socavación, arriba de la cual los granos son arrastrados por la corriente, se puede obtener analíticamente por tanteos.

Escogido un punto P_i para el cual se desea calcular la socavación y conocida la estratigrafía bajo la sección, se aplican las ecuaciones. 1.13 o 1.16 según sea el caso.

El cálculo se inicia para la capa superior y se continúa para capas mas profundas. En el primer estrato donde se cumpla que la profundidad Hs calculada cae dentro de él, esa Hs es la buscada y se suspenden los tanteos.

1.3.1.3. Socavación en cauces indefinidos.

En el caso de que un río carente de cauce bien formado, por ejemplo aquellos que se tienen varias corrientes pequeñas que se entrecruzan, se tiene una capacidad erosiva más reducida.

En estos rios se cumple por definición que:

$$\begin{array}{l} Q_p \\ \text{---} \neq 0.25 \\ Q_a \qquad \qquad \qquad \dots 1.17 \end{array}$$

donde:

Q_p = gasto que pasa por el mayor cauce, que se denomina cauce principal.

Q_a = es la suma de los gastos que pasan por los otros cauces.

Otra condición que se debe cumplir es que:

$$\begin{array}{l} B_o \\ \text{-----} = 0.80 \\ B_r \qquad \qquad \qquad \dots 1.18 \end{array}$$

donde:

B_o = anchura del cauce para un nivel normal del agua.

B_r = ancho total del nivel de agua máximo comprendido entre los bordes del cuace de avenida.

El método de cálculo es similar al de cauces definidos, sin embargo, la velocidad real V_r , se compara ahora con una velocidad que los autores llaman no erosionante, V_c . ésta depende de la naturaleza del material del fondo y del tirante de la corriente:

$$\begin{array}{l} \qquad \qquad \qquad 0.2 \\ V_c = V_c 1 \quad H_s \qquad \qquad \dots 1.19 \end{array}$$

V_c = velocidad no erosionante para el tirante H_s .

TABLA 14.
 VALORES DE v_{c1} PARA SUELOS COHESIVOS, EN M/SEG
 $H = 1$ m

Tipo de suelo	$1.20 < \gamma_s < 1.66$ ton/m^3	$1.66 < \gamma_s < 2.04$ ton/m^3	$2.04 < \gamma_s < 2.14$ ton/m^3
Arcillas francas	0.85	1.20	1.70
Suelos arcillosos y limos plásticos	0.60	1.20	1.70
Arcillas margosas	0.70	1.00	1.30

TABLA 15.
 VALORES DE v_{c1} PARA SUELOS NO COHESIVOS, EN M/SEG
 $H = 1$ m

Tipo de suelo	D_{50} (mm)		Valores de v_{c1} (m/seg)	
Limos no plásticos	0.005	— 0.05	0.20	— 0.30
Arena fina	0.05	— 0.25	0.30	— 0.45
Arena media	0.25	— 1.0	0.45	— 0.60
Arena gruesa	1.0	— 5.0	0.60	— 0.85
Grava fina y media	5.0	— 25.0	0.85	— 1.45
Grava gruesa	25.0	— 75.0	1.45	— 2.50
Fragmentos chicos	75.0	— 200.0	2.40	— 3.50
Fragmentos medianos	200.0	— 400.0	3.50	— 4.75

(P.C. 1)

Hs = tirante, en m, existente en el punto de estudio en el momento para el cual se calcula la socavación.

Vcl = velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de un metro.

De esta forma, la profundidad de socavación se puede calcular para suelos cohesivos y para friccionantes, con tal de conocer Vcl, es cual se puede obtener de las tablas (1.4) y (1.5).

Por lo tanto:

$$Vcl Hs^{0.2} = Ho \frac{Hs^{5/3}}{Hs} \alpha$$

$$Hs^{1.2} = Ho \frac{Hs^{5/3}}{Vcl} \alpha$$

donde:

..... 1.20

Hs = la profundidad de socavación, en m.

Y los demás parámetros son los explicados anteriormente.

1.3.2. Métodos de cálculo para la socavación local en pilas.

Cuando se van a desplantar las pilas y estribos de un puente en el cruce con un río, se presenta el problema de la socavación local, la cual puede llegar a alcanzar la base de la pila y provocar la falla total de la estructura.

Para el cálculo de la socavación local se han hecho varios estudios y se han encontrado varios métodos para su cálculo.

Dentro de los más usuales se encuentran, el de Laursen-Toch, Yaroslavtziev, Chitale, Shen y el de la división de investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

La existencia de un obstáculo como lo es una pila en el cauce del río produce una variación en el flujo de agua, que forma vórtices alrededor de la pila, los cuales son

responsables directos de la socavación local, estos vórtices pueden ser de diferentes tipos, dependiendo del tipo de pila y las características del flujo:

- Herradura
- Estela
- Surco

En la figura (1.B) se puede observar como este fenómeno va degradando el terreno y como avanza la socavación tanto en pilas circulares como rectangulares.

1.3.2.1. Método de Laursen-Toch, para el cálculo de la socavación local en pilas.

Para Laursen-Toch la socavación depende fundamentalmente del tirante del río y del ancho de la pila y en segundo término de la forma de ésta.

Estos investigadores proponen dos casos generales:

- a) Cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas.
- b) Cuando forma un cierto ángulo con las mismas.

Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está paralela al flujo, la socavación se calcula:

$$S_o = K_1 K_2 b \quad \dots 1.21$$

donde:

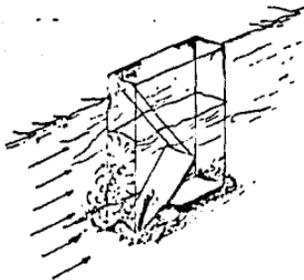
S_o = profundidad de la socavación a partir del fondo, en m.

K_1 = coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y se puede obtener de la figura (1.C).

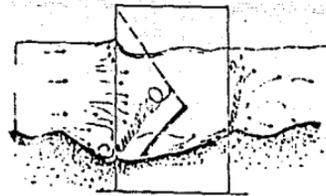
K_2 = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y se obtiene de la figura (1.D).

b = ancho de la pila.

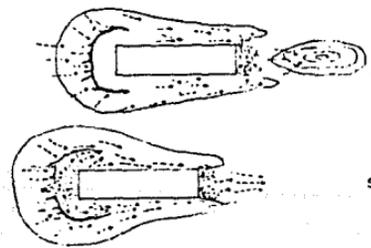
Como puede observarse, este método no toma en cuenta la velocidad del flujo, ni el diámetro del grano del material del fondo, por lo tanto, no es aplicable cuando existen boleos en el cauce.



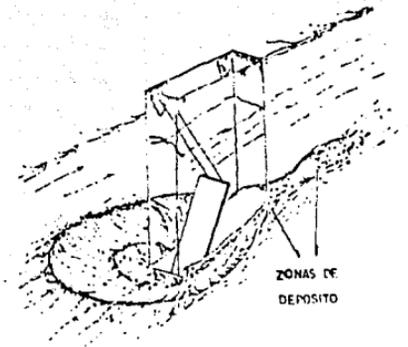
ESTADO INICIAL DE
SOCACION



ESTADO AVANZADO DE SOCACION



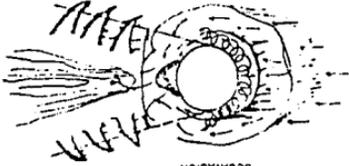
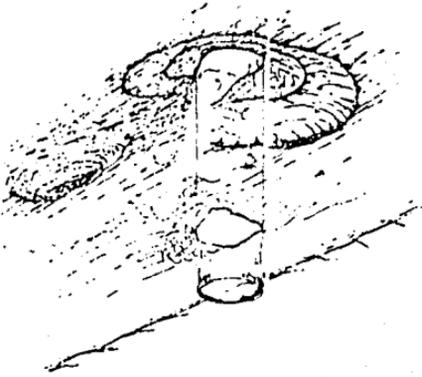
SOCACION EN
PILAS
RECTANGULARES
Fig. 11



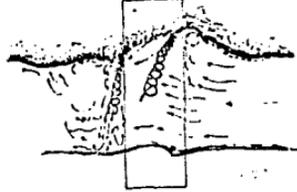
ZONAS DE
DEPOSITO

SOCACION EN FILAS CIRCULARES

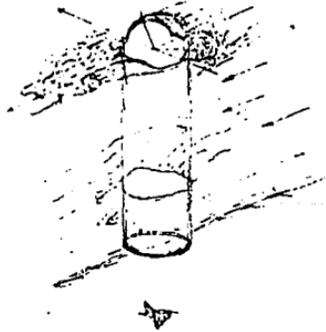
ZONA DE DEPOSITO

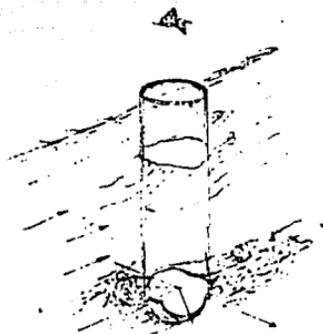


ESTADO AVANZADO DE

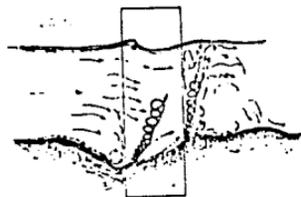


ESTADO PASIVO DE
SOCACION

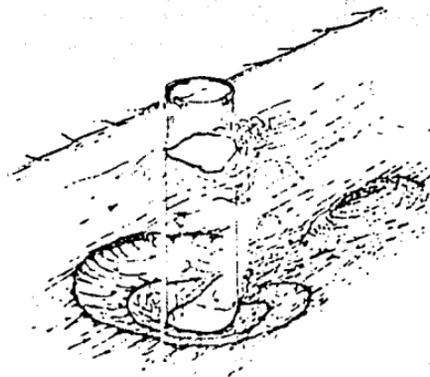




ESTADO INICIAL DE
SOCAVACION



ESTADO AVANZADO DE
SOCAVACION



ZONA DE DEPOSITO
(R.F. 5)

SOCAVACION EN PILAS CIRCULARES

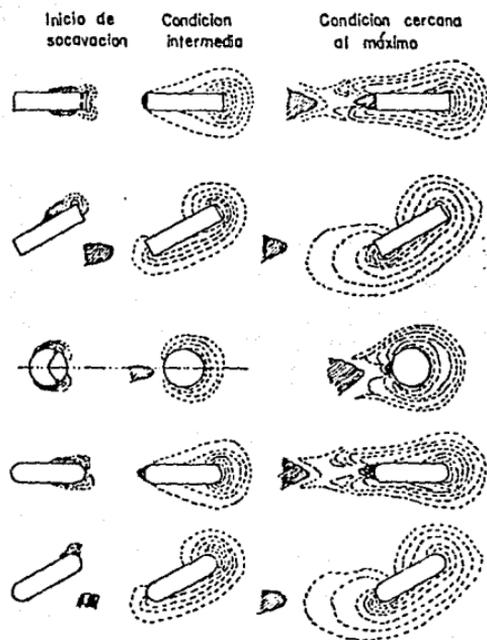


Fig 1.B.3. ETAPAS DEL PROCESO
EROSIVO

(Ref. 1)

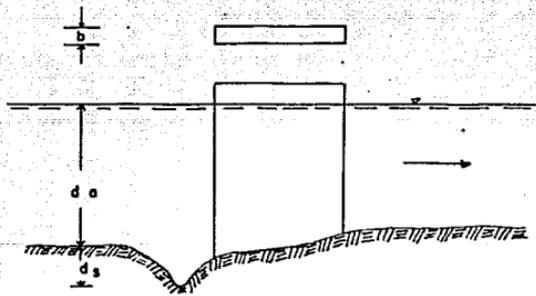
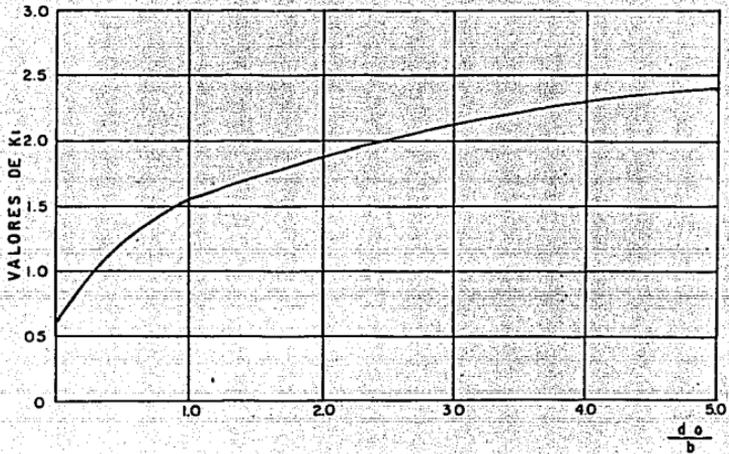
Fig. 1.C. Coeficiente K_1 del Método de Loursen-Toch (Ref. 1)

TABLA LD.

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

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

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

(Ref. 1)

Cuando el eje de la pila forma un ángulo con la corriente la socavación se calcula:

$$S_o = K_1 K_3 b. \quad \dots 1.22$$

donde:

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

K_1 = coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y se puede obtener de la figura (1.C).

K_3 = coeficiente que depende del ángulo de incidencia y de la relación a/b, donde "a" es el largo de la pila, este coeficiente se determina con la figura (1.E).

En este caso la socavación no depende de la nariz de la pila.

1.3.2.2. Método de Yaroslavtziev, para el cálculo de la socavación local en pilas.

Este investigador también propone dos casos:

a) cuando el fondo está formado por materiales no cohesivos.

Para este tipo de suelos la ecuación propuesta por él, basada en la observación directa, es:

$$S_o = K_f K_v (e + K_h) V^2 / g - 30d \quad \dots 1.23$$

donde:

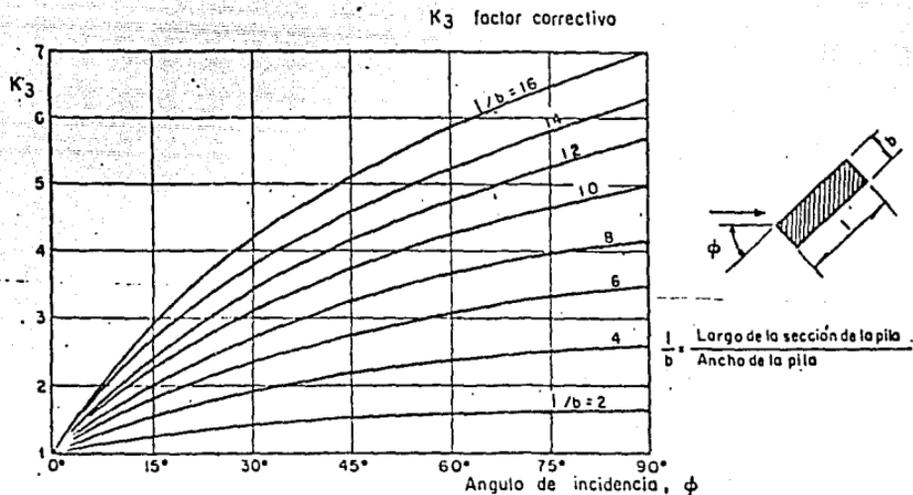
S_o = profundidad de socavación, en m.

K_f = coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma. Véase figura (1.F). Cabe aclarar que, en las pilas tipo I. II y V, no depende del ángulo de incidencia.

K_v = coeficiente definido por la expresión:

$$\log k_v = 0.28 \sqrt[3]{\frac{V^2}{g b l}} \quad \dots 1.24$$

el cual puede encontrarse en la figura (1.G).



Método de Laursen - Toch

Fig. 1.E. Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente (Ref. 2)

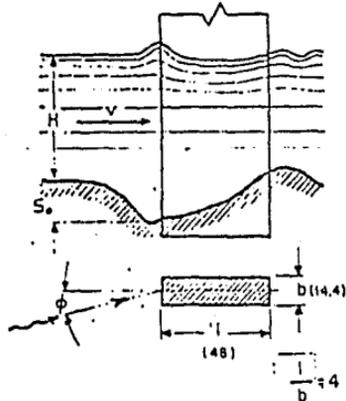
METODO DE YAROSLAVTZIEV

$$\text{EXPRESION GENERAL } S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$$

PILA TIPO I

$$K_f = 12.4$$

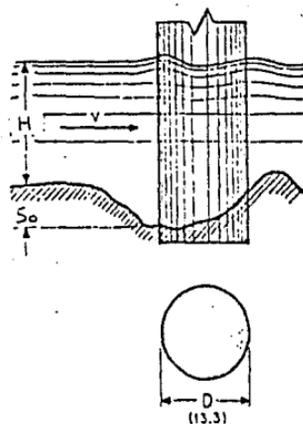
$$b_1 = l \sin \phi + b \cos \phi$$



PILA TIPO II

$$K_f = 10.0$$

$$b_1 = D$$



PILA TIPO III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$$b_1 = (l - b) \sin \phi + b$$

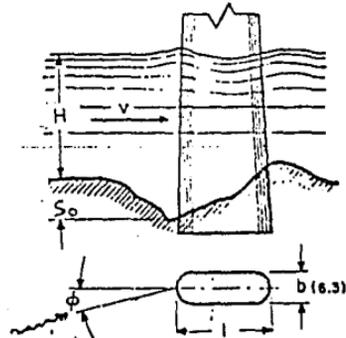


Fig. I.F Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

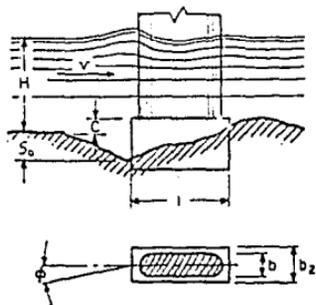
(Ref. 2)

Los cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas

PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE K_f					
	C/d_0					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
5	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	12.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (1 - b_0) \text{sen } \phi + b_0$ para $C/d_0 \leq 0.3$
 $b_1 = 1 \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$ para $C/d_0 > 0.3$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/d_0$



METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL: $S_0 = K_f K_v (e + K_N) \frac{v^2}{g} - 30 d_{55}$

PILA TIPO V

Coefficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = 1 \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$
 en donde $b_0 = b + (b_2 - b) C/d_0$

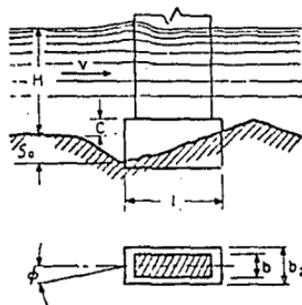


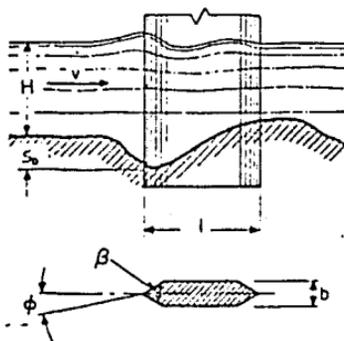
Fig. I.F. Valores de K_f y b_1

METODO DE YAROSLAVTZIEV
 EXPRESION GENERAL $S_0 = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$$b_f = (1 - b) \operatorname{sen} \phi + b$$



PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE K_f				
	l/b				
	0	2	4	8	12
C	8.5	7.5	6.76	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.80	6.16	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

$$b_f = (1 - b) \operatorname{sen} \phi + b$$

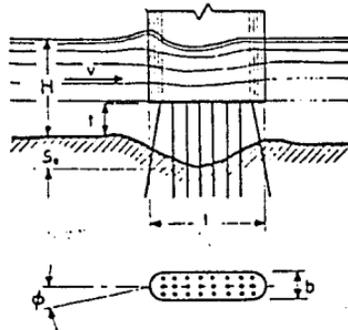


Fig. I.F. Valores de K_f y b_f

METODO DE YAROSLAVTZIEV

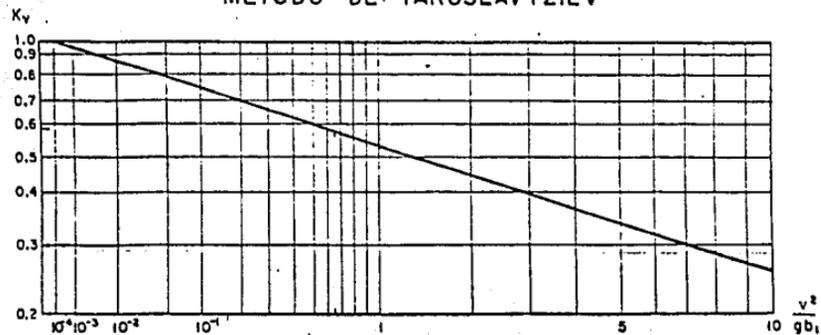


Fig. I.G. Coeficiente K_v (Ref. 2)

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

b1 = proyección de un plano perpendicular a la corriente de la sección de la pila, si el ángulo de incidencia es 0° , entonces $b1=b$.

e = coeficiente de corrección que depende del sitio donde están colocadas las pilas. Vale 0.6 si están en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

Kh = coeficiente de profundidad dado por la expresión:

$$\log Kh = 0.17 - 0.35 H/b1 \quad \dots 1.25$$

el cual se puede encontrar en la figura (1.H).

H = tirante de la corriente frente a la pila después de presentarse la socavación general.

d = diámetro en m. de las partículas más gruesas que forman el fondo y ésta representado por el d_{85} de la curva granulométrica. Esto es, porque al formarse el embudo producido por la erosión, se realiza una selección de los materiales quedando los más grandes.

Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.005m, se recomienda no considerar el segundo término de la fórmula (Ref. 1).

El ángulo de incidencia entre la pila y la corriente está involucrado implícitamente en el valor de b1 según se puede ver en la figura (1.F).

El autor señala que el esviajamiento de la corriente respecto a la pila, influye en la erosión. Esto es, se puede presentar mayor socavación cuando se tiene un ángulo máximo, para un caudal menor, que para un gasto máximo y un ángulo menor.

Además, Yaroslavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación $H/b1$ sea menor que 2.

b) cuando el fondo está formado por material cohesivo.

METODO DE YAROSLAVTZIEV

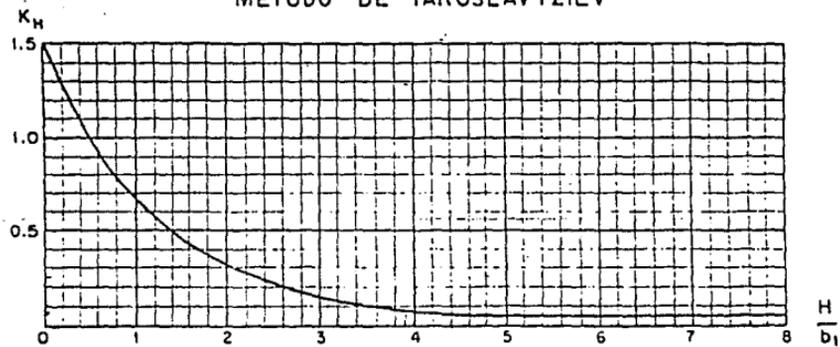


Fig. I.H. Coeficiente K_h (Ref. 2)

La expresión es la misma que para suelos friccionantes:

$$S_o = K_f K_v (e + K_h) V^2 / g - 30d.$$

Pero el valor del segundo término de la ecuación, se sustituye por un valor equivalente, el cual se presenta en la tabla (1.6) mostrada a continuación:

TABLA 1.6

DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS.

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

Cabe señalar que la degradación del suelo cohesivo tarda más tiempo en producirse. Por lo que se obtendrá un valor de la profundidad de socavación mayor que el real.

1.3.2.3. Método de Chitale, para el cálculo de la socavación local en pilas.

En el centro de investigaciones de Poona, India, se realizaron ensayos para determinar la socavación en pilas de puentes.

Chitale, basándose en una ampliación de estos ensayos, con arenas de 0.16, 0.24, 0.68, 1.51 mm, llegó a la siguiente ecuación:

$$\frac{d_s}{d_o} = 6.65 Fr - 0.51 - 5.49 Fr^2 \quad \dots 1.26$$

donde:

ds = profundidad de socavación abajo del fondo normal.

do = tirante del flujo de llegada, después de la erosión general.

$Fr = V / \sqrt{gdo}$. (número de froude).

V = velocidad aguas arriba de la pila.

En su mayoría las pruebas se realizaron sin arrastre de sedimentos. En los pocos ensayos en que hubo arrastre, la socavación se midió antes de que ocurriera el depósito.

1.3.2.4. Métodos de Shen y otros, para el cálculo de la socavación local en pilas.

Realizaron pruebas en pilas circulares de 15, 27 y 91 mm. con arenas cuyo D50 fue de 0.24 y 0.46 mm. Con base en sus resultados y en los de otros investigadores (Chabert, Maza y Sánchez, Bata, Tison) propusieron la ecuación, que se designa por el método de Shen 1, es:

$$ds = 0.000223 Re^{0.619} \dots 1.27$$

donde:

ds = profundidad máxima de socavación respecto al nivel medio del fondo, en m.

Re = número de Reynolds = Vb

V = velocidad media de llegada, en m/s.

b = diámetro de la pila, en m.

ν = viscosidad cinemática del agua, $\frac{m^2}{s}$.

El método Shen II-1, es una modificación del primero y está dado por la ecuación:

$$\frac{ds}{b} = 11 Fr^2 \dots 1.28$$

donde:

$Fr = V / \sqrt{gb}$

El método de Shen II-2 está dado por la ecuación:

$$\frac{ds}{b} = 3.4 Fr^{0.67} \dots\dots 1.29$$

El método Shen II-3, está dado por la ecuación:

$$\frac{ds}{do} = 2 \left[Fr^2 \left(\frac{b}{do} \right)^3 \right]^{0.215} \dots\dots 1.30$$

donde:

do = es el tirante del flujo de llegada después de la erosión general.

Shen sugiere que la ecuación (1.27) se utilice para aguas claras. Además Shen señala que en sus investigaciones hizo más rugosa la cara de la pila aguas arriba, para disminuir las velocidades verticales o la intensidad del vórtice, sin obtener ningún resultado favorable.

1.3.2.5 Método de la división de investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Los estudios experimentales se llevaron a cabo en tres canales y en una instalación para estudios aerodinámicos.

En las figuras (1.B.1) (1.B.2) y (1.B.3) se encuentran condensadas las observaciones realizadas respecto a las trayectorias de las partículas, tanto líquidas como sólidas alrededor del obstáculo, así como, el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

Es importante aclarar que todos los valores de la socavación registrados, corresponden a los máximos observados, los cuales no siempre se presentan en el mismo sitio de la pila. Esa ubicación depende de la velocidad de la corriente y de si la pila está o no esviada.

En caso de que las velocidades sean grandes, y el ángulo de incidencia sea cero grados, la socavación máxima se presentará frente a la pila, cualquiera que sea su forma.

Para velocidades pequeñas y que apenas se inicia la erosión, ésta se presenta en las esquinas, en el caso de pilas rectangulares y a 65° respecto al eje en las circulares (Ref. 1).

De todas las pruebas realizadas se obtuvieron al final unas gráficas para las pilas rectangulares, redondeadas y circulares, que concordaban con la mayoría de los valores observados. Ver figuras (1.I), (1.J) y (1.K).

Los parámetros adimensionales que en ellas intervienen son:

$$\frac{do+ds}{bl} \text{ y } F^2 = V^2 / gdo$$

en los ejes de las ordenadas y abcisas respectivamente y con do/bl como parámetro interior, con lo que se tiene una curva para cada valor fijo de do/bl que se haya seleccionado.

Las variables anteriores significan:

- do = tirante medio aguas arriba de la pila, antes de la erosión local.
- ds = socavación local medida desde el nivel del fondo.
- bl = proyección de la sección de la pila en dirección normal a la corriente.
- V = velocidad media de la corriente frente a la pila.

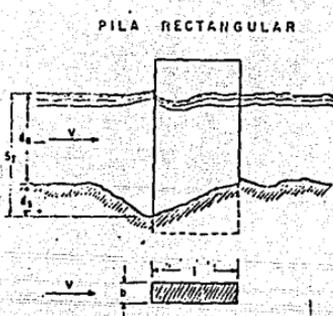
Para el caso de pilas esviajadas, el valor de F^2 se debe afectar por un coeficiente de corrección, F_c , que depende del ángulo de esviajamiento, según se indica en las figuras (1.I), (1.J) y (1.K).

Cabe aclarar que estas curvas fueron trazadas para materiales cuyos diámetros medios eran 0.17 y 0.56 mm. Cuando se desee obtener la socavación para un diámetro medio de 1.3 mm. por ejemplo, la gráfica siempre da valores mayores que los obtenidos, esa diferencia es mayor cuanto menor es el parámetro F^2 . Cuando este valor es mayor de 0.1, ya no se nota la influencia del diámetro.

Entre las limitaciones de este método, están las siguientes:

- Solo es utilizable para materiales arenosos.
- Estas gráficas solo son útiles para tres tipos de pilas (rectangulares, circulares y redondeadas.)

PILA RECTANGULAR



a) Si la pila está alineada con el flujo:

$$b_1 = b$$

$$l_1 = h$$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ

con el eje con la corriente,

los parámetros son:

$$\frac{b_1}{b_2} = l_1 \frac{\sin^2 \phi}{\cos \phi}$$

$$\frac{h_1}{h_2} = l_2 \frac{\sin^2 \phi}{\cos \phi}$$

en que:

b_1 es la proyección de la pila sobre un

plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende

del ángulo de incidencia

ϕ 0° 15° 30° 45°

f_c 1 1.25 1.4 1.45

SIMBOLOS

Área negra, diám. = 0.17mm

Área verde, diám. = 0.56mm

Área rosa, diám. = 1.50mm

Ángulo de incidencia $\phi = 15^\circ$

Ángulo de incidencia $\phi = 30^\circ$

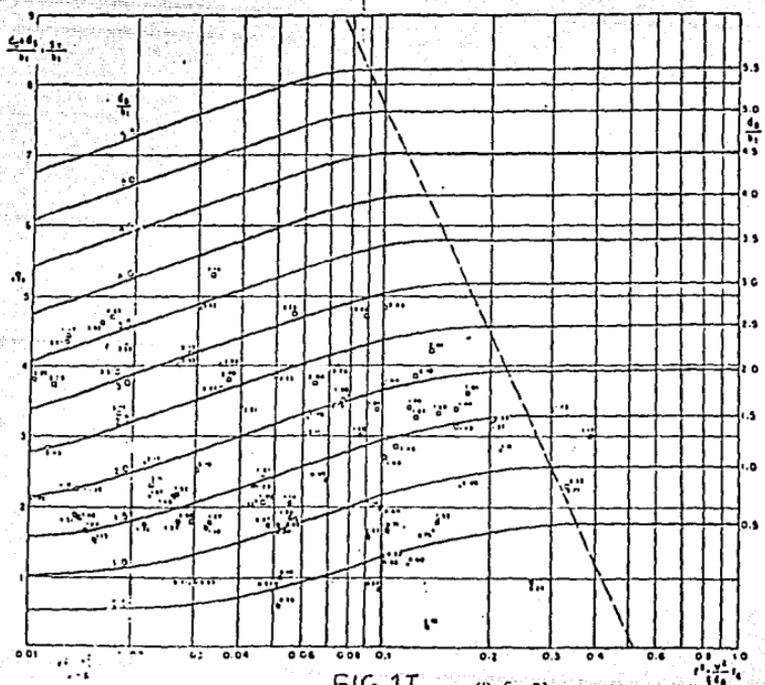
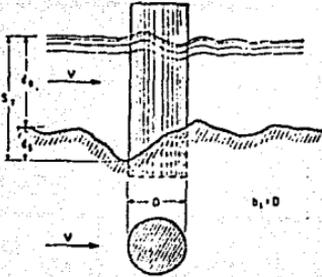


FIG. 1.I. (R.C.F. 2)

PILA CIRCULAR



SIMBOLOS

- Arroz negro, diám. 0.17 mm ●
 Arroz verde, diám. 2.031 mm ○
 Arroz rojo, diám. 1.32 mm ◐

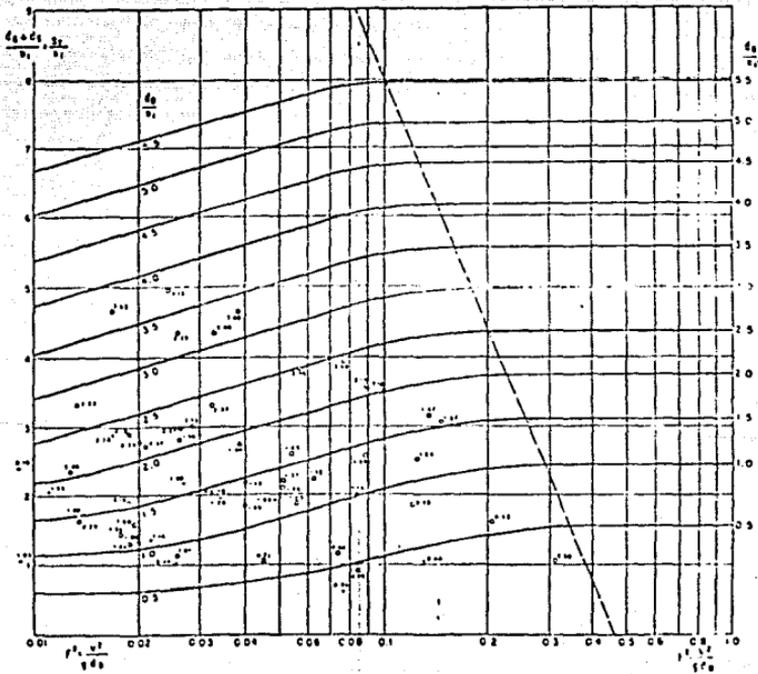
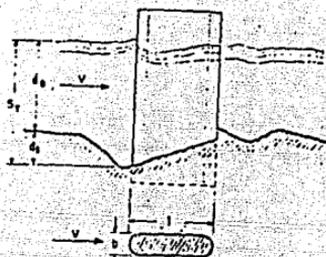


Fig. IJ.

(Pl. f. 2)

PILA REDONDEADA



a) Si la pila está alineada con el flujo

$$C_D = 1.0$$

$$C_D = 1.0$$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$C_D = 1.0 \frac{V^2}{g d_p} \frac{S_1}{S_2}$$

en que:

S_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente C_D es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ 0° 15° 30° 45°

C_D 1 1.25 1.4 1.45

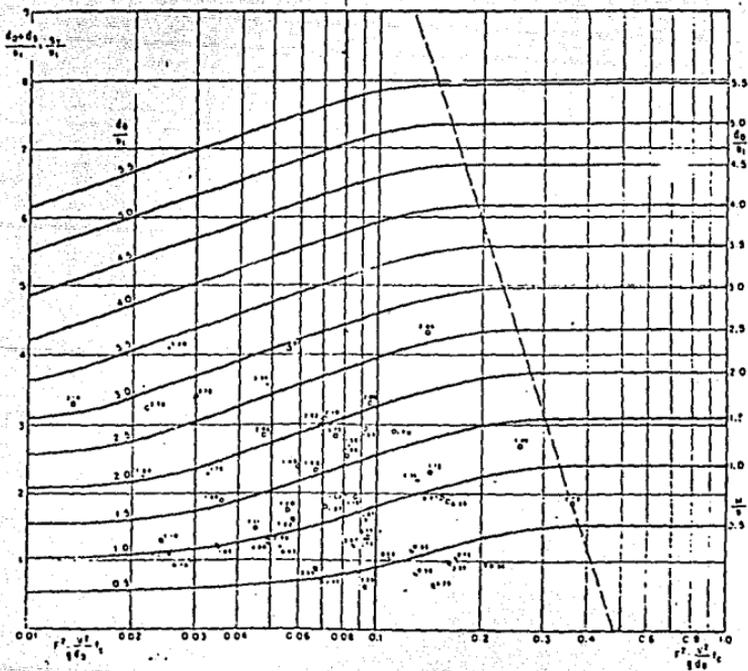


Fig. 1K

(Ref. 2)

1.3.3. Método de Artamonov, para el cálculo de la socavación en estribos.

Este método no sólo es aplicable en estribos sino también a espigones. Se basa en el gasto que es interceptado por el estribo, relacionado con el gasto total del río, ver figura (1.L). También depende del talud de los lados del estribo y del ángulo que el eje de la obra y la corriente formen.

Por lo tanto la ecuación utilizada es:

$$St = P_k P_q Pr Ho \dots 1.31$$

donde:

P_q = coeficiente que depende de la relación Q_1/Q , en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si este no existiera, y Q es el gasto total. El valor puede encontrarse en la tabla (1.7).

P_k = coeficiente que depende del ángulo que formen el estribo con la corriente y cuyo valor aparece en la tabla (1.8).

Pr = coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, ver tabla (1.9).

Ho = tirante antes de la erosión local.

Para el caso del cálculo de la erosión en espigones se reduce la ecuación en un 25% por lo que queda:

$$St = P_k P_q Pr Ho 0.75 \dots 1.32$$

Quando dos espigones estén frente a frente se utiliza la ecuación (1.32), pero en el caso de que haya un solo espigón o no se encuentran frente a frente la ecuación utilizada es (1.31).

TABLA 1.7

VALORES DEL COEFICIENTE P_q en FUNCION DE Q_1/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	4.20

Fig. 1.L. DISPOSICION DE LOS ESTRIBOS

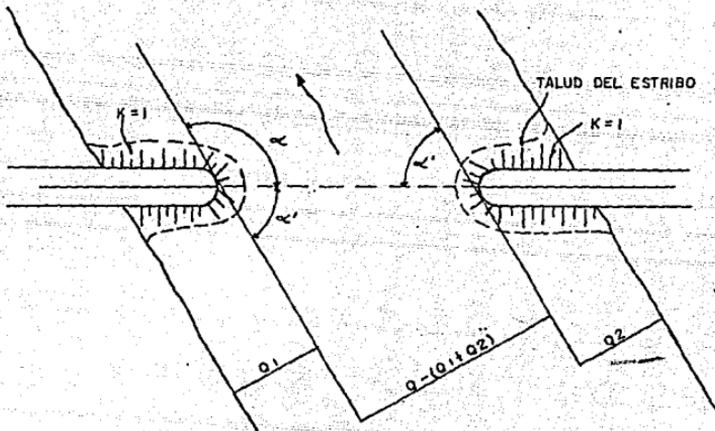


TABLA 1.8

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_{α} EN FUNCION DE

	20°	60°	90°	120°	150°
Pa	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

TABLA 1.9

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_r

Talud r	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
Pr	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

1.3.4 Métodos de socavación en estrechamientos.

La socavación en estrechamientos se produce cuando se reduce el área útil de una corriente natural con la presencia de pilas, estribos y terraplenes de acceso. Al reducir el área se produce un aumento de velocidad que permite un mayor arrastre de material sólido.

Este proceso continua hasta que por aumentar tanto la profundidad en la sección y por ende el área hidráulica útil, disminuye la velocidad y la capacidad de arrastre de la corriente en la sección.

Para poder determinar el valor del descenso del fondo se puede aplicar cualquiera de los siguientes métodos: de Lischtvan-Lebediev o de Straub.

El método de Lischtvan-Lebediev es el mismo descrito anteriormente para valuar la socavación general. En este caso se respeta la hipótesis de la permanencia del gasto unitario en cada franja de la sección. El efecto de la contracción es tomado en cuenta dentro del ancho efectivo Be , por el cual se hace pasar el gasto del diseño (Q_d).

1.3.4.1. Método de Straub

Este es un método muy simple y es una forma rápida de conocer las posibles profundidades que se pueden alcanzar en una sección reducida.

Este criterio está elaborado bajo la base de que la rugosidad sea la misma en toda la sección y que el material sea arena en toda la zona.

La expresión utilizada es:

$$\frac{H2}{H1} = \left(\frac{B1}{B2} \right)^{0.642} \dots\dots 1.33$$

donde:

- H1 = Es el tirante en una sección inalterada aguas arriba del estrechamiento, antes de la socavación.
- H2 = Tirante que se alcanzará en el estrechamiento, después de la socavación.
- B1 = Ancho de la sección inalterada (excluyendo zonas de inundación).
- B2 = Ancho del estrechamiento.

1.3.5. Métodos de Socavación en Curvas.

Si al proyectar un puente éste pasa sobre una sección de la curva de un río y ella está fija la profundidad máxima socavada que se obtenga durante una avenida, podrá ser valuada con el método de Lischtvan-Lebediev. En el caso de que el puente esté en un tramo recto y exista la posibilidad de que alguna curva avance y lo cruce, se necesitarán calcular las nuevas profundidades que se puedan esperar en el río en esas condiciones éstas se obtienen tomando la sección más desfavorable de todas las curvas, a una distancia de 1 Km., tanto aguas arriba como aguas abajo de la zona del cruce. Con los nuevos valores obtenidos, la socavación durante una avenida se determinará con el criterio de socavación general.

Sin embargo, para el caso en que bajo un puente se desee rectificar a una curva del río y se quiera determinar teóricamente la máxima profundidad se pueden utilizar los métodos de B.B. Lebediev y S.T. Altunin.

1.3.5.1 Método de B.B. Lebediev

Consiste en obtener la profundidad máxima que se puede presentar en el lado exterior de la curva para condiciones normales de gasto. Este valor Hcu del tirante se sustituye como Ho en las ecuaciones (1.13) y (1.16) del método de Lischtvan-Lebediev para encontrar el valor de la socavación cuando se presente la avenida.

La ecuación propuesta es la siguiente:

$$H_{cu} = H_{re} (1+t \sqrt{B/R})$$

$$Si: Kt = 1+t \sqrt{B/R}$$

$$\text{entonces: } H_{cu} = Kt H_{re} \quad \dots\dots 1.34$$

donde:

H_{cu} = tirante máximo en la curva, antes de la socavación en m.

H_{re} = tirante máximo en los tramos rectos, en m.

t y Kt = coeficientes que están en función del valor B/R ver tabla (1.10), la cual se muestra a continuación:

TABLA 1.10

B/R	1.00	0.70	0.50	0.33	0.25	0.20	0.16	0
t		2.00	0.85	0.75	0.65	0.60	0.60	0
K	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1.0
E			3.00	2.57	2.20	1.84	1.48	1.2

B = ancho de la superficie del agua en el tramo recto, en m.

R = Radio de la curva, en metros, medida al centro del cauce. Se considera el menor posible.

Por lo tanto:

$$H_s = \left(\frac{H_{cu}^{5/3}}{0.60 \sqrt[3]{d}} \frac{1}{1+x} \right)^{\alpha} \quad H_s = \left(\frac{H_{cu}^{5/3}}{0.68 \text{ dm}} \frac{1}{1+x} \right)^{\alpha} \quad \dots\dots 1.35$$

$\alpha = 1.18$ $\alpha = 0.28$

β β

1.3.5.2 Método de S.T. Altunin.

Consiste en encontrar el tirante máximo que se produce en una curva.

Este método no toma en cuenta ninguna avenida, sino al parecer únicamente el gasto máximo que puede pasar por la sección sin desbordar al cauce. Sólo se aplica si la sección transversal de la curva no es reducida por el puente en el cauce principal.

La fórmula propuesta es.

$$H_{\max} = E H_{re} \quad \dots 1.36$$

donde:

H_{\max} = Es el tirante máximo en la curva, después de la socavación.

H_{re} = Es el tirante en el tramo recto; antes de la socavación, en m.

E = Coeficiente que depende de la relación B/R y que se encuentra en la tabla (1.10).

1.3.6. Método de Keulegan para calcular la socavación aguas abajo de una obra de almacenamiento.

La construcción de obra de almacenamiento en una corriente, ocasiona modificación de la capacidad de transportar sólidos. A la salida del depósito el agua es clara, y su capacidad de transportar es muy alta, la corriente tiende a establecer el equilibrio removiendo el material del cauce ocasionando la erosión.

Para calcular esta socavación se puede utilizar la fórmula obtenida por Keulegan:

$$\frac{Q}{A} = 5.75 \sqrt{\frac{0.06g (\gamma_m - \gamma_w) dm^3}{y}} \text{Log}_{10} (12.27 \frac{XR}{dm}) \quad \dots 1.37$$

donde:

Q = Gasto máximo, en $\frac{m^3}{seg.}$

A = Area hidráulica, en m^2 .

γ_m = Peso específico del sedimento en $\frac{ton}{m^3}$.

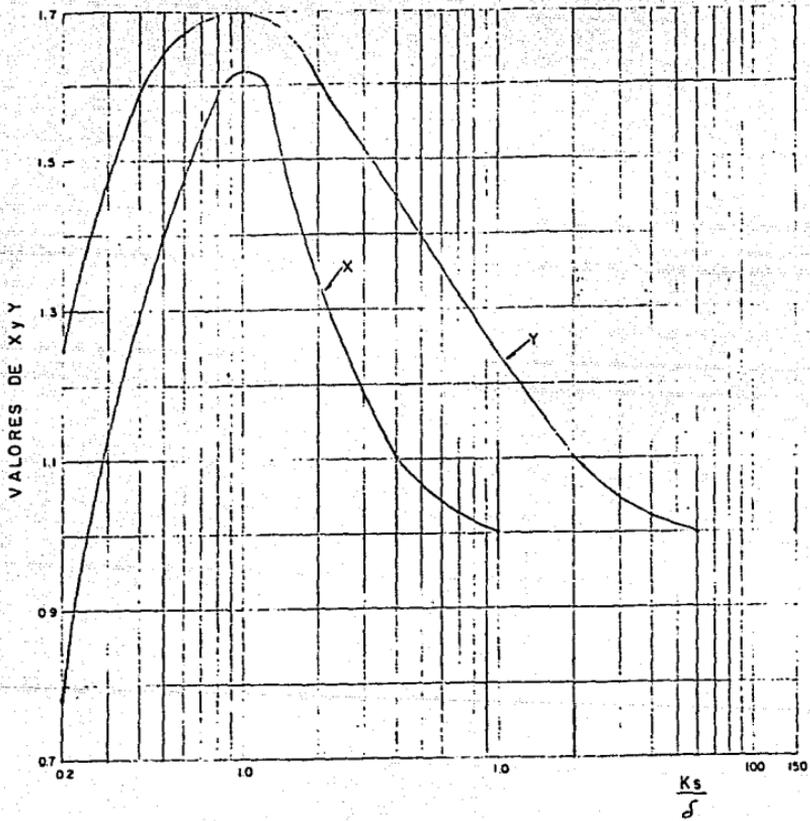
γ_w = Peso específico del agua en $\frac{ton}{m^3}$.

dm = Diámetro medio de los granos del fondo, en m.

R = Radio hidráulico en m.

Xy Y = Factores de corrección, se encuentran en la figura (1.M).

FIG. I.M. FACTORES DE CORRECCION X y Y (Ref. 3)



En esa gráfica se entra con el valor dm

$$\delta$$

donde:

δ = espesor de la capa limite, en m.

$$\delta = 11.16 \sqrt{\nu/V}$$

ν = Viscosidad cinemática del agua, en m²/seg.
Su valor a 15° C. es de 0.1155 m²/Seg. y es inversamente proporcional a la temperatura.

V = Velocidad al esfuerzo cortante, en m/seg.

$$V = \sqrt{gRS}$$

donde:

S = pendiente del cauce.

El procedimiento es a base de tanteos, suponiendo un perfil de socavación dado y verificando que la velocidad media Q/A es igual al segundo término de la ecuación.

1.4 COMENTARIOS ACERCA DE LOS METODOS EXPUESTOS.

Como se ha visto, hay una gran variedad de métodos para poder calcular los diferentes tipos de socavación. En general, todos los métodos ya expuestos tienen como característica principal, que fueron obtenidos tanto en laboratorio, como de observaciones directas, por lo que éstos métodos deben de utilizarse con un cierto criterio, tratando de usar el más adecuado según las condiciones de cada problema en particular.

Los resultados obtenidos en cada método son aceptables, para las condiciones en las cuales fueron obtenidos. Pero si se trata de utilizar un método con condiciones diferentes, los valores que obtengan probablemente van a diferir con los de la realidad.

A continuación se presentan algunos comentarios acerca de los métodos ya expuestos:

1.4.1 Método de Lischtvan-Lebediev, para el cálculo de la socavación general.

Este método considera las siguientes hipótesis:

- 1.- El gasto por unidad de ancho del cauce es constante durante el proceso erosivo.
- 2.- El tiempo que dura la avenida es suficientemente grande para equilibrar la velocidad V_r , con la velocidad V_e .

En cuanto a la primera hipótesis es posible que se cumpla, pero existe la inquietud de algunos investigadores, de que el tirante puede descender al ocurrir la socavación. Se tiene entendido que actualmente se realizan investigaciones al respecto.

Para la segunda hipótesis, puede suceder que el gasto máximo se presente en un período tan corto que no permita que la socavación se establezca. En cambio, la socavación máxima se puede producir para un gasto menor, siempre y cuando la duración de éste sea suficiente para que se establezca la erosión. Este fenómeno es más factible que suceda en materiales cohesivos.

Se puede observar que " H_s " es relativamente poco sensible a la variación del diámetro medio del material, tratándose de arenas.

En cambio para suelos cohesivos, " H_s " varía de manera importante con respecto al valor del peso volumétrico seco del material (Ref. 4).

Cuando se trata de materiales de mayor diámetro como boleos, no puede utilizarse la ecuación (1.15). Cabe señalar que en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se pretende hacer mediciones de materiales granulares grandes, como los boleos, para tratar de calibrar las fórmulas de socavación en estos materiales.

1.4.2 Método de Yaroslavtziev, para el cálculo de la socavación local.

Para Yaroslavtziev, la socavación local depende de la forma y ancho de la pila, el ángulo de esviajamiento, la velocidad media, el tirante de flujo de llegada, y el diámetro D_{85} del material del fondo.

Este método sobreestima la profundidad de socavación, cuando las velocidades son muy altas, ya que " S_o " se

presenta como función directa de la velocidad elevada al cuadrado, siendo ya conocido que al aumentar la velocidad, no necesariamente aumenta la socavación, al rebasar cierto límite, siempre que el tirante permanezca constante.

1.4.3 Método de Chitale para el cálculo de la socavación local.

Chitale no indica si éste método es aplicable para pilas esviadas o sólo se puede usar en pilas normales al flujo, lo cual es importante, ya que el ángulo de esviajamiento influye directamente en la socavación.

Además no especifica el tipo de pilas en las que realizaron las pruebas, aunque es probable que se trate de pilas de nariz redondeada, ya que este método es una ampliación del método de Inglis-Poona.

1.4.4 Método de la División de Investigación de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Estos investigadores (Maza y Sánchez) realizaron sus ensayos para condiciones de aguas claras y con arrastre de sedimentos. Su método toma en cuenta el tirante de aguas arriba, el ancho de la pila, la velocidad media del flujo de llegada y el ángulo de esviajamiento de la pila.

De acuerdo con las figuras (1.I), (1.J) y (1.K) se observa que, para un tirante "do", la profundidad de socavación ya no aumenta, aunque si lo haga la velocidad. En estas gráficas, la línea punteada determina el valor de F_2 para el cual la socavación ya no aumenta.

Este método al parecer a dado resultados aceptables y toma en consideración un mayor número de parámetros en su análisis que otros métodos de socavación local.

1.4.5 Método de Shen y otros, para el cálculo de la socavación local.

La ecuación 1.27 puede ser utilizada bajo condiciones de socavación en aguas claras y para arenas.

Mientras que las ecuaciones 1.28, 1.29 y 1.30, pueden utilizarse bajo condiciones de arrastre de sedimentos.

Respecto a la ecuación de Shen II-1 posiblemente sobreestime la profundidad de socavación para velocidades altas, ya que "ds" se presenta en función directa de la

velocidad elevada al cuadrado, siendo que es sabido, que la socavación no progresa cuando la velocidad sobrepasa cierto valor.

1.4.6 Método de Straub, para el cálculo de la socavación en estrechamiento.

El método de Straub da una idea del valor de las profundidades que se pueden alcanzar, pero de ningún modo se puede confiar en el resultado, ya que, el método tiene muchas limitaciones como se puede ver.

Un resultado más aproximado de las profundidades que se pueden esperar se obtienen con el método de Lischtvan-Lebediev, el cual toma en cuenta un mayor número de parámetros en su análisis.

1.4.7 Método de B.B. Lebediev, para el cálculo de la socavación en curvas.

La forma de verificar que este método es adecuado, es a través de mediciones directas en campo, pero la falta de medios económicos y de instrumentación, no han permitido que se realicen estas mediciones hasta ahora. Este problema no sólo se refiere a este método sino en general a todos los criterios de socavación.

Por otra parte, este método tiene las mismas desventajas que las explicadas para el método de Lischtvan-Lebediev.

1.4.8 Método de S.T. Altunin, para el cálculo de la socavación en curvas.

Este método no toma en cuenta el tipo de material que se está estudiando, que es un parámetro muy importante en el análisis de la socavación. Además, el gasto que se utiliza no es el que se presenta en avenidas máximas. Tampoco considera la velocidad en la curva del río, que no es igual a la que se presenta en un tramo recto.

Por lo anterior, este método sólo es válido para las condiciones en las que fue obtenido.

1.4.9 Método de Keulegan, para el cálculo de la socavación, aguas abajo de una obra de almacenamiento.

El método está basado en la ecuación de continuidad, con la cual se calcula un área a través de tanteos; para la obtención de dicha área es necesario contar con un perfil de la sección en estudio.

Debido a la dificultad de conocer el perfil socavado más apegado a la realidad, se observa que el resultado arrojado por el método tiene varias soluciones, dependiendo de la experiencia del ingeniero para dibujar el perfil socavado, por lo que se debe de considerar con cierto criterio.

CAPITULO 2

ESTUDIOS HIDROLOGICOS E HIDRAULICOS

2.1 GENERALIDADES

Como se observó en el capítulo anterior, uno de los datos fundamentales con que se debe contar para calcular cualquier tipo de socavación, es el gasto de la corriente en avenidas máximas extraordinarias, asociadas a un cierto periodo de retorno, mismo que se determina en función de la vida útil del proyecto, a este gasto se le denomina, gasto de diseño, de proyecto o de conservación.

La determinación del gasto de diseño, es un parámetro importante, que influye directamente en el cálculo de la socavación, ya que si se obtiene un valor más pequeño que la socavación real, la estructura puede llegar a la falla; o si por el contrario, se obtiene, un valor más grande el costo de la obra se elevará.

Por lo anterior, se ve la necesidad e importancia de determinar el gasto de diseño lo más adecuadamente posible. Para esto el ingeniero se vale de la hidrología y de la hidráulica.

Este gasto de diseño se puede obtener de distintas formas y con variados criterios; dependiendo de las características del río y de la región, así como de la información con la que se cuente, se podrá elegir el método más adecuado para su obtención.

La obtención del gasto de diseño se lleva a cabo a través de un estudio hidráulico y un estudio hidrológico, que proporcionan resultados aceptables.

El estudio hidrológico se basa, como su nombre lo dice en la hidrología, que ha desarrollado distintos métodos estadísticos y empíricos, para calcular el gasto de una corriente. Este estudio se realiza en gabinete y campo obteniendo la información a través de boletines, cartas topográficas, inspección visual y otro tipo de material.

El estudio hidráulico se basa primordialmente en la obtención de datos en campo y en la elaboración de un estudio topohidráulico para poder calcular el gasto máximo.

La importancia de realizar dos diferentes estudios es tener la opción de comparar dos resultados y poder tomar la alternativa más conveniente, para el diseño del puente y el

cálculo de la socavación. Cabe aclarar, que los resultados obtenidos de dichos estudios son complemento uno del otro, ya que uno es obtenido en forma teórica y el otro en forma práctica.

El gasto de diseño no sólo se utiliza para el cálculo de la socavación, también para determinar las dimensiones de diversas obras hidráulicas como: puentes, presas, alcantarillas y otras.

2.2. ESTUDIO HIDROLOGICO

El estudio hidrológico es un análisis a través de información recopilada en campo y gabinete para obtener un gasto de diseño. Para esto el ingeniero se auxilia de la hidrología, que se define como la ciencia que trata de las propiedades, distribución y la circulación del agua en la naturaleza, estando una de sus ramas principales enfocada al análisis del gasto de las corrientes de agua (Ref. 7).

La magnitud de la avenida es función directa del período de retorno que se le asigne, el que a su vez dependerá de la importancia de la obra y de la vida útil de ésta. El período de retorno de una avenida es el intervalo de recurrencia promedio de que esa avenida sea igualada o superada en un lapso de tiempo.

El desarrollo de la hidrología y el de materias afines, ha traído como consecuencia la aparición de muy diversos métodos para el cálculo de la avenida de diseño.

Los métodos que se utilizan para determinado problema van a depender de la información que se tenga de la zona. Los métodos de cálculo se pueden clasificar en:

- empíricos
- semiempíricos
- estadísticos
- hidro-meteorológicos

Los métodos empíricos se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación de la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que en ellos intervienen como variables únicamente las características físicas de la cuenca. Un ejemplo de estos métodos es el de las envolventes de Creager, que proporcionan el gasto de diseño en función del área de la cuenca y de un coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente. Este método se explicará con más detalle posteriormente.

Otros métodos empíricos son:

- Método de Talbot
- Envolventes de Lowry.

Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos pero hacen intervenir la intensidad de lluvia en relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren unos de otros en el mayor o menor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo.

Hay una gran variedad de estos métodos, pero sólo se tratarán los siguientes:

- Método Racional
- Método de Dickens
- Método de Sánchez Bribiesca
- Método de Ven T. Chow

Los métodos estadísticos son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gastos ocurridos. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tiene la población.

Existen muchas distribuciones de probabilidades aplicables al análisis hidrológico de frecuencias.

Como generalmente los registros no son muy amplios, no es posible determinar cuál de las distribuciones es la más apropiada para ser usada en el análisis.

Se han realizado pruebas para tratar de definir la mejor distribución para avenidas; sin embargo, parece ser que no existe una distribución superior a las demás, lo cual parece ser razonable ya que no hay razón para esperar que una sola distribución sea aplicable a todas las corrientes. (Ref 7).

Entre las distribuciones probabilísticas más comunes están:

- Gumbel
- Normal
- Log. Gumbel
- Log. Normal

Posteriormente se explicará la distribución Gumbel, que es una de las más utilizadas por su facilidad de cálculo.

Los métodos hidro-meteorológicos se basan en la determinación de la precipitación máxima probable a partir de estudios meteorológicos; y de esta forma conocer el hidrograma de diseño, mediante una relación precipitación-escorrentía a partir de la tormenta de diseño.

Por lo general, la precipitación máxima probable se utiliza casi siempre en el diseño de las obras de excedencia de grandes presas, por lo que no se tratarán este tipo de métodos. Como se puede ver hay una variedad de métodos para cuantificar el gasto máximo. Ahora se hará una explicación de los métodos considerados más importantes por ser frecuentemente utilizados. Cabe aclarar que va a depender muchas veces de la información con la que cuente el ingeniero la elección del método, ya que por la falta de datos puede ser necesario utilizar un método poco confiable.

2.2.1. Método de Creager

Para la obtención de su fórmula, Creager graficó los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo, contra el área misma de la cuenca.

Después trazó una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente:

$$q = 0.503 C (0.386A)^{0.894} \dots 2.1 \\ \left(\frac{\quad}{(0.386A)} \right)^{-1} \\ 0.048$$

donde:

$$q = \text{Gasto unitario en m}^3/\text{Seg/Km}^2$$

$$A = \text{Área de la cuenca km}^2$$

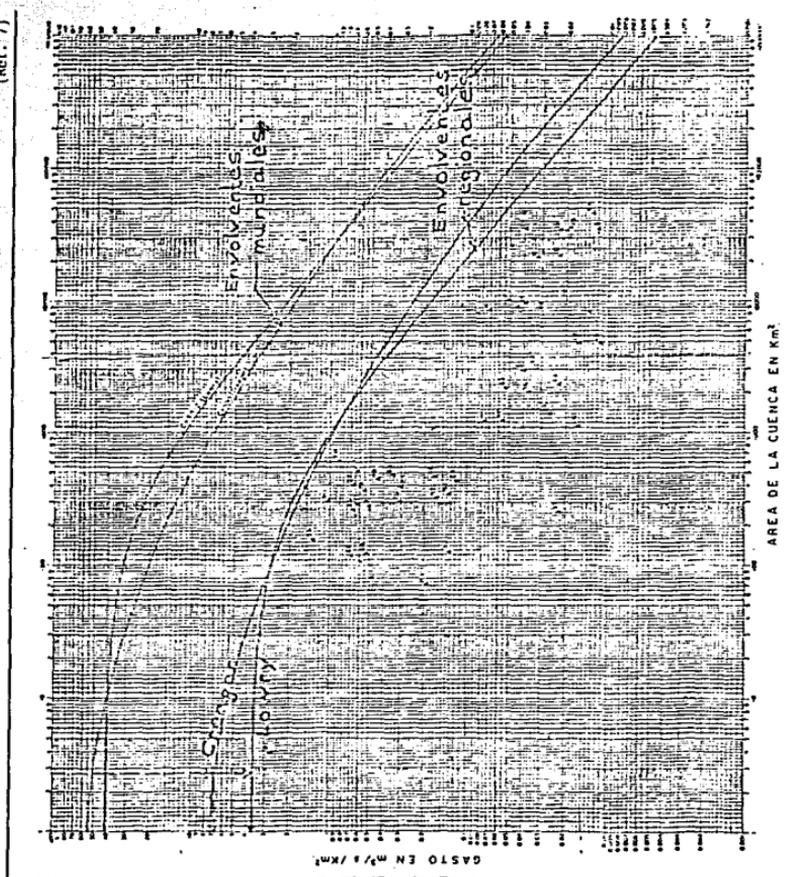
C = Parámetro que depende de la región considerada.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, realizó un estudio para determinar el valor del coeficiente "C" de la ecuación considerando por separado 37 regiones hidrológicas en la República Mexicana, de esta gráfica se obtiene el gasto unitario de la cuenca en estudio y de esta forma se puede conocer el gasto hidrológico.

Como se puede observar este método debido a su sencillez, tiene gran difusión, pero involucra grandes errores ya que

FIG. 2A.

(Ref. 7)



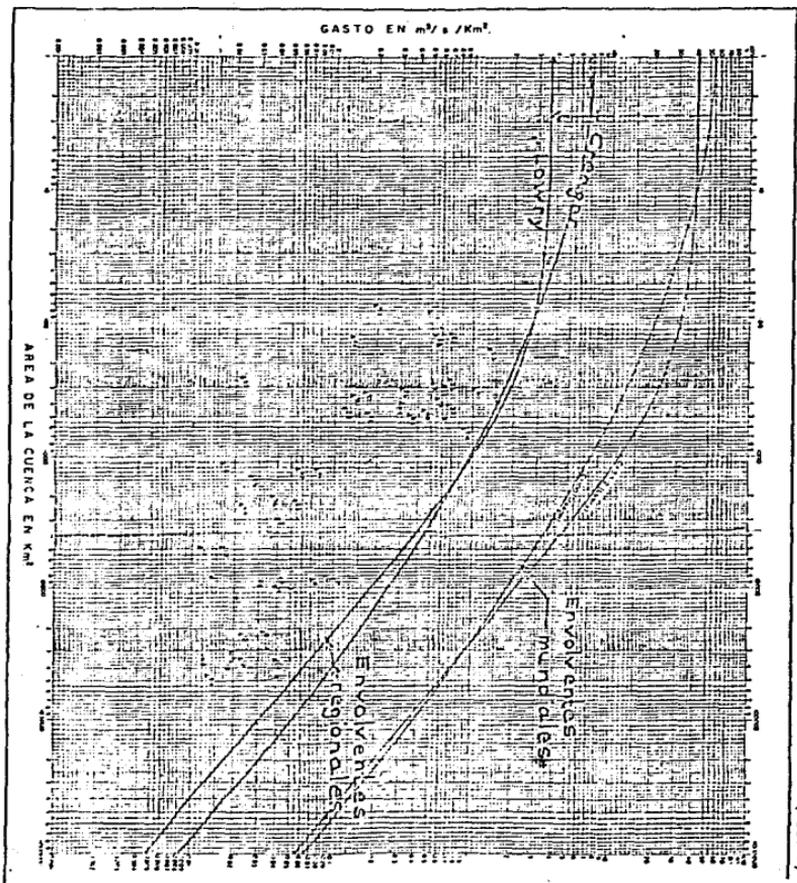


FIG. 2A.

(Ref. 7)

el proceso de escurrimiento es mucho más complejo como para resumirlo en una fórmula de tipo directo, en la que sólo intervienen el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento (Ref. 7).

El método de Creager es un claro ejemplo de un método empírico, por la facilidad de obtener el gasto y sin involucrar varios factores. Además, fué obtenido a través de observaciones directas.

En la figura (2.A) se presenta un ejemplo de una curva de Creager de una región hidrológica. Este método se puede utilizar para áreas de cuencas grandes, ya que en México la instrumentación para cuencas pequeñas no se realiza.

2.2.2. Método de Lowry

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

$$q = \frac{C}{(A+259)^{0.8}} \quad \dots\dots 2.2$$

donde:

q = Gasto unitario en $m^3 / \text{Seg}/\text{Km}^2$

C = Parámetro que depende de la región considerada.

A = Área de la cuenca en km^2

Por lo general este método da resultados más bajos que el de Creager para cuencas menores de 10 o mayores de 10,000 Km^2 .

Con respecto a este método se pueden hacer las mismas observaciones que para el método de Creager.

2.2.3. Método Racional

Este método se ha extendido ampliamente en muchos países debido a su gran sencillez, aunque sus resultados se apartan de la realidad, mientras mayor es el área de la cuenca considerada, ya que es recomendable aplicarlo en cuencas no mayores de 4 Km^2 .

La ecuación es la siguiente:

$$Q = 0.278 CIA \quad \text{-----} \quad 2.3$$

donde:

$$Q = \text{Gasto de pico, en M}^3/\text{Seg.}$$

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional

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

A = Area drenada, en Km²

El coeficiente "C" representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido y depende de las características de la cuenca. En la tabla (2.1) se encuentran los valores de este coeficiente comúnmente empleados.

Una de las hipótesis en que se basa la fórmula racional expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo, cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, ya que al cumplir con esta condición toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento.

Una de las ecuaciones para calcular el tiempo de concentración es la siguiente:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad \text{.....} 2.4$$

donde:

T_c = Tiempo de concentración, en hrs.

L = Longitud del cauce principal, en Km.

S = Pendiente del cauce, en décimales.

Una vez que se ha calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad de diseño, a partir de las curvas intensidad-duración-período de retorno de la estación pluviográfica más próxima a la cuenca en estudio,

Tabla 2.1. Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional. (Ref. 7)

Tipo del área por drenar	Pendiente, en porcentaje	Coficiente de escurrimiento, C
Con césped		
Suelo arenoso	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Patios de FF CC		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30

para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado y se fija el periodo de retorno en función de la vida útil de proyecto.

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

- La duración de la lluvia coincide con el tiempo de pico del escurrimiento.
- Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico del escurrimiento.
- La capacidad de infiltración es constante en todo tiempo.
- La intensidad de precipitación es uniforme sobre toda la cuenca.

Estas suposiciones indican las limitaciones del método.

2.2.4. Método de Dickens

En 1865 C.H. Dickens publicó un artículo titulado "Gasto de Avenidas en Rios" la fórmula que él propuso fue la siguiente:

$$Q = 0.0139 CA^{0.75} \dots 2.5$$

donde:

$$Q = \text{Gasto de proyecto, en } M^3/\text{Seg}$$

$$A = \text{Area de la cuenca, en Km}^2$$

$$C = \text{Coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la precipitación, adimensional.}$$

Los valores de "C" que Dickens propone, varían desde 200 a 2,000; la S.C.T. ha usado otros valores, los cuales se obtuvieron en base al manual de carreteras de E.U. y toma en cuenta la topografía de la cuenca y la precipitación correspondiente a 24 horas de duración. Estos valores se pueden ver en la siguiente tabla.

TABLA 2.2. VALORES DEL COEFICIENTE "C" DE LA FORMULA DE DICKENS.

Características Topográficas de la cuenca.	Para Precipitaciones de 10 cm. en 24 horas	Para Precipitaciones de 15 cm. en 24 horas
Terreno plano	200	300
Con lomerío suave	250	325
Con mucho lomerío	300	350

2.2.5 Método de Sánchez Bribiesca

La fórmula propuesta para calcular el gasto máximo de una cuenca pequeña (hasta de 100 Km²) es la siguiente:

$$Q = \frac{fd \text{ fw HE A}}{4500} \dots\dots 2.6$$

donde:

Q = Gasto máximo, en M³/Seg.

fd = Coeficiente de duración, adimensional

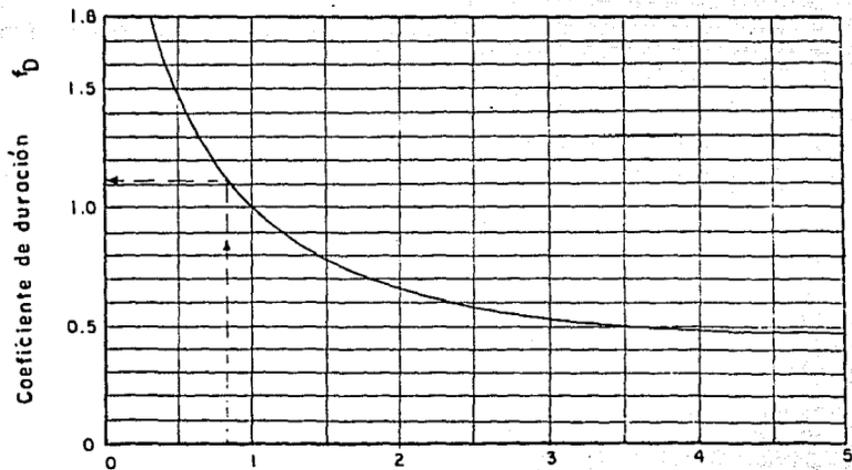
fw = Coeficiente de precipitación, adimensional

HE = Altura de precipitación en exceso, en metros

A = Area de la cuenca, en m²

La secuencia para obtener el gasto es la siguiente:

- Investigar la duración de la tormenta de la cuenca; si son rápidas e intensas ó si son muy prolongadas. Esto permitirá escoger el factor fd según la figura (2.B).
- De acuerdo con la frecuencia de las tormentas y con la humedad de la zona se selecciona fw , según la tabla (2.3).
- Reconocer la cuenca, para escoger el número de escurrimiento N de la tabla (2.4). Cuando la cuenca tiene diferentes valores de N , se calcula el promedio pesado de ellos.



Duración de la lluvia en horas

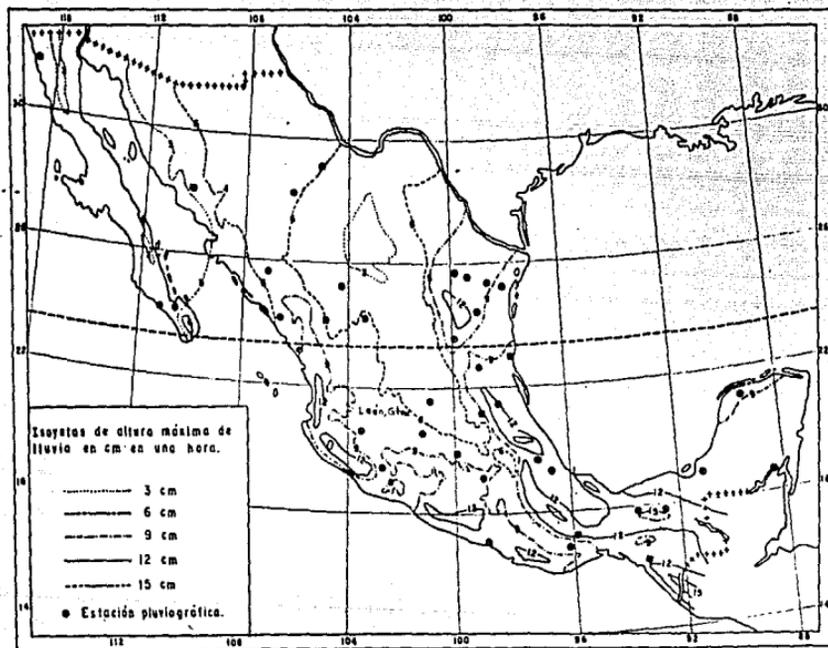
Figura 2.B. Gráfico para obtener f_D

(Ref. 7)

TABLA 2A. VALORES DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO F.

C O B E R T U R A .		S U E L O			
DESCRIPCION SEGUN AUTOR	DESCRIPCION S/DISTENAL.		Permeabilidad		
	Fuente de información: Carta de Uso del Suelo.	Fuente de información de pendiente y drenaje: Carta Topográfica; de Textura: Carta Edafológica.	Permeable (arenoso)	Medio	Poco permeable (arcilloso)
Ninguna	Desprovista de vegetación. Zonas urbanas e Industriales.	Cualquiera	80	87	94
Sebrado, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso agrícola	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.	65	75	85
Sebrado, baja pendiente, ondulado. Mal drenaje.	Uso agrícola	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	60	70	80
Pastizal, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso pecuario	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.	70	80	90
Pastizal, ondulado y mal drenaje.	Uso Pecuario	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	50	65	80
Natural	Asociaciones especiales de vegetación.		40	60	80
Bosque, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso forestal	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.	50	65	80
Bosque con baja pendiente, ondulado y mal drenaje.	Uso forestal	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	35	55	75

(REV. 7)



(Ref. 7)

Fig. 2.C. Valores de h_1

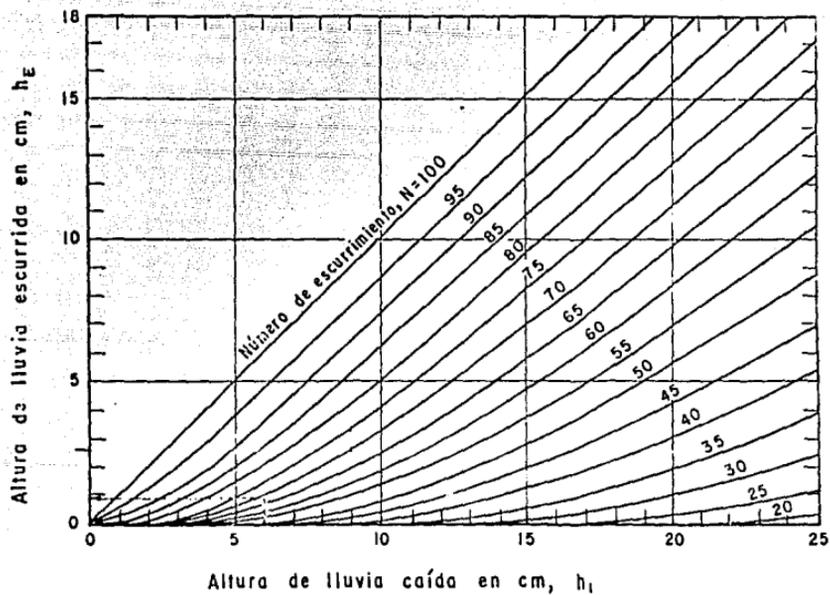


Fig. 2.D. (Ref. 7)

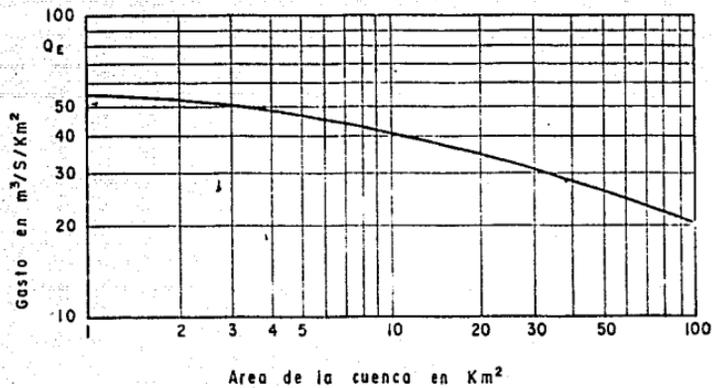


Fig. 2.E. Envoltorio de gastos máximos de la República Mexicana
(Curva de Creager) (Ref. 7)

- d) Determinar el valor de h_i o sea la máxima precipitación correspondiente a una hora de duración, registrada en la cuenca o en la estación más cercana a ella.

Solamente en el caso de no encontrar ninguna información, se considerará el valor obtenido de la figura (2.C).

- e) Obtener el valor de HE de la figura (2.D) en función de h_i y N.
- f) Calcular el gasto con la ecuación (2.8) y comprobar que éste no exceda el valor del gasto dado por la curva de la figura (2.E), la cual es una envolvente de Creager de gastos máximos de la República Mexicana.

TABLA 2.3

VALORES DEL COEFICIENTE DE PRECIPITACION FW

Condición (Según el autor)	Climas	FW
Aguaceros aislados en zonas secas o de pluviosidad media	Secos y Semisecos	1
Aguaceros en época de lluvia en zonas de pluviosidad media	Subhúmedo	1.5
Aguaceros en zonas muy húmedas de fuerte pluviosidad y de tormentas frecuentes.	Húmedo	2

2.2.6. Método de Chow

El método de Chow está basado principalmente en el concepto de hidrograma unitario, que se define como el hidrograma resultante de una lluvia en exceso unitaria, o sea con una lámina de escurrimiento directo de 1 cm. sobre toda la cuenca, con una intensidad uniforme en una duración d.

Este método considera que el gasto de pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso por el gasto de pico de un hidrograma unitario, o sea:

$$Q_m = q_m P_e \quad \dots\dots 2.7$$

donde:

Q_m = Gasto pico del hidrograma del escurrimiento directo en M³/Seg.

q_m = Gasto de pico del hidrograma unitario, en M³/Seg. por cm. de lluvia en exceso, para una duración en horas.

P_e = Lluvia en exceso en la zona de estudio para la duración d , en cm.

Si el gasto base en el tiempo del gasto de pico es Q_b , entonces el de diseño es:

$$Q_d = Q_b + Q_m \quad \dots\dots 2.8$$

en donde:

Q_d = Gasto de diseño en M³/Seg.

Q_b = Gasto base, en M³/Seg.

generalizando el gasto de diseño se obtiene:

$$Q_d = A X Y Z \quad \dots\dots 2.9$$

en donde:

X = Factor de escurrimiento

Z = Factor de reducción del pico

Y = Factor climático

A = Área de cuenca Km²

Datos necesarios para el cálculo:

a) Datos fisiográficos.

- Área de la cuenca
- Longitud del cauce principal

- Pendiente media del cauce
- Tipos de suelo en la cuenca
- Usos del suelo en la cuenca

b) Datos climatológicos

- Curvas I.- d-tr. para la estación base de la zona de estudio. En la figura (2.F) se presenta un ejemplo de estas curvas.
- Plano o cartas de isoyetas para ligar la cuenca en estudio con la estación base.

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos, uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual está compuesto principalmente por el uso de la tierra, la condición de la superficie, el tipo de suelo y la cantidad y duración de lluvia.

El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores; esta interdependencia es desconocida y para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de escurrimiento N, el cual está en función del uso del suelo y de las características de éste. Se encuentra en la tabla (2.5).

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso, P_e , puede obtenerse para una altura de lluvia dada P, con la figura (2.G) y con la ecuación:

$$P_e = (P - \frac{508}{N} + 5.08)^2 \dots 2.10$$

$$P = \frac{2032}{N} + 20.32$$

FIGURA 2.F

ESTACION: Tezapa ESTADO DE: Tob.
 COORDENADAS: $\varphi = 17^{\circ} 33'$ $\lambda = 92^{\circ} 59'$
 REGISTROS PROCESADOS, AÑOS 22 (ENTRE 1922 Y 1922)
 CÁLCULO: 71

CURVAS DE INTENSIDAD DE LLOVIA-DURACION-PERÍODO DE RETORNO

Se afectó el análisis estadístico con diez distribuciones. Log normal ajuste mejor.

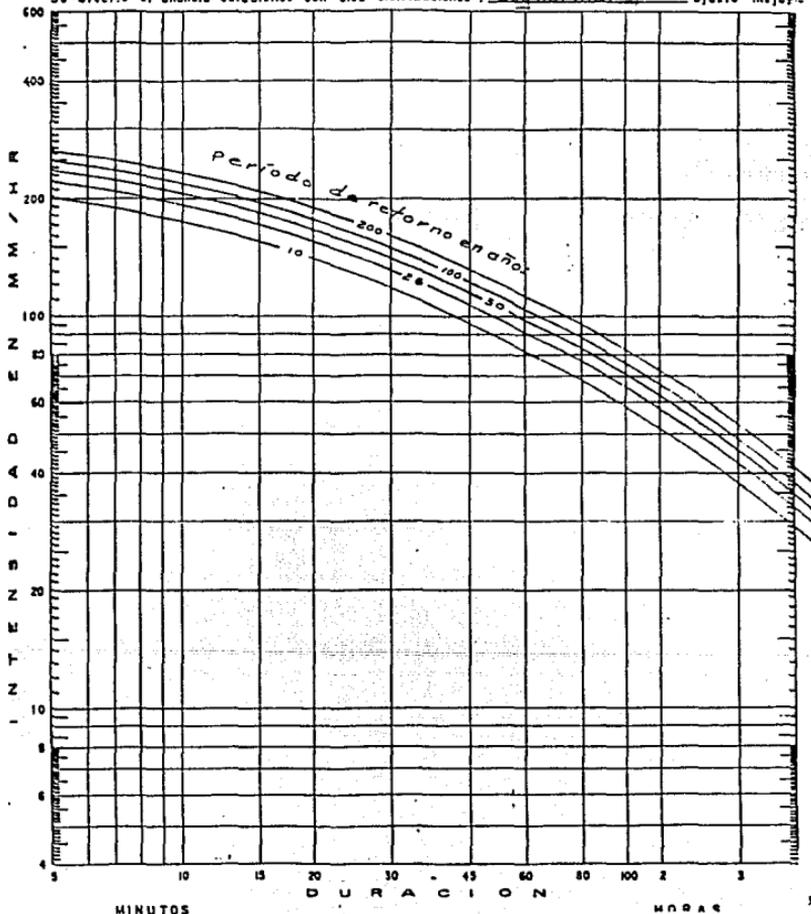


Tabla 25. Selección del número de escurrimiento N.

Uso de la tierra o cobertura.		Condición de la superficie.			Tipo de suelo				
Descripción según el autor.	Símbolos en carta de uso del suelo. (CARTAL)	Descripción según el Autor	Según información DETRAN			A	B	C	D
			Espesura(1)	Cobertura(2)	Pendiente(3)				
Bosques (sembrados y cultivados).	F2a, F2g, Ar, Arsp, AtpP (4)	Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	45	66	77	83
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	73	79
		Esoso o alta transpirac.	70 - 90	-	-	25	55	70	77
Bosques naturales	FB, FS, Pal, Pz, Qt, Ma, Ch	Muy ralo o baja transpirac.	10 - 30	-	-	56	75	86	91
		Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	40	60	78	84
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	70	76
		Esoso, alta transpiración	70 - 90	-	-	26	52	62	69
		Muy esoso, alta transpirac.	90 - 100	-	-	15	41	51	61
Pastizal	Pn, Pa	Pobre	-	0 - 25	-	60	79	86	89
		Normal	-	25 - 75	-	49	69	79	84
		Buena	-	75 - 100	-	39	61	74	80
Pastizal	Pc	Curvas de nivel, pobre	-	0 - 25	-	47	67	81	88
		Curvas de nivel, normal	-	25 - 75	-	25	59	75	83
		Curvas de nivel, buena	-	75 - 100	-	6	35	70	77
Potrero(permanente)	Sa, Mo, Mi, Ms (5)	Normal	-	-	-	30	58	71	78
Cultivos de surco	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	70	80	87	90
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	67	77	83	87
		Terrazas	-	-	6 ó más	64	73	79	82
Coseales	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	64	76	84	88
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	62	74	82	85
		Terrazas	-	-	6 ó más	60	71	79	82
Leguminosas o potrero de rotación	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	62	75	83	87
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	60	72	81	84
		Terrazas	-	-	6 ó más	57	70	78	82
Descaño(sin cultivos)	Dr, J.	Surcos rectos	-	-	-	77	86	91	94
Camino	=====	De tierra	-	-	-	72	82	87	89
		Superficie dura	-	-	-	74	81	90	92
Superficie impermeable	-	-	-	-	-	100	100	100	100
-	Ca, Is, Mo, De, Ra, Pa, CR, C.	-	-	-	-	70	80	87	90
-	Pa, Qn.	-	-	-	-	64	76	82	85
-	Mo, Mi, Ms (7)	-	-	-	-	62	75	83	87

(Ref. 7)

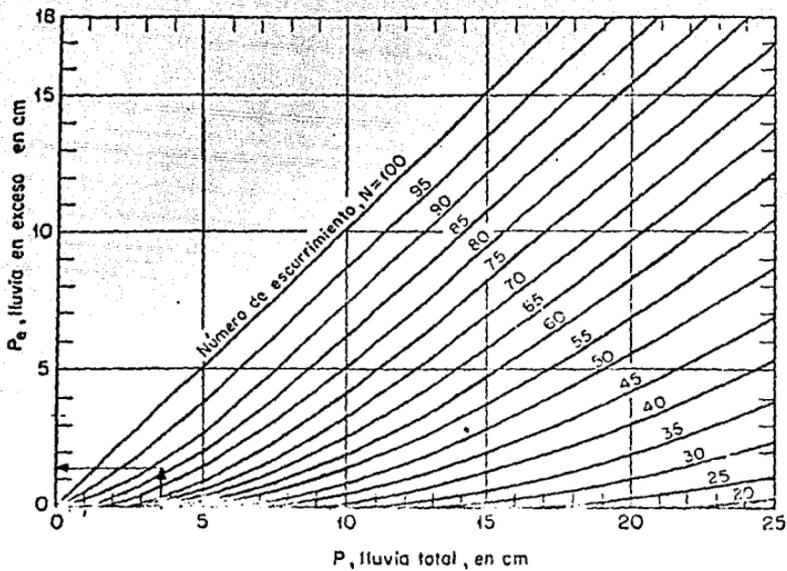


Fig 2.G. Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento (Ref. 7)

donde:

P_e = Lluvia en exceso, en hrs.

N = Coeficiente de escurrimiento, adimensional

P = Lluvia en la zona en estudio para una duración, en cm.

El valor de la altura de lluvia P , se puede determinar de las curvas intensidad de lluvia- duración- periodo de retorno ($I-d-tr$).

Multiplicando la duración por la intensidad $P=Id$.

Factor de escurrimiento X

Para calcular X se requiere conocer la precipitación en exceso P_e en la cuenca y dada una duración de lluvia determinada, el factor de escurrimiento se obtiene.

$$X = P_e/d \quad \dots\dots 2.11$$

P_e = Lluvia en exceso obtenida de la ecuación (2.10) en cm.

d = Duración de lluvia, en hrs.

Factor climático Y

Este factor trata de tomar en cuenta el hecho de que el sitio donde se va a evaluar el gasto generalmente está alejado de la estación base, o sea sirve para transportar la tormenta.

$$Y = 2.78 \frac{P_a}{P_{ab}} \quad \dots\dots 2.12$$

P_a = Precipitación media anual en la zona de estudio y se obtiene de cartas de isoyetas.

P_{ab} = Precipitación media anual en la estación base.

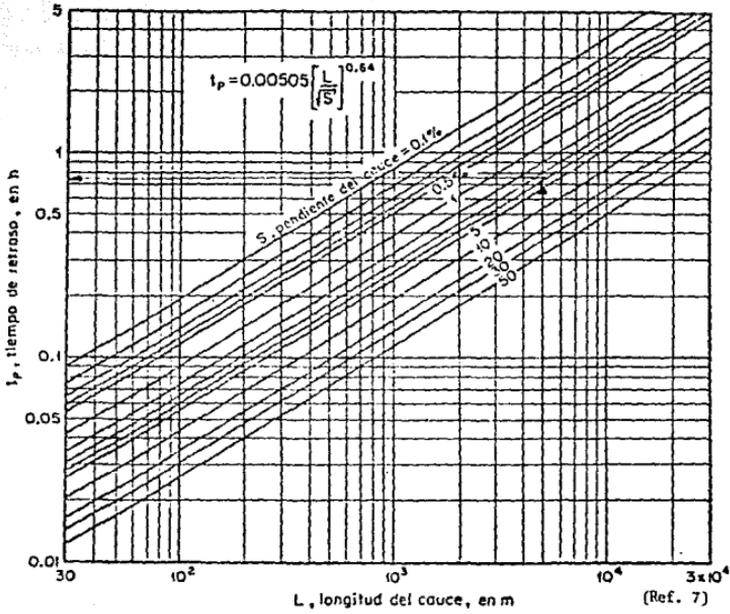


Fig 2,H, Determinación del tiempo de retraso

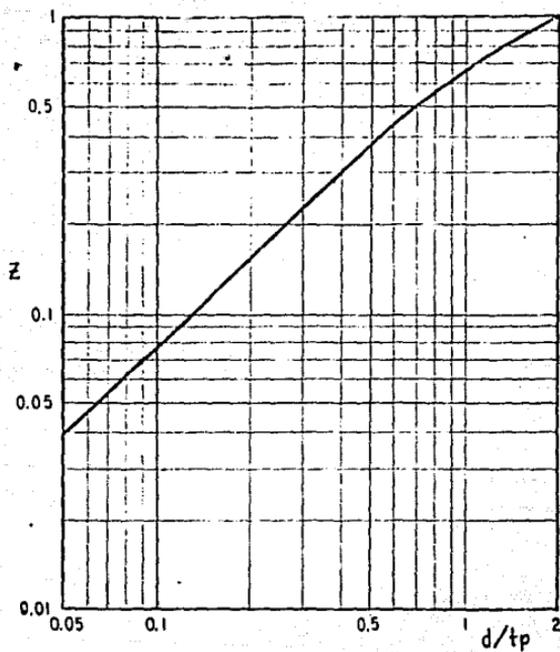


Fig. 2I. Relación entre Z y d/tp

LA CURVA DE LA FIGURA SE PUEDE SUSTITUIR APROXIMADAMENTE POR TRES TRAMOS DE RECTAS, CUYAS ECUACIONES SON LAS SIGUIENTES.

$0 < \frac{d}{tp} \leq 0.5$	$z = 0.00245 + 0.75922 \left(\frac{d}{tp} \right)$
$0.5 \leq \frac{d}{tp} \leq 1$	$z = 0.08741 + 0.58929 \left(\frac{d}{tp} \right)$
$1 \leq \frac{d}{tp} \leq 2$	$z = 0.35340 + 0.32330 \left(\frac{d}{tp} \right)$
$2 \leq \frac{d}{tp}$	$z = 1$

(Ref. 7)

Cabe aclarar que este método es bastante completo, ya que se toman en cuenta parámetros que influyen de manera importante en el escurrimiento.

Su limitación es que se puede utilizar para cuencas no mayores a 200 Km². Si se utiliza para cuencas mayores el resultado obtenido va a tender a ser erróneo.

2.2.7. Método de Gumbel

Este tipo de métodos (estadísticos) requiere conocer los gastos máximos anuales. Cuantos más datos se tengan, mayor será la aproximación. Permiten conocer el gasto máximo para un periodo de retorno considerado.

Todos los métodos estadísticos se basan en considerar que el gasto máximo es una variable aleatoria que tiene una cierta distribución. En general, se cuenta con pocos años de registro, por lo que la curva de distribución de probabilidades de los gastos máximos se tiene que prolongar en su extremo, si se quiere inferir un gasto mayor a los registrados.

Gumbel considera una distribución de valores extremos.

Para calcular el gasto máximo en función de un periodo de retorno determinado se utiliza la ecuación siguiente:

$$Q_{\max} = Q_m - \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{N}} (YN - \text{Loge } 1) \quad \dots 2.15$$

$$\sqrt{q} = \sqrt{\frac{(\sum Q_e^2 \times 10^{-4}) - N Q_m^2}{N-1}} \quad \dots 2.16$$

donde:

Q_e = Gastos máximos anuales registrados, en m³/Seg.

Q_{\max} = Gasto máximo para un periodo de retorno, en M³/Seg.

Q_m = $\sum Q_e / N$ gasto medio, en M³/Seg.

N = Número de años de registro

Tabla 2.6.

n	T_n	σ_n	n	T_n	σ_n
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9268	50	.54954	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5499	1.1623
11	.4976	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06233	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5539	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5597	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23538
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24796
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25930
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26906
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26351
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

Tabla 2.7.

β	$\sqrt{1-\alpha}\sigma_{\beta}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7534)
.05	(1.4550)
.10	(1.3022)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5934
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2403
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

(R.f. 7)

T_r = Periodo de retorno, en años

\sqrt{N} , Y_N = Constantes función de N . obtenidos de la tabla (2.6).

\sqrt{q} = Desviación estándar de los gastos.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar el gasto máximo dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

$$\text{Si } \phi = 1 - 1/T_r \text{ y } 0.20 \leq \phi \leq 0.8$$

el intervalo de confianza se calcula con la fórmula:

$$Q = \pm \sqrt{N} \alpha \sqrt{m} \frac{\sqrt{q}}{\sqrt{N} \sqrt{N}} \quad \dots 2.17$$

donde:

$\sqrt{N} \alpha \sqrt{m}$ = Constante función de ϕ y se obtiene de la tabla (2.7).

Si $\phi = 0.9$ el intervalo de confianza se calcula con la ecuación.

$$\Delta Q = \frac{1.14 \sqrt{q}}{\sqrt{N}} \quad \dots 2.18$$

El gasto máximo de diseño será igual al gasto máximo calculado más o menos el intervalo de confianza.

$$Q_d = Q_{\text{Max}} \pm \Delta Q \quad \dots 2.19$$

Este método sólo es aplicable para 15 años de registro cuando menos, ya que de otra forma la curva de distribuciones sería muy pequeña.

2.3. COMENTARIOS ACERCA DE LOS METODOS HIDROLOGICOS.

Como ya se comentó hay 4 clases de métodos hidrológicos como son: empíricos, semiempíricos, estadísticos e hidro-meteorológicos.

Los primeros tienen la ventaja de obtener valores del gasto en forma rápida y sencilla, pero esto, trae consigo algunas

veces valores poco confiables, ya que sólo se toman en cuenta el área de la cuenca y un coeficiente de escurrimiento obtenido en forma empírica y para determinadas características de las zonas donde se dedujeron los métodos.

Los métodos semiempíricos se basan en modelos de lluvia escurrimiento. Respecto a los datos de lluvia, la información de que se dispone en nuestro país es escasa. Se cuenta con alrededor de 470 pluviómetros con información suficiente para obtener sus gráficas I-d-Tr; sin embargo, su distribución en el territorio nacional es muy irregular, ya que sólo se ubican en zonas en que existen aprovechamientos hidráulicos y generación de energía hidroeléctrica, quedando muchas regiones, en las que se proyectan estructuras de drenaje, prácticamente sin información pluviométrica.

Otro de los defectos que adolecen estos métodos, se refieren a los datos de escurrimiento, ya que en muchos métodos intervienen factores y coeficientes que han sido estudiados empíricamente para cuencas particulares y el ingeniero de puentes por falta de información extrapola el uso del método a otras cuencas. Para subsanar este problema sería de gran utilidad instrumentar cuencas pequeñas, aprovechando las estructuras de drenaje en caminos existentes, para valuar con esto, tanto niveles como velocidades del flujo y estar en posibilidad de calibrar los métodos hidrológicos existentes y adecuarlos a las características de las cuencas de nuestro país; para tal efecto, podría pensarse en regionalizar la República y definir así, las zonas con características de escurrimiento similares.

Respecto a los métodos estadísticos, se pueden utilizar tanto para precipitaciones, como para gastos o cualquier otro fenómeno que se desee estudiar.

Hay una gran variedad de distribuciones probabilísticas para la aplicación en este tipo de análisis. El problema vendría a ser la falta de información, ya que al no tener los registros no es posible utilizar estos métodos.

Cabe señalar que sólo los ríos de cuencas grandes son los que están aforados y en ocasiones tienen pocos años de registros.

Una de las ventajas de los métodos estadísticos es que toman en cuenta todas las características fisiográficas y climatológicas de la región, ya que en el registro de gastos va implícita esta información.

Los métodos hidro-meteorológicos no fueron tratados, porque sólo se utilizan para el diseño de obras de excedencia de presas.

2.4 ESTUDIO HIDRAULICO

Es un estudio en el cual se va a obtener un gasto en avenida máxima de una corriente, a partir de datos obtenidos en campo.

El estudio hidráulico se encuentra contenido en una serie de trabajos que en conjunto se les denomina estudio topohidráulico; el cual como su nombre lo indica son estudios tanto de la topografía del cruce en estudio como de las características hidráulicas del río. Un cruce es la parte en donde convergen el río y el camino, carretera o vía férrea, donde se piensa realizar la obra civil.

El estudio topohidráulico consta de las siguientes partes:

- a) Informe general y fotográfico
- b) Croquis de localización del cruce
- c) Levantamiento topográfico
 - Planta general
 - Planta detallada
 - Perfil de construcción
 - Perfil detallado
- d) Determinación del gasto (pendiente y secciones hidráulicas).

a) Informe general y fotográfico.

En un estudio topohidráulico, el informe general y fotográfico permite al ingeniero en gabinete, darse una idea acerca de las características del río.

El informe general debe contener:

- 1.- Los datos del tamaño de la cuenca.
- 2.- Donde inicia el río en estudio.
- 3.- El tipo de material que se encuentra en el lecho del río.
- 4.- Si el cruce del río está "encajonado" o si se presenta derrame en alguna de las márgenes.
- 5.- Cuando se presentó la última avenida máxima; esta información es proporcionada por la gente que habita en la región.
- 6.- La opinión del ingeniero en campo, acerca de la capacidad del río y su tendencia a socavar o depositar material.
- 7.- Los materiales que arrastra el río como arbusto, ramas, basura, etc.

- 8.- El clima predominante en la región y la época de lluvias.
- 9.- Obras cercanas a la zona del cruce que puedan influir en el funcionamiento hidráulico.

Como es de suponerse, las fotografías juegan un papel importante en el informe general para ilustrar al proyectista de gabinete; éstas se toman en las zonas de mayor importancia para el análisis hidráulico, como son:

- Las secciones hidráulicas.
- La región del cruce.
- Fotografías aguas arriba y aguas abajo del cruce.

b) Croquis de localización del cruce.

El estudio topohidráulico, consta de un croquis que se presenta en un plano, el cual brinda una idea acerca de la región, caminos de acceso y algunos poblados cercanos a la zona del cruce.

c) Levantamiento topográfico.

El primer paso para realizar el estudio topohidráulico de un cruce y conocer la magnitud del puente a construir es la de hacer un recorrido, si no de la totalidad del área de la cuenca, si de una zona en la que se pueda normar el criterio, para conocer la magnitud de la obra que se tendrá que realizar. Una vez hecho esto, se procede a hacer un levantamiento topográfico de la zona del cruce, el cual debe contener:

Planta General

La Planta General deberá cubrir una extensión de terreno tanto aguas arriba como aguas abajo, en la que el proyectista se de cuenta del curso del río a ambos lados del cruce, lo cual es importante para poder definir las llanuras de inundación y para la determinación del esviamiento del puente o de las obras auxiliares en su caso.

La escala depende de la extensión de terreno en la que se levante la topografía, recomendándose escalas de 1:1000 a 1:2000 siendo la equidistancia entre curvas de nivel de 1.00 metro.

Planta Detallada

Es indispensable en todo estudio el dibujar una planta detallada, con equidistancias entre curvas de nivel de

0.5m. y tratar de que la escala de dibujo sea de 1:200 ó 1:500.

La planta detallada tiene la cualidad que proporciona en forma precisa la zona del cruce donde se colocará la obra. Este plano es útil al proyectista estructural.

Por otra parte, en los cruces con cauces muy profundos, y que consecuentemente tienen la rasante muy alta, la extensión de la planta detallada tiene que ser mayor, ya que en ocasiones los apoyos externos del puente se deben colocar muy afuera del cauce, para obtener alturas económicas para esos apoyos.

Perfil de Construcción

Se debe nivelar una longitud de perfil que varíe de acuerdo con las condiciones del terreno. Este se hace con el fin de que se puedan hacer las recomendaciones necesarias en el caso de que la elevación de la rasante se tenga que cambiar, por la altura del tirante de agua.

Este trabajo se hace atendiendo las siguientes finalidades.

- Conocer donde se ubicará la obra y determinar el tamaño de ésta.
- Proponer las modificaciones de la rasante según el estudio hidráulico.
- Determinar la longitud de las llanuras de inundación.

Las escalas utilizadas en el perfil son: 1:2000 horizontal y 1:200 vertical.

Perfil Detallado

Se caracteriza por hacerse a una escala más grande que el perfil de construcción; por lo general se realiza a 1:200 tanto vertical como horizontal. En este plano se dibuja la parte correspondiente al cruce y lo utiliza el ingeniero de mecánica de suelos para indicar los sondeos, dibujar el perfil estratigráfico del suelo y señalar la profundidad de desplante de los apoyos.

d) Determinación del gasto

Uno de los métodos que más aplicación tiene en los estudios hidráulicos ya que es bastante rápido y no requiere de la instalación de estructuras especiales ni de manejo de aparatos complicados, es el método de sección y pendiente. Consiste en la determinación del gasto por medio de

secciones hidráulicas definidas y de la pendiente del río o arroyo.

Las secciones deben ser normales a la dirección de los filamentos del agua en la época de las avenidas máximas extraordinarias, porque el gasto se calcula para éstas.

Para obtener el gasto es conveniente tomar varias secciones, una de ellas en el cruce y como mínimo una aguas arriba y otra aguas abajo del él. La distancia entre secciones deben ser del orden de 200m, con el fin de determinar las variaciones de las características hidráulicas a lo largo del cauce y que en la determinación de la pendiente no influyan accidentes locales, tales como vados, pozos, etc.

Por lo tanto, las secciones deben elegirse en un tramo directo del río, en donde las márgenes estén bien definidas, la velocidad sea prácticamente constante y no haya régimen hidráulico turbulento.

La pendiente hidráulica que interviene en la determinación del gasto, a través de la ecuación de Manning se debe tomar directamente, procurando hacerlo en un tramo uniforme y en el que la superficie del agua parezca un plano.

En el caso de que el cauce esté seco, la nivelación deberá hacerse por el centro del cauce, es decir, deberá determinarse la pendiente del canal principal del arroyo.

Si se encuentran huellas de las crecientes máximas extraordinarias, deberá correrse una nivelación que ligue todas ellas, para después determinar el perfil de la corriente en crecientes máximas extraordinarias.

Para determinar el gasto en crecientes máximas extraordinarias, es necesario hacer una investigación, con los vecinos de la región para conocer el nivel de aguas que se presentó en la avenida máxima; además, es conveniente hacer un recorrido por las márgenes, buscando cualquier huella que permita indicar hasta que nivel llegó la creciente máxima. Las huellas más comunmente visibles son deslaves en las márgenes, lama, humedad, depósitos de arena y en general, cualquier arrastre sobre los árboles.

La ecuación utilizada para el cálculo de la velocidad es la de Manning.

$$V = \frac{1}{n} S^{\frac{1}{2}} r^{\frac{2}{3}} \quad \dots 2.20$$

donde:

V = Velocidad, en M/seg.

n = Coeficiente que depende del material y el estado del cauce del río. Ver tabla (2.8).

r = Radio hidráulico, se obtiene dividiendo el área de la sección, entre el perímetro mojado.

S = Pendiente del río, en decimales.

Esta ecuación se basa en el principio del flujo uniforme, el cual se caracteriza por tener un tirante, velocidad, área de la sección, pendiente y gasto constantes; esto no sucede en una corriente natural, pero para la aplicación del método se hace la consideración de que hay flujo uniforme.

Conocida ya la velocidad y el área hidráulica, se utiliza la ecuación de continuidad para obtener el gasto máximo.

$$Q = VA \quad \dots 2.21$$

donde:

Q = Gasto, en M³/seg.

V = Velocidad, en M/seg.

A = Área hidráulica, en M².

Como la mayoría de los ríos en México son de tipo torrencial y por lo tanto, solo durante una época del año llevan agua, la aplicación de este método es ideal.

Como se observa este método es una forma práctica y aproximada de conocer el gasto de la corriente de un río. Tiene sus limitaciones, las cuales son:

- La ecuación de Manning se estudió para canales y el ingeniero de puentes la utiliza para ríos.
- Dificultad de fijar los valores del coeficiente "n".
- El régimen de las corrientes no es uniforme.
- Incertidumbre en los datos del N.A.M.E. y de la frecuencia de la avenida.

Es por esto que también se realiza el estudio hidrológico para hacer una comparación de resultados y obtener valores del gasto, más cercanos a la realidad.

Valores del coeficiente de rugosidad n

TABLA 28.

Tipo de canal y descripción	Mínimo	Normal	Máximo
C. Excavado o dragado			
a. Tierra, recto y uniforme			
1. Limpio, terminado recientemente	0.016	0.018	0.020
2. Limpio con cierto uso	0.018	0.022	0.025
3. Grave, sección uniforme, limpio	0.022	0.025	0.030
4. Con musgo corto, poca hierba	0.022	0.027	0.033
b. Tierra, curvo y lento			
1. Sin vegetación	0.023	0.025	0.030
2. Musgo, lagunos pastos	0.025	0.030	0.033
3. Pastos densos o plantas acuáticas en canales profundos	0.030	0.035	0.040
4. Fondo de tierra y costados de piedra partida	0.028	0.030	0.035
5. Fondo pedregoso y bancos con pastos	0.025	0.035	0.040
6. Fondos de cantos rodados y costados limpios	0.030	0.040	0.050
c. Excavado con pala o dragado			
1. Sin vegetación	0.025	0.028	0.033
2. Poco arbustos en los bancos	0.035	0.050	0.060
d. Roca cortada			
1. Lisa y uniforme	0.025	0.035	0.040
2. Dentada o irregular	0.035	0.040	0.050
C. Canales sin mantenimiento, pastos y arbustos sin cortar			
1. Pasto denso, altos como la profundidad del flujo	0.050	0.080	0.120
2. Fondo limpio, arbustos en los lados	0.040	0.050	0.060
3. Igual, al más alto nivel del flujo	0.045	0.070	0.110
4. Arbustos densos, nivel alto	0.060	0.100	0.140
D. Cursos naturales			
D-1 Cursos menores (ancho superior al nivel de crecida < 100 ft).			
a. Cursos en planicie			
1. Limpio, recto, nivel lleno, sin fallas o pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual que arriba, pero más piedras y pastos	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, curvado, algunos pozos y bancos	0.033	0.040	0.045
4. Igual que arriba, pero algunos pastos y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual que arriba, nivel inferiores, más pendiente y sección inefectivas.	0.040	0.048	0.055
6. Igual que 4, pero más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos sucios, con pastos y pozos profundos.	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchos pastos, pozos profundos o recorridos de la crecida con mucha madera y arbustos bajos.	0.075	0.100	0.150

(Ref. 8)

CAPITULO 3

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

3.1 Generalidades

En el capítulo 1 se hizo mención de que para poder llegar a desarrollar los métodos para el cálculo de la socavación, es necesario llevar a cabo un estudio de mecánica de suelos. Este estudio tiene gran importancia, ya que permite conocer las características de los diferentes materiales que forman el lecho del río.

Por otra parte, el estudio de suelos permite determinar el tipo de cimentación más adecuada con base al tipo de terreno en turno.

Por lo anterior se ve la necesidad de contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra de que se trate, con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo. El conjunto de estos datos debe llevar al ingeniero a adquirir una concepción exacta de las propiedades físicas del suelo que hayan de ser consideradas en su análisis.

En el laboratorio de mecánica de suelos es en donde se obtienen los datos necesarios para el cálculo de la socavación.

Pero para llegar en el laboratorio a unos resultados razonables, es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible: la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

Resultan así estrechamente ligadas las dos importantes actividades, el muestreo de los suelos y la realización de las pruebas necesarias de laboratorio. El muestreo debe estar regido por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio y, a su vez, el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo (Ref. 9).

Cabe aclarar que si se realiza un buen estudio de suelos, el cálculo de las profundidades de la socavación, así como, las recomendaciones para la cimentación de la estructura, van a ser más acertadas, teniendo en cuenta que en la mayoría de los casos, depende del criterio y experiencia del ingeniero.

En este capítulo no se pretende dar un enfoque puro de mecánica de suelos, sino de explicar las pruebas y muestreos de suelos necesarios para determinar los parámetros que intervienen en el cálculo de la socavación.

3.2 ESTUDIOS DE PERFORACION Y MUESTREO EN SUELOS PARA CONOCER LOS PARAMETROS PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION.

La programación de un muestreo correcto es un problema mucho más complejo que lo explicado anteriormente y en varios aspectos depende fundamentalmente de la experiencia particular del ingeniero. Un aspecto importante será siempre que la magnitud, tanto en tiempo como en costo del programa de exploración y muestreo, esté acorde con el tipo de obra por ejecutar.

A continuación se describen brevemente algunos de los métodos de muestreo utilizados.

3.2.1 Excavaciones a cielo abierto con muestreo alterado e inalterado.

Este tipo de exploración es útil cuando por el reconocimiento superficial del terreno, se estime que éste presenta buenas condiciones de cimentación y que la socavación que se llegue a alcanzar, no será demasiado grande de tal forma que no es necesario hacer un sondeo más profundo.

Este método tiene la ventaja de que se puede observar directamente la estratigrafía del suelo, su profundidad está limitada por la dificultad creciente que existe para avanzar dentro del pozo, ya que es necesario tomar en cuenta el traslape de ademes, nivel de aguas freáticas y el consecuente derrumbe de las paredes del pozo.

Otra cualidad de este método, es que se pueden obtener muestras de materiales no cohesivos cuyos diámetros sean mayores de 3 pulgadas como pueden ser boleos y de esta forma conocer la granulometría de la muestra sin modificar las dimensiones de los diámetros del material.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas e inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado, las muestras alteradas son simplemente porciones de suelo que se protegen contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas parafinadas. Las muestras inalteradas deben tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se practique al efecto en la pared del pozo, la muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad, envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada con brea y parafina.

Cabe aclarar, que las muestras inalteradas sólo se obtienen para materiales cohesivos.

3.2.2. Perforaciones con Posteadora y Barrenos Helicoidales.

En estos tipos de sondeos exploratorios, la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, además sólo es utilizable cuando se estime que la profundidad de socavación no va a ser muy grande, ya que la posteadora sólo llega a determinada profundidad.

Las muestras obtenidas suelen ser representativas del suelo en lo referente al contenido de agua y cuando mucho apropiadas para pruebas de clasificación, parámetro importante para estimar la socavación.

Los barrenos pueden ser de muy diferentes tipos, no sólo dependiendo del suelo por atacar, sino también de acuerdo con la preferencia particular de cada perforista. Ver figura (3.A).

En México se utilizan más las posteadoras, a las que se hace penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre el maneral adaptado al extremo superior de la tubería de perforación.

Las posteadoras son muy útiles cuando se tienen materiales sueltos, ya que para materiales muy compactos, no penetran. Para el fenómeno de la socavación es importante conocer las características de un material suelto, por que es en estos materiales donde la socavación se presentará primordialmente.

En arenas colocadas bajo el nivel freático, estas herramientas no suelen poder extraer muestras y en esos casos es preferible recurrir al uso de cucharas especiales.

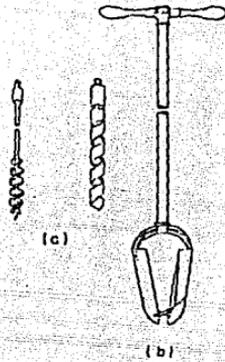


Figura 3A. Herramientas para sondajes exploratorios por rotación.
 a) Barrenos helicoidales.
 b) Postadora.

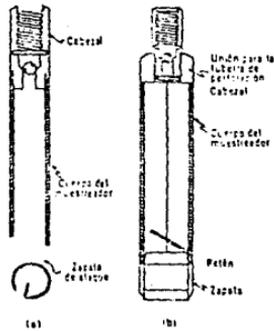


Figura 3A. Tipos de cucharas muestreadoras. (Ref. 9)

3.2.3. Método de Penetración Estándar

Este método de sondeo es de los más utilizados en México, respecto a que rinde resultados aceptables en la práctica y proporcionan información en torno al subsuelo. Además, la penetración estándar permite conocer varias características del suelo a profundidades mayores que otros métodos de sondeos, (alrededor de 20 a 30 m) lo cual es importante cuando las profundidades de socavación son muy grandes.

La prueba de penetración estándar es aquella que consiste en hincar un muestreador en el terreno, a una cierta profundidad a partir de un número de golpes, con el fin de correlacionar su capacidad de carga.

Desde el punto de vista de la socavación, esta prueba es importante, ya que permite conocer la granulometría, clasificación, relaciones volumétricas; como el peso volumétrico seco, la compacidad en suelos friccionantes que aunque en los métodos para el cálculo de la socavación no se hace intervenir, si influye de manera fundamental en el fenómeno.

En suelos plásticos, este método permite adquirir una idea de la resistencia del material.

Es normal que el penetrómetro, que es el instrumento con el cual se efectúa este sondeo, sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra. Ver figura. (3.B). El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y consiste en hacerlo penetrar a golpes por medio de un martinete de 63.5 kg. que cae desde 76 cm., contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. En cada avance de 60 cm. deberá retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra (Ref. 9).

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado, una vez hecho esto, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y seguidamente a golpes se hace que el penetrómetro entre 15 cm. dentro del suelo. Desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm., a continuación se hace penetrar al muestreador en toda su longitud.

Este método se utiliza más para materiales friccionantes, ya que los resultados en suelos cohesivos no han sido tan satisfactorios desde el punto de vista de la determinación de capacidad de carga, que es uno de los parámetros que se pueden obtener de estas muestras.

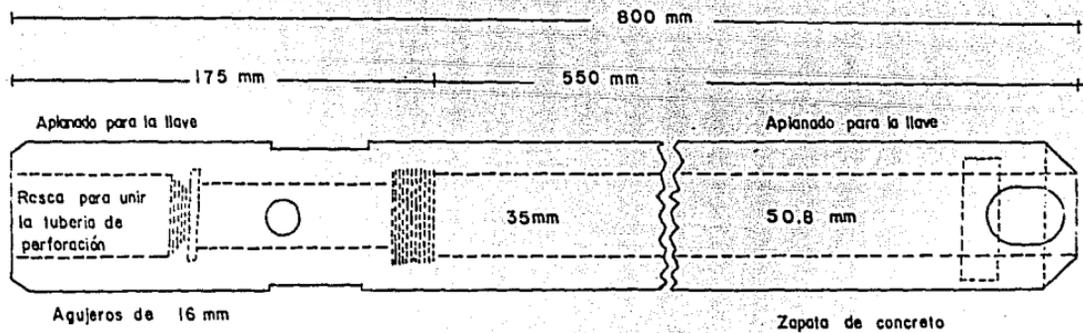


FIG. 3. B PENETROMETRO ESTANDAR

(Ref. 9)

En los métodos para calcular la socavación no se considera la resistencia del suelo al arrastre de las partículas, sobre todo en materiales no cohesivos.

En el caso de que en la prueba de penetración estándar se obtenga que el material es compacto, y por otro lado, al calcular la socavación se determine un valor muy grande de profundidad, es conveniente tomar en cuenta el resultado arrojado por la prueba de penetración.

3.2.4. Perforaciones en Boleos y Gravas

Frecuentemente es necesario atravesar durante las perforaciones con estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados con los mecanismos descritos anteriormente. Por lo que se emplean barretones con taladros de acero que se suspenden y dejan caer sobre el estrato en cuestión manejándolos con cables. En ocasiones se ha recurrido al uso de explosivos para romper la resistencia del obstáculo.

Este tipo de perforaciones no es muy útil para determinar el problema de la socavación, ya que con los métodos utilizados destruyen los estratos y la granulometría de la muestra no es representativa. Además si el estrato es bastante duro, entonces la socavación puede no presentarse, por lo que no tendría caso obtener muestras del terreno. Un método que podría ser adecuado en estos casos para conocer la granulometría de materiales de diámetros grandes (3"), es como ya se dijo un pozo a cielo abierto.

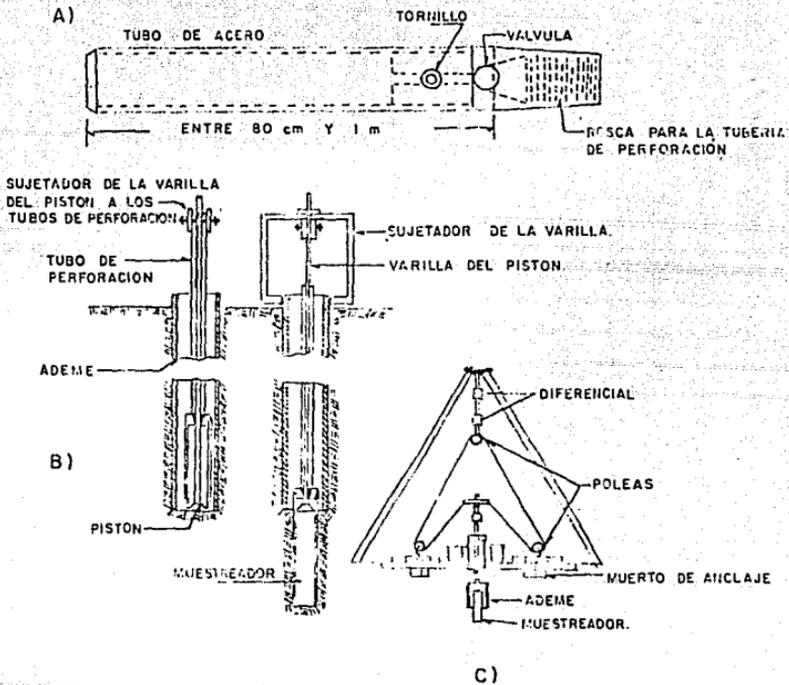
3.2.5 Muestreo con Tubos de Pared Delgada

Esta prueba consiste en hincar a presión un tubo muestreador de pared delgada. El grado de perturbación que produce el muestreador depende del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración, mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes, ni con algún otro método dinámico. En la figura (3.C) aparecen los tipos más comunes de muestreadores de pared delgada (Ref.9)

Al hincar el muestreador puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de los niveles más altos entre en él.

En ocasiones, en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores no logran extraer la muestra,

FIG. 3C MUESTREADORES DE TUBO DE PARED DELGADA



A.) TIPO SHELBY

B.) DE PISTON

C.) DISPOSITIVO DE HIFICADO POR PRESION DE UN DIFERENCIAL

(R.F. 9)

saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de extraerlo. Al dejarlo en reposo, la adherencia entre el suelo y el muestreador crece con el tiempo.

Este tipo de perforación es bastante adecuado ya que, permite conocer la estratificación del suelo a profundidades hasta de 60 m. en suelos blandos.

3.3 PRUEBAS DE LABORATORIO

Como se ha mencionado la obtención de las muestras de suelos son muy variadas, dependiendo del tipo de obra que se pretenda realizar.

Al contar con estas muestras el ingeniero puede conocer las propiedades físicas del tipo de suelo en estudio.

Son muchas las pruebas de laboratorio en mecánica de suelos, pero en este capítulo se dará una breve explicación de aquellas pruebas que sean necesarias, para obtener los parámetros utilizados en el cálculo de la socavación.

Entre las pruebas más utilizadas se encuentran:

Pruebas para obtener las relaciones volumétricas
Pruebas de Granulometría
Pruebas de Plasticidad

Cabe señalar que hay algunas pruebas que se pueden realizar en campo o en un laboratorio móvil, como puede ser la obtención de relaciones volumétricas del suelo.

A continuación se explicarán las pruebas de laboratorio mencionadas anteriormente.

3.3.1. Relaciones Volumétricas

En un suelo se distinguen tres fases constituyentes; la sólida, líquida y gaseosa. La fase sólida está formada por las partículas minerales del suelo. Las fases líquida y gaseosa suelen comprenderse en el volumen de vacíos (Ref.9).

Se dice que un suelo es totalmente saturado cuando todos sus vacíos están ocupados por agua. Un suelo en tal circunstancia consta, como caso particular, de dos fases, la sólida y la líquida. Muchos suelos yacientes bajo el nivel freático son totalmente saturados.

En los laboratorios de mecánica de suelos puede determinarse fácilmente el peso de las muestras húmedas, el peso de las muestras secadas al horno y el peso específico relativo de los suelos. Estas magnitudes no son las únicas cuyo cálculo es necesario; es preciso obtener relaciones sencillas y prácticas a fin de poder medir algunas otras magnitudes en términos de éstas. Estas relaciones, de tipo volumétrico y gravimétrico, son de mayor importancia y su dominio debe considerarse indispensable.

Las relaciones que intervienen de alguna forma en la determinación de la socavación son las siguientes:

$$\delta_m = \frac{W_m}{V_m} \dots\dots 3.1$$

donde:

δ_m = Peso específico de la masa de suelo
 W_m = Peso de la muestra
 V_m = Volumen de la muestra

Peso específico seco.

En este caso el grado de saturación es nulo

$$\delta_d = \frac{W_s}{V_m} \dots\dots 3.2$$

donde:

δ_d = Peso específico seco
 W_s = Peso seco de la muestra
 V_m = Volumen de la muestra

Cabe señalar que el peso volumétrico seco (δ_d) es un parámetro que interviene en el método de Lischtvan-Lebediev para el cálculo de la socavación general.

Un aspecto importante, es que dentro del valor del δ_d va implícita la cantidad de agua del suelo, ya que si el volumen de la muestra contiene gran cantidad de agua su resistencia al arrastre va a ser menor, en este caso, el δ_d va a tender a un valor más pequeño. Mientras que si hay mayor cantidad de sólidos, el suelo tendrá mayor resistencia y el δ_d aumentará.

3.3.2 Prueba de Granulometría

Esta prueba es de gran utilidad en materiales friccionantes ya que se pueden determinar los límites de tamaño de las partículas que constituyen un suelo, ofreciendo un criterio obvio para una clasificación, la cual es necesaria conocer en cualquier problema.

Hay varios criterios para el cálculo de la socavación, tanto general como local, en donde el diámetro de las partículas es un parámetro que se considera en el análisis. Como por ejemplo: en el método de socavación local de Yaroslavtziev, que considera dentro del análisis el d_{85} de la curva granulométrica.

Originalmente, el suelo se dividía solamente en tres o cuatro fracciones debido a lo problemático de los procedimientos disponibles de separación de tamaños.

Posteriormente, con la ayuda del cribado fue posible extender notablemente las curvas en los tamaños finos.

Algunas clasificaciones granulométricas de los suelos según sus tamaños, son las presentadas en las tablas (3.1) (3.2) y (3.3).

3.3.2.1. Representación de la distribución granulométrica.

Cuando se cuente con suficiente número de puntos, la representación gráfica de la distribución granulométrica, debe estimarse preferible a la numérica en tablas. Ver figura (3.D).

La gráfica granulométrica debe dibujarse con porcentajes como ordenadas y tamaños de las partículas como abscisas. Las ordenadas se refieren a porcentaje, en peso, de las partículas más pequeñas que el tamaño correspondiente. La escala logarítmica usada en el eje de las abscisas da mayor amplitud en los tamaños finos y muy finos.

La forma de la curva da una inmediata idea de la distribución granulométrica del suelo; teniendo así una línea vertical para suelos formados por partículas de un solo tamaño, y una curva muy tendida para un suelo con gran variedad de tamaños.

a) *Clasificación Internacional.*

Basada en otra desarrollada en Suecia.

Tamaño en mm				
2.0	0.2	0.02	0.002	0.0002
Arena gruesa	Arena fina	Limo	Arcilla	Ultra-Arcilla (coloides)

b) *Clasificación M.I.T.*

Fue propuesta por G. Gilboy y adoptada por el Massachusetts Institute of Technology.

TABLA 32.

Tamaño en mm									
2.0	0.6	0.2	0.06	0.02	0.006	0.002	0.0006	0.0002	
Gruesa	Media	Fina	Grueso	Medio	Fino	Gruesa	Media	Fina	(coloides)
ARENA			LIMO			ARCILLA			

c) La siguiente clasificación, utilizada a partir de 1936 en Alemania, está basada en una proposición original de Kopecky.

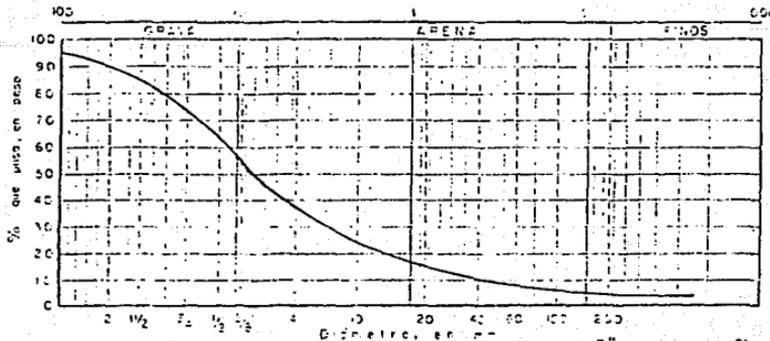
TABLA 33.

MATERIAL	CARACTERÍSTICA	TAMAÑO mm
Piedra		Mayor de 10 mm
Grava	Gruesa	30 a 70
	Media	5 a 30
	Fina	2 a 5
Arena	Gruesa	1 a 2
	Media	0.2 a 1
	Fina	0.1 a 0.2
Polvo	Grueso	0.05 a 0.1
	Fino	0.02 a 0.05
Limo	Grueso	0.006 a 0.02
	Fino	0.002 a 0.006
Arcilla	Gruesa	0.0006 a 0.002
	Fina	0.0002 a 0.0006
Ultra-Arcilla		0.00002 a 0.0002

FIG. 3.D. CURVA GRANULOMETRICA

Malla #	Abertura	Peso Sólido retenido	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa	Malla #	Abertura	Peso Sólido retenido	Porcentaje retenido	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				0	2000			
1 1/2"	38.10				20	800			
1"	25.40				40	425			
3/4"	19.05				60	250			
1/2"	12.50				80	175			
3/8"	9.50				100	150			
1/4"	6.25				200	75			
Fino #20					Fino #200				
SUMA					SUMA				

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO



$D_{10} =$ _____ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} =$ _____ $> 3" =$ _____ %
 $D_{30} =$ _____ $G =$ _____ %
 $D_{60} =$ _____ $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} =$ _____ $S =$ _____ %
 $F =$ _____ %

Allen Hazen propuso el coeficiente de uniformidad:

$$\begin{array}{l} D_{60} \\ Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \end{array} \dots\dots 3.3$$

donde:

D60= Tamaño tal, que el 60%, en peso, del suelo, sea igual o menor.

D10= Diámetro efectivo, es el tamaño tal que, sea igual o menos que el 10%, en peso, del suelo.

De la expresión de coeficiente de uniformidad, se tiene que los suelos con Cu menor que 3 se consideran muy uniformes; aún las arenas naturales muy uniformes rara vez presentan un Cu menor que 2.

Un complemento del coeficiente de uniformidad, es el coeficiente de curvatura del suelo, el cual se encuentra con la siguiente expresión:

$$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \dots\dots 3.4$$

donde:

D30= Se define análogamente que los D60 y D10.

Esta relación contempla un valor entre 1 y 3 en suelos bien graduados.

3.3.2.2. Cribado por Mallas

Se usa para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores de suelos, llegándose generalmente así hasta la malla número 200 (0.074 mm.). La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de mallas de aberturas descendentes; los retenidos en cada malla se pesan, y el porcentaje que representan del peso de la muestra total se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión está dado por el complemento al 100% de esa cantidad. Así

puede obtenerse un punto de la curva acumulativa correspondiente a cada abertura. Repitiendo esto en el paso a cada malla se obtiene así la curva de distribución granulométrica de ese suelo (Ref. 9).

3.3.3. PRUEBAS DE PLASTICIDAD

Para poder determinar la profundidad de socavación, es necesario conocer el tipo de suelo con el que se está tratando y de ésta forma elegir la solución más adecuada al problema en particular.

Las pruebas de plasticidad es necesario realizarlas; ya que son factor determinante para clasificar un suelo cohesivo.

Cabe señalar que las pruebas de plasticidad no proporcionan ningún parámetro que influya directamente en la determinación de la socavación, pero sí permiten al ingeniero realizar la clasificación del material.

Puede definirse la plasticidad como, la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica y sin desmoronarse ni agrietarse (Ref. 9).

3.3.3.1. Límites de Plasticidad

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

- 1.- Estado líquido: Con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido: Con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado plástico: Que es un suelo que se comporta plásticamente.
- 4.- Estado semisólido: Es el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- 5.- Estado sólido: Es el que el volumen del suelo no varía con el secado.

Para establecer las fronteras entre cada fase, Atterberg propuso las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de límites de consistencia, los cuales son:

a) Límite líquido

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada límite líquido. Este se obtiene a través de una prueba de laboratorio, que consiste en colocar una muestra de suelo en una cápsula, (Copa de Casagrande), formando una ranura en ella y haciendo cerrar la ranura golpeando la copa contra la base del dispositivo propuesto por Casagrande. El límite líquido se encuentra cuando los bordes inferiores de la ranura se tocan al cabo de un cierto número de golpes (Ref.9). En la gráfica (3.E) aparece una curva y el modo de determinarlo.

b) Límite Plástico

La frontera convencional entre los estados plástico y semisólido fue llamada por Atterberg límite plástico. También se obtiene a través de una prueba de laboratorio. Atterberg rolaba un fragmento de suelo hasta convertirlo en un cilindro de espesor no especificado; el agrietamiento y desmoronamiento del rollito, indicaba el límite plástico y el contenido de agua en tal momento era la frontera deseada.

Terzaghi agregó la condición de que el diámetro sea de 3 mm.; la formación de los rollitos se hace usualmente sobre un cristal. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm. se doblan y presionan, formando una pasta que vuelve a rolarse, hasta que ocurra el desmoronamiento, a ese diámetro (Ref. 9).

La diferencia entre los límites líquido y plástico se le conoce como Índice Plástico.

$$Ip = L_l - L_p$$

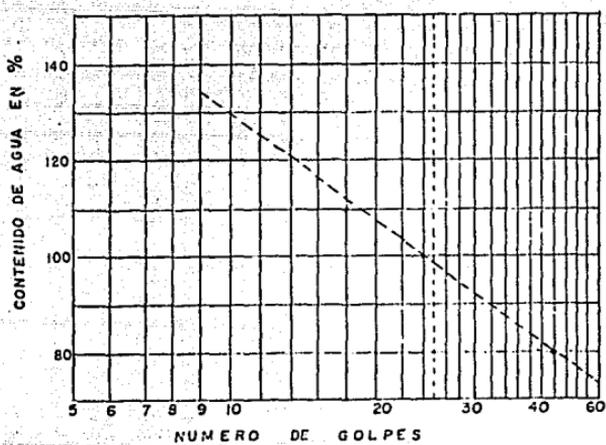
$$\dots 3.5$$

3.3.3.2. Identificación de Suelos

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería. La identificación permite conocer en forma cualitativa las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe.

En el sistema unificado de clasificación de suelos hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio;

FIG. 3.E DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO



estos criterios son de tipo granulométrico y de investigación de las características de plasticidad, los cuales han sido descritos anteriormente. En la tabla (3.4) se presenta la identificación y descripción del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

3.4 TIPOS DE CIMENTACIONES PARA PUENTES

Las cimentaciones de los puentes son parte muy importante de la estructura, ya que si se presenta una falla en ellas puede producirse el colapso total del puente.

Cuando una corriente de un río tiene gran capacidad de socavar, es necesario tener en cuenta éste parámetro al proponer la cimentación, por lo que es indispensable un tipo de cimentación adecuado al problema en particular, así como conocer la profundidad de desplante de la obra.

En México, la mayoría de los casos de cimentación de puentes se hace por medio del método de pozo indio, el cual consiste en el hincado de un cilindro que a su vez sirve como cimbra, el cual se va haciendo penetrar en el lecho del río, hasta llegar a la profundidad de desplante deseada o en su defecto al estrato resistente más cercano; posteriormente se extrae toda el agua del cilindro ya hincado y se comienza a armar la cimentación propiamente dicha.

3.4.1. Cimentaciones poco profundas.

Las cimentaciones que se utilizan en la construcción de un puente son generalmente poco profundas, aunque va a depender del tipo de terreno, la dimensión de la obra, así como de la profundidad de socavación. Si un puente es de grandes dimensiones, el tipo de cimentación puede ser profunda y llegarse a utilizar pilotes, pilas o cilindros.

Las cimentaciones poco profundas son aquellas en las que la profundidad de desplante no es mayor que un par de veces el ancho del cimiento; sin embargo, es evidente que no existe un límite que sea preciso en cuanto a la separación de una cimentación poco profunda de una cimentación profunda.

Los tipos de cimentaciones poco profundas más frecuentes son: las zapatas aisladas, zapatas corridas y losas de cimentación (Ref. 10).

Las zapatas aisladas son elementos estructurales generalmente cuadradas o rectangulares, que se construyen bajo las pilas con el objeto de transmitir la carga de

éstas al terreno en una mayor área. Se construyen generalmente de concreto reforzado.

Las zapatas corridas son elementos análogos a los anteriores, en los que la longitud supera en mucho el ancho del cimiento. Soportan varias columnas y pueden ser de concreto reforzado. La zapata corrida es una forma evolucionada de la zapata aislada y se utiliza en el caso en que el suelo ofrezca una resistencia baja que obligue al empleo de mayores áreas de repartición.

Cuando la resistencia del terreno sea muy baja o las cargas sean muy altas, las áreas requeridas para apoyo de la cimentación, deben aumentarse, llegándose así al empleo de losas de cimentación, construidas de concreto reforzado.

3.4.2 Cimentaciones profundas

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda, del tipo de las descritas anteriormente. En tal caso será preciso buscar terrenos de apoyos más resistentes a mayores profundidades; a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es necesario utilizar los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyen la carga en un espesor grande de suelo. En todos estos casos se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas, las que se distinguen entre si por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección rectangular o circular.

Los elementos muy esbeltos con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m y 1.0 m se denominan pilotes. La inmensa mayoría de éstos pueden ser de madera, concreto o acero.

Los elementos cuyos anchos sobrepasan 1.0 m, pero no excede del doble de ese valor suelen llamarse pilas.

Si embargo, no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pila y pilote y el criterio antes expuesto es el único parámetro que los distingue. En cualquier caso, las pilas se construyen de mampostería o concreto.

Por último se requiere de elementos de mayor sección que los anteriores a los que se les da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica o cajones de cimentación, cuando son paralelepípedicos. Los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3 y 6 m, se construyen

huecos por ahorro de material y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones tienen ancho similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material (Ref. 10).

3.4.3 Factores que determinan el tipo de cimentación.

Los factores que influyen en la correcta selección de una cimentación dada, pueden agruparse en:

- Los relativos a la superestructura que engloban su función, cargas que transmiten al suelo, materiales que le constituyen y otros.
- Los relativos al suelo que se refieren a sus propiedades mecánicas y por otra parte las condiciones hidráulicas como pueden ser el tirante de agua o la profundidad de socavación.
- Los factores económicos que deben balancear el costo de la cimentación, en comparación con la importancia de la obra.

En general, un balance meditado de los factores anteriores, permite en un análisis preliminar, desechar todos aquellos tipos de cimentación inadecuados.

CAPITULO 4

OBRAS DE PROTECCION

4.1 GENERALIDADES

Como ya se mencionó el fenómeno de la socavación puede llegar a producir la falla total del puente, es por esto conveniente conocer algunas formas o métodos para reducirla.

En una obra hidráulica como lo es un puente, las partes que van a ser mayormente afectadas por la erosión son las pilas y estribos, a esto se debe que las obras de protección sean utilizadas para reducir la socavación local en estas estructuras. Se han hecho estudios y ensayos para diferentes obras de protección y se ha llegado a resultados satisfactorios, pero es necesario seguir realizando pruebas para mejorar estas protecciones.

Se pueden distinguir dos formas principales para reducir o evitar la socavación; la primera consiste en impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzcan frente a la pila, con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas. La segunda consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva. A continuación se tratarán algunas obras de protección que han sido ensayadas para tratar de reducir la socavación en pilas y estribos.

4.2 OBRAS DE PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS.

Las obras de protección de esta naturaleza son útiles para reducir la profundidad de cimentación de la pila a construirse y para evitar la falla por socavación de las estructuras ya construidas con escasa profundidad de desplante.

Algunos métodos que han sido estudiados para reducir la socavación en pilas son:

- Estructuras colocadas alrededor de la pila, tales como: cajones, placas o pantallas inclinadas.
- Estructuras colocadas aguas arriba de la pila protegida, tales como pantallas o cilindros de diámetros pequeños.

-Pedraplenes que sustituyen el material del fondo con diámetros de sus elementos lo suficientemente grandes para que, no sean levantados y arrastrados por la corriente alrededor de la pila.

4.2.1. Estructuras Colocadas Alrededor de la Pila

Chabert y Engeldinger realizaron ensayos en una pila circular rodeada de un cajón también circular, y concluyeron que se obtienen resultados óptimos si el diámetro del cajón es de 3 veces el de la pila, y la elevación de su superficie de la mitad del diámetro de la pila abajo del fondo natural; este sistema reduce en un 67% la profundidad de socavación que se presenta en la pila desprotegida. Ver figura (4.A) (Ref. 2).

No obstante lo anterior la socavación es función directa del ancho de la pila, si se aumenta este ancho, la erosión también aumentará por lo que este tipo de protección debe tomarse con ciertas reservas, ya que no se indican claramente cuales fueron las condiciones en las que se realizaron los ensayos.

Shen y Schneider investigaron en un cajón rodeado por un borde vertical que interceptara el vórtice de herradura, sus ensayos fueron realizados en pilas de nariz rectangular. Pudieron obtener un nivel de fondo, coincidiendo con el del borde de aguas arriba y de los costados de la pila, mientras que en el lado de aguas abajo lograron que hubiera depósitos de material. Ver figura (4.B).

Este método redujo la profundidad de socavación en un 50% respecto a la que se presentaba en la pila sin protección; sin embargo, no se propusieron leyes generales acerca de las dimensiones convenientes del cajón y del borde en relación con las características del flujo y de la pila (Ref. 2).

En estos ensayos tampoco se especificaron las condiciones en las que fueron probadas estas protecciones.

Otro sistema de protección consiste en colocar una placa plana horizontal alrededor de la pila, con un diámetro mínimo de 3 veces el de ésta, a una profundidad de 0.3 a 0.4 veces el mismo diámetro de la pila. Con esto se logró una reducción de hasta el 50% de la profundidad de socavación, aunque no se pueden estimar los efectos con exactitud para diferentes condiciones del cauce, características del puente, etc. Ver figura (4.C) (Ref. 2).

FIG. 4.A CAJON ALREDEDOR DE LA PILA
(Ref. 2)

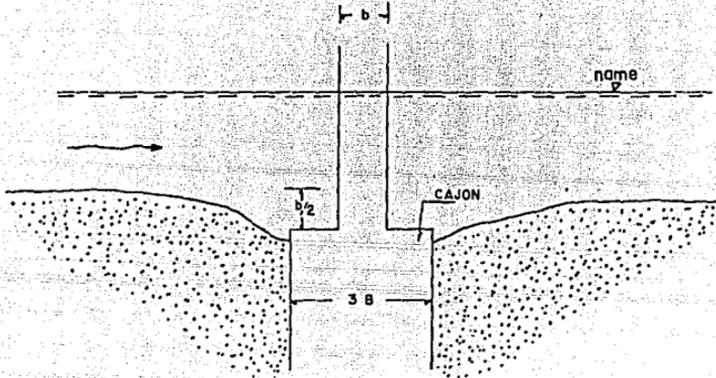


FIG. 4.B CAJON RODEADO POR UN BORDE VERTICAL
(Ref. 2)

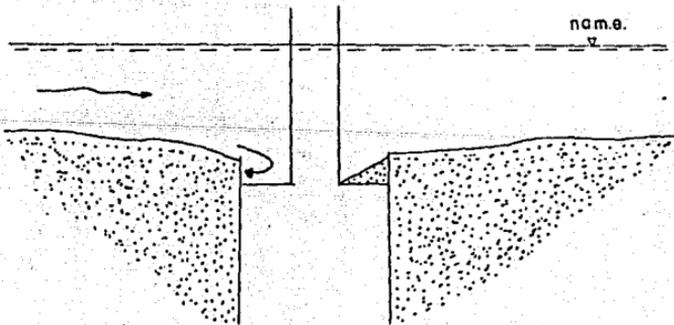


FIG. 4.C PROTECCION POR MEDIO DE UNA PLACA HORIZONTAL
(Ref. 2)

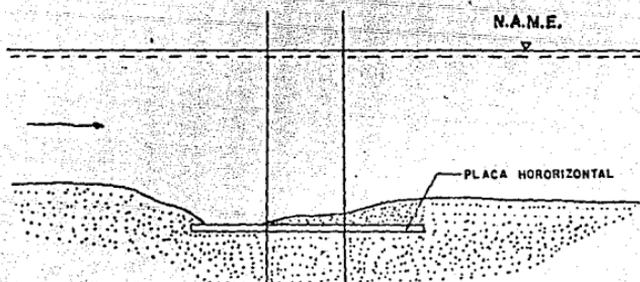
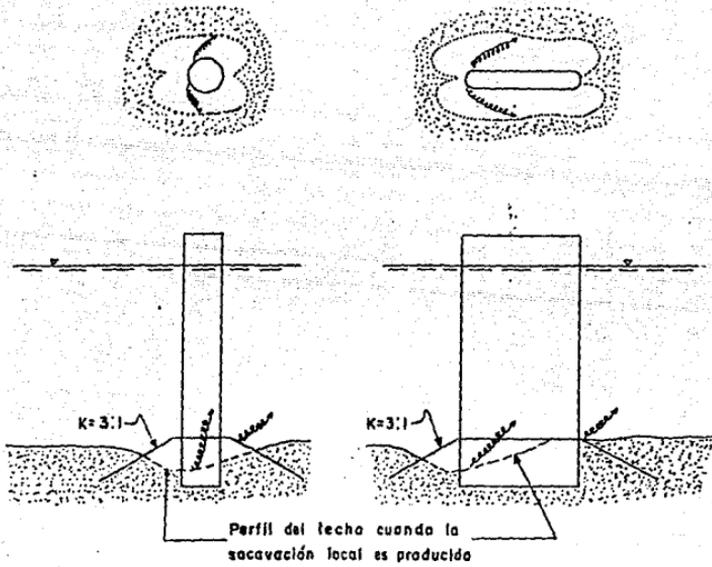


Fig. 4D Protección con una pantalla inclinada (Ref. 2)



Otra forma de reducir la socavación, aunque ésta no ha sido estudiada lo suficiente, es colocar una pantalla inclinada alrededor de la pila, como se muestra en la figura (4.D). Es en los bordes de la pila donde comienza a socavarse, por lo que el material es removido y la protección queda descubierta, evitando que la socavación continúe a una profundidad mayor. El material es transportado a un lado de la pila, esto es producido por los vórtices que se forman tanto en las orillas como al pie de la cara frontal de la pila.

La pantalla, por lo general, se construye de concreto y el talud que se recomienda es de 3:1.

Este método redujo la socavación en un 70 a 80% (Ref. 3).

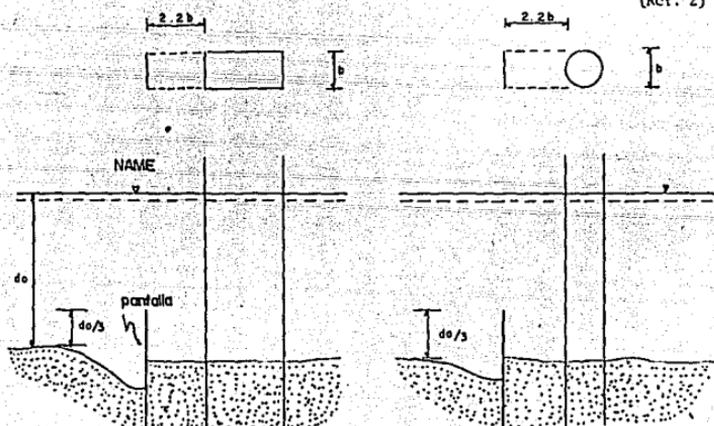
4.2.2. Estructuras Colocadas Aguas Arriba de la Pila.

Se han realizado ensayos colocando cilindros de diámetro pequeño aguas arriba de la pila, con el fin de romper la corriente de llegada y debilitar los vórtices que generan la erosión; se han logrado reducciones en la socavación de un 50%; sin embargo, no se ha podido formular ninguna ley general, quizá debido a que intervienen varios parámetros tales como el número de estructuras necesarias, su diámetro, su espaciamiento, su disposición en planta, su distancia respecto a la pila y su altura (Ref. 2). Sin embargo, el número de cilindros debe ser tal que sobrepase el ancho de la pila, para evitar de esta forma a la erosión cuando la corriente tenga cualquier ángulo de incidencia.

Otra solución es la propuesta por Levi y Luna, quienes de una serie de ensayos que realizaron, llegaron a la conclusión de que es posible reducir la socavación si se coloca aguas arriba de la pila una pantalla vertical del mismo ancho que la pila y a una separación de 2.2b tal y como se indica en la figura (4.E).

Este tipo de protección es útil únicamente cuando el ángulo de la incidencia es de 0° . Para pilas esviajadas no se ha hecho ningún ensayo. Cabe señalar que el ángulo de esviajamiento es un parámetro determinante en el aumento de la profundidad de socavación; además, es muy difícil que se presente en una corriente natural un ángulo de incidencia de 0° .

FIG. 4.E. PROTECCION POR MEDIO DE UNA PANTALLA (Ref. 2)



La altura más económica de la pantalla es de 1/3 del tirante máximo, ya que su acción protectora es la misma que si sobresaliera a la superficie. Con este tipo de protección se reduce la socavación frente a la pila en un 70% aproximadamente. (Ref. 6).

4.2.3. Pedraplenes

Una protección de este tipo consiste en substituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión. Cantos rodados o rocas angulosas y algunas estructuras prefabricadas son los más convenientes.

Uno de los resultados más útiles que se encontró al experimentar con fondos formados con material más grueso (grava de 1/4 "a 1/2" y de 1/2" a 3/4"), fue que la velocidad requerida para que la socavación se iniciara en la zona vecina a la pila, era la misma que iniciaba el arrastre de las mismas partículas en cualquier zona del canal.

De esta observación fue posible fijar un criterio para dar el tamaño de enrocamiento protector, ya que se pudieron aprovechar los estudios que se han realizado sobre el inicio de arrastre de partículas.

En experimentos realizados por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., se ha observado que:

- De preferencia el boleo debe ser todo de diámetro uniforme y si eso no es posible, el diámetro mínimo debe ser mayor que el especificado para cada caso. Este valor se obtiene de la tabla (4.1) y está en función de la velocidad y del peso específico del material. El diámetro está en cm.

TABLA 4.1

VELOCIDAD DEL FLUJO V1 m/s	PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL Kg/m3				
	1 600	1 800	2 000	2 200	2 400
1.	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2.0	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
			85	77	70

- Si el diámetro de las partículas del lecho es 20 veces menor que el material de protección, esta deberá consistir de más de tres capas o estratos, de otra manera el material sería forzado a salir de los huecos. El espesor de protección no debe ser menor que el ancho de la pila.

A fin de no reducir el área hidráulica efectiva de la sección debajo del puente, es recomendable que el material de protección sea colocado en el nivel horizontal más bajo que pueda ser alcanzado por la socavación general. Ver figura (4.F). Además, este método de protección trabaja mejor cuando el material alrededor de él, no ha descendido bajo el nivel más alto de la protección.

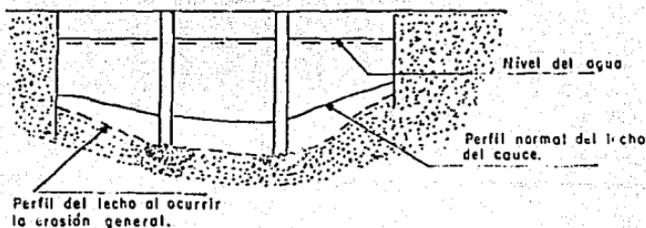
- Esta protección sirve para cualquiera que sea el ángulo de incidencia de la corriente. Cuando se tiene la certeza que el ángulo es de 0° , se puede colocar la protección únicamente en el frente de la pila. Ver figura (4.F).

Cuando la corriente incide con cualquier ángulo y por cualquier lado, la pila debería ser circundada por el pedraplén. A los lados de la pila y en su parte central, se ha visto que se puede disminuir la profundidad de protección a la mitad del ancho de la pila.

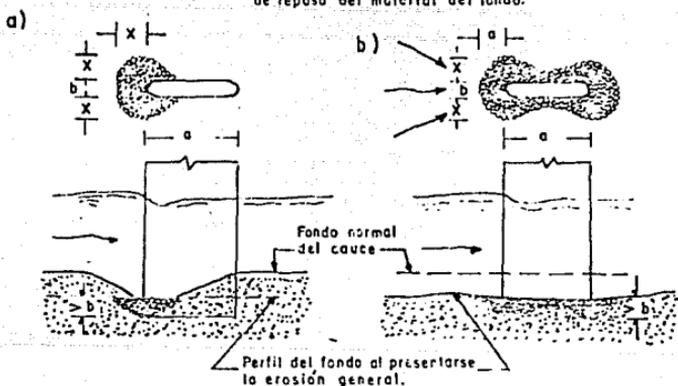
Se realizaron varias pruebas, en las que las piedras eran colocadas directamente sobre el fondo actual, formando un amontonamiento alrededor de la pila como se muestra en la figura (4.G), y se observó que no se producía una erosión fuerte frente al talud de piedras. Únicamente cuando la socavación general ha producido un descenso del fondo adyacente se presentan derrumbes y reacomodos. Si la erosión general es muy grande, al derrumbarse el cono de pedraplén pueden quedar una o dos capas de piedras en la

Figura N° 4.F.

(Pl. 5)



X = Distancia que depende del talud de reposa del material del fondo.



a) Caso en que el ángulo de incidencia sea cero grados. En ese momento solo se presenta socavación local y no hay condiciones de socavación general.

b) Caso en que el ángulo de incidencia varía. La línea del fondo indica condiciones de socavación general.

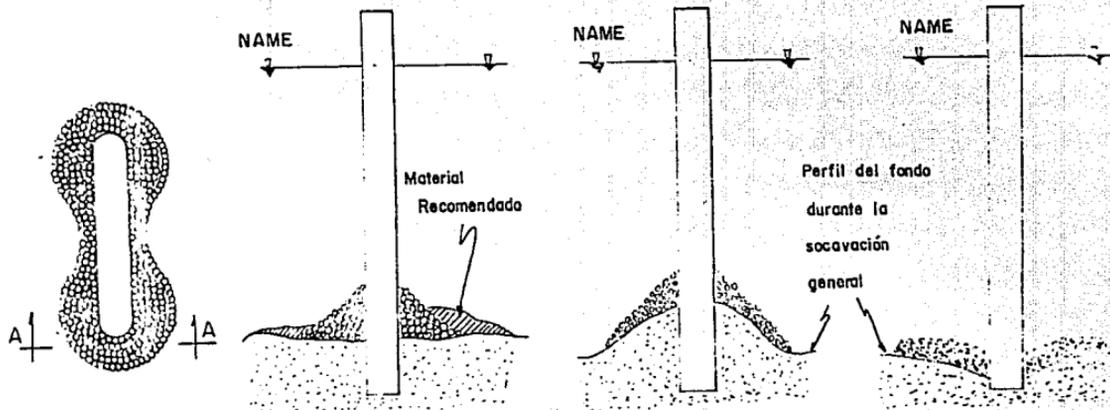


Fig 4-G PEDRAPLEN PARA PROTECCION DE PILAS

(Ref. 5)

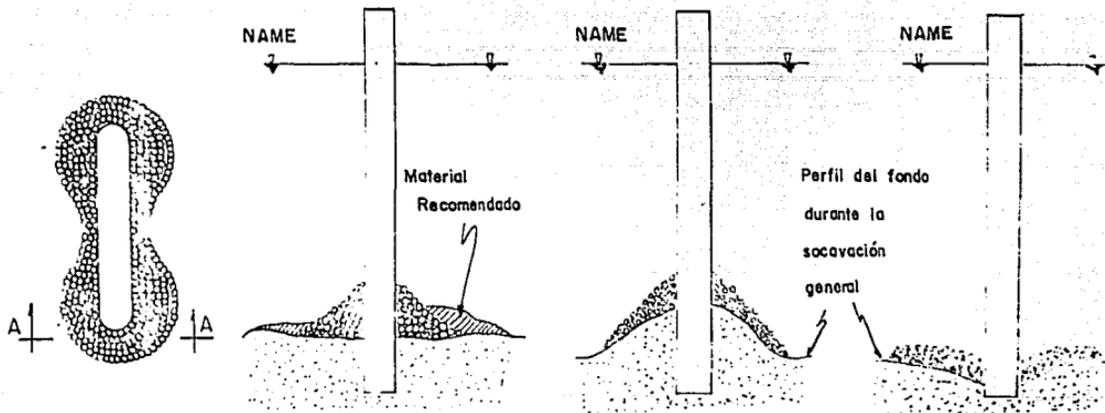


Fig 4-G PEJRAPLEN PARA PROTECCION DE PILAS

(Ref. 5)

parte cercana a la pila, hecho que permite que el material del fondo sea absorbido por los vórtices del frente de la pila y se inicie la erosión local.

Por este motivo sólo podrá ser útil la colocación de éste tipo de protección en aquellos casos en que la socavación general sea mínima, y siempre colocando una cantidad extra de piedras que ocupen la parte inmediata a la protección al descender el fondo (Ref. 1). Cabe señalar que se disminuye el área hidráulica debajo del puente, esto trae consigo un aumento en la velocidad y además, los materiales arrastrados por la corriente como troncos, ramazón y otros pueden llegar a obstruir el paso del agua.

La ventaja de colocar la protección directamente sobre el fondo actual, es que generalmente este procedimiento resulta más económico; sin embargo, no se recomienda.

4.3 Protección Contra la Socavación Local en Estribos.

Se puede evitar la socavación al pie de estribos con dos métodos diferentes; el primero consiste en sustituir el material erosionable del fondo, con un pedraplén de características similares al utilizado para las pilas. El segundo consiste en colocar en el extremo de cada estribo un dique de encausamiento, según se ve en la figura (4.H), que no sólo evita la socavación si no que orienta a las líneas de corriente de tal manera, que al pasar por la sección del cruce sean paralelas a las pilas; además uniformiza el flujo en toda la sección.

La geometría en planta de la porción del dique aguas arriba del cruce corresponde a un segmento de elipse. Con el fin de evitar toda erosión en el estribo, se continúa aguas abajo con otro dique que tiene una longitud aproximadamente igual a la tercera parte del anterior.

Para fijar la geometría en planta se utiliza el criterio propuesto por A.M. Latuischenkov, quien fija la magnitud de los semiejes de la elipse en función de la relación:

$$Q/Q_m \quad \dots 4.1$$

donde:

Q= Es el gasto total que pasa por el cauce.

FIG. 4.H COLOCACION DE LOS DIQUES ENCAUSADORES RESPECTO AL EJE LONGITUDINAL DEL PUENTE

(Ref. 5)

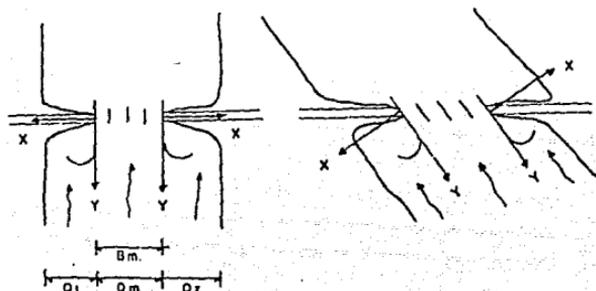


FIG. 4.I GEOMETRIA DE UN DIQUE DE ENCAUSAMIENTO

(Ref. 5)

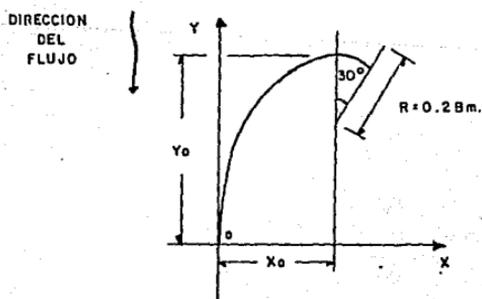
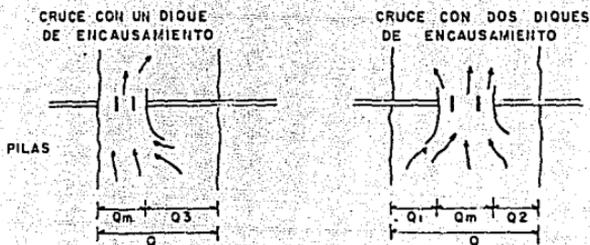
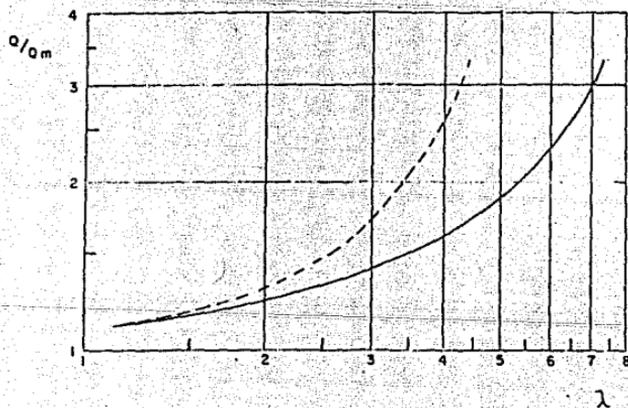


FIGURA No. 4.J



----- CURVA CUANDO SE TIENEN DOS DIQUES

————— CURVA CUANDO SOLO HAY UN DIQUE



VALORES DE λ EN FUNCION DE q/q_m .

(Ref. 5)

Q_m = Es el gasto que corre por el cauce en el ancho formado por la sección del puente. Ver la figura (4.H).

Para calcular la geometría del dique aguas arriba se obtienen los valores X_o y Y_o . Ver figura (4.I).

$$X_o = \lambda B_m \quad \dots\dots 4.2$$

$$Y_o = Z X_o$$

donde:

B_m = Claro del puente

Z = Coeficiente que depende de Q/Q_m y cuyos valores se indican en la tabla (4.2).

λ = Coeficiente que depende de la relación Q/Q_m y de si hay uno o dos estribos en el puente. Su valor se encuentra en la figura (4.J).

TABLA 4.2
VALORES DE Z

Q/Q_m	1.175	1.19-1.33	1.35-1.54	1.56-1.82 o más
$Z = \frac{Y_o}{X_o}$	1.50	1.87	1.83	2.00

Conocidos X_o y Y_o , el resto de los puntos se obtienen con la ecuación.

$$X = X_o \left(1 - \frac{Y^2}{Y_o^2} \right) \quad \dots\dots 4.3$$

donde:

X y Y = Son las coordenadas de los puntos de la elipse.

El extremo del dique se continúa con un segmento de círculo cuyo radio es igual a $0.20 B_m$ y que abarca un ángulo de 30° .

El dique aguas abajo es simétrico al primer tercio del de aguas arriba, pero sólo debe construirse hasta $Y = 1/3 Y_o$.

El eje de las ordenadas estará alineado paralelamente a la dirección que se desee sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente.

La principal desventaja de esta solución, comparada con la protección formada con un pedraplén es su costo elevado. Debido a ello, el pedraplén es más utilizado cuando no se requiera encausar una corriente.

4.4. Obras de Protección en Márgenes de los Ríos.

Este tipo de obras de protección se utilizan para evitar o reducir la erosión lateral que se presenta en las márgenes de los ríos y con mayor frecuencia en las orillas exteriores de las curvas, las más utilizadas son; espigones, muros, diques longitudinales de enrocamiento y tablaestacas.

Espigones: Son estructuras en forma de diques o pantallas interpuestas a la corriente y empotradas en uno de sus extremos a la orilla. Sirven para alejar las líneas de corriente de la orilla, lo cual evita la erosión.

Muros y diques longitudinales de enrocamiento: son estructuras apoyadas directamente en la margen de un río a fin de evitar que la corriente erosione el material de ésta.

Tablaestacas: son estructuras formadas por una serie de estacas, que pueden ser de madera, acero o concreto, las cuales se utilizan para proteger las márgenes de los ríos contra la erosión.

Algunas diferencias entre estos tipos de obras consisten en que los muros, diques longitudinales y tablaestacas evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas, mientras que los espigones permiten que la orilla entre ellos pueda ser ligeramente erosionada inmediatamente después de su construcción. Por otra parte, los muros y tablaestacas son más costosos y requieren mayor cuidado en su proyecto y construcción. Además cuando falla una parte de la tablaestaca y del muro puede extenderse esa falla y destruir la obra, sobre todo si la avenida dura varios días.

En cambio los espigones permiten que la obra en su conjunto continúe trabajando aunque uno o dos espigones hayan fallado; además su costo de mantenimiento disminuye con el tiempo. Por otro lado, tiene las desventajas de disminuir el área hidráulica, aumentar la rugosidad en las orillas si

no se reparan los espigones dañados, la parte de la margen del río queda sin protección, se empieza a socavar y podría llegar a modificar el curso de la corriente y en algunas ocasiones provocan erosiones aguas abajo de donde se construyeron.

Cabe señalar que la socavación en las márgenes de los ríos no se presenta en la sección del cruce donde se construye el puente, ya que los estribos de este evitan que la orilla se erosione lo suficiente para poder causar algún problema en la estructura. Esta protección es muy local y podría darse el caso que la erosión se presente en una zona vecina a la estructura, modificando el curso de la corriente, trayendo consigo que el río desvíe y no pase por debajo del puente.

4.4.1. Espigones

Los puntos más importantes a tomar en cuenta al diseñar una protección abajo de espigones son:

a) Localización en planta

Al proyectar una obra de defensa se requiere trazar en planta el eje del río y en las orillas delinear una frontera generalmente paralela a dicho eje, a la cual llegarán los extremos de los espigones. Ver figura (4.K).

La longitud de cada espigón estará dada por la distancia de la orilla real a esa línea.

Quando se trate de una rectificación de curvas en cauces formados por arenas y limos, conviene dentro de lo posible que los radios de curvatura, medidos hasta el eje del río tengan la longitud "r" siguiente.

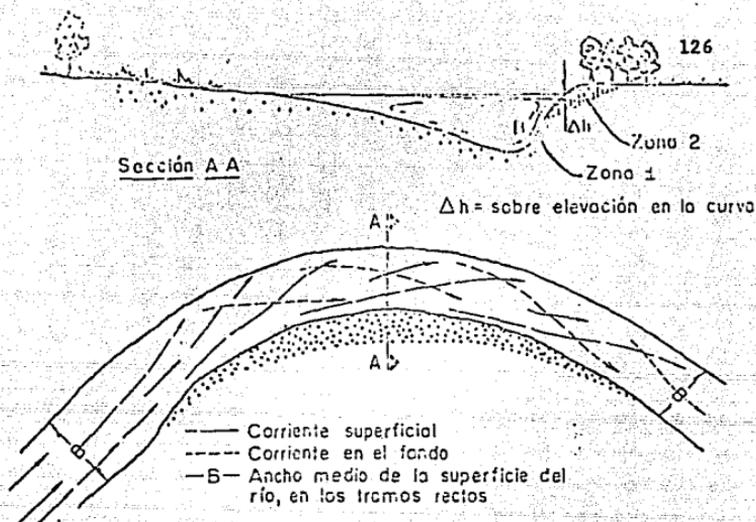
$$2.5B \leq r \leq 8B$$

$$\dots 4.4$$

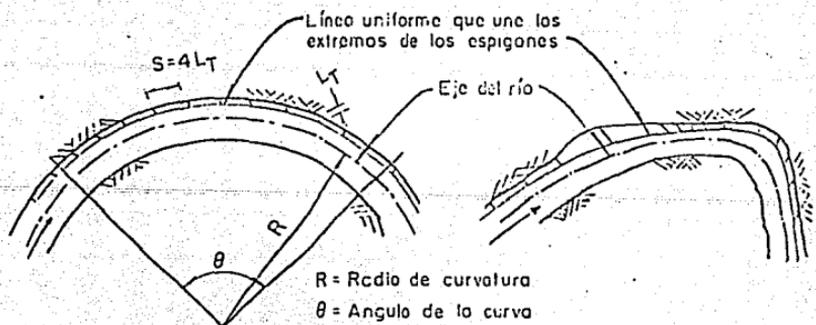
donde:

B= ancho medio de la superficie libre en los tramos rectos, en m.

Quando la curva por proteger es uniforme, es decir, radio de curvatura única, todos los espigones tienen la misma longitud, ángulo de orientación y, por lo tanto, la separación entre ellos es uniforme.



Esquema sobre las corrientes que se presentan en las curvas de los ríos



a) Curva trazada con un solo radio

b) Curva real formada con tramos que tienen diferente radio de curvatura

Fig 4K

(Ref. 5)

Al proteger una sola curva a un tramo completo, los primeros tres espigones aguas arriba deben tener longitud variable; el primero será el de menor longitud posible (igual al tirante medio) y los otros dos aumentan uniformemente, de tal manera que el cuarto ya tenga la longitud del proyecto, ver figura (4.L). La pendiente longitudinal de la corona debe ser uniforme en todos ellos.

b) Longitud de los espigones

La longitud total del espigón se divide en longitud de anclaje o empotramiento y longitud de trabajo. La primera es la que está dentro de la corriente.

La longitud de trabajo LT medida sobre la corona se selecciona independientemente; se ha comprobado la conveniencia de que esté dentro de los límites siguientes:

$$d \leq LT \leq B/4 \qquad \dots 4.5$$

donde:

$$B = \text{Ancho medio del cauce, en m.}$$

$$d = \text{Tirante medio, en m.}$$

Respecto a la longitud de anclaje, los espigones se pueden construir sin tener longitud de anclaje, es decir, sin penetrar en la margen. Cuando hay una población cercana a la margen siempre deberá anclarse.

c) Separación entre espigones

Es la distancia que se mide entre los puntos de arranque de cada uno. Para calcularla se toma en cuenta la inclinación " α " del espigón respecto a la orilla de aguas abajo y la ampliación teórica de la corriente al pasar por el extremo del espigón. El ángulo de esa ampliación es de 9° a 11° . Ver figura (4.L).

c.1) Separación en tramos rectos

Cuando se requieran construir espigones en tramos rectos sin empotramiento en la margen, la separación "Sp" deberá ser:

Angulo	Separación Sp
70° a 90°	(4.5 a 5.5) LT
60°.	(5 a 6) LT

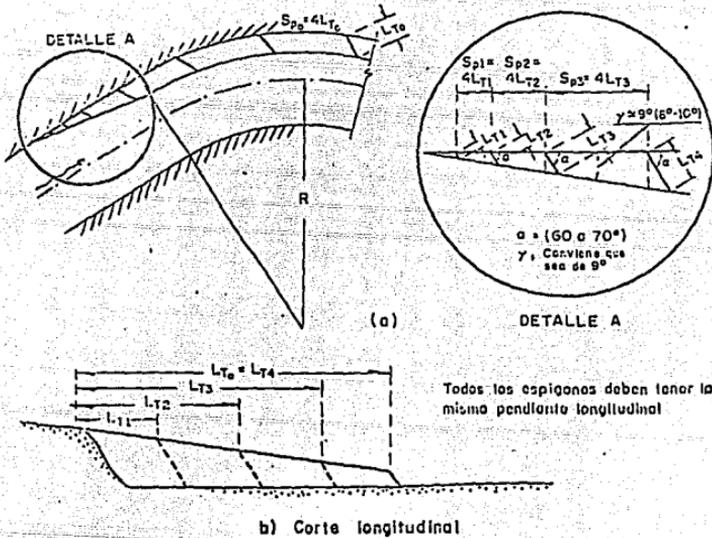


Fig 4. Proyecto de los primeros espigones de aguas arriba

(Ref. 5)

c.2) Separación en curvas

La separación "Sp" en curvas, conviene obtenerla gráficamente como se indica en la figura (4.N). Si la curva es regular y tiene un radio único de curvatura, la separación que se ha probado con buenos resultados es:

$$Sp = (2.5 \text{ a } 4) LT \quad \dots 4.6$$

Si la curva es irregular o con un radio de curvatura pequeño, la separación necesariamente debe encontrarse en forma gráfica, según la figura (4.M). Al mismo tiempo quedan fijadas sus longitudes y ángulos de orientación.

d) Elevaciones y pendientes de la corona.

Los espigones deben construirse con pendiente longitudinal hacia adentro del río. Necesitan iniciarse a la elevación de la margen o a la elevación de la superficie libre del agua. El extremo dentro del cauce deberá tener una altura máxima de 50 cm. sobre el fondo actual; con ello se logran pendientes de 0.05 a 0.25 que han trabajado satisfactoriamente. Ver figura (4.N).

e) Orientación.

Pueden estar dirigidos hacia aguas abajo, aguas arriba o también ser normales a la corriente. La orientación se mide por el ángulo que forman el eje longitudinal del mismo con la tangente a la orilla, hacia aguas abajo, en el punto de arranque. Ver figura (4.M)

En un tramo recto o en una curva regular, conviene que los espigones formen un ángulo de 70° con la dirección de la corriente. Si la curva es irregular o si tiene un radio de curvatura menor de 2.5 B, los ángulos de orientación serán menores de 70° y pueden alcanzar valores hasta de unos 30° .

f) Permeabilidad del espigón. Materiales de construcción.

Los espigones se pueden construir con una gran variedad de materiales: madera, troncos, piedra, elementos prefabricados de concreto, acero, etc.

4.4.2. Muros, diques longitudinales y tablaestacas.

Como ya se dijo sus estructuras apoyadas directamente en la margen de un río a fin de evitar que la corriente del agua esté en contacto con el material de la margen.

La geometría en planta se fija en una forma similar a la indicada para los espigones, aunque siempre conviene utilizar la orilla actual.

Los muros longitudinales pueden hacerse con losas y piezas prefabricadas de concreto y enrocamientos.

Las tablaestacas, por lo general son construidas de acero y concreto. Los procedimientos de construcción varían de acuerdo con el material, equipo y nivel de aguas en el río.

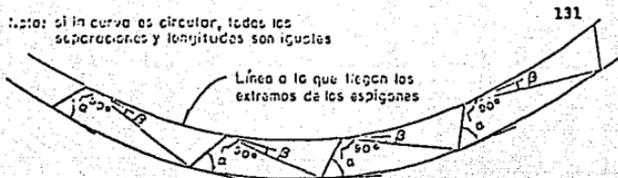
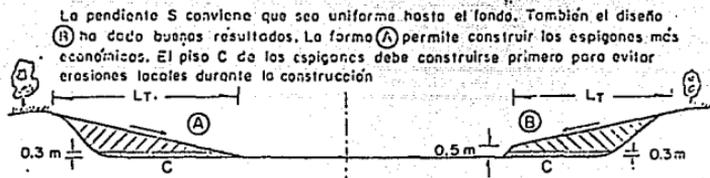
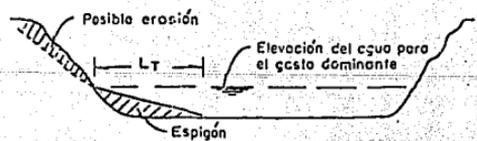


Fig 4M Trozo de espigones en una curva



a) Colocación de un espigón cuando la margen no está muy elevada



b) Colocación de un espigón cuando la margen está muy elevada

CAPITULO 5

RIO "TEAPA"

5.1 Generalidades

El río "Teapa" se encuentra localizado en los límites de los estados de Tabasco y Chiapas, es uno de los afluentes del río "De la Sierra", nace al este de San Bartolomé Solistahuacán en las serranías de Pantepec, recibe por su margen derecha cerca de la población de Solosuchiapa al río "Negro", pasa por las afueras del poblado de Teapa, Tab., y aguas abajo se le une por la derecha el río "Puyacatengo" y posteriormente el río "Tacotalpa", formando así el río "De la Sierra" para desembocar finalmente al río "Grijalva" a unos 4 Km. aguas arriba de Villahermosa, Tab.

Este río es navegable desde su confluencia con el río "Grijalva" hasta el poblado "La Ermita" situado a 9 Km. aguas abajo de Teapa.

El río "Teapa" drena una cuenca de 480 km² y el sitio donde se encontraba el puente "Teapa" se localiza en la zona de su deyección, donde existen grandes depósitos de arenas, gravas y boleas de buena calidad para la construcción, por lo que este tramo de su cauce hace las veces de una mina abierta para abastecer materiales de construcción en la región.

Durante crecientes extraordinarias el río arrastra árboles cuya longitud se ha estimado hasta en 30 m. De acuerdo con la información recabada entre vecinos del lugar, hace aproximadamente dos décadas el río discurría cargado hacia la margen derecha y se fue moviendo hacia la margen izquierda hasta llegar al borde de material resistente formado por roca caliza muy alterada que aflora en la margen a 90m., aguas arriba del sitio del cruce. Aparentemente, el motivo de este movimiento es la extracción de grandes cantidades de material, que se ha realizado a través del tiempo, tanto aguas arriba como aguas abajo del cruce.

Hasta antes de la última avenida ordinaria del río "Teapa"; existía en el sitio un puente mixto, con capacidad para la vía de ferrocarril y dos líneas de circulación de la carretera Villahermosa-Teapa; constituido por 3 tramos: 2 laterales de 4.85m formados por viguetas laminadas, y uno

central sostenido por 2 armaduras de acero de paso a través de 70m. de claro, con estribos de mampostería independientes, y 2 caballetes de concreto reforzado: el de la margen derecha apoyado en cilindros de concreto, y el de la margen izquierda cimentado en zapatas aisladas; como protección, adicional a los apoyos de los caballetes, se tenía una barrera discontinua formada por 3 hileras de pilotes de acero, constituidos por rielos de desechos, con longitud del orden de 8m., hincados hasta 2m. bajo el fondo del cauce observado en Noviembre de 1951.

En la última avenida ocurrida en Junio de 1986 la estructura falló por socavación local en la pila de la margen derecha, que estaba cimentada sobre un cilindro con penetración notoriamente insuficiente (la penetración del cilindro se estimó en menos de 3m., de manera que las cuchillas se encontraban por arriba del cauce del río). La falla de dicho cilindro produjo el colapso total de la estructura del puente. No obstante, el puente fallado era hidráulicamente suficiente. Se anexa planta general de la zona del cruce.

La situación antes mencionada condujo a la S.C.T. a proceder inmediatamente a levantar dos puentes provisionales para reestablecer el tráfico normal mientras se llevaba a cabo la obra definitiva. Ambas estructuras fueron habilitadas y montadas en un plazo de tan sólo 30 días aprovechando una serie de elementos metálicos con que ya se contaba.

5.2. Estudio Hidrológico

A 500m aguas arriba del cruce se localiza la estación hidrométrica "Teapa", que fue instalada desde el año de 1950. El objeto de su instalación es el de conocer las aportaciones de la cuenca de esta corriente para fines de estudios hidrológicos. Según información proporcionada por la S.A.R.H., los picos de las avenidas máximas han sido aforados, de esta forma, los gastos máximos ocurrieron en 1973 y 1974, el primero del orden de 1979 m³/seg y el segundo de 2375 m³/seg.

Para determinar el gasto hidrológico, se optó por realizar el método de distribución de probabilidades Gumbel, que fue el que mejor se ajustó a los registros, además de que se cuentan con 31 años de información, los cuales son suficientes para la aplicación de un método estadístico. Por otra parte se eligió un período de retorno de 50 años que generalmente se considera como vida útil para un puente.

El gasto obtenido fue del orden de 2500 m³/seg. sin considerar el intervalo de confianza, ya que los registros son confiables por la cercanía de la estación con el cruce y por los años de registro con que se contaba.

A continuación se presenta la memoria de cálculo.

CALCULO HIDROLOGICO PARA DETERMINAR
EL GASTO POR EL METODO DE GUMBEL

REGISTRO DE GASTOS MAXIMOS

Q _{max}		Q _{max}		Q _{max}	
AÑO (m ³ /seg)		AÑO (m ³ /seg)		AÑO (m ³ /seg)	
1950	347	1962	499	1974	2375
1951	1600	1963	704	1975	1850.3
1952	1018	1964	1496	1976	937.8
1953	1004	1965	765	1977	863.1
1954	587	1966	655	1978	1585.2
1955	980	1967	935	1979	969.9
1956	692	1968	746.8	1980	659
1957	1000	1969	781.6		
1958	822	1970	881		
1959	692	1971	376.5		
1960	386	1972	1868		
1961	799	1973	1979.2		

2		-4		2		-4	
Q _{max}	Q _e x 10						
347	12.04	794	63.04	1868	348.94		
1600	256	499	24.90	1979.2	391.72		
1018	103.63	704	49.56	2375	564.06		
1004	100.80	1496	223.80	1850.3	342.36		
587	34.46	765	58.52	937.8	87.95		
980	96.04	655	42.90	863.1	74.49		
692	47.89	935	87.42	1585.2	251.29		
1000	100	746.8	55.77	969.9	94.07		
822	67.57	781.6	61.09	659	43.43		
692	47.89	881	77.62	9240.3	1457.65		
386	14.90	376.5	14.18				

Suma: 30849.4 1457.65

El gasto obtenido fue del orden de 2500 m³/seg. sin considerar el intervalo de confianza, ya que los registros son confiables por la cercanía de la estación con el cruce y por los años de registro con que se contaba.

A continuación se presenta la memoria de cálculo.

CALCULO HIDROLOGICO PARA DETERMINAR
EL GASTO POR EL METODO DE GUMBEL

REGISTRO DE GASTOS MAXIMOS

Qmax	Qmax	Qmax
AÑO (m ³ /seg)	AÑO (m ³ /seg)	AÑO (m ³ /seg)
1950 347	1962 499	1974 2375
1951 1600	1963 704	1975 1850.3
1952 1018	1964 1496	1976 937.8
1953 1004	1965 765	1977 863.1
1954 587	1966 655	1978 1585.2
1955 980	1967 935	1979 969.9
1956 692	1968 746.8	1980 659
1957 1000	1969 781.6	
1958 822	1970 881	
1959 692	1971 376.5	
1960 386	1972 1868	
1961 799	1973 1979.2	

Qmax	2	-4	Qmax	2	-4	Qmax	2	-4
	Qe x 10			Qe x 10			Qe x 10	
347	12.04		794	63.04		1868	348.94	
1600	256		499	24.90		1979.2	391.72	
1018	103.63		704	49.56		2375	564.06	
1004	100.80		1496	223.80		1850.3	342.36	
587	34.46		765	58.52		937.8	87.95	
980	96.04		655	42.90		863.1	74.49	
692	47.89		935	87.42		1585.2	251.29	
1000	100		746.8	55.77		969.9	94.07	
822	67.57		781.6	61.09		659	43.43	
692	47.89		881	77.62		9240.3	1457.65	
386	14.90		376.5	14.18				

Suma: 30849.4 1457.65

Procedimiento de Cálculo

- a) Determinación de los coeficientes Y_n , n para 24 años de registro.

De la tabla 2.6 tiene:

$$Y_n = 0.5371$$

$$\bar{Y}_n = 1.1159$$

- b) Cálculo del gasto medio anual

$$Q_m = 30849.4$$

$$\frac{\text{-----}}{31} = 995.14 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

- c) Cálculo de la desviación estándar

$$\sqrt{Q} = \frac{(3838.33)^4 - 31(995.14)^2}{31-1} = 506.09$$

- d) Cálculo del gasto máximo para un $Tr = 50$ años

$$Q_{max} = 995.38 - \frac{506.09}{1.1159} (0.5371 + \text{Loge } 1/50)$$

$$Q_{max} = 2526 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

5.3 Estudio Hidráulico

El gasto hidráulico se obtuvo a través del método de sección y pendiente.

Se levantarán 3 secciones hidráulicas: una en el cruce; otra, la No. 2 a 367 m. aguas abajo del cruce; y la No. 3 a 235m. aguas arriba del cruce.

Para la determinación de la pendiente se niveló el fondo del cauce 400m. aguas arriba y 500m. aguas abajo del cruce, obteniéndose una pendiente aguas arriba de 0.0045 y de 0.0016 aguas abajo.

En la zona del cruce se han realizado movimientos de tierra importantes, por lo que no se hicieron cálculos hidráulicos en su sección. En la sección No. 2 y No. 3 se obtuvieron, para el nivel de aguas máximas que se presentó durante la

CALCULOS HIDRAULICOS
(VELOCIDADES Y GASTOS)

Hoja No. _____ de _____

OBRA VIAL <u>VIA FERREA : COATZACOALCOS - MERIDA</u>		CRUCE <u>RIO "TEAPA"</u>		ESTACION _____				
TRAMO <u>VILLAHERMOSA - TEAPA</u>		DE Km. _____		A Km. _____				
SUB-TRAMO _____		ORIGEN <u>COATZACOALCOS, VER.</u>		_____				
TRAMO	AREA HIDRAULICA A (M ²)	PERIMETRO MOJADO P (M)	RADIO HIDRAULICO R (M)	$\frac{7}{3}$	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V M/S	GASTO PARCIAL Q (M ³ /S)	FORMULA EMPLEADA $V = \frac{1}{n} \sqrt{\frac{2}{3}} \sqrt{R}$
								SECCION HIDRAULICA No. 2
1	456.43	115.00	3.9689	2.5067	0.050	2.02	822	N.A.M.E. 90.26 m
								PENDIENTE: S = 0.0016
								$\frac{1}{2}$ 0.04022
								VELOCIDAD MEDIA: Q/A = M/S
SUMA								
1	524.77	93.00	5.643	3.1656	0.070	3.13	1646	SECCION HIDRAULICA No. 3
2	31.04	25.60	1.212	1.1370	0.080	0.98	30	N.A.M.E. 94.00 m
								PENDIENTE: S = 0.0048
								$\frac{1}{2}$ 0.06928
								VELOCIDAD MEDIA: Q/A = M/S
SUMA	555.81						1.676	
1	650.94	94.85	6.85	3.6088	0.070	3.57	2.306	SECCION HIDRAULICA No. 4
2	11.12	52.40	2.12	1.6505	0.080	1.42	158	Diseño
								N.A.M.E. 95.40 (Diseño)
								PENDIENTE: S = 0.0048
								$\frac{1}{2}$ 0.06928
								VELOCIDAD MEDIA: Q/A = M/S
SUMA	722.56						2.483	
CALCULO _____		REVISO _____		APPROBO _____				
FECHA _____		FECHA _____		FECHA _____				

PASA A LA HOJA 01

avenida de 1986 caudales de 922 y 1676 m³/seg., respectivamente. Sin embargo, se consideró más confiable los resultados que arroja la sección hidráulica No. 3, ya que la información acerca de los niveles de agua es más fidedigna en ella.

Para el nivel de aguas máximas reportado por vecinos del lugar, de una avenida de 1972, se obtuvo un gasto de 2483 m³/seg. asociado a una velocidad media máxima de 4m/seg, el cual será considerado como gasto de diseño, ya que, como se mencionó anteriormente la información de los niveles de agua son confiables.

En el plano No. 2, se presentan la pendiente del fondo del cauce, así como las secciones y el cuadro de cálculos hidráulicos.

5.4. Estudio de Mecánica de Suelos

Para conocer la estratigrafía del cauce del río "Teapa" en la zona del cruce, se realizaron 5 sondeos utilizando el método de penetración estándar y rotación.

La ubicación de los sondeos es la siguiente:

Sondeo	Estación	Profundidad del Sondeo
S - 1	206 + 620	24.6m
S - 2	206 + 655	20.5m
S - 3	206 + 697	20.0m
S - 4	206 + 734	24.0m
S - 5	206 + 680	10.0m

Estratigrafía

En ambas márgenes se tienen terraplenes formados por suelos arcillosos blandos. En la margen izquierda subyacen arcillas color café de consistencia muy firme a 11m. de espesor y arcillas muy duras que se exploraron en 8m. En el cauce se tienen los sondeos S-2, S-5 y S-3 donde se observó superficialmente arenas con gravas y boleos chicos y medianos hasta de 60 cm., que forman estratos de espesor variable de 3 a 5 m.; subyacen las arcillas muy duras con boleos aislados hasta de 50cm. Finalmente en la margen derecha, abajo de la arcilla con boleos aislados que tiene hasta 8m. de espesor subyacen suelos friccionantes (estratos alterados de gravas arenosas y arenas gravosas con boleos chicos). Debido a la estratigrafía que se presenta en el cauce, las pruebas de granulometría no se realizaron, ya que parte de las muestras están constituidas

por boleos (materiales mayores de 3"), en base a lo anterior y a partir de la experiencia de los ingenieros de la S.C.T. se estimaron los valores del diámetro medio (dm) y del diámetro en el 85% de la muestra (d85).

Con respecto al cálculo del peso volumétrico seco (γ_d), se tomaron muestras promedio de los sondeos realizados, de 75gr. de peso y un volumen de 27 cm³. Esta muestra fue sometida al secado, obteniéndose un peso seco (Ws) de 50.5 gr., a partir de esto el valor de γ_d es de:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

$$\frac{50.5 \text{ gr.}}{27 \text{ cm}^3} = 1.87 \text{ gr/cm}^3 = 1.87 \text{ Ton/m}^3$$

$$\gamma_d = 50.5 \text{ gr.}$$

$$\frac{50.5 \text{ gr.}}{27 \text{ cm}^3} = 1.87 \text{ gr/cm}^3 = 1.87 \text{ Ton/m}^3$$

Por otra parte el tipo de muestras obtenidas fueron alteradas representativas.

En el plano No. 3 se observa el perfil estratigráfico del cauce.

5.5. Cálculo de la Socavación

5.5.1. Socavación General

Debido a la estratigrafía que se presenta en el cauce, se puede observar que está constituido por materiales cohesivos y friccionantes, por lo que se optó por realizar el cálculo por el método de Lischtvan-Lebediev.

Datos:

$$Q = 2483 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ (Tomado del estudio hidráulico)}$$

$$AH = 655.50 \text{ m}^2$$

$$AE = 585.50 \text{ m}^2$$

$$B = 91 \text{ m}$$

$$\gamma_d = 1.87 \text{ Ton/m}^3$$

$$dm = 11.5 \text{ mm.}$$

$$\text{Ancho del cilindro} = 3.50 \text{ m.}$$

Procedimiento**a) Cálculo del ancho efectivo (Be)**

$$Be = B - d1 - d2 - d3$$

$$Be = 91.00 - 3(3.50)$$

$$Be = 80.50m$$

b) Cálculo del tirante medio (Hm)

$$Hm = \frac{AE}{Be}$$

$$Hm = \frac{585.50}{80.50} = 7.27 \text{ m}$$

c) Cálculo del coeficiente de contracción (μ)
Longitud entre pilas = 26m

$$V = \frac{2483}{585.50} = 4.24 \text{ m/seg}$$

Entrando a la tabla 1.3 se obtiene un valor de

$$\mu = 0.95$$

d) Cálculo del coeficiente β para un $T_r=50$ años

De la tabla 1.1. se tiene que

$$\beta = 0.97$$

e) Cálculo del coeficiente $1/1+X$

De la tabla 1.2 se tiene que:

Para suelos cohesivos $\checkmark_d = 1.87$

$$1/1+x = 0.78$$

Para suelos friccionantes

$$1/1+s = 0.75$$

f) Cálculo del coeficiente

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

$$\alpha = \frac{2483}{(7.27)^{5/3} (80.50) (0.95)} = 1.19$$

g) Cálculo de Hs para materiales cohesivos

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3} 1/1+x}{0.60 d^{1.18} \beta} \right)^{0.78}$$

$$H_s = \left(\frac{1.19 H_o^{5/3}}{0.60 (1.87)^{1.18} (0.97)} \right)^{0.78}$$

$$H_s = (0.9769 H_o^{5/3})^{0.78}$$

h) Cálculo de Hs para materiales friccionantes

$$H_s = \left(\frac{H_o^{5/3} \alpha 1/1+x}{0.68 d_m^{0.28} \beta} \right)^{0.75}$$

$$H_s = \left(\frac{1.19 H_o^{5/3}}{0.68 (11.5)^{0.28} (0.97)} \right)^{0.75}$$

$$H_s = (0.9105 H_o^{5/3})^{0.75}$$

1) Tabla de resultados

A continuación se presenta una tabla donde se calculó la socavación a cada 10 m, y donde estarán colocados los cilindros

Cadenamiento	Material	Ho (m)	Hs (m)	Hs-Ho (soc.)
206+635	Cohesivo	3.90	5.76	1.86
206+645	Cohesivo	5.10	8.16	3.06*
206+645	Friccionante	5.10	7.14	2.04
206+646	Friccionante	5.20	7.32	2.12
206+648	Friccionante	5.60	8.03	2.43
206+655	Cohesivo	6.20	10.50	4.30*
206+655	Friccionante	6.20	9.12	2.92
206+665	Friccionante	9.20	14.93	5.73
206+675	Friccionante	10.40	17.40	7.00*
206+675	Cohesivo	10.40	20.62	10.22
206+682	Cohesivo	10.40	20.62	10.22
206+695	Friccionante	9.80	16.20	6.40
206+705	Friccionante	5.95	8.66	2.71
206+718	Friccionante	4.40	5.94	1.54

*La profundidad calculada no cae dentro del estrato.

5.5.2. Socavación Local

Partiendo nuevamente de la base de que el fondo del cauce está formado por materiales cohesivos como friccionantes, se utilizó el método de Yaroslavtziev, para el cálculo de la socavación local en los cilindros ubicados en las estaciones:

206+646, 206+682 y 206+718

El diámetro "d85" se estimó de 3cm. para materiales friccionantes.

La ecuación es la siguiente:

$$So = Kf K_v(e+KH)V / g - 0.30d85^2$$

Procedimiento

a) Cálculo de Kf para pila circular
De la figura 1.F. el valor es:

$$Kf = 10.0$$

- b) Cálculo de la velocidad media después de la socavación general.

El área socavada es de 397.31 m², se anexa hoja de cálculo.

$$V = \frac{Q}{AE+As}$$

$$V = \frac{2483}{585.50+397.31}$$

$$V = 2.53 \text{ m/seg.}$$

- c) Cálculo del coeficiente Kv

$$V = \frac{(2.53)^2}{9.81 (3.50)} = 0.19$$

gd

De la figura 1.G se tiene que:

$$Kv = 0.70$$

- d) Cálculo del coeficiente de corrección "e"

e = 0.60 por estar en el cauce principal

- e) Cálculo de KH

- Para el cilindro con cadenamiento 206+646

$$\frac{Hs}{d} = \frac{7.32}{3.50} = 2.09$$

De la figura 1.H el valor es:

$$KH = 0.32$$

- Para el cilindro 206+682

$$\frac{Hs}{d} = \frac{20.62}{3.50} = 5.89 \quad KH = 0.05$$

- Para el cilindro 206+718

$$\begin{aligned} Hs &= 5.94 \\ -- &= ---- = 1.70 \quad KH = 0.40 \\ d &= 3.50 \end{aligned}$$

f) Cálculo de la socavación local.

- Cilindro 206+646

$$\begin{aligned} So &= 10 (0.70) (0.6+0.32) (2.53)^2 / 9.81 - 0.30(3) \\ So &= 3.30m \end{aligned}$$

-Cilindro 206+682

El d85 equivalente según la tabla 1.6 es:

$$\begin{aligned} de &= 8 \text{ cm.} \\ So &= 10(0.70) (0.6+0.05) (2.53)^2 / 9.81 - 0.30 (8) \\ So &= 0.60m \end{aligned}$$

-Cilindro 206+718

$$\begin{aligned} So &= 10 (0.70) (0.6+0.4) (2.53)^2 / 9.81 - 0.30 (3) \\ So &= 3.67m. \end{aligned}$$

Por lo tanto la socavación total en cada cilindro es:

	Soc. Gral	Soc. Local	Soc. Total
Cilindro 206+646	2.12m.	3.30m.	5.42m.
Cilindro 206+682	10.22m.	0.60m.	10.82m.
Cilindro 206+718	1.54m.	3.67m.	5.21m.

5.6 Recomendaciones para el tipo de cimentación.

Tomando en cuenta las características topográficas y geológicas del sitio del cruce, la S.C.T. después de haber estudiado y analizado varias opciones para la cimentación del nuevo puente "Teapa", decidió que la más adecuada para la estructura de 105m., es una cimentación de tipo profundo, que consta de una infraestructura formada por 3 apoyos cimentados mediante cilindros de concreto; dos de ellos conformando los estribos propiamente, mientras que el tercero toma una posición intermedia al centro del cauce. En este sentido la cimentación de los 3 apoyos está formada por parejas de cilindros de 3.5m de diámetro, cada uno de ellos, hincados por el procedimiento de pozo indio.

En los apoyos de la margen derecha e izquierda se hincarán los cilindros hasta 9m. bajo el fondo del cauce en la elevación 76m., considerando una carga admisible de 1400 ton., lo que corresponde a 90 ton/m².

En el apoyo central se tienen una pareja de cilindros de 3.5m. de diámetro hincados en arcilla muy dura con boleos hasta 13m. de profundidad bajo el nivel del fondo del cauce en la elevación 72m., considerando capacidad de carga admisible de 2000 Ton. o 125 Ton/m².

Cabe aclarar que la socavación total máxima es del orden de 11m., y se está recomendando cimentar a 13m bajo el fondo del cauce, por lo que podría pensarse que la profundidad de cimentación debe ser mayor, pero se consideró que el estrato arcilloso es muy duro y sería poco factible que se llegará a producir una socavación de ese orden.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Con respecto a los métodos de cálculo de los diferentes tipos de socavación se puede observar que tienen varias deficiencias, por lo que sus resultados deben de considerarse con cierta reserva.

Por otro lado, estos métodos sólo son aplicables para las condiciones en las que fueron obtenidos, ya que si se utilizan para otras condiciones los valores arrojados no se apegarán a la realidad. Además la mayoría de dichos métodos solo son aplicables para materiales arenosos.

Por lo anterior lo más conveniente para mejorar estos métodos o para encontrar nuevos criterios, es realizar pruebas en modelos de laboratorio, así como mediciones en campo tratando de instrumentar los puentes u otras estructuras de drenaje, para contar con sus registros y tener una idea más clara y precisa respecto al problema de la socavación.

Lo concluido anteriormente también es aplicable a los métodos hidrológicos para determinar el gasto de diseño, ya que estos tienen varias deficiencias como se comentó en el capítulo 2.

En si, el fenómeno de la socavación es muy complejo, esto se debe a los diferentes parámetros que intervienen; y que en los métodos expuestos no son todos considerados. Por ejemplo, en ningún método se toma en cuenta el tiempo que dura la avenida, el cual es muy importante, ya que si este es muy corto, la socavación no se producirá sobre todo en materiales cohesivos. Tampoco se consideran otros parámetros importantes como la compacidad de las partículas en suelos friccionantes o su consistencia cuando se trata de materiales arcillosos.

Por otro lado al no contar con recursos económicos ni con gente capacitada para estar realizando mediciones en campo en forma periódica, se siguen utilizando los métodos existentes ya que es la única herramienta con que se cuenta para tratar de medir las profundidades de socavación, aunque siempre se trata de considerar que los valores arrojados pueden no apegarse a la realidad y en ese caso va a depender de la experiencia y capacidad del ingeniero.

Referente a las obras de protección para reducir la socavación en estructuras ya construidas, se puede observar que hay dispositivos que sólo han funcionado adecuadamente en laboratorio y que no son aplicables a corrientes

naturales. Entre las estructuras de protección que mejor han funcionado se encuentran los pedraplenes y diques de encausamiento para salvaguardar pilas y estribos; y espigones, muros y tablaestacas en la protección de las márgenes de los ríos.

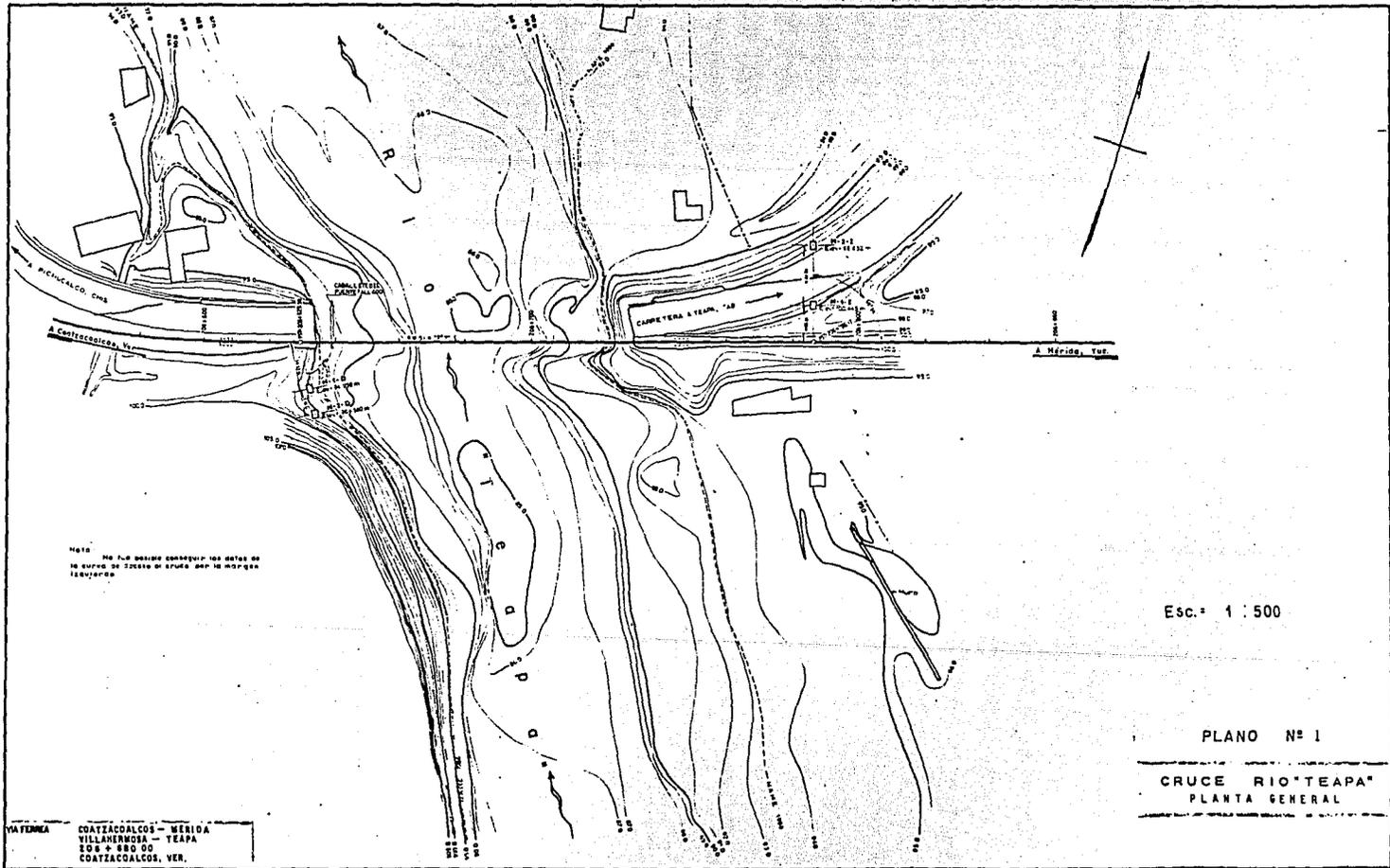
Respecto al caso del puente "Teapa" es un claro ejemplo de lo que la socavación puede llegar a causar en una estructura construida sobre una corriente natural. Este ejemplo da una visión más clara de dicho fenómeno y de la importancia de seguirlo estudiando para evitar este tipo de problemas.

Las profundidades de socavación máximas obtenidas en este estudio son de alrededor de 11m, pero hay que tomar en cuenta que el terreno está formado por estratos arcillosos cuya consistencia es muy dura, es por esto, que la profundidad de cimentación propuesta fue del orden de los 13m., medidos desde el punto más bajo del cauce. Recientemente se hincaron los cilindros de la nueva estructura y al parecer se presentaron ciertos problemas, debido a las características de los estratos del subsuelo.

Como se puede observar, en este caso se tuvieron que considerar las características físicas de los estratos para dar las recomendaciones de la cimentación y no sólo tomar aisladamente los resultados obtenidos del cálculo de la socavación.

Por todo lo concluido se ve la necesidad de seguir estudiando la socavación, esperando que se realicen trabajos posteriores para llegar a conocer a fondo dicho fenómeno y de esta forma evitar que las estructuras de drenaje sufran fallas.

**ANEXO A
(PLANOS)**



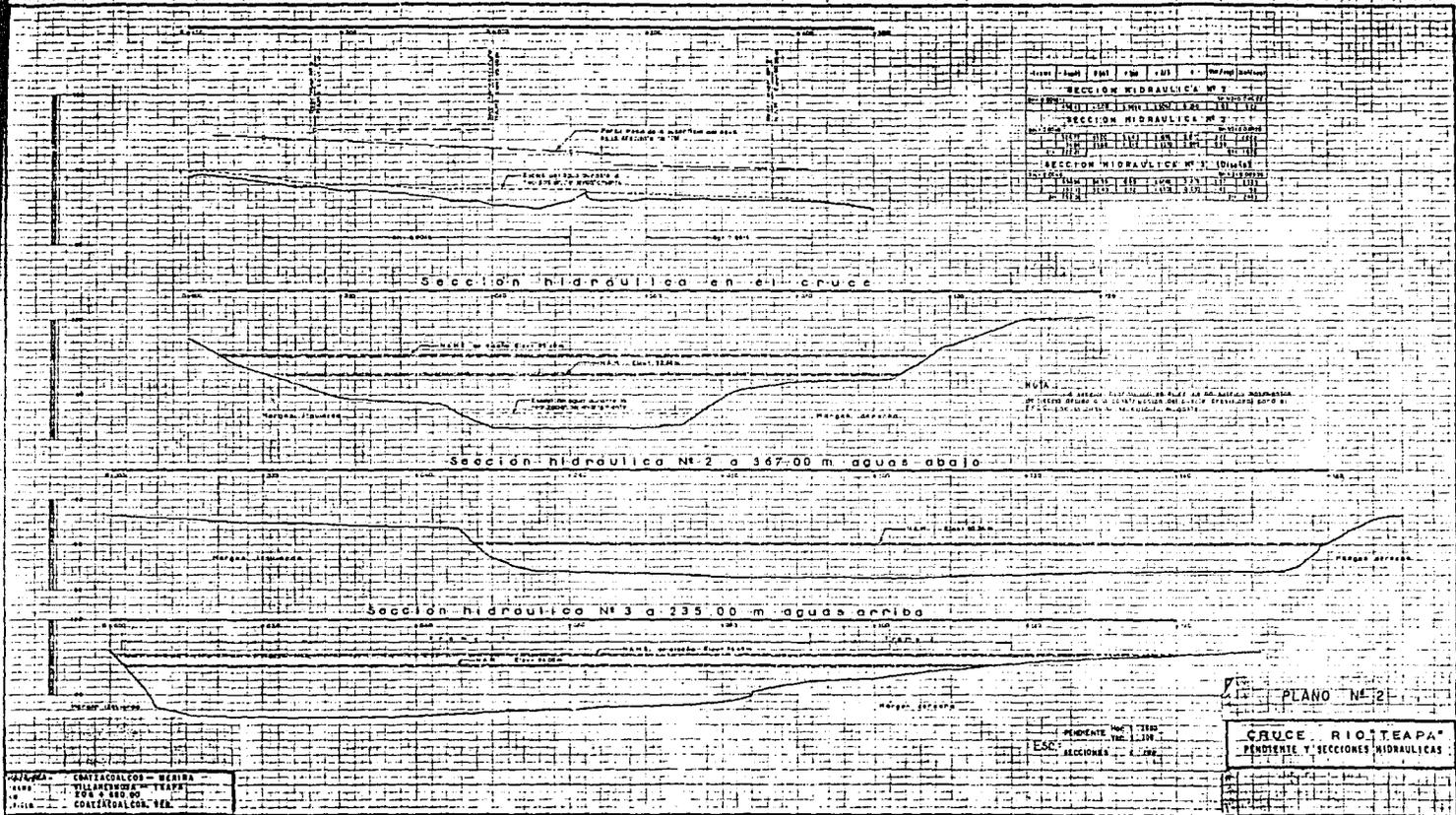
Nota: No se han incluido en este plano los datos de nivel de agua de las corrientes de agua que se encuentran en las inmediaciones de la obra.

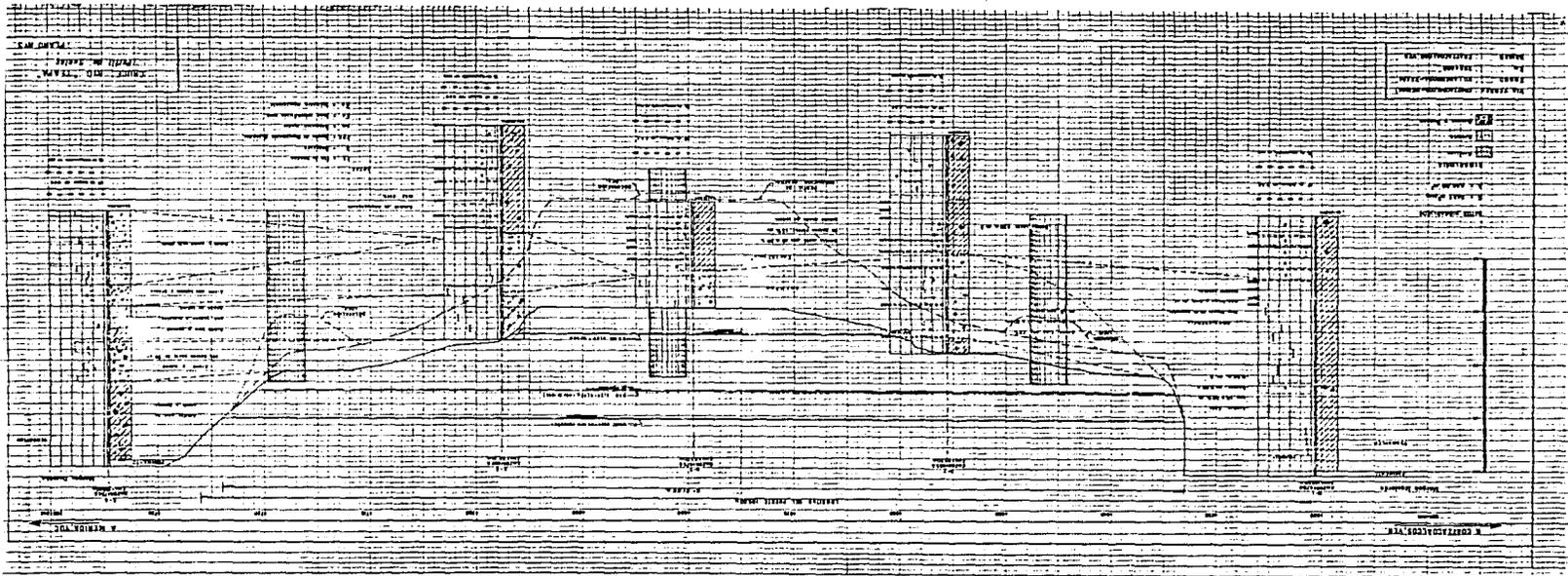
Esc.: 1 : 500

PLANO N° 1

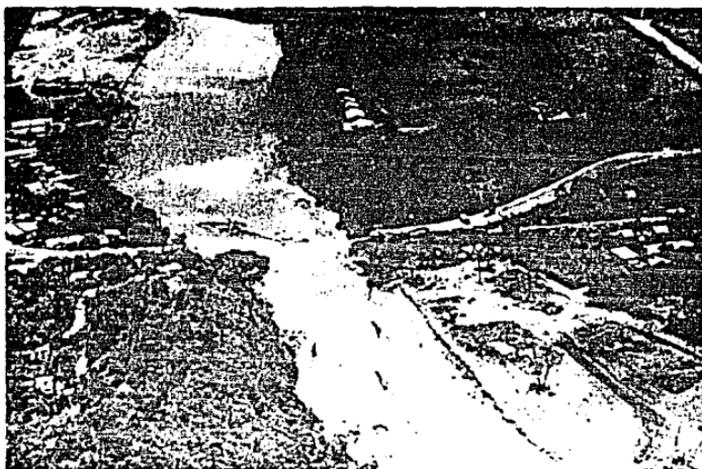
CRUCE RIO "TEAPA"
PLANTA GENERAL

VIA FERREA
COATZACOALCOS - MERIDA
VILLANUOVA - TEAPA
SO 4 - 882 00
COATZACOALCOS, VER.





**ANEXO B
(FOTOGRAFÍAS)**



Vista aérea del río "Teapa", obsérvese la dirección del escurrimiento y la saliente del conglomerado, el cual produjo la falla.



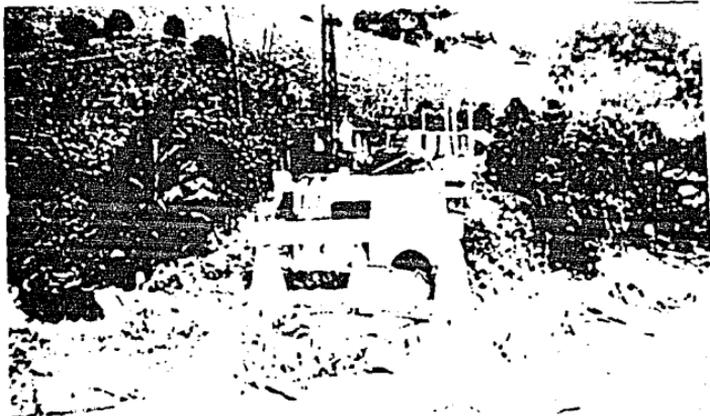
Vista aérea del río "Teapa". Obsérvese el puente destruido.



Vista aérea. Nótese el cilindro de apoyo de la margen derecha.



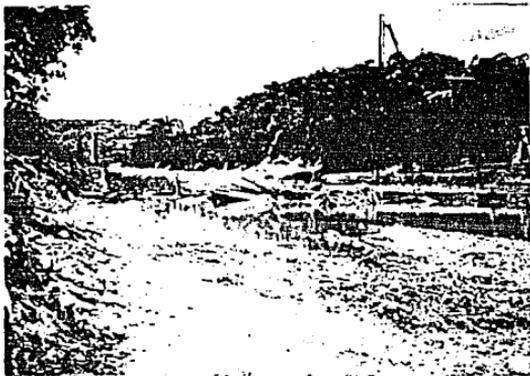
Estructura destruida del puente "Teapa".



Vista de la margen izquierda del puente destruido.



Vista del cruce hacia aguas abajo. Obsérvese en la margen izquierda la saliente del conglomerado.



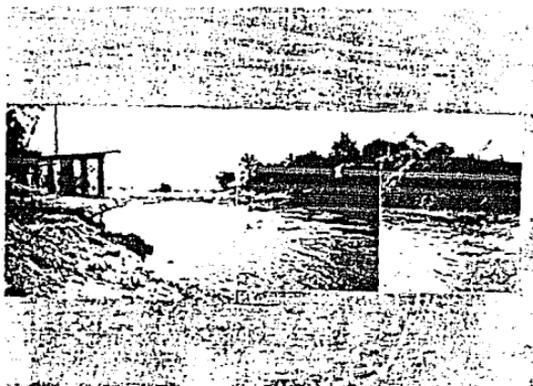
Vista del cruce hacia aguas arriba. Nótese el conglomerado.



Vista del cruce hacia la margen izquierda, obsérvese el terreno natural que ha sido removido debido a la construcción del puente provisional, a la derecha está el cilindro que servía al apoyo derecho del puente.



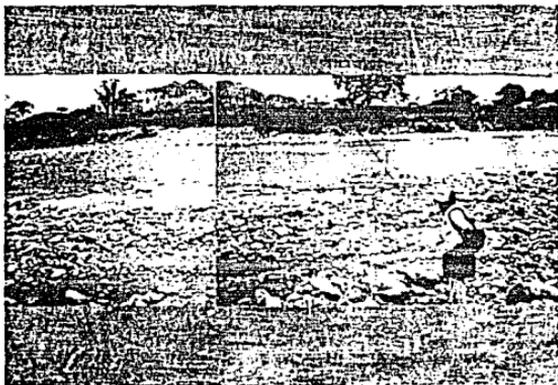
Vista del cruce hacia aguas arriba, a la derecha se observa la construcción del puente provisional.



Vista del cruce hacia aguas abajo. Al pie de la foto se ve la saliente del conglomerado, además el perfil original del cruce se ha perdido, debido al depósito de material en ambos márgenes.



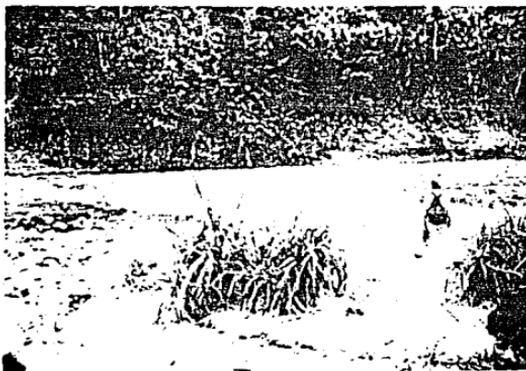
Sección hidráulica No. 2 a 367 m. aguas abajo, vista hacia la margen izquierda.



Sección hidráulica No. 2, vista hacia la margen derecha.



Vista hacia aguas abajo de la sección hidráulica No. 2.



Vista hacia la margen izquierda de la sección hidráulica No. 3.



Vista hacia aguas arriba de la sección hidráulica No. 2.



Vista hacia aguas abajo de la sección hidráulica No. 3 a 235 m.
aguas arriba.



Vista de la sección hidráulica No. 3 hacia aguas arriba.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos , Ed. Limusa, 1979, Tomo III.
- 2.- Monforte Ocampo, A.M., Socavación local en pilas , Trabajo para obtener el grado de maestría en Ingeniería, UNAM, 1980.
- 3.- Maza Alvarez J.A., Socavación en cauces naturales , Instituto de Ingeniería, UNAM, 1968.
- 4.- Monforte Ocampo, A.M., y otros, Comentarios acerca del método de Lischtvan-Lebediev para el cálculo de la socavación general , Congreso de Mecánica de Suelos, 1986.
- 5.- C.F.E. Manual de diseño de obras civiles. Hidráulica Fluvial. Tema 2, Capítulo II.
- 6.- Levy E. y Luna H., Protección contra la socavación producida al pie de las pilas de puente , S.O.P., México 1960.
- 7.- Dabián Rojas, O., Métodos Hidrológicos para la previsión de escurrimientos , S.C.T., México 1984.
- 8.- Atala Barrero, G. Panel sobre el Tema "Drenaje en vías terrestres" organizado por el C.I.C.M. y S.C.T., México 1984.
- 9.- Juárez Badillo E. Y Rico Rodríguez A., Mecánica de Suelos , Ed. Limusa, México 1977, Tomo I.
- 10.- Juárez Badillo E. Y Rico Rodríguez, A. Mecánica de Suelos , ED. Limusa, México 1977, Tomo II.
- 11.- Springall Galindo, R., Escurrecimiento en cuencas grandes , Instituto de Ingeniería UNAM, 1967.
- 12.- Maza Alvarez, J.A. y Sánchez Bribiesca, J.L., Socavación y protección al pie de pilas de puentes , Segundo Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Caracas, Venezuela, 1966.
- 13.- Maza Alvarez, J.A. y Sánchez Bribiesca J.L., Contribución al estudio de la socavación , Congreso Latinoamericano de hidráulica. Caracas Venezuela, 1966.