

Otto Antonio Duarte García



*Guatemala, mayo de 1971.*

BIBLIOTECA CENTRAL-USAC  
DEPOSITO LEGAL  
PROHIBIDO EL PRESTAMO EXTERNO

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERIA

Guatemala, Centro América

SOCAVACION EN PUENTES

TESIS

Presentada a la Junta Directiva  
de la  
Facultad de Ingeniería  
de la  
Universidad de San Carlos de Guatemala

por

OTTO ANTONIO DUARTE GARCIA

Al conferírsele el título de

INGENIERO CIVIL

PROPIEDAD DE LA UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
Biblioteca Central

Guatemala, mayo de 1971

DL  
08  
T(204)c

JUNTA DIRECTIVA  
DE LA  
FACULTAD DE INGENIERIA  
DE LA  
UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA

Decano:..... Ing. Mauricio Castillo Contoux  
Vocal 1º:..... Ing. Marco Antonio Cuevas  
Vocal 2º:..... Ing. Rodolfo González Morasso  
Vocal 3º:..... Ing. Adolfo Behrens  
Vocal 4º:..... Br. Gustavo Adolfo Sierra  
Vocal 5º:..... Br. Guido Cosenza  
Secretario:..... Ing. Héctor Centeno Bolaños

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN  
GENERAL PRIVADO

Decano:..... Ing. Amando Vides Tobar  
Examinador:..... Ing. Francisco Billeb Vela  
Examinador:..... Ing. Juan José Hermsilla  
Examinador:..... Ing. Oscar Meneses  
Secretario:..... Ing. Héctor Centeno Bolaños

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

Cumpliendo con lo establecido por la Ley Universitaria someto a vuestra consideración mi trabajo de tesis:

SOCAVACION EN PUENTES

Tema que me fuera asignado por la Junta Directiva de la

Facultad de Ingeniería

**TESIS DE REFERENCIA**

**NO**

**SE PUEDE SACAR DE LA BIBLIOTECA  
BIBLIOTECA CENTRAL - USAC.**

**ACTO QUE DEDICO A:**

Mis padres:

José Antonio Duarte Vides  
Susana García de Duarte

Mis hermanos:

Enma Duarte de Palacios  
Ruth Duarte  
y muy especialmente a Gertrudis Duarte vda. de Sánchez

## CONTENIDO

0.- SINOPSIS	1
1.- INTRODUCCION	3
2.- GENERALIDADES	5
2.1 Principios Básicos de la Socavación Normal del Cauce, Aplicables a los Demás Tipos de Socavación	
2.2 Principios Básicos de la Socavación al Pie de Pilas y Estribos de Puentes	
3.- TIPOS DE SOCAVACION	11
3.1 Socavación en Curvas de los Ríos	
3.2 Socavación en Márgenes de los Ríos	
3.3 Socavación Normal o General del Cauce	
3.4 Socavación en Estrechamientos en General	
4.- METODOS DE ANALISIS, DE EVALUACION Y CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION	31
4.1 Métodos de Evaluación y Cálculo de la Profundidad de Socavación Normal o General del Cauce	
4.2 Métodos de Evaluación y Cálculo de la Profundidad de Socavación Local al Pie de las Pilas de los Puentes	
4.3 Métodos de Evaluación y Cálculo de la Pro-	

fundidad de Socavación Local al Pie de los  
Estribos de los Puentes

5.- METODOS PARA CONTROLAR LA SOC AVA- CION	79
5.1 Protección Contra la Socavación Local al Pie de las Pilas	
5.2 Protección Contra la Socavación Local al Pie de los Estribos	
6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	85
7.- SIGNIFICACION DE LETRAS Y SIMBOLOS	89
8.- BIBLIOGRAFIA	93

## 0.- SINOPSIS

A través del tiempo se ha observado en los puentes sobre los ríos de Guatemala, numerosos casos de falla por socavación, fenómeno al que no se ha estudiado con atención y ni tratado de prevenir. En la actualidad lo único que se hace cuando se teme una posible socavación en los cimientos de algún puente, es proteger el fondo del río bajo dicho puente con empedrado y mortero lo cual no deja de ser oneroso para el costo del puente.

El presente trabajo está encaminado precisamente a proveer bases técnico-empíricas y científicas para el estudio y prevención de este fenómeno. Así también se pensó al hacer esta tesis en enfocar de manera o desde el punto de vista cuantitativo el fenómeno de la socavación, a fin de poder predecir profundidades de socavación en los puentes para proteger las cimentaciones de los mismos. En otras palabras se pretende con la presente investigación evitar la tendencia de proveer al puente de protecciones masivas y exageradas contra la socavación, sólo por el hecho de conocer la existencia de ésta y de sus efectos por un lado, o por el otro de ignorar las peligrosas consecuencias de este fenómeno. Se pretende además estimular el estudio de la socavación para darle al puente la protección necesaria y suficiente en los puntos en que se le necesita, así mismo de dar criterios que permitan escoger las cotas de cimentación en las pilas previendo la profundidad a donde llegara la socavación.

Además es necesario hacer la aclaración que con este trabajo no se ha pensado hacer un manual o libro de texto

sino únicamente una guía para ensayar los diferentes criterios que existen y aplicarlos en nuestros ríos; todo esto por el estado incipiente en que se encuentran todavía estas teorías.

## 1.- INTRODUCCION

Una corriente de agua provoca el fenómeno de arrancar, suspender, arrastrar y depositar aguas abajo las partículas sólidas que constituyen el lecho sobre el que esa corriente corre; a la primera etapa de este fenómeno o sea la que comprende arrancar, suspender y arrastrar es la que conocemos con el nombre de SOCAVACION, aunque más propiamente conocemos como socavación al efecto de este fenómeno, o sea el hecho de arrancar las partículas sólidas en el fondo de un río por cualquier corriente de agua. Regularmente un río en una sección determinada, tiende a través del tiempo a presentar un equilibrio entre el material arrancado y el depositado, es decir que esa sección tiende a permanecer más o menos invariable con el tiempo; aunque en algunos ríos con condiciones especiales sí se puede observar que no ha habido equilibrio, ya que presentan una socavación considerable a través del tiempo.

Este proceso de socavación y depósito se desarrolla así: durante el invierno se producen en el río grandes crecidas, las cuales con el aumento de velocidad del agua que provocan, propician una socavación considerable en determinada sección del río; pero al venir el verano y con él los regímenes de caudales pequeños, las partículas que habían sido arrancadas empiezan ahora a depositarse. Si el volumen de partículas así depositadas en una sección cualquiera, es menor que el de partículas arrancadas, el resultado será una socavación a través del tiempo; pero si es el caso contrario el que sucede, tendremos un depósito.

En ingeniería lo que interesa y es de suma importancia

cia, es la socavación después de una crecida, es decir en el momento que se ha producido la socavación máxima, ya que es ésta a veces de tal magnitud que ha llegado hasta los cimientos de alguna estructura que se tenga sobre el río y nos sobrevenga por consiguiente la falla de ésta; por lo tanto en cualquier obra de ingeniería que se proyecte construir y cuyos cimientos o bases estén asentados sobre el lecho de un río, es de suma importancia hacer un estudio previo de la socavación en esa zona para poder predecir la profundidad que alcanzará la máxima socavación y proyectar la cota de cimientos naturalmente más abajo.

En Guatemala y en los otros países del mundo tenemos numerosos ejemplos dramáticos de los efectos que ha ocasionado una socavación no prevista o no controlada. En el capítulo referente a las Conclusiones y Recomendaciones, se mencionarán algunos de los tantos casos de fallas de puentes sobre los ríos en Guatemala, como consecuencia de los estragos de la socavación.

El presente trabajo pretende únicamente mostrar algunas bases para una investigación más seria y con ríos propios, del fenómeno de la socavación, ya que lo que aquí se mostrará son los resultados de las experimentaciones hechas muy lejos de nuestra patria y en regiones que guardan muy poca similitud con las nuestras. Además todas las fórmulas y métodos mostrados son empíricos y experimentales y escasamente comprobados en otros lugares fuera del de experimentación. Por lo tanto lo que aquí se dará, deberá tomarse como una guía para poder investigar nuestros propios ríos, siendo los conocimientos y experiencia del Ingeniero los que en última instancia determinen las estimaciones de la socavación en un caso dado.

## 2.- GENERALIDADES

Los diferentes tipos de socavación que una corriente de agua puede provocar en un río, se detallarán más adelante; sin embargo, estando este trabajo orientado específicamente a la socavación en puentes, mencionaré los tipos de socavación que se observan comúnmente en las cimentaciones de los puentes.

En un río, ocurren básicamente dos tipos de socavación que son los responsables de la falla de muchas estructuras: la Socavación Normal o General del Cauca y la Socavación Debida a Estrechamientos; la primera es la más obvia y comprensible, ya que se ha visto que toda corriente de agua en circunstancias normales tiende a erosionar el lecho por el que corre, debido a aumentos periódicos de caudal; la segunda aunque no tan obvia como la primera, es también bastante comprensible si tomamos en cuenta el hecho de que todo estrechamiento en una corriente, produce una disminución del área hidráulica, lo que trae como consecuencia el aumento de la velocidad (debido al principio de Continuidad) y por lo consiguiente su capacidad de arrastre de partículas sólidas. Aunque a lo largo de un río pueden existir muchos tipos de estrechamientos, los más comunes y que nos interesan son los estrechamientos provocados por el paso de un puente, ya que las pilas y estribos de éste producen una obstrucción parcial de la corriente.

Estos dos tipos de socavación como se dijo anteriormente, constituyen el objeto de este trabajo ya que son ellos los que ocurren generalmente en las pilas y estribos de los puentes. En efecto, la pila o estribo sufre primero

los efectos de la socavación normal del cauce, la cual se produciría de todas maneras aunque no existiera dicha pila, enseguida se produce al pie de la pila la socavación debida al estrechamiento provocado por ella misma, teniendo que sumarse los dos efectos para conocer la Socavación Total al Pie del Cimiento. Más adelante se mencionarán los métodos para calcular la profundidad máxima debida a la Socavación Normal del Cauce, y también para encontrar la profundidad de socavación adicional debida a la presencia de la pila; siendo la suma de estas dos profundidades el dato que interesa a cualquier proyectista.

## 2.1 PRINCIPIOS BASICOS DE LA SOCAVACION NORMAL DEL CAUCE, APLICABLES A LOS DEMAS TIPOS DE SOCAVACION

Como se dijo anteriormente, la socavación del fondo de un río es el resultado del desbalance entre la cantidad de material sólido arrancado por la corriente y la de material depositado por la misma cuando éste desbalance favorece a la primera; en un momento dado el arrastre de partículas sólidas por la corriente o sea su capacidad de erosión, depende del valor que su velocidad tenga en ese momento; es decir que para que haya arrastre, la velocidad media de la corriente debe ser mayor que cierto parámetro llamado velocidad Erosiva. En otras palabras la capacidad de arrastre de una corriente depende de la relación entre:

- a) Velocidad media de la corriente o Velocidad Real:  $V_r$
- b) Velocidad media requerida para arrastrar partículas del fondo, llamada también Velocidad Erosiva:  $V_e$ .

Así:  $V_r/V_e > 1$  (sí hay erosión del fondo)  
 $V_r/V_e \leq 1$  (no hay erosión del fondo)

Un hecho importante y que hay que resaltar es que cuando la velocidad media de la corriente:  $V_r$ , partiendo de un valor mayor baje a hacerse igual a la Velocidad Erosiva:  $V_e$ , la socavación cesará.

Ampliando el concepto anterior: al ocurrir una avenida, el caudal de la corriente empieza a aumentar, aumentando por consiguiente la velocidad y la capacidad de arrastre, ésto hace que el fondo empiece a degradarse incrementando así su área hidráulica; al producir la avenida su gasto máximo, el fondo sigue socavándose pero ya con un gasto constante o decreciente, el área hidráulica continúa creciendo y la velocidad de la corriente empieza ahora a disminuir hasta llegar a cierto valor el cual ya no tiene poder erosivo ( $V_r = V_e$ ); en este momento ya no se produce la degradación del fondo, pues ha alcanzado su área cierto valor de equilibrio que corresponde a la socavación Máxima; a partir de aquí la velocidad de la corriente siempre será menor o igual a la velocidad media de arrastre o Erosiva, cesando la socavación e iniciándose el Depósito.

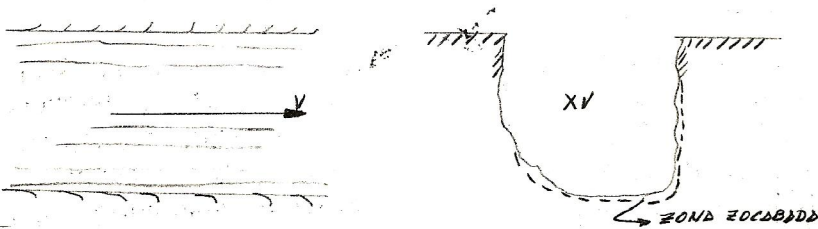
Lo que deseo hacer resaltar con ésto es que cuando la velocidad media de la corriente se hace igual a la velocidad erosiva ( $V_r = V_e$ ), es cuando se ha alcanzado la socavación máximo o el área hidráulica de Equilibrio.

La Velocidad Media de la corriente depende obviamente de las condiciones hidráulicas de la misma: Caudal, Tirante Hidráulico, Pendiente, Rugosidad, etc. En cambio la Velocidad Media de Arrastre o Erosiva depende de las características geológicas y de la disposición del material del fondo del río, o sea del tipo de suelo que lo constituye, así como también del tirante de agua.

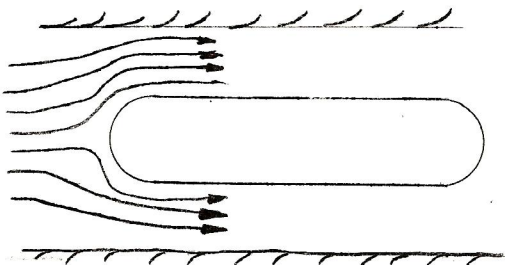
## 2.2 PRINCIPIOS BASICOS DE LA SOCAVACION AL PIE DE PILAS Y ESTRIBOS DE LOS PUENTES

La Socavación Normal de un cauce siempre se produce, pero al poner una pila o cualquier otro obstáculo que dificulte la libre circulación de la corriente, se produce una socavación adicional al pie de la propia pila, esta erosión adicional se debe en primer lugar a la reducción de  $T$  área hidráulica con el consiguiente aumento de velocidad y por ende de capacidad de arrastre de la corriente; y en segundo lugar, la desviación lateral que la pila provoca en la dirección de las líneas de corriente, produce un impulso vertical que origina trayectorias de flujo descendentes, las cuales combinadas con el movimiento de avance de la corriente, dan origen a vórtices de eje vertical que atacan el fondo del lecho socavando así aún más el frente aguas arriba de la pila, además y como si esto fuera poco, la cavidad creada por estos vórtices verticales propicia la creación de otro vórtice, ahora de eje horizontal que se desarrolla en dicha cavidad y que contribuye aún más a la socavación extrema del frente de la pila.

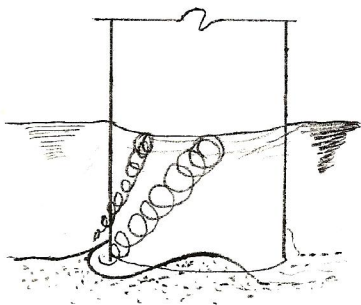
CASO : 1 SOC. NORMAL



CASO : 2 SOC. DEBIDA Δ PILA



CASO 3 VORTICES  
VERTICALES



CASO 4 VORTICES  
HORIZONTALES

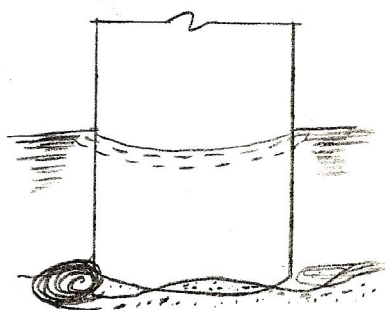


FIG. F-22.1

Los diferentes métodos que se han dado para calcular la profundidad máxima debida a socavación por presencia de pilas o estribos de puentes, condicionan esta profundidad a la relación entre tres tipos básicos de variables a saber:

Variables Hidráulicas

Variables Geológicas o del suelo del fondo del río

Variables Geométricas y de ubicación de la pila.

Como se verá más adelante, existen dos métodos básicos para calcular la profundidad de socavación y que difieren en cuanto a sus principios pero se complementan en la práctica. Uno de ellos subordina la socavación al efecto fundamental de la energía Cinética de la corriente de agua, o sea que hace la socavación una función del cuadrado de la velocidad; el otro deriva esta erosión de los efectos de la energía potencial, es decir que el parámetro determinante aquí será el Tirante Hidráulico de la corriente, pero ambos incluyen de una u otra forma el efecto de las variables de los demás tipos.

*[Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page]*

### 3.- TIPOS DE SOCAVACION

La socavación que una corriente de agua produce en el lecho por el que corre, puede presentar muy diversas formas, pero las más interesantes desde el punto de vista del Ingeniero son las que describiré a continuación:

- 3.1 Socavación en Curvas
- 3.2 Socavación en Márgenes
- 3.3 Socavación Normal o General del Cauce
- 3.4 Socavación en Estrechamientos en General
  - 3.4.1 Socavación al Pie de las Pilas de los Puentes
  - 3.4.2 Socavación al Pie de los Estribos de los Puentes.

Aunque las socavaciones en curvas y márgenes de ríos, no constituyen casos serios y pocas veces presentan problemas, haré de todas maneras alguna mención de ellas para que el proyectista tome las precauciones pertinentes en el momento de presentársele un caso de éstos.

#### 3.1 SOCAVACION EN CURVAS DE LOS RIOS

Cuando un río describe una curva, existe la tendencia lógica de los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura o sea en el extrados, a ir a mayor velocidad que los filetes que están más cerca del centro; esto hace que la capacidad de arrastre en esa zona sea más grande que en el intrados, por lo que la profundidad de socavación en esa zona será mayor. Este hecho debe ser tomado en cuenta cuando sea necesario construir puentes en las curvas de ríos, así también cuando se trate de diseños de entro

camientos protectores en esas regiones.

El efecto antes mencionado también tiene importancia cuando lo que interesa es hacer la desviación de la corriente, ya que al ser menor la velocidad del agua en el intrados, las partículas sólidas tienden a depositarse allí por lo que disminuye el área útil para el flujo de agua, en tanto que en el extrados al aumentar la velocidad y la profundidad, aumentará también el gasto.

En todo caso al tener un puente sobre una curva estable del río y conociendo el perfil actual del fondo del mismo, la profundidad de socavación puede calcularse con los mismos métodos tradicionales que se mencionarán en los capítulos siguientes.



FIG. F-31.2

### 3.2 SOCAVACION EN MARGENES DE LOS RIOS

Cuando la orilla de un río está constituida por materiales deleznable, solubles y fácilmente erosionables, se producirá un nuevo tipo de socavación en dicha orilla, la que

será más grande cuanto más lo sea la crecida. Otras veces se presenta el caso de tener en las márgenes estratos de suelos fácilmente erosionables debajo de otros que no son, produciéndose entonces aquellos embovedamientos que algunas veces se observan en algunos ríos; los cuales presentan un particular peligro cuando se proyecta un puente o cualquier otro tipo de obra de Ingeniería. Por lo tanto es necesario que se investigue la posibilidad de que una margen tienda a embovedarse debido a los efectos de este tipo de socavación, cuando nos interese construir en ella.

### 3.3 SOCAVACION NORMAL O GENERAL DEL CAUCE

Como quedó definido anteriormente, la socavación Normal o General del Cauce no es más que el descenso del nivel del fondo del río debido a la erosión que produce el aumento de la capacidad de arrastre de la corriente al incrementarse su velocidad a consecuencia de una crecida.

Como se observa en la figura F-33.3,  $H_o$  corresponde a la profundidad del cauce antes de que se produzca la Socavación Normal debida a la crecida, y  $H_s$  es la profundidad final después de la socavación.

$H_o$  = Prof. antes de la Soc.

$H_s$  = " después " " "

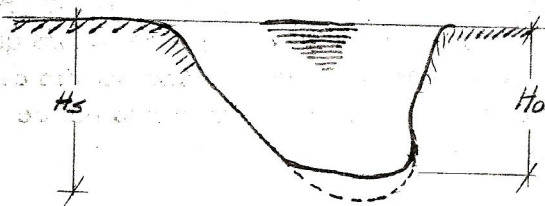


FIG. F-33.3

### 3.3.1 VELOCIDAD MEDIA DE LA CORRIENTE Y VELOCIDAD EROSIVA

También se dijo que la capacidad de arrastre de una corriente depende de la relación entre la velocidad media de la misma o velocidad Real  $V_r$  y la velocidad media requerida para arrastrar el material del fondo o velocidad Erosiva  $V_e$ .

$$\text{CAPACIDAD DE ARRASTRE} = f ( V_r/V_e )$$

La velocidad real de la corriente depende de las condiciones hidráulicas de la misma: El Caudal de Diseño, La Pendiente del Perfil del Río, El Area Hidráulica, El Tirante de Agua, La Rugosidad del Lecho, etc. Pero el estudio de estas relaciones se sale del objetivo del presente trabajo y únicamente me concretaré a indicar que es necesario hacer previamente un estudio del régimen anual de caudales del río que interese, de manera de obtener la variación de caudales de crecidas en el año y la frecuencia con que cada uno se presenta, ya que como se verá más adelante, es únicamente el caudal de Diseño y la probabilidad de su ocurrencia en el año, datos necesarios para la aplicación de los métodos de cálculo de profundidad de Socavación.

En cuanto a la Velocidad Erosiva, ésta depende de las características del suelo que constituye el fondo del río, como también de las condiciones hidráulicas; o dicho de otra manera: la velocidad Erosiva del tirante del agua y de un parámetro que depende de la naturaleza del fondo; si el fondo está constituido por un suelo cohesivo, el parámetro a tomar será lo que en Mecánica de Suelos se llama Peso Unitario Seco o Densidad Seca:  $\gamma_d$  y que no es más que el resultado de la división entre el peso de una muestra de material previamente secada, por el volumen original de la muestra húmeda.

Peso Unitario Seco:  $\gamma_d = W_s/Vol.$

$W_s$  = Peso de la muestra seca

$Vol.$  = Volumen de la muestra antes del secado.

Si el fondo del río está formado por un suelo no cohesivo o granular, el parámetro a tomar será el diámetro medio de ese material.

Las observaciones de los investigadores indican que la Velocidad Erosiva no es en esencia aquella velocidad capaz de iniciar el desprendimiento de las partículas del fondo, así como también que su naturaleza varía para los diferentes tipos de suelos, así: para los suelos cohesivos esta velocidad es la mínima capaz de mantener a los sólidos en suspensión, mientras que para los suelos no cohesivos, esta velocidad es aquella necesaria para mantener un movimiento generalizado de las partículas. Dicho en otras palabras, si tenemos por ejemplo una corriente de agua cuyo fondo esté constituido por un material cohesivo, veremos que la socavación de ese fondo se inicia prácticamente cuando la velocidad real de la corriente adquiere un valor tal, que es capaz de mantener las partículas del fondo en suspensión.

La Socavación Normal puede llegar a producirse incluso para un río cuyo fondo sea de un material rocoso, con tal que la velocidad de la corriente se haga mayor que la Velocidad Erosiva correspondiente.

### 3.3.2 FLUJO TURBULENTO Y FLUJO LAMINAR

Otro factor que la experiencia ha mostrado y también

influye en la socavación, es la naturaleza del flujo de la corriente, ya que un flujo turbulento tiende a producir más socavación que uno laminar. Se observó por ejemplo un río con el mismo lecho granular e idénticas condiciones hidráulicas, en dos ocasiones distintas; en una de ellas el agua llevaba cantidad de partículas sólidas en suspensión y en la otra el agua era clara; se notó que en la primera condición se producía menor socavación que en la segunda, debido a que cuando el río llevaba limos o arcillas en suspensión el peso específico del agua era mayor, por lo que su viscosidad también lo era; teniendo por lo consiguiente una turbulencia menor lo que reducía los efectos erosivos del agua.

### 3.3.3 CLASIFICACION DE LOS CAUCES

Otro factor de suma importancia y que interviene grandemente en la determinación de la profundidad de la socavación Normal del Cauce, es el tipo de cauce en el cual se estudia esa socavación; tanto que, para los efectos del cálculo de las profundidades de socavación, es necesario definir previamente el tipo de cauce de que se trate y ubicarlo dentro de la clasificación que los investigadores han elaborado para ello.

Los investigadores L. L. Lischtvan y Levediev en su "Hidrología e Hidráulica de la Construcción de Puentes y Alcantarillas". Leningrado, 1959 proponen el siguiente criterio experimental para la clasificación de los cauces. Estos pueden dividirse en dos grupos básicos: Cauces Definidos y Cauces Indefinidos. A pesar de que su propio nombre define la naturaleza de ambos, se dirá que los Definidos son aquellos que están perfectamente determinados y que son estables a través del tiempo, pasando lo contrario con los Indefinidos, además de que a estos últimos regularmente se les identifica con aquellos grandes lechos que no son cu

biertos totalmente por la corriente, sino que existen varios cauces pequeños dentro de ellos. Además los lechos también se diferencian entre sí, atendiendo al material que constituya su fondo, en: Lechos con fondo de material Cohesivo y Lechos con fondo de material Granular; además - existe una tercera diferenciación, impuesta por la forma en que está distribuido ese material en el fondo, distribución que puede ser: Homogénea y Heterogénea. La primera forma se caracteriza por estar el suelo distribuido en un solo estrato de espesor considerable, de manera que al producirse la socavación y descender el fondo a un nivel inferior, encuentre allí todavía el mismo estrato de suelo; la segunda forma de distribución consiste en estar el fondo integrado por varios estratos superpuestos de material diferente y de pequeño espesor, de tal manera que la socavación al empezar en un estrato superior pueda terminar en otro colocado inferiormente.

En síntesis un cauce podrá definirse atendiendo a:

Tipo de Cauce propiamente dicho	Material del fondo	Distrib. del Material en el fondo
DEFINIDO	COHESIVO	HOMOGENEA
INDEFINIDO	NO COHESIVO	HETEROGENEA

### 3.4 SOCAVACION EN ESTRECHAMIENTOS EN GENERAL

Cuando en un río existe un estrechamiento de cualquier tipo como por ejemplo el cruce de un puente, la construcción de cualquier clase de obra de ingeniería, o bien

un estrechamiento producido por cualquier accidente natural como el derrumbe de alguna roca dentro del cauce, etc. se producirá el fenómeno que ya mencioné. Al reducirse por ésto el área hidráulica de la sección, aumenta la velocidad lo que conlleva el aumento de la capacidad de arrastre, la cual degrada el fondo y las orillas del río en esa sección hasta llegar a alcanzar una área que se asemeja a las demás a lo largo de la corriente. Regularmente cuando el estrechamiento se debe al cruce de un puente cuyos rellenos de acceso están protegidos por estribos o muros de retención lo que impide la erosión de las orillas, será el fondo el que tenga que socavarse de más; es evidente entonces que la sola presencia de un puente es en sí misma un incentivo para la socavación del fondo.

Los cambios que un estrechamiento impone a la corriente de agua son principalmente los siguientes:

- a) Cambio de la velocidad del flujo de agua en el cauce.
- b) Cambio de la pendiente de la superficie libre del agua hacia arriba y hacia abajo del puente.

De todos los tipos de estrechamientos que pueden existir a lo largo de un río, solamente trataré el más importante y tradicional, que por ser el más frecuente, sí es susceptible de ser estudiado pudiéndose recomendar por eso, métodos para su análisis; me refiero al estrechamiento causado por la presencia de un puente, lo cual da origen a la socavación extraordinaria al pie de las pilas y los estribos del mismo.

### 3.4.1 SOCAVACION AL PIE DE LAS PILAS DE LOS PUENTES

Se mencionaba en páginas anteriores que la presencia de una pila de puente en un cauce, provoca dos efectos bá

sicos que aumentan la socavación al pie de la misma, dichos efectos son:

- a) El aumento de la capacidad de arrastre derivado del aumento de velocidad.
- b) Efecto adicional de aumento de la socavación debido a la desviación de la dirección de las líneas de corriente.

A continuación expondré con más detalle el inicio y progreso de este segundo fenómeno, para lo cual también presento en las Figs. F-341.4 y F-341.5 las ilustraciones necesarias para su mejor comprensión; estos conceptos son el resultado de los estudios de la División de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de México (UNAM), acerca de las etapas del proceso de socavación adicional por cambio de dirección de las líneas de corriente, su inicio y su progreso, así como de su estado avanzado. Las ilustraciones nos muestran las trayectorias de las partículas, las trayectorias de las líneas de corriente, los puntos de nacimiento de los vórtices, las zonas de depósito de material sólido, etc. para dos tipos de pilas de forma diferente, con el fin de establecer como influye la forma de la pila en la socavación a su pie.

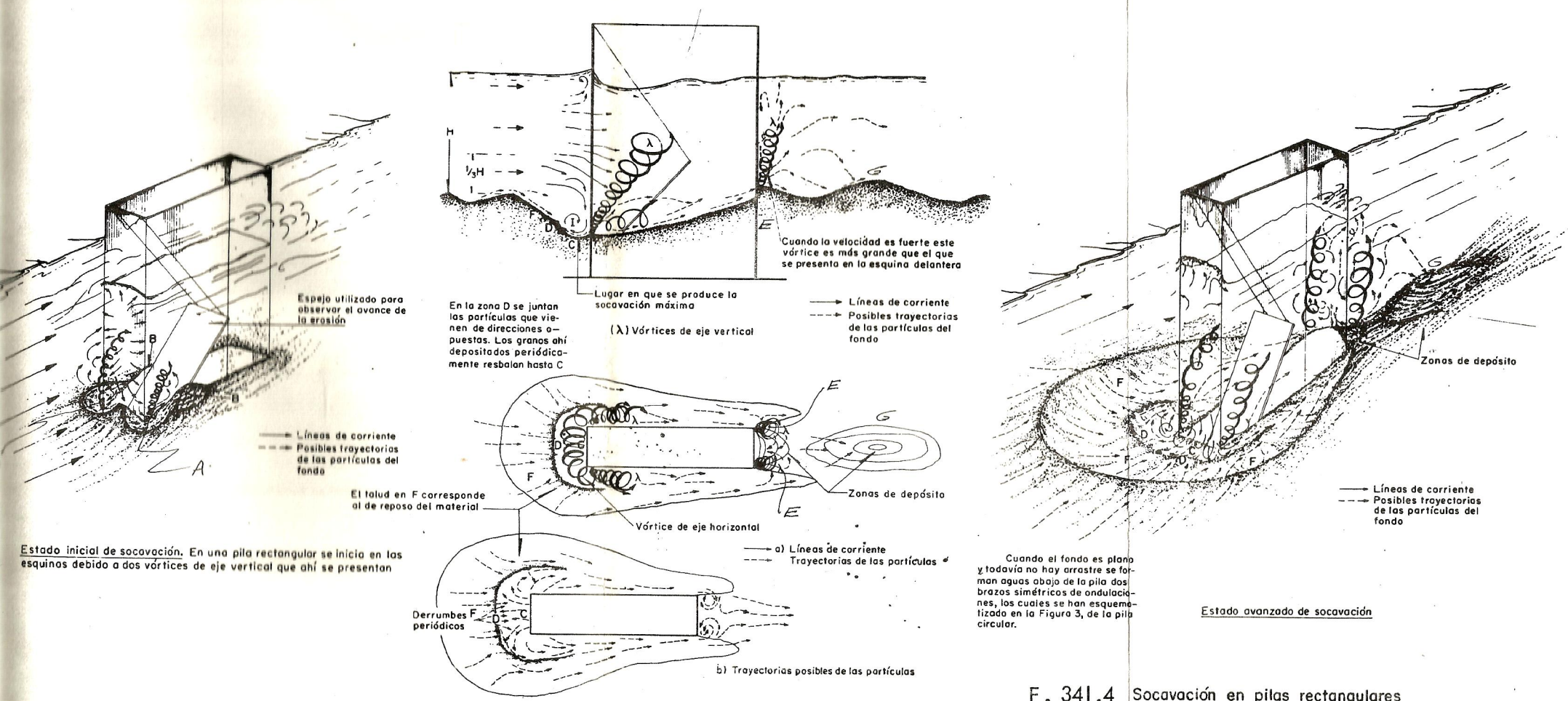
Como se notará en las referidas ilustraciones, las socavaciones máximas no siempre se presentan en el mismo sitio de la pila, dependiendo de la velocidad de la corriente, es decir si se trata del inicio, etapas intermedias o etapas avanzadas de la socavación. Cuando la velocidad de la corriente es todavía pequeña o sea cuando se inicia el proceso, la erosión máxima se presenta en las esquinas aguas arriba de las pilas rectangulares y a  $65^\circ$  a ambos lados del eje de la sección, que coincide con la dirección del flujo, para las pilas circulares; cuando la velocidad aumenta y se

llega a una etapa intermedia o avanzada del proceso de socavación, la máxima erosión se presenta en el frente de la pila cualquiera que sea su forma, siempre que no esté esvíajada. Los casos mostrados en las figs. precitadas son para pilas no esvíaadas.

### 3.4.1.1 VORTICES HORIZONTALES Y VERTICALES

La razón por la cual los valores máximos de socavación se presentan en la etapa incipiente en ambas esquinas de la pila (en los ptos. "A"), es que en esos lugares se originan los dos primeros vórtices de eje vertical, los cuales socavan allí en lugar de su nacimiento y depositan el material sólido a ambos lados de la pila (en los ptos. "B"). En la etapa avanzada del proceso erosivo, se presenta en el frente de la pila ya sea rectangular o circular un vórtice más, pero ahora de eje horizontal que es el que realiza el mayor arrastre de partículas sólidas, de allí que sea el frente de la pila la zona más afectada por la socavación. En esta etapa del proceso se presentan también otros dos vórtices de eje vertical en las partes laterales traseras de la pila, los que impulsarán las partículas sólidas a depositarse en una zona a cierta distancia abajo de la pila (en el pto. "C") después de haberlas mantenido durante cierto tiempo en suspensión. Todo lo antes dicho se observa tanto para pilas rectangulares como para las circulares, siempre que ambas no estén esvíaadas; en las pilas circulares varía un poco el mecanismo de depósitos, ya que las zonas (ptos. "B") donde se presentan los depósitos al inicio del proceso, conforme avanza éste se van juntando hasta llegar a formar otra zona de depósito inmediatamente atrás de la pila (pto. "K"), además de la zona que existe aguas abajo como consecuencia del depósito de los vórtices verticales traseros.

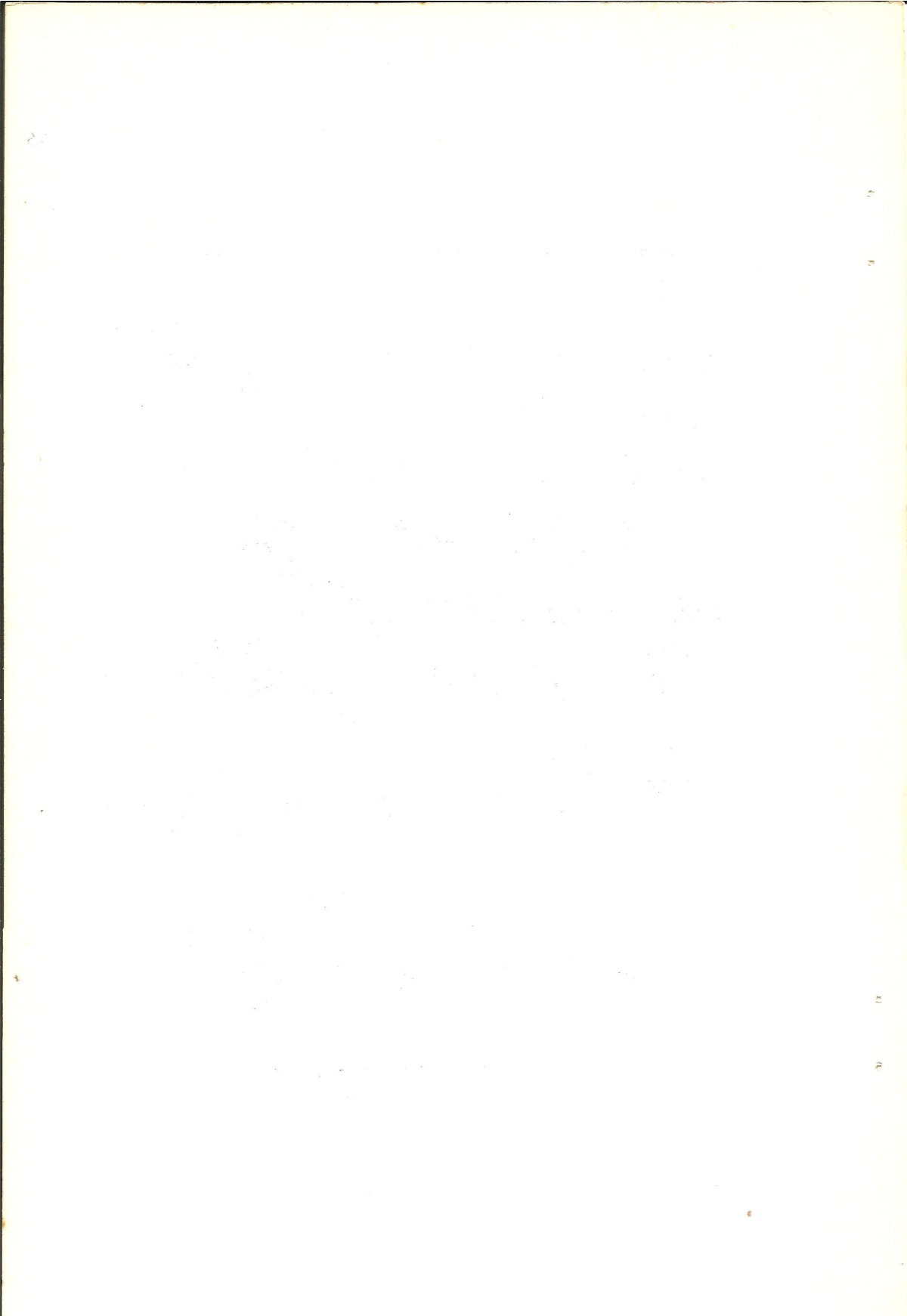
En la fig. F-3411.6 presento también alguna información



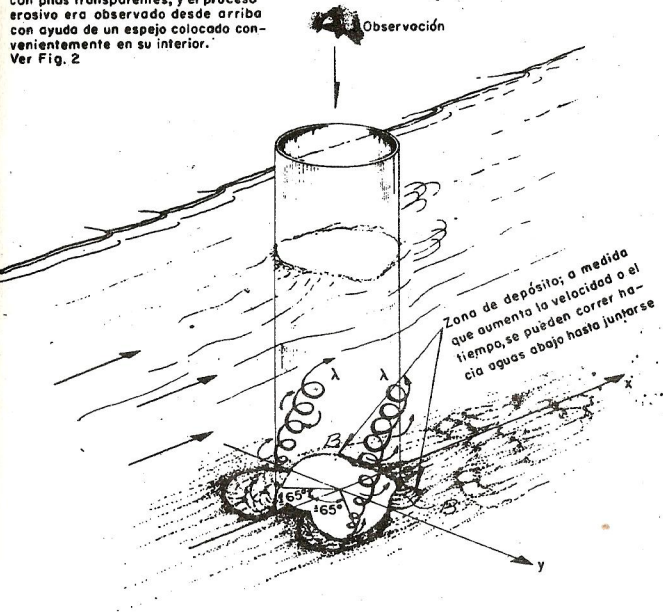
Estado inicial de socavación. En una pila rectangular se inicia en las esquinas debido a dos vórtices de eje vertical que ahí se presentan

Cuando el fondo es plano y todavía no hay arrastre se forman aguas abajo de la pila dos brazos simétricos de ondulaciones, los cuales se han esquematizado en la Figura 3, de la pila circular.

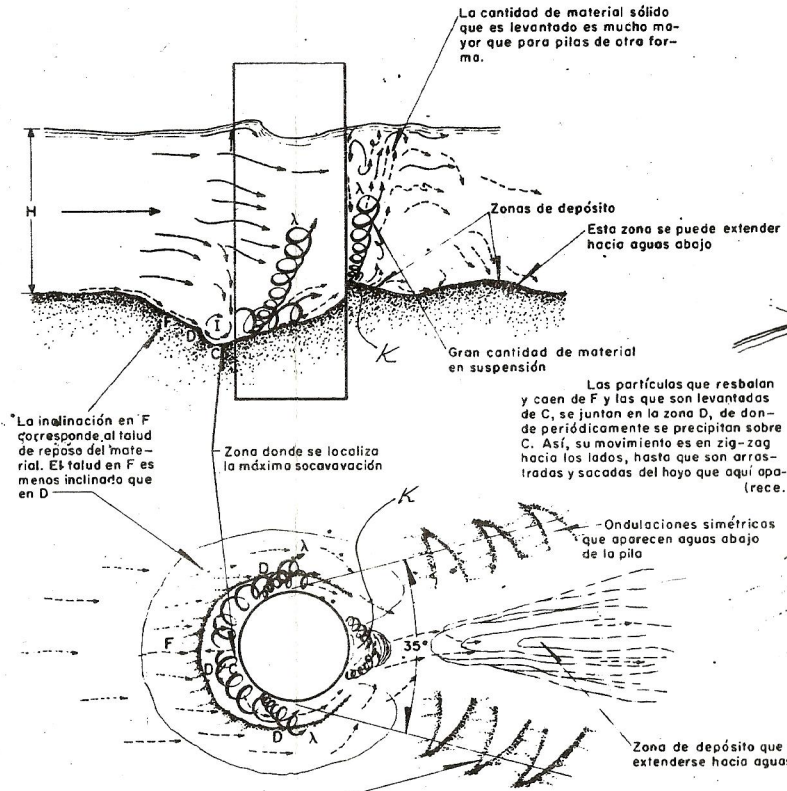
F. 341.4 Socavación en pilas rectangulares



Todos los ensayos se realizaron con pilas transparentes, y el proceso erosivo era observado desde arriba con ayuda de un espejo colocado convenientemente en su interior. Ver Fig. 2

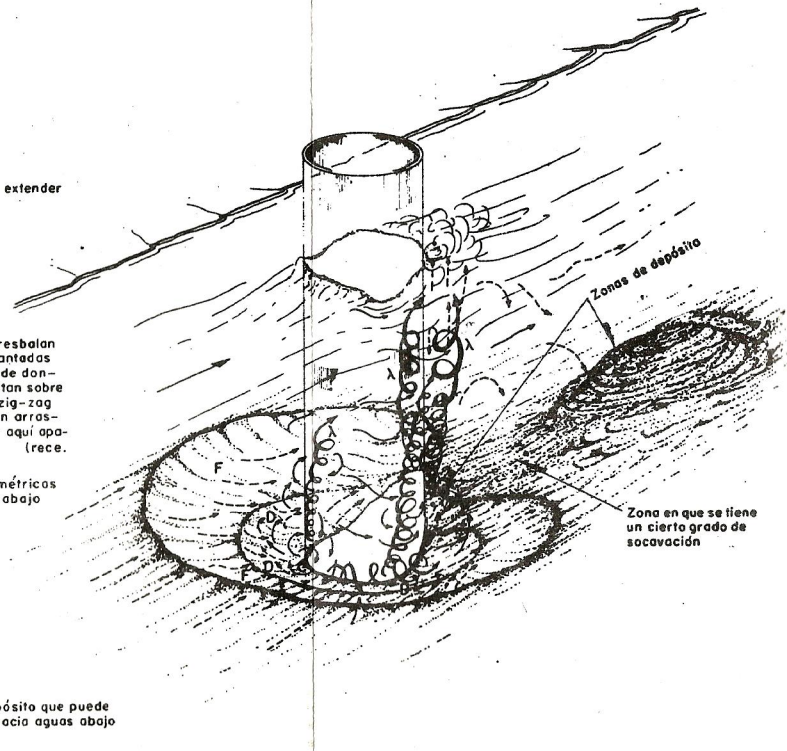


Estado inicial de socavación  
Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° a cada lado respecto a la dirección del flujo (eje x). Los vórtices que ahí se presentan, se conservan hasta obtener la erosión máxima.

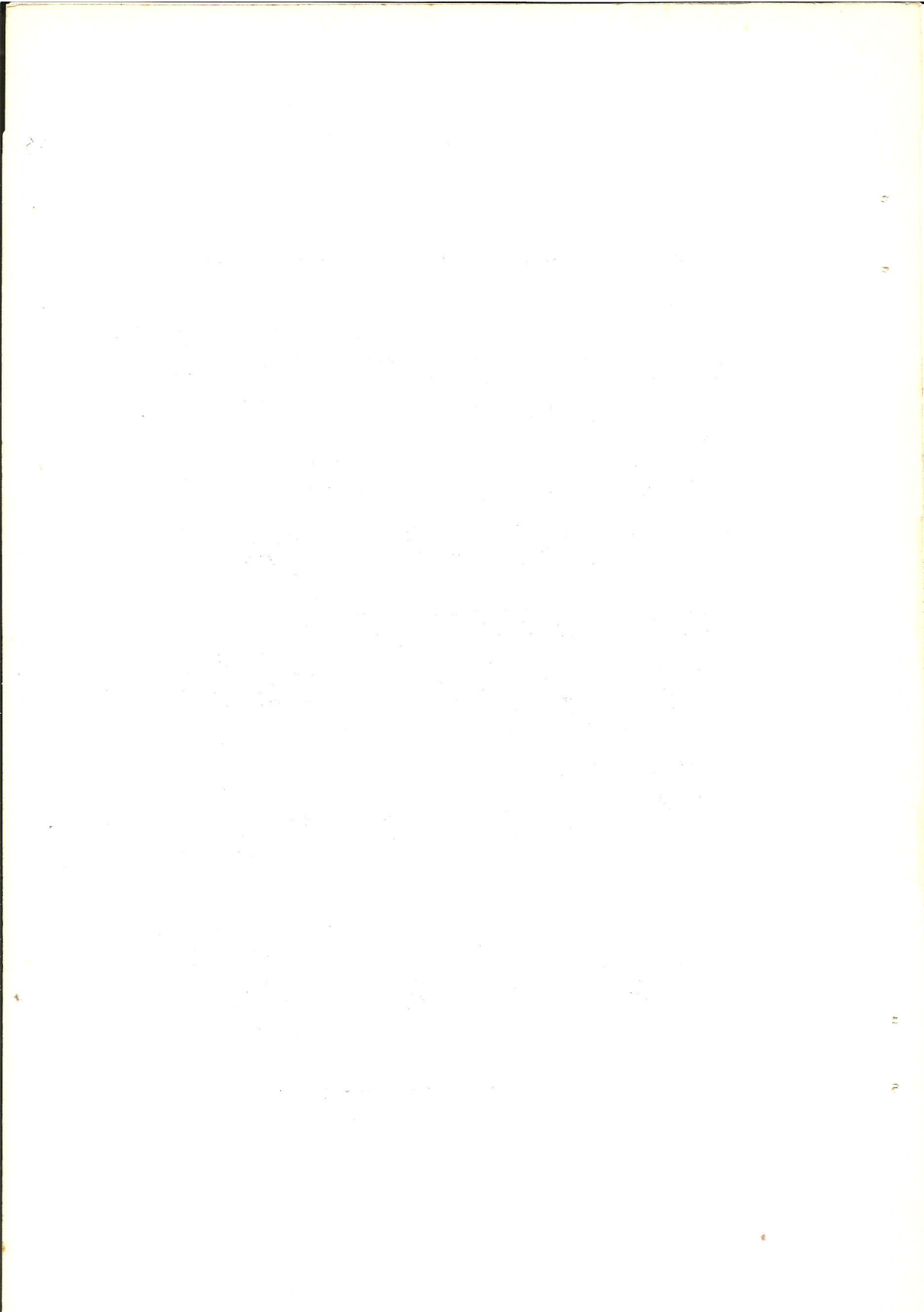


Cuando todavía no hay arrastre, aguas abajo de la pila se forman dos brazos de rizos, los cuales forman entre ellos un ángulo de 30 a 40°. Si la velocidad es muy baja, una vez que se han formado, los dos brazos tienden a ser paralelos.

Estado avanzado de socavación



F. 341.5 Socavación en pilas circulares



**FORMA DE INICIARSE LA SOCAVACION**

Condición mínima

La socavación se inicia en las esquinas

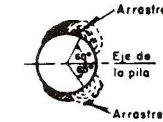


Para iguales condiciones, la erosión se inicia primero en la pila alineada

La profundidad puede ser menor que para la pila alineada



La socavación se inicia en dos zonas a  $\pm 65^\circ$  a cada lado del eje



La socavación se inicia en dos zonas a  $\pm 65^\circ$  a cada lado del eje longitudinal

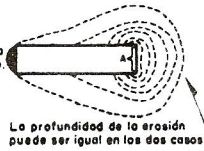


Se cumple lo anotado para la pila rectangular

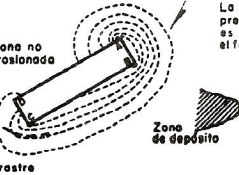


**CONDICION INTERMEDIA**

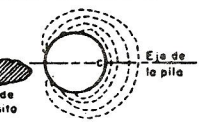
$V \approx V_c$



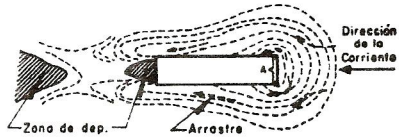
La profundidad de la erosión puede ser igual en los dos casos



Se alcanza la misma profundidad en toda la zona entre las  $\pm 65^\circ$  medidos a cada lado del eje



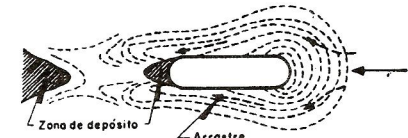
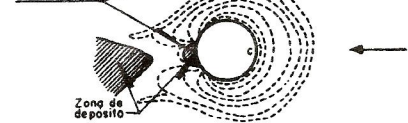
**CONDICION CERCANA AL MAXIMO**



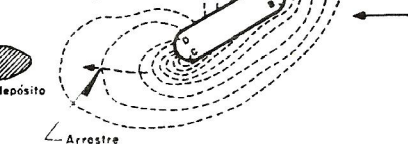
La máxima socavación se presenta en la esquina C y es bastante mayor que en el frente de la pila alineada



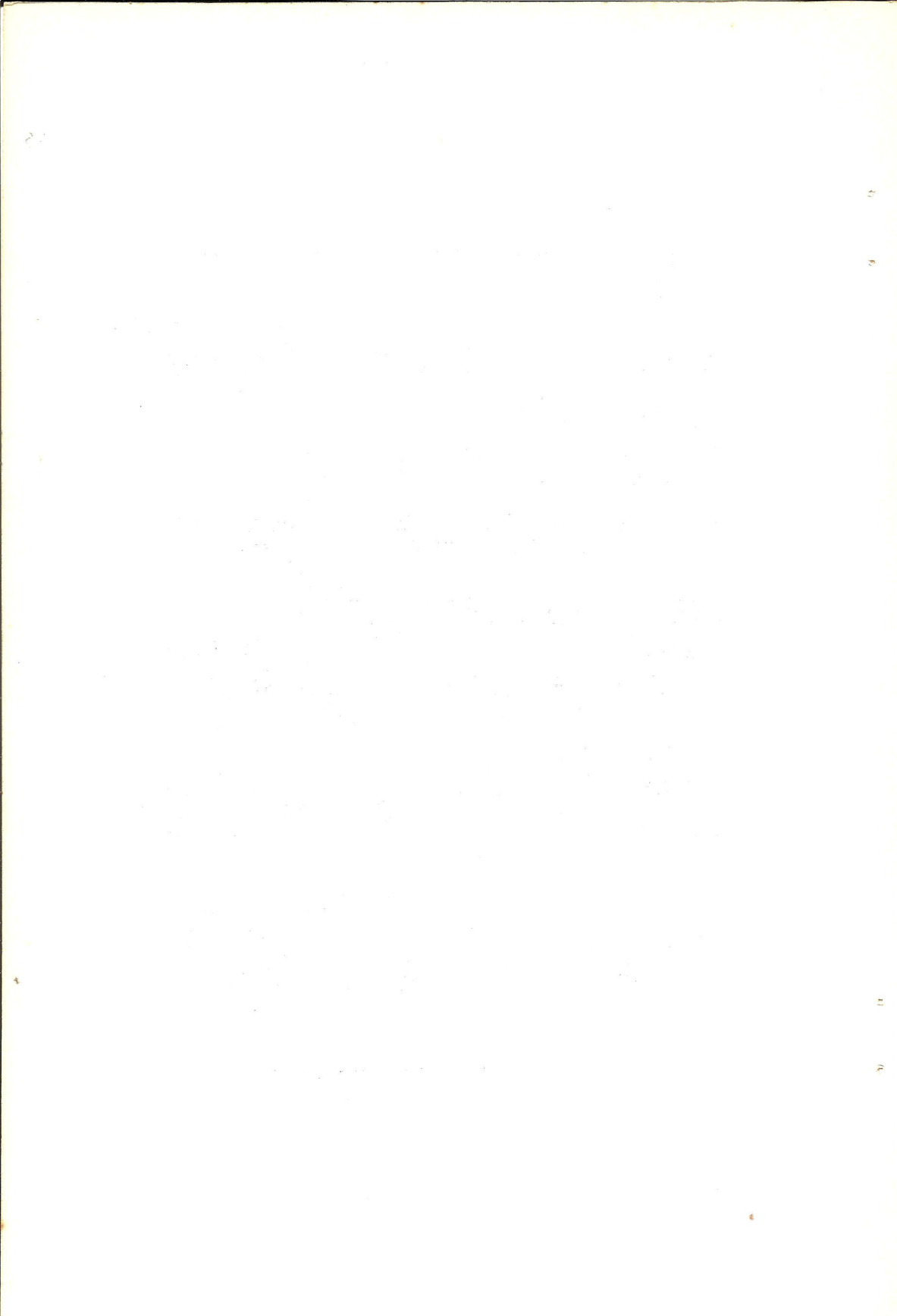
Aquí se presenta una zona, con corrientes descendentes cargadas de material en suspensión



La máxima socavación se presenta en la esquina Cy es bastante mayor que en el frente de la pila alineada



F. 3411.6 Etapas del proceso erosivo



ción respecto a las pilas que están esviajadas respecto al eje de la dirección de la corriente, pudiendo observarse en dichas ilustraciones las zonas de máxima socavación tanto para las pilas no esviajadas como para las esviajadas, así se notará que para las pilas esviajadas la profundidad máxima de socavación se presenta en alguna parte del frente cuando el proceso se encuentra todavía en su etapa inicial; en la etapa intermedia o sea cuando ya hay un arrastre continuo de partículas, la máxima socavación se presenta en todo el frente de la pila; y cuando la socavación se encuentra en su etapa avanzada las profundidades máximas se producen en la esquina no protegida aguas abajo de la pila.

#### 3.4.1.2 PARAMETROS DE LA SOCAVACION LOCAL EN LAS PILAS

Los estudios que se han hecho hasta la fecha permiten establecer que los parámetros o características que en mayor o menor grado influyen en la profundidad que alcanzará la socavación local al pie de las pilas, son las siguientes:

- HIDRAULICOS O  
DE LA CORRIENTE
- a) Velocidad Media de la corriente
  - b) Tirante frente a la pila
  - c) Distribución de Velocidades
  - d) Dirección de la corriente respecto al eje de la pila.

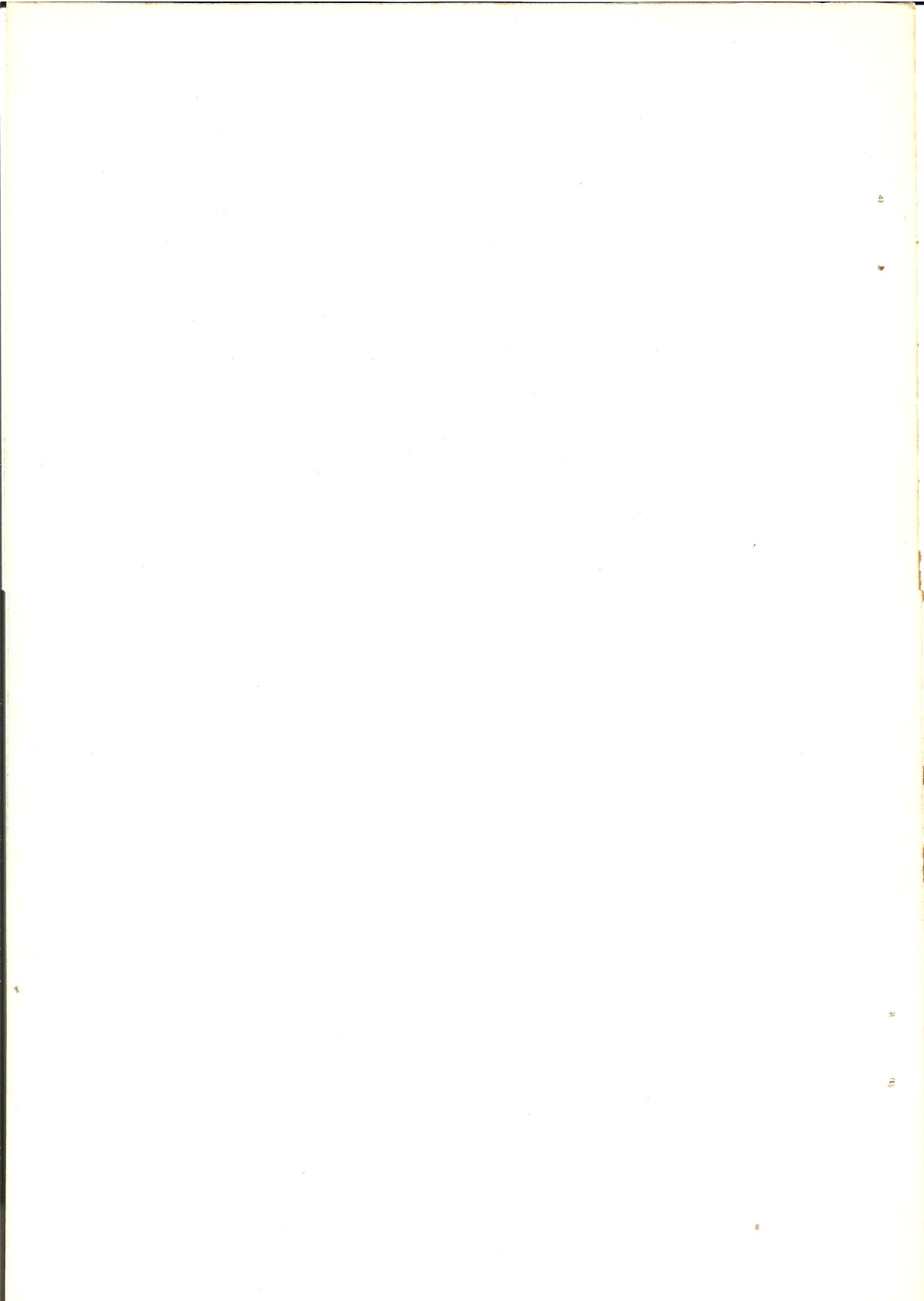
- DEL FONDO O  
GEOLOGICOS
- a) Diámetro de los granos
  - b) Distribución Granulométrica del material del fondo
  - c) Forma de los granos
  - d) Grado de Cohesión o Cementación
  - e) Peso Específico Sumergido
  - f) Estratificación del subsuelo.

## PARAMETROS:

- GEOMETRICOS O  
DE LA PILA
- a) Ancho de la Pila
  - b) Relación Ancho-Largo de la Pila
  - c) Perfil de la Sección Horizontal.
- DE UBICACION  
DEL PUENTE
- a) Contracción en la Sección
  - b) Forma del Río en Planta
  - c) Obras de Control de Gasto que se Hayan Construido  
Aguas Arriba o Aguas Abajo de la Pila.

### 3.4.2 SOCAVACION LOCAL AL PIE DE LOS ESTRIBOS DE PUENTES

Por cuanto en definición y principios, la socavación en los estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes, por tanto, todo lo dicho anteriormente para la socavación tiene vigencia ahora para la socavación en los estribos. Sin embargo, desde el punto de vista del Análisis y Evaluación existen algunas diferencias en sus métodos teóricos y experimentales, los cuales serán tratados más adelante.



#### 4.- METODOS DE ANALISIS, Y DE EVALUACION Y CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION

En este capítulo se verán los distintos métodos que existen para la evaluación y cálculo de la profundidad de socavación debida a los tres más importantes tipos que fueron descritos anteriormente.

- 4.1 Métodos de Evaluación y Cálculo de Profundidad de Socavación Normal o General del Cauce.
- 4.2 Métodos de Evaluación y Cálculo de Profundidad de Socavación Local al Pie de las Pilas de los Puentes.
- 4.3 Métodos de Evaluación y Cálculo de Profundidad de Socavación Local al Pie de los Estribos de los Puentes.

#### 4.1 METODOS DE EVALUACION Y CALCULO DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACION NORMAL O GENERAL DEL CAUCE

Se mencionarán aquí dos formas de determinación de la profundidad de Socavación: a) Método Experimental de Lischtván-Levediev y b) Técnica Empírica de aplicación rápida basada en la Penetración Standard.

##### 4.1.1 METODO EXPERIMENTAL DE LISCHTVAN-LEVEDIEV

El problema general consiste en calcular la profundidad máxima de socavación Normal o General del Cauce,

que se puede presentar en una sección del río al pasar una avenida con un gasto de Diseño:  $Q_d$ , el cual tiene cierta frecuencia de retorno; ésta profundidad máxima se podrá calcular entonces en función del Gasto de Diseño, de la Frecuencia de Retorno, de la Altura que el agua alcanza en esa avenida antes de la erosión (Tirante Original), de las características del material del fondo, etc.

Como se recordará de capítulos anteriores, para calcular la profundidad de Socavación Normal es necesario clasificar antes el tipo de cauce de que se trate; no obstante eso, se puede deducir una expresión general para todos los tipos de cauce, que involucre la profundidad final del agua (después de socavado el fondo), la profundidad inicial y la velocidad media de la corriente. Es decir que se analizará la variación de la velocidad media de la corriente para cada punto de la sección y para cada profundidad del agua, ya que conforme avanza la socavación el área hidráulica va cambiando y por ende la velocidad media en cada punto de la sección.

#### 4.1.1.1 VARIACION DE LA VELOCIDAD REAL EN CADA PUNTO DE LA SECCION, EN FUNCION DEL TIRANTE EN UN MOMENTO DADO EN ESE PUNTO

Tómese por ejemplo en la sección transversal del cauce mostrada en la Fig. F-4111.7 y analizando una franja vertical de ancho  $B$  de dicha sección, bajo la hipótesis de que el GASTO en cada franja permanece constante mientras dura el proceso de Socavación. Suponiendo también que el fondo se encuentra en su nivel inicial al producirse la erosión, es decir que no ha sido erosionado todavía.

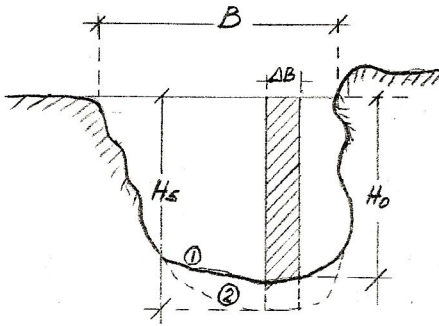


FIG. F-4111.7

(1): Perfil del fondo antes de la erosión

(2): Perfil del fondo después de la erosión

Ho: Profundidad antes de la erosión

Hs: Profundidad después de la erosión

El Gasto que pasa por esa franja puede expresarse según Manning así:

$$\Delta Q = V \times \Delta A = V \times \Delta B \times H_o$$

$$y \quad V = C \sqrt{RS}; \quad C = 1/n \times R^{1/6}$$

$$\text{de donde} \quad \Delta Q = \Delta B \times H_o \times 1/n \times R^{2/3} S^{1/2}$$

Nota: se supone que  $R = H_o$ , porque  $\Delta B \rightarrow 0$

Operando la expresión anteriormente deducida se tiene:

$$\Delta Q = 1/n \times S^{1/2} \times H_o^{5/3} \times B$$

en donde: S = pendiente hidráulica en la sección  
n = coeficiente de Rugosidad de Manning

Como S y n son constantes dentro de la sección, podrán ex-

presarse así:

$$\gamma = 1/n S$$

Por lo que  $Q$  se expresará:

$$\Delta Q = \gamma \times H_0^{5/3} \times \Delta B \quad (1)$$

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse su  $H_0$  a un valor  $H_s$ ; la velocidad disminuye hasta un valor  $V_r$ ; pudiéndose expresar el Gasto en dicha franja también así:

$$\Delta Q = V_r \times \Delta A = V_r \times \Delta B \times H_s \quad (2)$$

Y como la hipótesis fue que el Gasto en la franja debe permanecer constante durante todo el proceso erosivo, se hará:

$$(1) = (2)$$

$$\gamma \times H_0^{5/3} \times \Delta B = V_r \times \Delta B \times H_s$$

de donde: 
$$\underline{V_r = \gamma \times H_0 / H_s} \quad \text{---(4.111)}$$

Para poder evaluar  $\gamma$ , es necesario expresarla en función de  $Q_d$ .

$$\text{El Gasto en toda la sección es: } Q_d = \frac{1}{n} \times S^{\frac{1}{2}} \times H_m^{5/3} \times B_e$$

siendo:  $B_e$  = ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal, es decir que el ancho total "B", deberá ser disminuido en el ancho de las pilas,

$H_m$  = tirante medio, es decir después de traducir la sección total a una sola franja de ancho  $B_e$ , y de tirante  $H_m$ , (ver Figura)

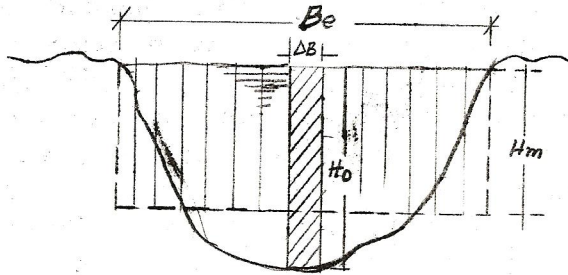


FIG. F-4111.8

$$H_m = \frac{\text{Área Hidráulica Total}}{B_e}$$

Como generalmente esta socavación Normal se busca en secciones bajo los puentes, y en las pilas y estribos de éstos se forman vórtices que reducen la sección; es necesario por lo tanto afectar a  $Q_d$  de un factor llamado de Contracción:  $M$ , el cual se encuentra consignado en la tabla: T-4111.1

$$Q_d = M \times 1/n \times S^{\frac{1}{2}} \times H_m^{5/3} \times B_e$$

$$Q_d = M \times \gamma \times H_m \times B_e$$

de donde:

$$\gamma = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} \times B_e \times M}$$

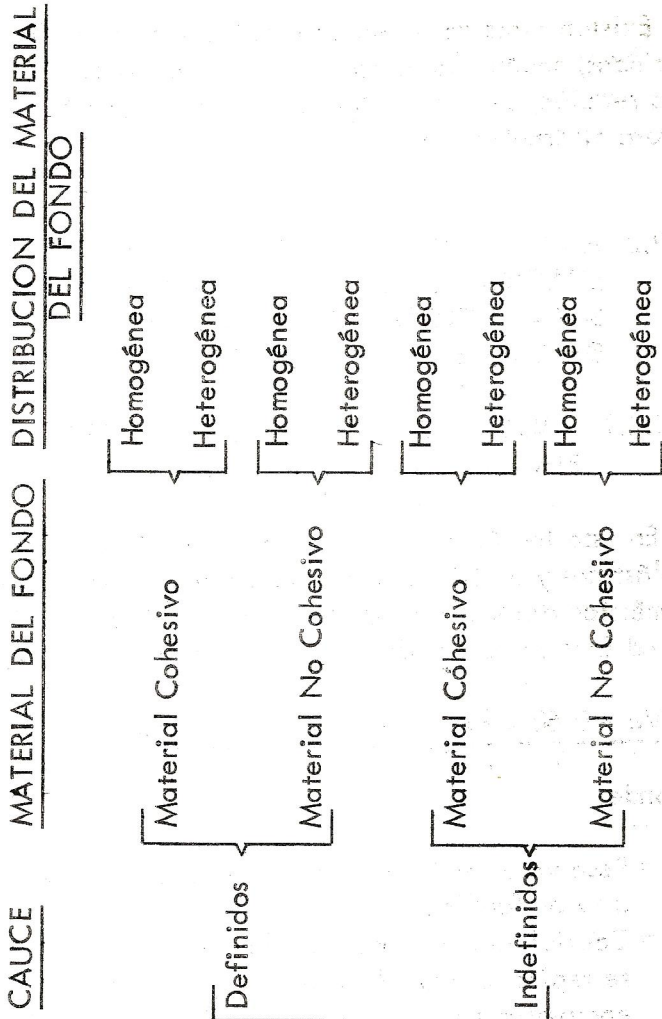
(TABLA: T-4111.1)

La ecuación (4.111) que se ha deducido anteriormente, expresa la variación de la velocidad media de la corriente

para cada punto de la sección conforme avanza el proceso de Socavación; ahora bien, como se recordará de definiciones pasadas, se dijo que la socavación cesaba al alcanzar la sección cierto valor llamado Area de Equilibrio, lo que significaba que la velocidad media de la corriente se había reducido tanto hasta hacerse igual a la velocidad Erosiva propia del cauce y también se dijo que cuando esto sucedía, se había producido la socavación máxima. En otras palabras, en la expresión (4.111) se involucra  $H_s$  que es la profundidad de socavación en un momento dado, para cierto valor de  $V_r$ ; pero cuando ese valor de  $V_r$  se hace igual a  $V_e$ , la  $H_s$  será la profundidad máxima de Socavación.

Si:  $V_r = V_e$ ;  $H_s =$  Profundidad Máxima de Socavación.

El valor de la velocidad Erosiva  $V_e$ , se observó que depende de las condiciones del cauce, por lo cual repetiré la clasificación de los diferentes tipos de cauce y enseguida mostraré las expresiones de  $V_e$  para cada uno de ellos.



Socavación Normal en Cauces:

Existen otros dos casos diferentes además de los ya enunciados, según que la rugosidad sea uniforme o no, en toda la sección, pero en todos los cálculos se hará de caso la primera alternativa.

#### 4.1.3.2 ANALISIS DE LA VELOCIDAD EROSIVA Y EVALUACION DE LA PROFUNDIDAD MAXIMA DE SOCAVACION PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE CAUCE

##### 4.1.3.2.1 CAUCE DEFINIDO-SUELO COHESIVO-DISTRIBUCION HOMOGENEA

En esta teoría la magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso el valor de la velocidad Erosiva está dado por la siguiente expresión:

$$\underline{V_e = 0.60 \times \gamma_d^{1.18} \times \beta \times H_s^x ; \quad \text{m/seg;} \quad (4.1121A)}$$

en donde:

$\gamma_d$  = Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad  $H_s$ , en Ton/m.

$\beta$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se repite la avenida que se estudia y cuyo valor se encuentra en la tabla: T-41121.2, la cual da el coeficiente en función del % de probabilidad anual de que se presente el Gasto de Diseño.

$H_s$  = Tirante considerado a cuya profundidad se desea conocer que valor de  $V_e$  se requiere para arrastrar y levantar el material del fondo; esta variable está dada en mts.

$x$  = Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico del material seco, el cual se encuentra

tra consignado en la tabla T-41121.3, en esa misma tabla se consigna el valor de  $1/x+1$  cuya aplicación se verá más adelante.

(TABLAS: T-41121.2 y T-41121.3)

Según la teoría de Lischvan-Levediev y como se vio anteriormente, cuando se hace  $V_r$  igual a  $V_e$ , se ha alcanzado la profundidad Máxima de Socavación:  $H_s$ .

Entonces igualando las ecuaciones 4.111 y 4.1121A, y despejando de allí  $H_s$ , se tiene:

$$V_r = V_e$$

$$\frac{\gamma \times H_o^{5/3}}{H_s} = 0.60 \times \gamma_d^{1.18} \times \beta \times H_s^x$$

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

$$H_s = \left( \frac{\gamma H_o^{5/3}}{0.60 \times \gamma_d^{1.18} \times \beta} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad (4.1121B)$$

La ecuación (4.1121B) da el tirante máximo después de la socavación, al cual, restándole el valor del tirante original  $H_o$ , se tendrá el valor de la profundidad máxima de socavación propiamente dicha.

#### 4.1.1.2.2 CAUCE DEFINIDO-SUELO NO COHESIVO-DISTRIBUCION HOMOGENEA

En el estudio de la profundidad de erosión en suelos

formados por granos gruesos como arenas, gravas finas, etc. la expresión para la velocidad Erosiva es la siguiente:

$$V_e = 0.68 \times \sqrt{\beta} \times D_m^{0.28} \times H_s^x ; \text{ m/seg.} \quad (4.1122A)$$

en donde:

$H_s$  = Tirante para el que se desea conocer la  $V_e$ , en Mts.

$x$  = Exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra tabulado en la tabla T-4122.4

$D_m$  = Diámetro Medio (en mm.) de los granos del fondo, obtenido según la expresión:

$$D_m = 0.01 \sum d_i p_i$$

en la cual;

$d_i$  = Diámetro medio (en mm.) de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza.

$p_i$  = Porcentaje en peso de la fracción respecto a la muestra total. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

(TABLA: T-4122.4)

Aplicando la condición de equilibrio:

$$V_r = V_e$$

$$\frac{\gamma \times H_o^{5/3}}{H_s} = 0.68 D_m^{0.28} \times \sqrt{\beta} \times H_s^x$$

$$\text{Despejando } H_s \quad H_s = \left( \frac{H_o^{5/3}}{0.68 \times \sqrt{\beta} \times D_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{x+1}} \quad (4.1122B)$$

De donde como en el caso anterior, puede deducirse la profundidad máxima de socavación Normal.

#### 4.1.1.2.3 CAUCES INDEFINIDOS-SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS-DISTRIBUCION HOMOGENEA

Se vio que Cauces Indefinidos son aquellos que están constituidos por varias corrientes pequeñas, las cuales se entrecruzan y cambian de posición frecuentemente; es decir que el cauce o lecho del río no es fijo ni definido. En estos tipos de cauce la cavidad erosiva es más pequeña.

Los análisis que se harán a continuación tienen como base las siguientes suposiciones:

$$Q_p/Q_a = 0.25$$

$$B_o/B_r = 0.80$$

siendo:  $Q_p$  = Gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje.

$Q_a$  = Suma de los gastos que pasan por los otros cauces.

$B_o$  = Ancho del cauce para nivel normal del agua.

$B_r$  = Ancho total para nivel máximo de agua, comprendido entre los bordes del cauce de avenidas.

En el análisis para los cauces Indefinidos existe una pequeña variación que consiste en que la velocidad límite de comparación no será la Velocidad Erosiva como para los cauces Definidos, sino otro parámetro llamado VELOCIDAD NO EROSIONANTE:  $V_c$ , la cual depende de la naturaleza del material del fondo y del tirante de la corrien-

te.

La expresión General para la Velocidad no Erosionante es:

$$V_c = V_{c1} \times H_s^{0.2} \quad (4.1123)$$

en donde:

$V_c$  = Velocidad no Erosionante para el Tirante  $H_s$ .

$H_s$  = Tirante en mts. existente en el punto de estudio en el momento para el cual se calcula la socavación.

$V_{c1}$  = Velocidad no Erosionante correspondiente a un tirante de un metro, cuyo valor puede encontrarse en las tablas T-41123.5 y T-41123.6 para suelos cohesivos y no cohesivos respectivamente.

(TABLAS: T-41123.5 y T-41123.6)

#### 4.1.1.2.4 CAUCES DEFINIDOS E INDEFINIDOS- SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS-DISTRIBUCION HETEROGENEA

Todos los casos de Socavación Normal vistos hasta ahora han sido de Distribución Homogénea del material del fondo, corresponde enseguida ver esos mismos casos, solo que para distribución Heterogénea. Los análisis hechos para los casos anteriores son válidos también para los de Distribución Heterogénea, cambiando únicamente el procedimiento de aplicación; en los primeros, las fórmulas se aplican directamente, pero en los segundos la aplicación se hace a base de tanteos.

Como se definió en capítulos anteriores, la Distribución Heterogénea se caracteriza por estar el fondo del cauce integrado de varios estratos superpuestos de diferente material, lo cual hace que al aplicar la fórmula correspondiente al material de encima y hallar la Hs respectiva, resulta que ésta cae en otro estrato inferior diferente al de encima; por lo que al analizar un cauce así, es necesario hacer una combinación de varios casos según se requiera.

La forma de proceder a base de tanteos es la siguiente:

- a) Se escoge un punto determinado en la sección y se aplica la fórmula correspondiente al material del fondo, encontrándose una Hs.
- b) Si esa Hs cae dentro del mismo estrato de origen, ella será la Hs definitiva y el estudio para ese punto termina.
- c) Si la Hs cae dentro de otro estrato de material diferente del ya analizado, se repite la operación, pero ahora aplicando la fórmula correspondiente al material encontrado; y así sucesivamente hasta que la Hs caiga dentro del mismo estrato de material cuya fórmula fue la que arrojó esa Hs.

#### 4.1.1.3 PROCEDIMIENTO GENERAL Y COMENTARIOS

Como ha podido notarse, la teoría de Lischtvan-Levediev recién expuesta requiere para su aplicación, de datos que son relativamente fáciles de obtener en la naturaleza.

- a) El Gasto Qd de diseño, escogido mediante algún método estadístico, y con una frecuencia determinada.
- b) El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómodo resulta obtenerlo.
- c) Características del material del fondo  $d_d$  o  $D_m$ , así

como su distribución en el subsuelo, para lo cual se requiere hacer sondeos.

El procedimiento a seguir en todos los casos es el siguiente: se toman una serie de verticales ( $H_0$ ) en la sección original no socavada; se calcula para cada una de ellas la nueva profundidad después de la socavación ( $H_s$ ), con las cuales obtenemos el perfil de socavación.

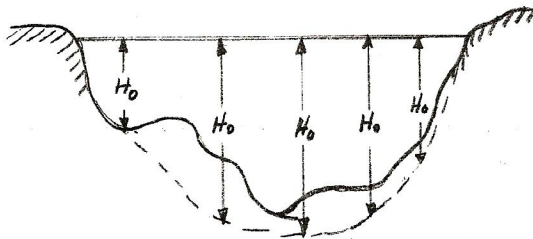


FIG. F-4113.9

La hipótesis de partida y fundamental es que el gasto permanece constante durante todo el proceso erosivo en cada franja escogida de la sección. Como el gasto en las orillas es igual a cero, después de la erosión deberá permanecer así por lo que se excluye la posibilidad de cualquier corrimiento lateral. En la mayoría de las ocasiones esto se cumple excepto en la parte exterior de las curvas.

Esta hipótesis de la invariabilidad del gasto durante el proceso puede desvirtuarse cuando en el fondo del cauce existe una zona con un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección. Al cabo de cierto tiempo se presentará en la zona menos resistente a la erosión un descenso mayor del fondo, ésto hará que el gasto sea mayor allí y disminuya en la zona con material más resistente. Este fenómeno es digno de tomarse en cuenta, ya que en el caso del material menos resistente, las profundidades socavadas serán mayores que las calculadas asumiendo una rugosidad uniforme en la sección; mientras que en la zona más resis-

tente a la erosión serán menores que las dadas por la aplicación de la teoría.

La teoría no toma en cuenta el tiempo necesario para que cada material pueda ser erosionado. En efecto, las erosiones teóricas calculadas se pueden presentar con facilidad cuando se trata de materiales granulares; sin embargo para materiales cohesivos se requiere cierto tiempo para que la corriente realice todo su trabajo, tiempo que puede ser mayor que el de duración de una avenida, debido a esto, al ocurrir una avenida se pueden presentar socavaciones menores que las calculadas, en esos materiales.

Es importante insistir nuevamente en el hecho de que no se puede precisar el grado de exactitud de todas las fórmulas y criterios propuestos, ya que han sido aplicados en contados casos en el medio local y sobre todo, no se ha realizado ninguna observación en algún puente recién construido. Toca por consiguiente al Ingeniero interesado en aplicar estas teorías hacer las respectivas observaciones en su campo; una manera de realizar dichas observaciones sería por ejemplo perforar pozos en el cauce durante el estío y rellenarlo con algún material granular para observar en el estío siguiente, es decir después de pasado un invierno, las profundidades a donde llegó la socavación en dichas perforaciones. Esta es una de las tantas formas que se le pueden ocurrir al proyectista para comprobar la aplicación en su medio, de las fórmulas estudiadas en este trabajo.

#### 4.1.2 TECNICA EMPIRICA BASADA EN LA PENETRACION STANDARD

Podría decirse que este es un método de campo, ya que su aplicación es empírica y de resultados inmediatos. Se basa en el hecho de que a medida que se avanza en profundi

dad en el lecho de un río, se va encontrando material más compacto y por lo tanto más resistente a la penetración.

La forma de proceder es la siguiente: se principia probando en el nivel del fondo del río, donde por lo regular se necesitan pocos golpes para lograr una penetración Standard; luego se pasa a una profundidad inferior donde el terreno es más firme y allí se necesitará un número mayor de golpes; y así sucesivamente hasta encontrar un nivel en el que habrá necesidad de aplicar de 30 a 40 golpes para llegar a la penetración requerida, es hasta este nivel a donde llegará la máxima Socavación Normal o General del Cauce.

En otras palabras la profundidad máxima de Socavación General es aquella donde el suelo necesita de 30 á 40 golpes para obtener la penetración Standard.

PRECAUCION: en lechos constituidos por gravas, arena compacta y bien graduada, por lo general existe una gran resistencia a la penetración es decir que se necesita un número grande de golpes, sin que por ello sea resistente a la Socavación.

#### 4.2 METODO DE EVALUACION Y CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACION LOCAL AL PIE DE LAS PILAS DE PUENTES

Existen varios criterios para calcular la profundidad de socavación al pie de las pilas de los puentes, de los cuales mencionaré los más importantes y completos. No está demás repetir que la profundidad dada por estos métodos debe sumarse a la obtenida por los métodos de Socavación Normal o General del cauce para conocer así la Profundidad Total de Socavación al pie de la Pila.

- |  |  |
|--|--|
| Métodos de cálculo de la profundidad de Socavación al pie de las pilas | 4.2.1) Método de Laursen y Toch                |
|  | 4.2.2) Método de Yaroslavtziev                 |
|  | 4.2.3) Método de la U.N.A.M.                   |
|  | 4.2.4) Método del Laboratorio de Poona, India. |

#### 4.2.1 METODO DE LAURSEN Y TOCH

Basado principalmente en las experiencias de sus autores realizadas en el Instituto de Investigaciones Hidráulicas de Hiowa, y comprobado más tarde por personal de ese mismo centro en puentes sobre el río Shunt.

Según este criterio, la socavación al pie de la pila depende fundamentalmente del tirante de la corriente y del ancho de la pila y en forma secundaria de la forma de la misma, si bien este parámetro no influye cuando la corriente ataca oblicuamente a la pila.

Los autores de estos trabajos distinguen dos casos generales:

- a) Cuando la corriente incide paralelamente al eje de la pila
- b) Cuando la corriente incide oblicuamente al eje de la pila.

##### 4.2.1.1 METODO DE LAURSEN Y TOCH PARA ANGULOS DE INCIDENCIA DE LA CORRIENTE RESPECTO AL EJE DE LA PILA, IGUALES A CERO

La socavación en este caso viene dada por la ecuación:

$$S_0 = K_1 \times K_2 \times b \quad (4.211)$$

en donde:

So: Profundidad de socavación a partir del fondo que dejó la Socavación Normal o General del Cauce.

K1: Coeficiente que depende de la relación: Tirante entre ancho de la pila y se encuentra en la gráfica de la Fig. F-4211.10

K2: Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y se encuentra en la gráfica de la Fig. F-4211.11

b: Ancho de la pila.

#### 4.2.1.2 METODO DE LAURSEN Y TOCH PARA ANGULOS DE INCIDENCIA ( $\phi$ ) DE LA CORRIENTE RESPECTO AL EJE DE LA PILA; DIFERENTES DE CERO

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo, con el eje de la pila, la socavación puede determinarse con ayuda de la ecuación:

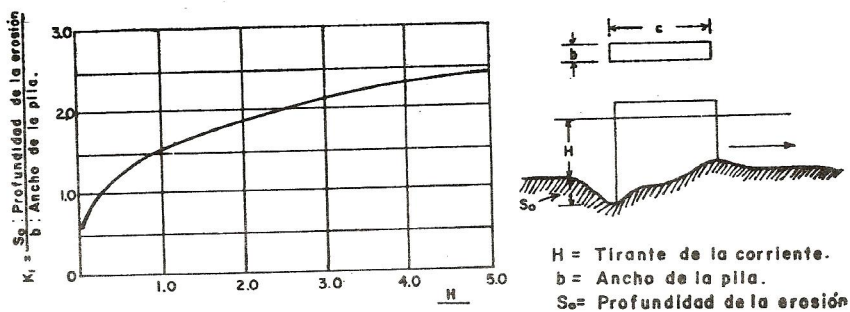
$$S_o = K1 \times K3 \times b \quad (4.212)$$

en donde:

K1 y b: Ya definidos

K3: Coeficiente que depende del ángulo  $\phi$  y de la relación  $a/b$  y que se encuentra con ayuda de la gráfica F-4212.12, siendo a: Largo de la pila.

Como puede verse, el método de Laursen y Toch sólo toma en cuenta para deducir la socavación, el tirante frente a la pila, la forma de la nariz de ésta (cuando no hay án



F.4211.10 Relación entre la erosión relativa y la profunda relativa

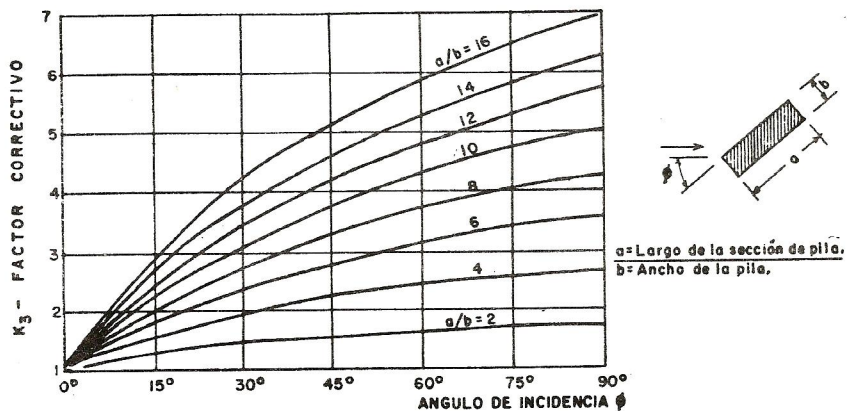
FORMA DE LA NARIZ	COEFICIENTE $K_2$ DE SCHNEIBLE	
RECTANGULAR $a/b = 4$	1.00	
SEMICIRCULAR	0.90	
ELIPTICA	$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
	$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.75
LENTICULAR	$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$	0.81
	$\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.69

F. 4211.11

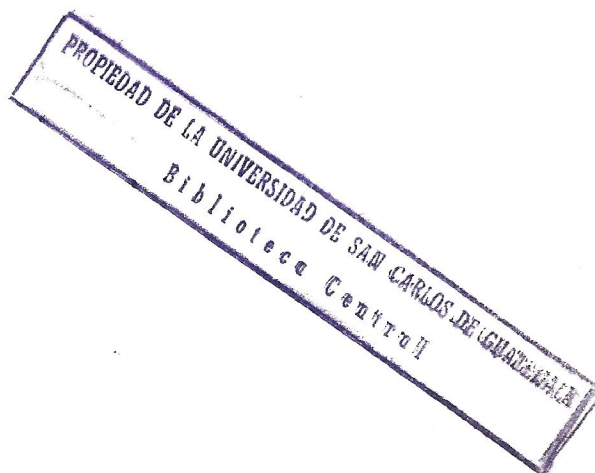
FORMA DE LA NARIZ	SEGUN TISON
BISELADA $a/b = 4$	0.78
PERFIL HIDRODINAMICO $a/b = 4$	0.75

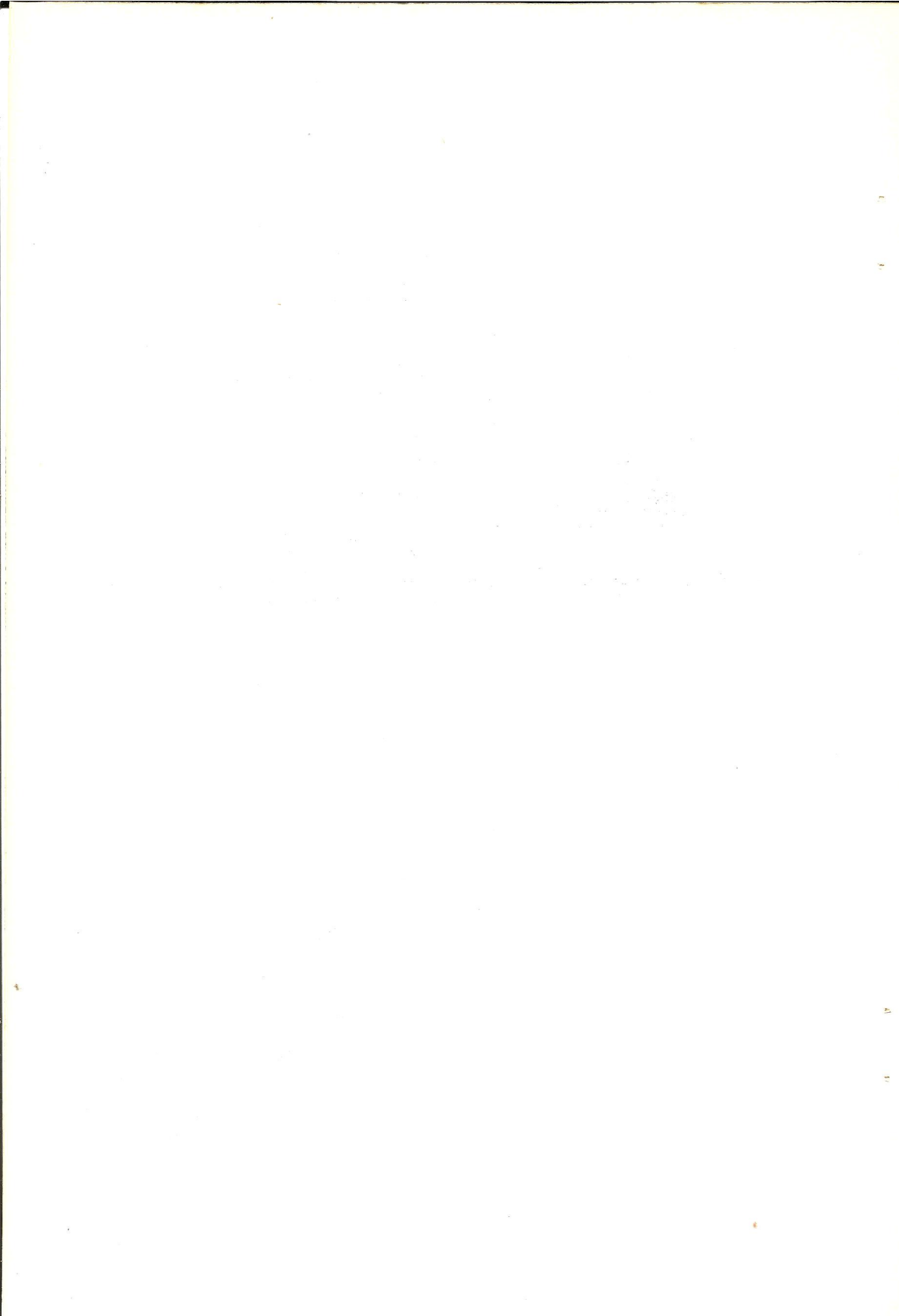
Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

5041212  
2-21-50  
1950  
COMMUNICATIONS  
3-1-50



F. 4212.12 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente





gulo de incidencia), el ancho de la pila y el ángulo de incidencia:  $\phi$ . Sin considerar la influencia de la velocidad de la corriente, el tipo del suelo del fondo, su diámetro etc. En cuanto al tipo de suelo, este método sólo es válido para materiales arenosos, no pudiéndose aplicar cuando existen gravas o piedras de río.

El método de Yaroslavtziev que se verá más adelante, si toma en cuenta los parámetros que no considera el de Laursen y Toch, siendo ambos por esto complementarios, como veremos en la parte que corresponde al análisis y comparación de dichos criterios.

(GRAFICAS: F-4211.10, F-4211.11 y F-4212.12)

#### 4.2.2 METODO DE YAROSLAVTZIEV

Este método que fue deducido de estudios de varios puentes sobre ríos en La Unión Soviética, subordina la socavación básicamente a los efectos de la Energía Cinética de la corriente es decir del cuadrado de la velocidad, además del tamaño de los granos y de la geometría de la pila.

Se distinguen dos casos fundamentales:

- a) Para fondos constituidos por materiales No Cohesivos
- b) Para fondos constituidos por materiales Si Cohesivos.

##### 4.2.2.1 METODO DE YAROSLAVTZIEV PARA MATERIALES NO COHESIVOS

La Socavación según este método viene dada por la ecuación:

$$S_o = K_f \times K_v (e + K_h) V^2/g - 30d \quad (4.221)$$

en donde:

- So: Profundidad de Socavación en mts.
- Kf: Coeficiente que depende en general de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de dicha pila. Se encuentra en la gráfica de la Fig. F-4221.13
- Kv: Coeficiente definido por la expresión:
- $$\log K_v = -0.28 \quad V^2/g b_l, \text{ pudiéndose también obtener directamente con ayuda de la gráfica de la Fig. F-4221.14}$$
- V: Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, después de producirse la socavación Normal, en m/seg.
- g: Aceleración de la gravedad: 9.81 m/seg. cuad.
- b<sub>l</sub>: Proyección de la sección de la pila sobre un plano perpendicular a la corriente; cuando el ángulo de incidencia es de 0°, b<sub>l</sub> es igual al ancho b de la pila.
- e: Coeficiente de corrección cuyo valor depende del sitio donde estén colocadas las pilas, e será igual a 0.6 si se encuentran situadas en el cauce principal y e vale 1.00 para pilas construidas en el cauce de avenidas.
- Kh: Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente, definido por la expresión:  $\log K_h = 0.17 - 0.35 H/b_l$ ; y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de la Fig. F-4221.15
- H: Tirante de la corriente frente a la pila. Este valor es el obtenido después de aplicar lo expuesto en los párrafos alusivos a la estimación de la socavación Normal al presentarse una avenida.

d: Diámetro en mts. de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el  $d_{85}$  de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión, se realiza una selección de los materiales quedando únicamente los más grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone que puede llegar la socavación, se tomará como diámetro representativo el  $d_{85}$  que salga mayor de las granulometrías de cada uno de los estratos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cms. Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato con piedras de río sobreyace a uno con arena fina por ejemplo y la profundidad de socavación llega a ésta última, al calcular el  $d_{85}$  de ella deberá tomarse en cuenta que la piedra no arrastrada se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

No está demás indicar que el  $d_{85}$  es aquel diámetro cuyo valor es que los del 85% de la muestra representativa.

(GRAFICAS: F-4221.13, F-4221.14 y F-4221.15)

#### 4.2.2.2 METODO DE YAROSLAVTZIEV PARA MATERIALES COHESIVOS

La expresión general usada para suelos granulares se usa también para suelos cohesivos, únicamente debe hacerse la corrección del término relativo al diámetro del sue

lo del fondo. La fórmula general incluye el  $d_{85}$  del material del fondo, pero como un suelo cohesivo no tiene diámetros de ese rango, es necesario traducir las cualidades de resistencia a la erosión del suelo cohesivo a un diámetro equivalente que sea usable en la fórmula.

La tabla T-4222.7 da los diámetros equivalentes para suelos cohesivos en función de su densidad seca o peso volumétrico seco y de su calidad de cohesivo.

El valor del ángulo de incidencia  $\phi$  entre la corriente y las pilas es tomado en cuenta en el valor de  $b_l$  tal como puede observarse en la fig. F-4221.13, el cual a su vez interviene en la valuación de  $K_h$  y  $K_v$ . Además afecta directamente al valor del coeficiente  $K_l$  como se observa en las figuras, excepto en las pilas rectangulares y circulares.

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

### PRECAUCIONES Y LIMITACIONES

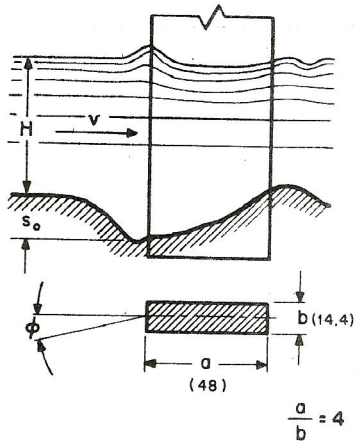
El criterio de Yaroslavtziev puede llevar a resultados erróneos si no se usa racionalmente. En primer lugar el método no precisa límites máximos de socavación, ya que si aumentamos indefinidamente la velocidad, la socavación según este criterio también aumentará indefinidamente, lo cual en la práctica no sucede como se verá más adelante.

El mismo Yaroslavtziev hace la advertencia de no usar su método para valores de  $H/b$  menores de 1.5, porque a partir de allí su fórmula ya no da valores lógicos; advierte

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

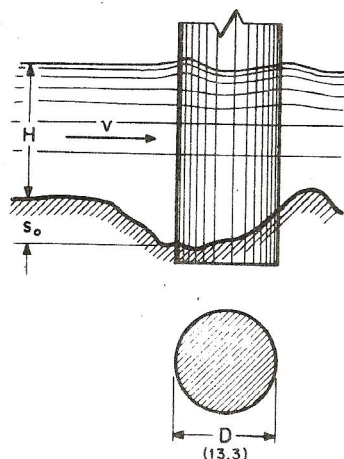
**PILA TIPO I**

$K_f = 12.4$   
 $b_1 = a \text{ sen } \phi + b \text{ cos } \phi$



**PILA TIPO II**

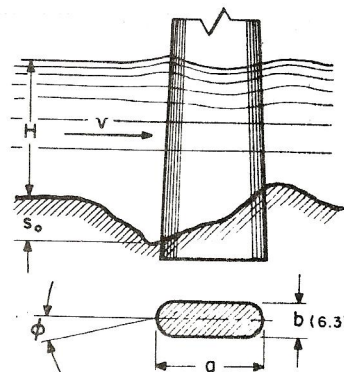
$K_f = 10.0$   
 $b_1 = D$



**PILA TIPO III**

$\phi$	0°	10°	20°	30°	40°
$K_f$	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

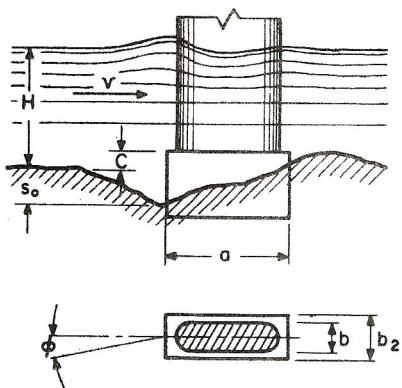
$b_1 = (a-b) \text{ sen } \phi + b$



**PILA TIPO IV**

$\phi$	COEFICIENTE $K_f$					
	C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

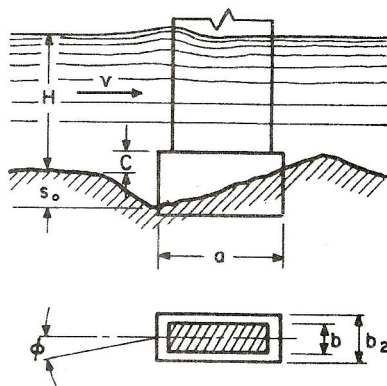
$b_1 = (a - b_0) \text{ sen } \phi + b_0$  para  $C/H \leq 0.3$   
 $b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$  para  $C/H > 0.3$   
 en donde  $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



**PILA TIPO V**

Coeficiente  $K_f = 12.4$

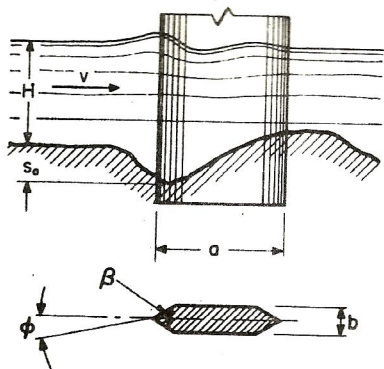
$b_1 = a \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$   
 en donde  $b_0 = b + (b_2 - b) C/H$



**PILA TIPO VI**

$\beta^\circ$	120	90	60
$K_f$	12.2	10.0	7.3

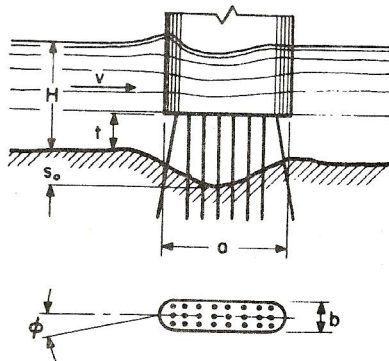
$b_1 = (a-b) \text{ sen } \phi + b$

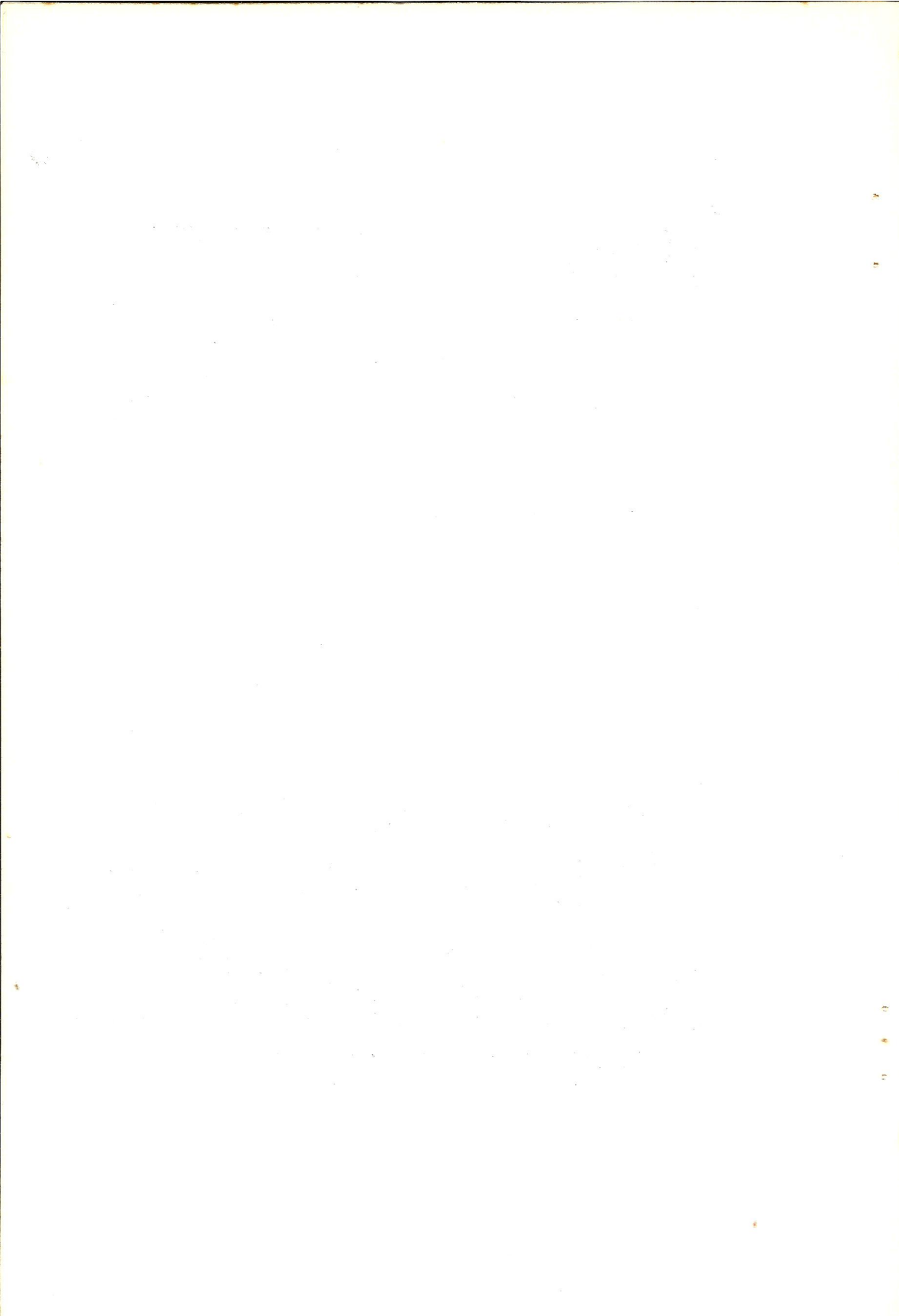


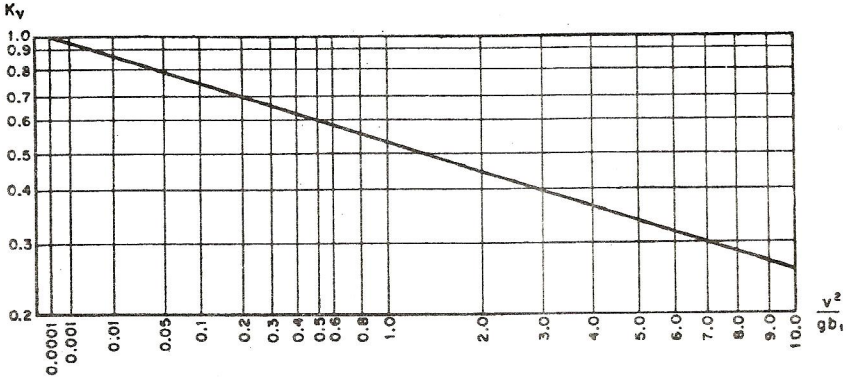
**PILA TIPO VII**

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

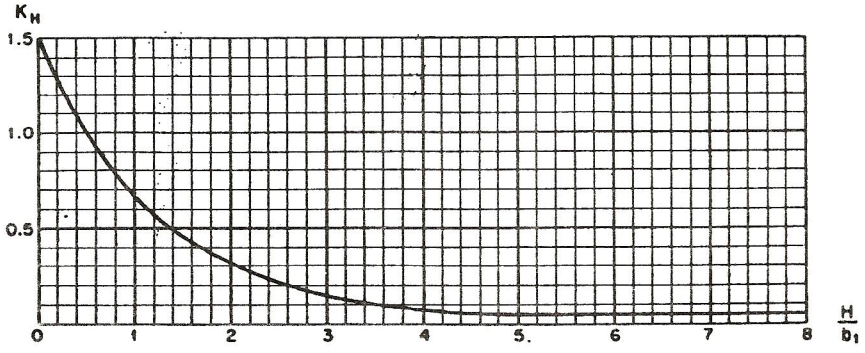
$b_1 = (a-b) \text{ sen } \phi + b$



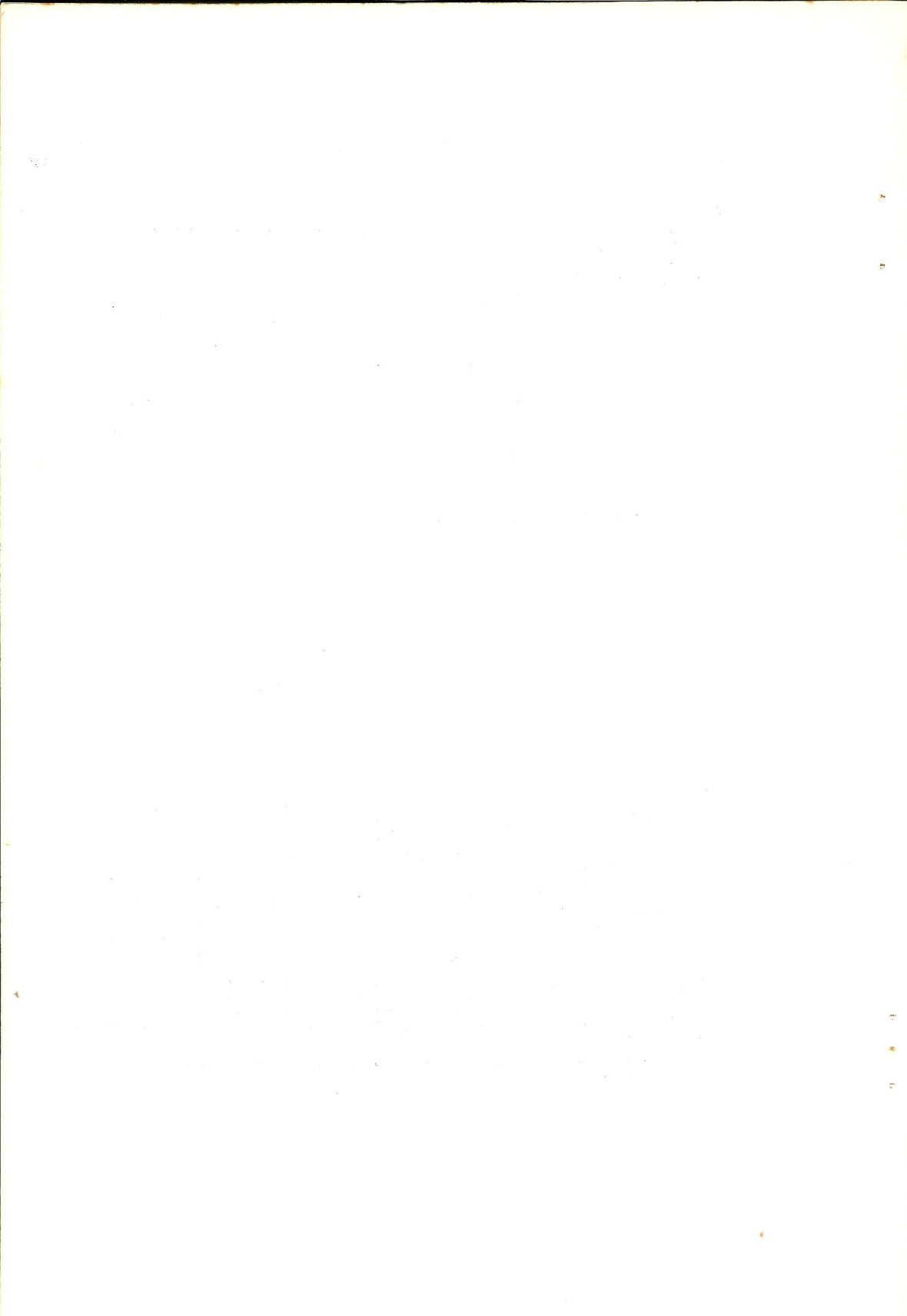




F. 4221.14 Gráfica para el cálculo de  $K_v$ , (método de Yaroslavtziev)



F. 4221.15 Gráfica para el cálculo de  $K_H$ , (método de Yaroslavtziev)



así mismo que para pilas esviadas respecto a la corriente el límite de  $H/b$  debe ser 2.0, porque para valores menores, los resultados obtenidos según su criterio regularmente son menores que los observados en la práctica.

Cabe aclarar también que el tiempo es otro factor importante que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo arenoso. Así es probable que durante el tiempo que tarda la avenida, no se alcance la profundidad obtenida mediante el cálculo; por ese motivo conviene tomar como Gasto de Diseño el que se presenta durante una avenida con un período de retorno más corto.

(TABLA T-4222.7)

#### 4.2.3.3 COMENTARIOS Y COMPARACION DE LAS TEORIAS DE YAROSLAVTZIEV Y LA DE LAURSEN-TOCH

Mientras la teoría de Laursen-Toch se preocupa solamente de las socavaciones máximas que puedan producirse para cada valor del tirante; la teoría de Yaroslavtziev toma los valores de esos tirantes y hace variar para cada uno de ellos la velocidad, obteniendo así para cada tirante una gama de valores de Socavación de acuerdo al valor de velocidad que utilice en su fórmula. Pero al aplicar Yaroslavtziev confrontamos el problema de que al poder variar indefinidamente la velocidad para cada valor del tirante, el empleo de la ecuación (4.221) da valores sumamente grandes de profundidad de Socavación, los cuales solamente existen teóricamente. Lo que indica este hecho es que para cada valor de tirante usado, existe un valor límite de velocidad arriba de la cual ya no tiene vigencia el criterio de Laroslavtziev, siendo necesario aumentar el tirante

para hacer progresar la socavación, hecho que comprueba la validez del criterio de Laursen-Toch.

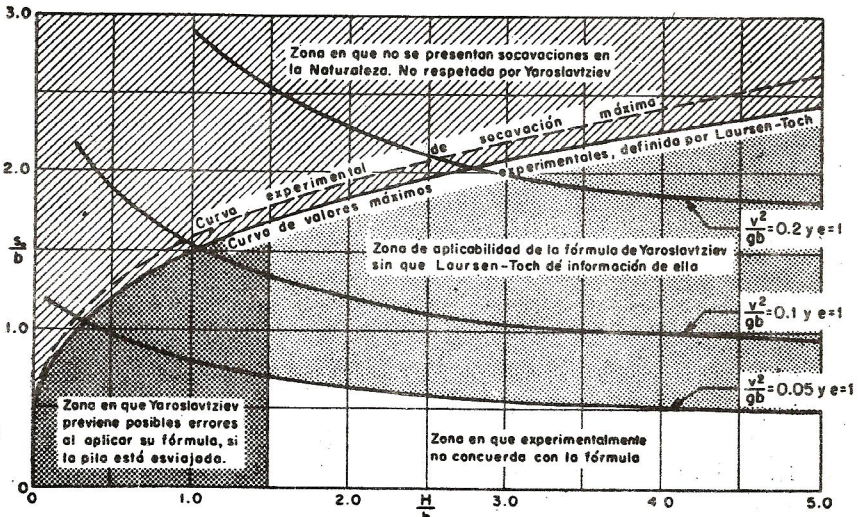
Lo dicho en el párrafo anterior indica que aunque las dos teorías aparentemente se contradicen en el fondo se complementan, ya que para cierto intervalo de velocidades se observa el perfecto cumplimiento del criterio de Yaroslavtziev, pero pasado cierto valor límite de velocidad, la socavación no progresará si no lo hace el tirante, aplicándose ahora la teoría de Laursen y Toch.

Un hecho que es importante mencionar es que mientras la teoría de Laursen-Toch solamente tiene aplicación para materiales granulares finos, la de Yaroslavtziev se aplica igualmente para suelos cohesivos y suelos granulares incluyendo gravas y piedras de río; además la teoría de Yaroslavtziev extiende su aplicación a nuevos tipos de pilas (Formas: IV, V y VII) para los cuales no dicen nada los otros autores.

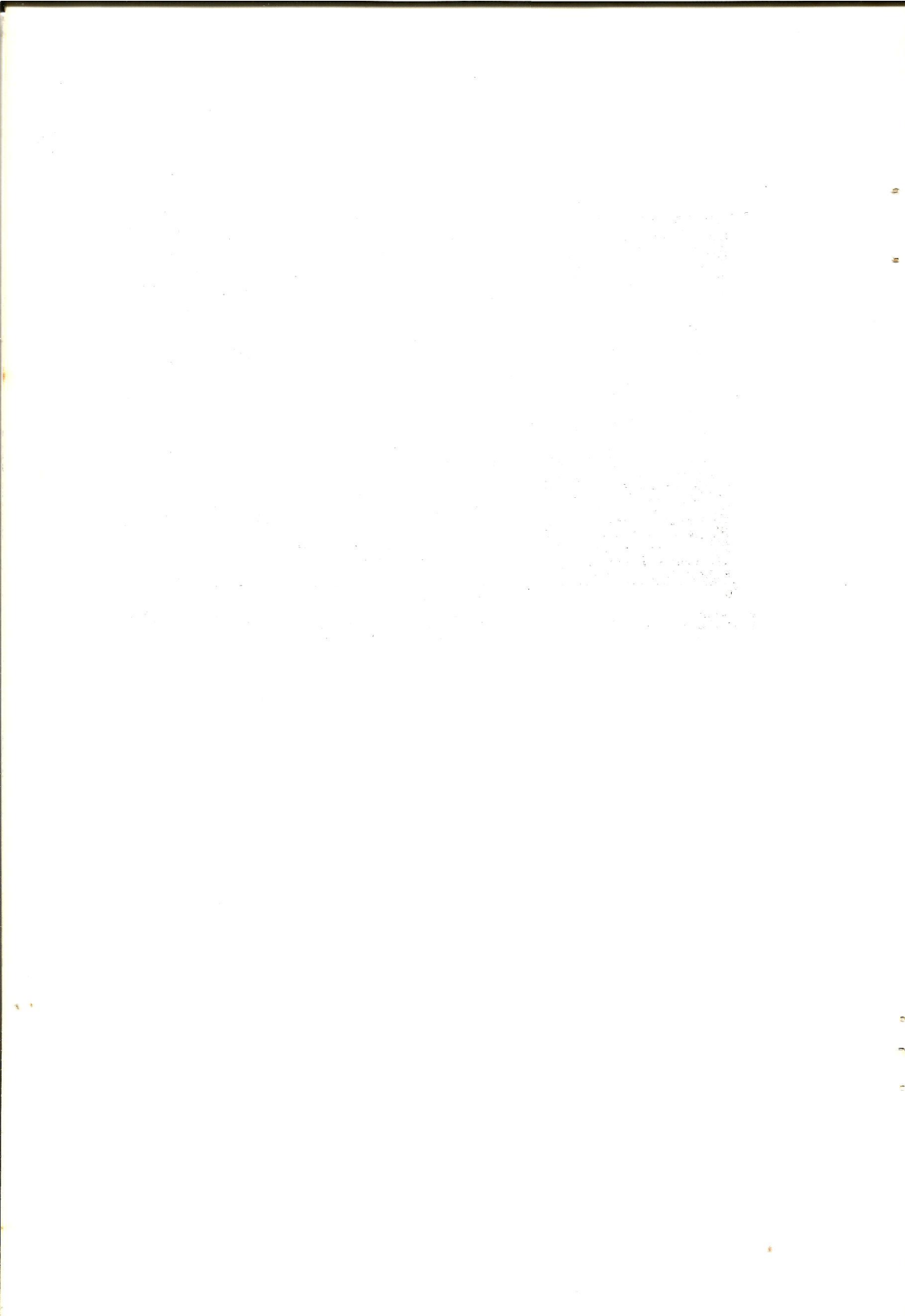
(Fig. F-4223.16)

La gráfica de la Fig. F-4223.16 muestra una comparación entre los campos de aplicabilidad de las teorías antes mencionadas, dicha comparación se refiere tanto a lo que dicen los autores respectivos como a los resultados a que condujeron las experiencias realizadas por la División de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México (U.N.A.M.).

Se dibujó la gráfica correspondiente al criterio de Laursen y Toch aplicando la expresión (4.211) para diferentes valores de  $H/b$ ; se muestran también tres curvas obtenidas aplicando la ecuación (4.221) de Yaroslavtziev, para los mismos valores de  $H/b$  y para valores de  $v^2/gb$  iguales a 0.05, 0.1 y 0.2 respectivamente. Con línea disconti-



F.4223.16 Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Larsen-Toch y Yaroslavtziev



na se muestra la curva que resultó de plantear los valores máximos de socavación observados para cada valor de  $H/b$ , por los investigadores de la UNAM.

Como se ve en la figura, pueden delimitarse diversas zonas de interés: arriba de la curva de Laursen-Toch no se presentan socavaciones reales, según se desprende de la curva experimental presentada por las máximas socavaciones en los experimentos mexicanos y que prácticamente coincide con la de Laursen-Toch. El método de Laursen-Toch no da información de lo que pasa abajo de su curva pues  $S_0$  solamente depende de  $H$  y de  $b$ , en tanto que Yaroslavtziev proporciona valores de socavación que pueden caer en toda la zona bajo dicha frontera, dependiendo de las características del caso; los experimentos mexicanos tienden a confirmar estos valores de Yaroslavtziev para todos los casos en que este criterio da valores de  $S_0$  menores que el de Laursen-Toch. En cambio el método del autor ruso no impone límites a la socavación posible, lo cual no fue corroborado por las experiencias que indicaron una curva correspondiente a la socavación máxima en cada caso. Así el criterio de Laursen-Toch resulta ser un límite superior al de Yaroslavtziev en el sentido de que si con esta última teoría se calcula una socavación y resulta sobre la curva de Laursen-Toch, el valor de este último criterio arroja la máxima socavación posible en la realidad para ese caso; si el cálculo con el criterio de Yaroslavtziev arroja un punto abajo de la curva de Laursen-Toch, la experiencia parece confirmar que el valor obtenido es correcto e esencialmente y en ese caso el criterio de Laursen-Toch hubiera sido demasiado conservador. Nótese que se presenta una zona en blanco para pequeñas velocidades del agua bajo la curva correspondiente a  $v^2/gb = 0.05$ , en la cual el método del ruso ya no concuerda con la experiencia. También se indica la zona en que el mismo Yaroslavtziev previene posibles errores. (Para  $H/b$  menor de 1.5).

Dicho de otra manera, si se escoge en la gráfica un tirante cualquiera,  $H/b = 2.17$  por ejemplo, se observará que ese valor de tirante puede ocasionar una serie de valores de socavación, cada uno de ellos para cierto valor respectivo de velocidad, hasta llegar a alcanzar un valor máximo ( $S_0/b = 2.1$ ) que es el que da la curva de valores máximos de Laursen-Toch y que además es el que corresponde en la teoría de Yaroslavtziev a una velocidad en este caso crítica de  $v/gb = 0.2$ . (Se dice crítica porque es la velocidad cuya curva interseca a la de Laursen-Toch en ese tirante dado). Con ese mismo valor de  $H/b$  se podría seguir aumentando la velocidad arriba de ese valor crítico, pero en la práctica el valor de  $S_0/b$  seguiría siendo el mismo aunque la teoría de Yaroslavtziev siguiera dando valores superiores de socavación. Entonces si lo que se necesita es la socavación máxima que se puede presentar con un tirante dado, es necesario recurrir al criterio de Laursen-Toch, pero si lo que nos interesa no es la máxima socavación, sino la socavación para cierta velocidad de la corriente, la teoría que nos sirve es la de Yaroslavtziev.

La determinación del intervalo de aplicabilidad de cada teoría es muy útil, ya que existen casos en que por desconocer este hecho, la simple aplicación de cualquier teoría puede conducir a resultados absurdos como en el caso específico de ríos de montaña y de planicie: en efecto, en un río de montaña la velocidad es muy grande y la aplicación del criterio de Yaroslavtziev conducirá a la predicción de socavaciones muy fuertes que no ocurrirán en la naturaleza, en tanto que en un río de planicie el criterio de Laursen-Toch que es útil solamente en condiciones extremas, conducirá también a la predicción de valores muy grandes que nunca llegarán a presentarse.

#### 4.2.3 METODO DE LA DIVISION DE INVESTIGACIONES DE LA FACULTAD DE INGENIERIA DE LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO

La división de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, realizó investigaciones experimentales en tres canales y en una instalación para estudios aerodinámicos.

En el primer canal se estudió la naturaleza del proceso de socavación, es decir como se inicia y progresa, las trayectorias de las partículas sólidas y las líneas de corriente de los filetes líquidos, etc. todo esto comentado anteriormente en las partes 3.4.1 del presente trabajo. Siempre en este mismo canal se establecieron las relaciones experimentales de las teorías de Laursen-Toch y de Yaroslavtziev, relaciones que fueron mostradas en la parte 4.2.2.3, elaborando así mismo una serie de gráficas basadas en estas relaciones para ser usadas al buscar profundidades de socavación y que constituyen en esencia el método de la UNAM, para determinación de socavaciones.

En el segundo canal se complementaron los estudios del primero para otras condiciones, y en el tercero se estudió la socavación en gravas además de analizar protecciones con pedraplenes; y por último en la estación Hidrodinámica se probaron distintos tipos de protección.

Las Figs. F-423.17, F-423.18 y F-423.19 muestran las gráficas elaboradas por la UNAM, y que constituyen su método, dichas gráficas se lograron a través de una serie de observaciones de las variables que intervienen en la socavación, variando sistemáticamente unas y observando otras. Para el efecto se observaron y tabularon las siguientes variables:

H = Tirante medio aguas arriba de la pila antes de la erosión.

So = Socavación medida a partir del nivel del fondo.

b1 = Proyección de la sección de la pila en dirección perpendicular a la corriente.

v = Velocidad media de la corriente frente a la pila.

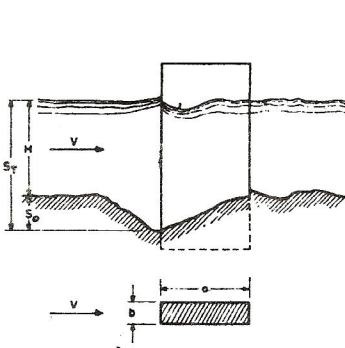
Para cada condición de corriente se obtuvo una serie de datos los cuales se relacionaron entre sí por medio de un análisis dimensional, obteniendo parámetros adimensionales que al plotearlos marcaron secuencias bien definidas de interrelación. Los parámetros relacionados fueron:

$$1) \quad H + So / b1 \quad \text{y} \quad 2) \quad F^2 = v^2 / gH$$

Estas investigaciones se hicieron para tres tipos de pilas: a) Rectangulares, b) Circulares y c) Redondeadas, tomando en cuenta el ángulo de esviaje en cada una de ellas por medio del factor "fc" de esviajamiento.

$$F^2 = f_c v^2 / gH$$

Como podrá observarse en las gráficas de las Figs. - F-423.17, F-423.18 y F-423.19, si se tiene una condición dada por v y H ( $v^2/gH$ ), se podrá hallar la So respectiva ( $So + H/b1$ ), tomando la curva correspondiente a  $H/b1$  que es un tercer parámetro interior. Como se podrá notar el eje de las abscisas es básicamente el de la velocidad, y el de las ordenadas el de socavación, planteándose además como tercer variable interior el parámetro correspondiente al tirante antes de la erosión; de tal manera que en la curva para un tirante dado, se notará que en cierto intervalo de velocidades al crecer el parámetro de velocidad lo hará también el de socavación, hasta llegar a cierto valor de velocidad a partir del cual aunque siga aumentando el parámetro de velocidad ya no lo hará el de socavación permaneciendo

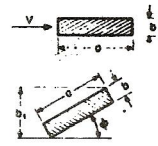


a) Si la pila está alineada con el flujo:

$b_1 = b$   
 $f_c = 1$

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

$\frac{H}{b_1} = F^2 f_c \frac{V^2}{gH^3} \frac{S_T}{b_1}$



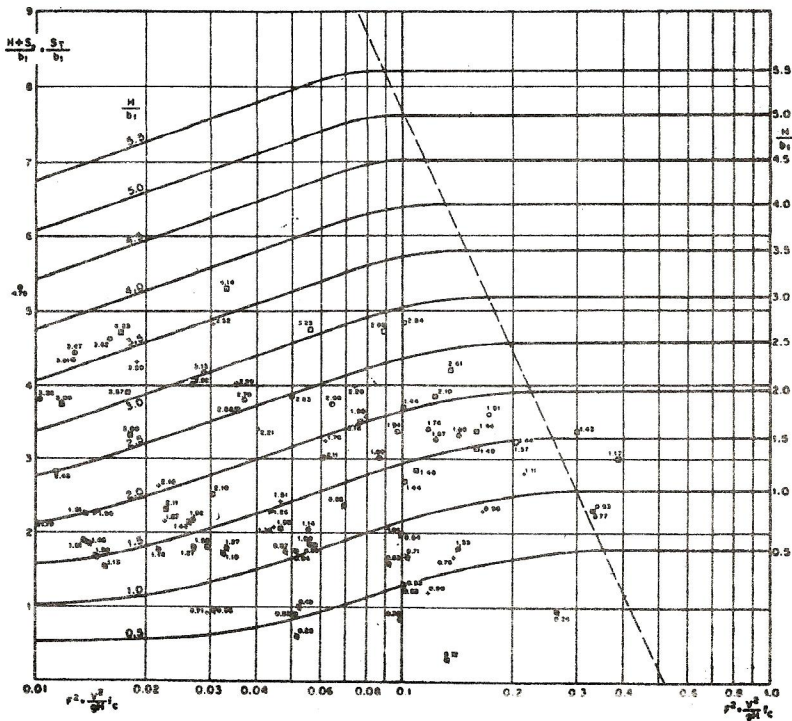
en que:  
 $b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

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

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

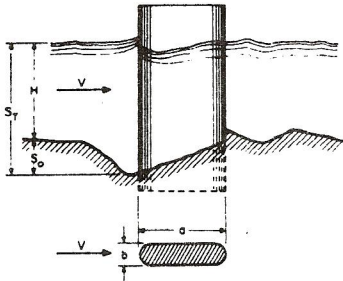
**SÍMBOLOS**

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



F.423.17 Pila rectangular





a) Si la pila está alineada con el flujo:

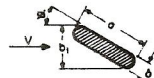
$$b_1 = b$$

$$f_c = 1$$



b) Si la pila forma un ángulo  $\phi$  cualquiera con la corriente, los parámetros son

$$\frac{H}{b_1}, F^2, f_c, \frac{V^2}{gH}, \frac{S_T}{b_1}$$

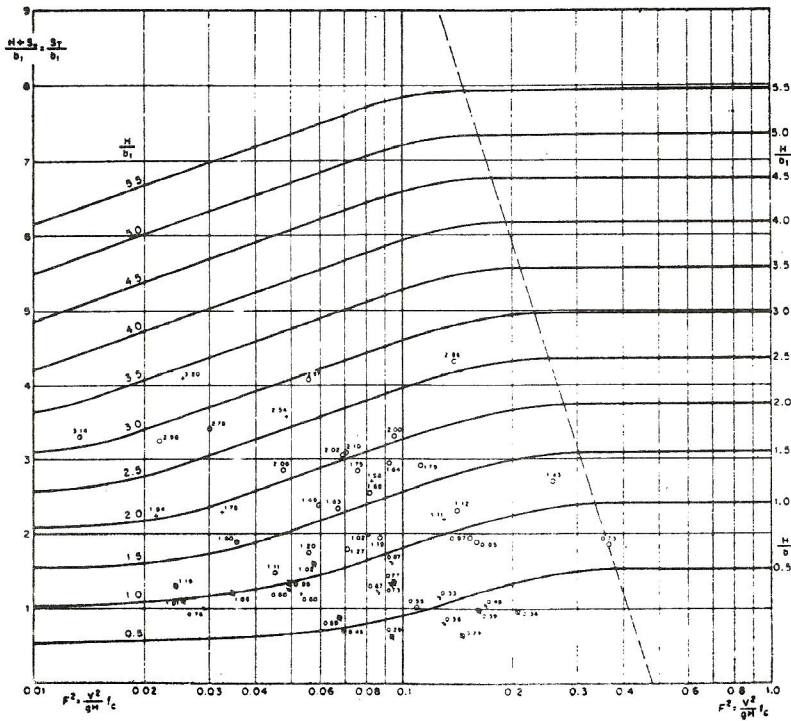


en que:  
 $b_1$  es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo  
 El coeficiente  $f_c$  es variable y depende del ángulo de incidencia

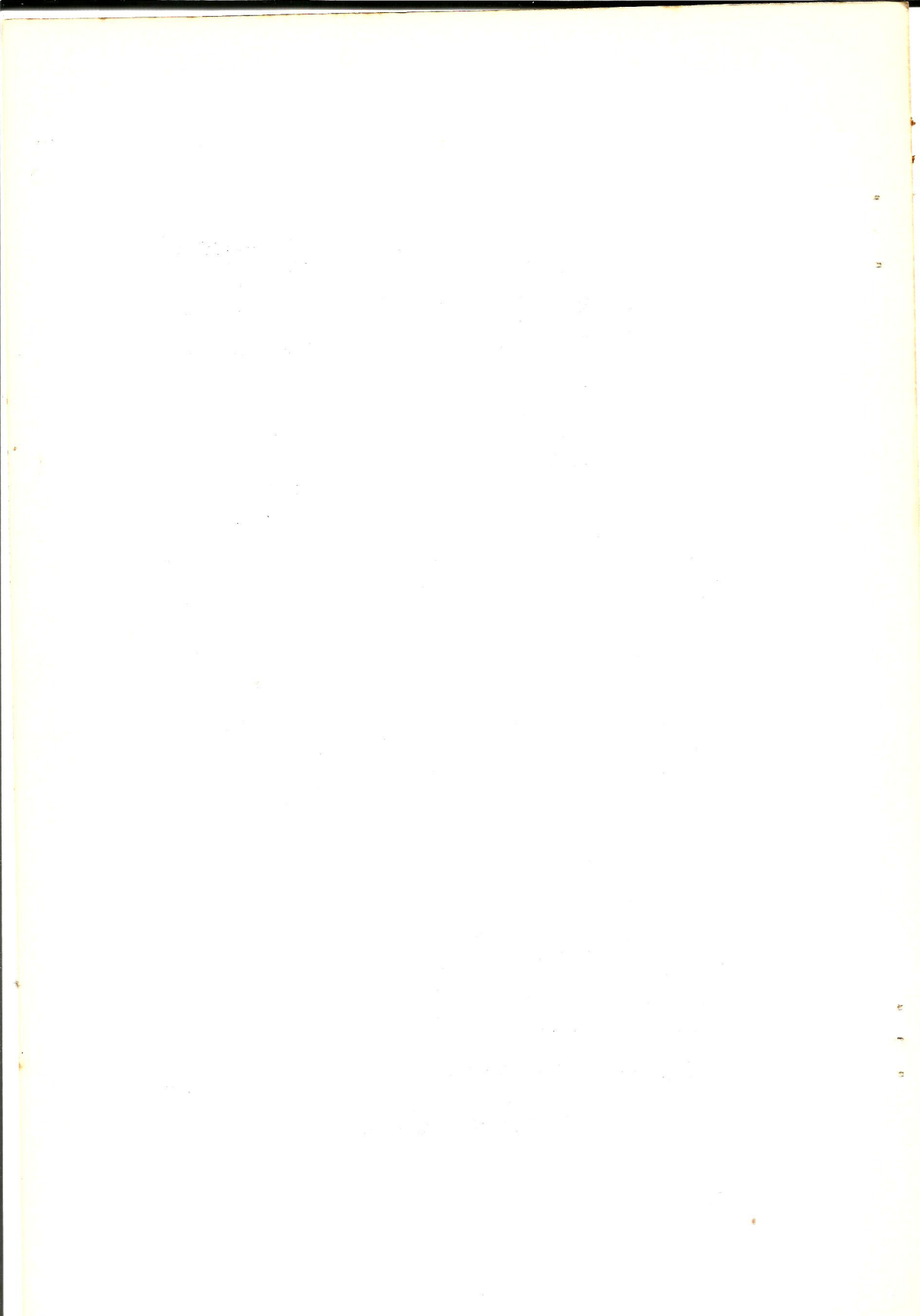
$\phi$	0°	15°	30°	45°
$f_c$	1	1.25	1.4	1.45

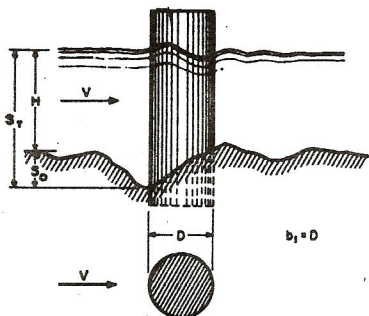
**SÍMBOLOS**

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



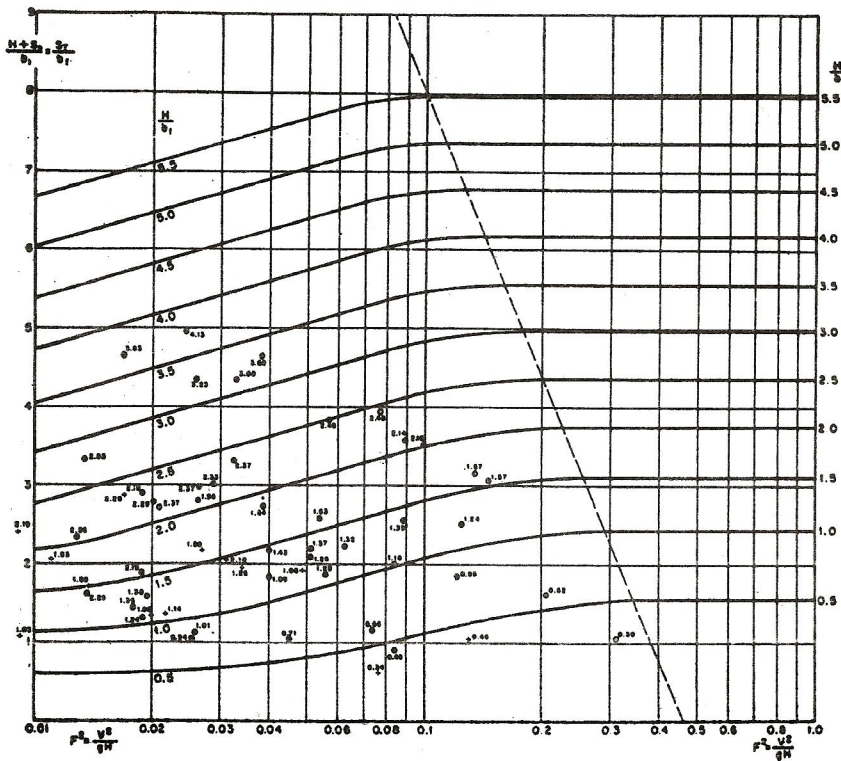
F. 423.18 Pila redondeada





SIMBOLOS

- Arena negra, diám. = 0.17mm    >
- Arena gris, diám. = 0.56mm    o
- Arena rosa, diám. = 1.30mm    ■



F. 423.19 Pila circular

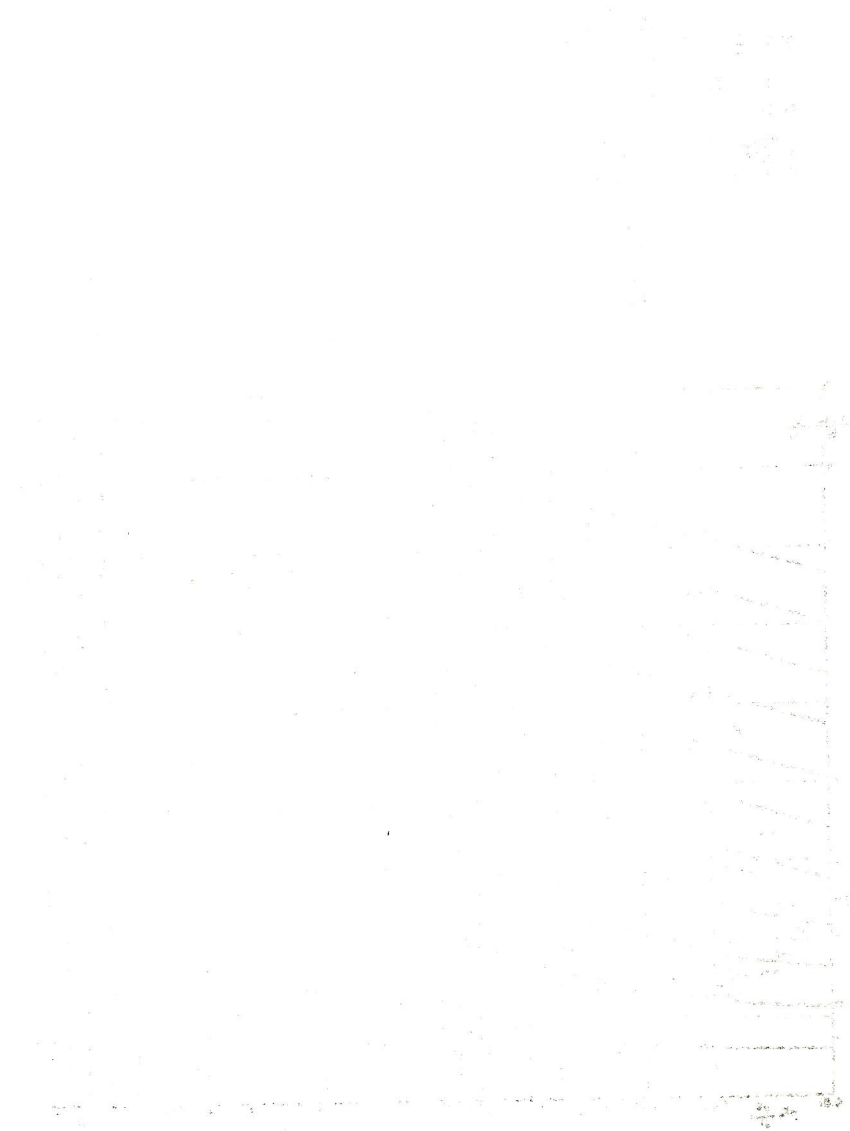


Fig. 1. Cross-section of a mechanical part.

ciendo constante, fenómeno que se había comentado cuando se vio la discusión de las teorías de Laursen-Toch y Yaroslavtziev. Se ve además que todas las curvas, para diferente valor de tirantez tienen un valor de velocidad crítica también diferente, pero formando todas ellas una línea recta la cual no es más que la secuencia de socavaciones máximas en función del tirante, y que constituye la representación gráfica de la teoría de Laursen-Toch ya vista en 4.2.2.3.

Todo lo dicho en el párrafo anterior inspira un mayor grado de confianza en estas teorías, ya que la representación gráfica de expresiones hasta cierto punto teóricas tiene su comprobación con la representación gráfica de las variables observadas experimentalmente por los investigadores de la UNAM.

### LIMITACIONES

Un hecho muy importante y que limita el uso de estas gráficas es que ellas fueron trazadas usando materiales cuyos diámetros medios oscilaban entre 0.17 y 0.56 mm. y se observó que si estas gráficas se usaban para predecir socavaciones en materiales cuyos diámetros fueran de 1.30 mm. por ejemplo, los valores calculados resultaban mayores que los que en realidad se producían; ahora bien, esta diferencia es tanto menor cuanto mayor sea el rango de  $F$ , si este valor pasa de 0.1, la diferencia de socavaciones es casi imperceptible. Además regularmente lo que interesa son las socavaciones en fondos constituidos por materiales fácilmente erosionables como arenas y limos, cuyos diámetros caen regularmente en el intervalo en el que las curvas sí tienen aplicación.

Otra limitación digna de tomarse en cuenta es el hecho de que solamente existen curvas para tres tipos de pi-

las, una de ellas la rectangular que aunque tiene importancia teórica es muy poco usada en la práctica.

(GRAFICAS: F-423.17, F-423.18 y F-423.19)

#### 4.2.4 METODO DEL LABORATORIO DE POONA, INDIA

En realidad los ensayos efectuados en la Estación Central de Investigaciones de Agua y Fuerza de Poona, India, no constituyen un método propiamente dicho y lo menciono aquí solamente en vía de ilustración, ya que por su corto alcance no tiene aplicación práctica.

Estos ensayos se hicieron con una sola pila colocada en el centro de la corriente y sobre un solo lecho de arena uniforme de diámetro de 0.29 mm. y condujeron a la siguiente expresión:

$$St/H = 2.30 (q^{2/3}/b)^{0.78} \quad (4.24)$$

en donde:

St = Nuevo valor del tirante después de la socavación

h = Valor del tirante originalmente

q = Gasto unitario en m/seg. Mts.

b = Ancho de la pila en mts.

#### 4.3 METODOS DE EVALUACION Y CALCULO DE PROFUNDIDAD DE SOCAVACION LOCAL AL PIE DE ESTRIBOS DE PUENTES

El método que se expone a continuación se debe a K. F. Artamonov y fue dado al público por Bogomolev A. I. y

Mijailov N. A. en su "Hidráulica" perteneciente a Ediciones de Literatura sobre Construcción. Moscú 1965.

#### 4.3.1 METODO DE ARTAMONOV

Según este método, la socavación al pie del estribo depende directamente del gasto que teóricamente es interceptado por el estribo, en relación con el gasto total; también depende del talud que tengan dichos estribos y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forme con la corriente. La profundidad de socavación al pie del estribo está involucrada en la expresión:

$$St = P_{\alpha} \times P_q \times P_r \times H_o \quad (4.31)$$

en donde:

- $St$  = Tirante incrementado al pie del estribo y medido desde la superficie libre de la corriente.
- $P_{\alpha}$  = Coeficiente que depende del ángulo  $\alpha$  que forma el eje del obstáculo con la corriente como se indica en la Fig. F-4.14, su valor se puede encontrar usando la tabla T-431.8
- $P_q$  = Coeficiente que depende de la relación  $Q_1/Q_t$ , en la que  $Q_1$  es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y  $Q_t$  es el gasto total que escurre por el río. El valor de  $P_q$  puede encontrarse en la tabla T-431.9
- $P_r$  = Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo, su valor puede obtenerse en la tabla T-431.10
- $H_o$  = Tirante que se tiene en la zona cercana al estribo, antes de producirse la socavación.

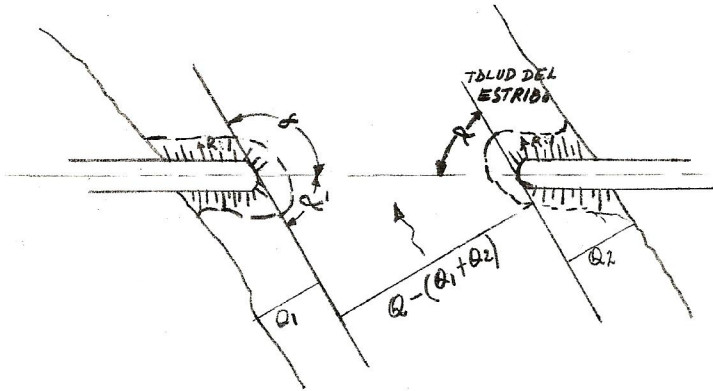


FIG. F-431.20

(TABLAS: T-431.8, T-431.9 y T431.10)

Como puede observarse, en caso de que el cruce del puente se efectúe en forma Normal o sea para  $\alpha = 90$  grados y el estribo sea vertical es decir con  $\text{Tablud} = 0$ , los coeficientes "P" y "Pq" se hacen iguales a 1.00, quedando la expresión por consiguiente así:

$$St = Pq H_0$$

## 5.- METODOS PARA CONTROLAR LA SOCAVACION

Existen algunos métodos de base experimental para reducir la socavación al pie de las pilas y los estribos de los puentes.

### 5.1 PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL AL PIE DE LAS PILAS

Existen dos tipos básicos de protección para evitar la socavación al pie de las pilas de puentes. La primera es la que consiste en conformar el fondo del cauce alrededor de la pila de manera que resista la erosión; la segunda manera consiste en impedir que el cambio de dirección de líneas de corriente se produzca al pie de la pila para evitar así el nacimiento de vórtices que son los responsables de la socavación.

#### 5.1.1 USO DE ENROCAMIENTO PROTECTOR

Este es el primer método y consiste en sustituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión como: Gujarras, Cantos rodados, piedras de ríos, etc. Este método fue expuesto por Maza J. A. y Sánchez Bribiesca J. L en su "Socavación y Protección al Pie de las Pilas de Puente". Segundo Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Caracas, Venezuela. 1966.

Una de las cualidades de la socavación, que se aprovechó para recomendar este método, fue el hecho observa-

do a través de la experiencia de que la velocidad crítica para iniciar el arrastre al pie de la pila para un material grueso, era la misma que en otra zona del río para ese mismo material. De esta misma observación fue posible deducir un criterio para dar el tamaño del enrocamiento protector, ya que se utilizaron los estudios realizados sobre la velocidad necesaria para iniciar el arrastre en diferentes tipos de material.

En base a la velocidad mínima que inicia el arrastre y en función también del peso específico del material a usar, se elaboró una tabla de diámetros mínimos requeridos para material de protección, la cual mostraré a continuación.

#### (TABLA T-511.11)

Así se presenta en forma resumida una serie de recomendaciones de origen experimental para proveer de una protección óptima.

- a) De preferencia la roca debe ser toda de un diámetro uniforme, si esto no fuera posible el diámetro mínimo usado debe ser mayor que el que se especifica en las tablas.
- b) El espesor de la protección no debe ser menor que el ancho de la pila y debe colocarse en tres capas, ya que de lo contrario el material de fondo es extraído de los huecos y el cono erosionador se produce de todas maneras.
- c) Con el fin de no reducir el área hidráulica, se debe colocar la protección bajo el nivel del fondo de la socavación General.
- d) Cuando se tiene la certidumbre de que la corriente in

cidirá en la pila formando un ángulo de cero grados, se puede colocar protección solamente al frente de la pila; si la corriente incidiera con otro ángulo diferente de cero, hay que rodear toda la pila con el pedraplén. Queda a discreción del ingeniero reducir el espesor de la protección en la parte central de los lados de la pila o a la mitad del ancho de la misma, ya que se ha observado que allí es menos crítica la socavación.

Se observó que cuando se ponía la protección sobre el lecho original, es decir sin que hubiese actuado la socavación Normal o General todavía, no se producía ninguna erosión frente al talud de piedra, sin embargo al socavarse el fondo adyacente al pedraplén por Socavación Normal, dicho pedraplén se derrumbaba y trataba de reacomodarse dejando descubierta la zona al pie de la pila con una o dos capas solamente, lo cual permitía que los vórtices al frente de la pila al encontrar tan escasa protección, extrajeran el material del fondo y produjeran de todas maneras la socavación. Por este motivo solamente podrá ser útil la colocación de este tipo de protección (sobre el lecho original) 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.

### 5.1.2 USO DE PANTALLA DESVIADORA DE LA CORRIENTE

Este tipo de protección fue expuesto por Levi E. y Luna H. en su "Protección contra la Socavación Producida al Pie de Pilas de Puente". VIII Congreso Panamericano de Carreteras. Bogotá, Colombia, 1960.

Un obstáculo en una corriente produce socavación aguas arriba de él y depósito aguas abajo, fenómeno que es aprovechado para proteger de la socavación a las pilas. El procedimiento consiste en colocar aguas arriba de la pila un obstáculo para que contrarreste la socavación y produzca depósitos en ella.

La razón más o menos teórica por la que un obstáculo aguas arriba de la pila contrarresta la socavación en ella, es que evita que el cambio de dirección de las líneas de corriente se haga a su pie, ya que se hizo al pie del obstáculo, con esto evita el apareamiento de vórtices en las esquinas y en el frente de la pila, los que en última instancia son los responsables de la socavación al pie de dicho cimiento.

El obstáculo aguas arriba de la pila divide en dos brazos a la corriente, los cuales llegan entonces a la pila previamente encauzados a uno y otro lado de ella. La idea del obstáculo es antigua, por lo cual lo que se dará ahora serán consejos de tipo técnico acerca del obstáculo en sí, sus dimensiones y distancias.

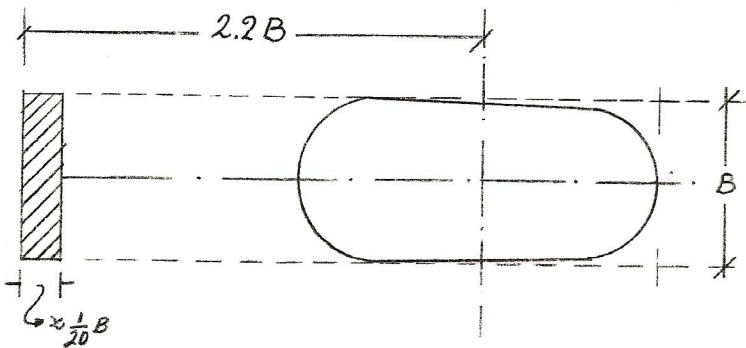
## ESPECIFICACIONES

El obstáculo más favorable es una pantalla aguas arriba de la pila y alineada con ella, con una sección rectangular delgada de espesor aproximadamente igual a  $1/20$  del ancho de la pila y colocada perpendicularmente a la dirección de la corriente.

El ancho del obstáculo debe ser no menor que el de la pila, cuanto mayor sea funcionará mejor pero económicamente no es práctico. La distancia entre la pantalla y la pila deberá ser igual a 2.2 del ancho de dicha pila; la pantalla deberá hincarse lo suficiente para que no la bote su

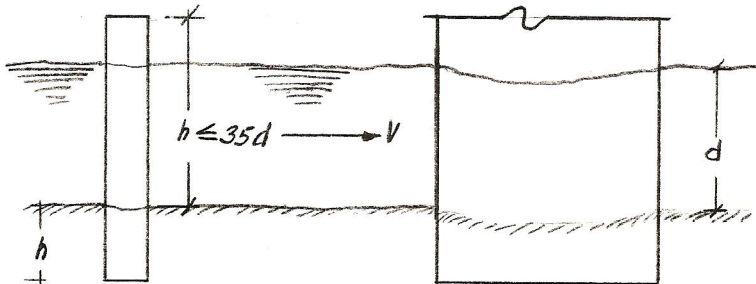
propia socavación. La profundidad del hincamiento de la pantalla deberá ser un 30% más que la profundidad total de socavación calculada al pie de la pila.

La pantalla deberá sobresalir del fondo no más que un 35% del tirante del agua. Con todas estas recomendaciones la socavación en las pilas se reducirá en un 70%.



PLANTA

$$h \geq 1.3H \text{ (SOC. DE PILA)}$$



ELEVACION

FIG. F-512.21

## 5.2 PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION LOCAL AL PIE DE ESTRIBOS

Para el caso de los estribos se puede utilizar un pedraplén en forma análoga a la descrita para las pilas, aunque existen mejores soluciones basadas en los principios del método 5.1.2, pero que no serán tratados en el presente trabajo, dejando eso sí el punto de investigación abierto para futuros estudios.

## 6.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1.- La desviación de la corriente que la presencia de una pila provoca, da origen a vórtices verticales y horizontales, los que son los causantes de la socavación adicional al pie de la pila.
- 2.- Por lo que se ha visto en los ríos de Guatemala, la experiencia indica que existe un tipo de socavación que resulta de la combinación de dos de los que se vieron: la Socavación en Curva combinada con la Socavación en Estribos o en Pilas, da lugar a una socavación de efectos bastante desastrosos. Este nuevo tipo de erosión, si bien se puede calcular con los métodos tradicionales de Socavación en Curva o en Estribo, presenta alguna dificultad en cuanto a la elección de la velocidad, ya que como se vio anteriormente, ésta varía en la sección de una curva del río, progresando conforme se avanza hacia el exterior de dicha curva.
- 3.- El fenómeno de la Socavación como causa de falla de puentes, es en nuestro medio muy importante y al que no se ha tratado de prevenir. Tenemos sobre los ríos de Guatemala muchos casos de puentes que han sufrido los desastrosos efectos de este fenómeno, mencionaré a continuación sólo algunos ejemplos que ilustrarán bastante:
  - a) Un ejemplo clásico de Socavación en Estribo debido a Curva, se tiene en el puente sobre el río Danubio en la CA1 a Occidente; aquí la corriente socavó el estribo exterior en la curva y éste con-

secuente mente falló quebrándose.

- b) En el puente sobre el río Achiguat e en la ruta 6W tramo El Rodeo-Siquinalá, la socavación en los es tribos ocasionó el volteo de éstos.
  - c) En el puente sobre el río Samalá a la entrada a la Granja Penal de Quezaltenango, la socavación - en la pila ocasionó su desplome.
  - d) Un caso patético de Socavación se presenta en el puente sobre el río Hato en la entrada a San Agus tín Acasaguastlán, allí se presentó socavación e n estribo que llegó a dañarle y socavación en la pi la la que fue volteada por ello.
  - e) Un ejemplo clásico de Socavación en Márgenes se tiene en el puente sobre el río Shusho en la CA-10, en este caso hubo necesidad de colocar muros protectores en la margen, los cuales fueron también socavados y volteados.
  - f) Otro caso de socavación en curva se presenta en el puente sobre el río Tamazulapa en la CA-9 a Asunción Mita, aquí las pilas fueron socavadas - hasta sus cimientos.
- 4.- En caso de Observaciones Experimentales, hay que recomendar muy especialmente que el estudio de la socavación debe hacerse en el momento en que acaba de ocurrir una avenida ya que es en este instante en que se ha llegado a la profundidad máxima de Socavación, y por consiguiente al momento en que puede fallar la estructura. Si se hace la determinación pasado cierto tiempo, puede ser que el fenómeno de asolvamiento o depósito debido a la disminución de la velocidad de

la corriente, haya cubierto de nuevo los cimientos de la pila.

- 5.- Siempre hay que evaluar la conveniencia de adoptar cualquiera de estas dos alternativas: a) la de cimentar la pila a profundidades muy grandes, deducidas a los criterios expuestos. b) la de colocar protección contra la socavación, cimentando la pila a profundidades normales. Hay que hacer un estudio selectivo, ya que resulta a veces antieconómico tener una cota de cimentación muy profunda.
- 6.- Es necesario hacer la diferenciación del tipo de río de que se trate al hacer una estimación de la profundidad de Socavación, ya que como se vio existen dos criterios basados cada uno de ellos en diferente parámetro: velocidad y tirante respectivamente; en ríos de montaña donde la velocidad es grande, una predicción basada en el criterio de la velocidad daría socavaciones exageradas.
- 7.- En cuanto a los métodos más recomendables para calcular la profundidad de socavación en cada caso, es necesario aconsejar los siguientes aspectos.

Para determinar la socavación normal o general del cauce se recomienda el uso de Lischvan-Levediev, acompañado de experimentaciones con la técnica empírica de penetración Standard para establecer diferencias y a base de criterio adoptar determinado resultado.

En lo que respecta a la socavación en pilas de puentes, en la sección 4.2.2.3 relativa a Comentarios y Comparación de las teorías de Laursen-Toch y Yaroslavtzier, se dijo que ambas teorías son complementarias e inclu

so se determinaron los campos de aplicabilidad de cada una. No se puede por lo tanto preferir una de ellas en especial, debiéndose aplicar las dos; si por ejemplo (VER GRAFICA F-4223.16) usando la teoría de Yaroslavtziev se obtiene un valor de socavación mayor que el que se obtiene empleando Laursen-Toch para el mismo tirante, entonces estaremos cayendo en la zona prohibida de Yaroslavtziev, debiéndose adoptar por consiguiente el valor de Laursen-Toch.

En cuanto al método de la UNAM, no es más que una combinación ya elaborada de ambas teorías, la que es recomendable usar después de haberlo hecho con las dos teorías mencionadas, ya que siendo estos criterios un tanto teóricos es necesario tener muchos elementos de juicio para adoptar un resultado.

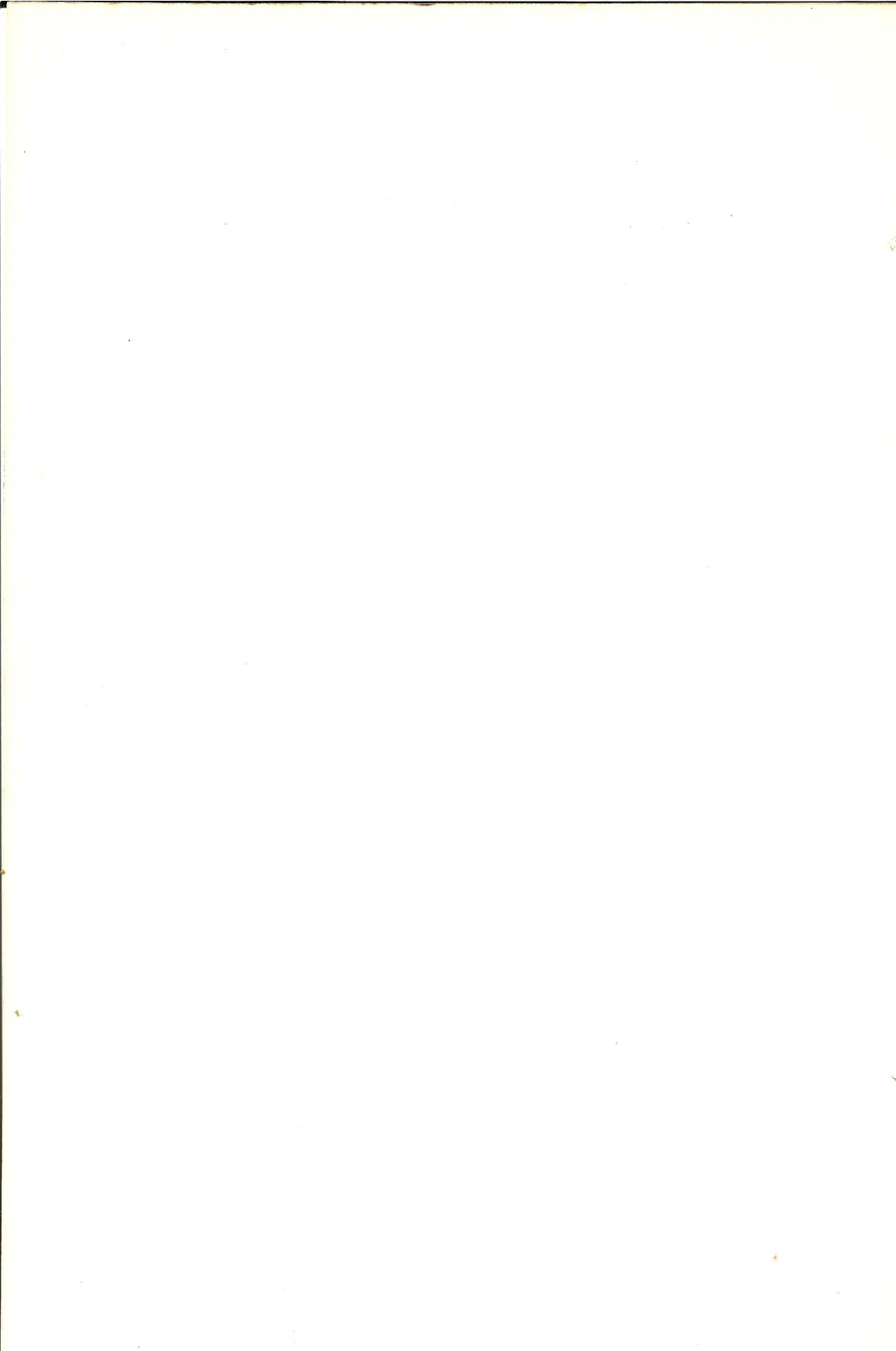
## 7.- SIGNIFICACION DE LETRAS Y SIMBOLOS

- $V_r$  = Velocidad real  
 $V_e$  = Velocidad erosiva  
 $V$  = Velocidad de la corriente en un momento dado  
 $V_c$  = Velocidad no erosionante  
 $V_{c1}$  = Velocidad no erosionante para un tirante unitario  
 $H_o$  = Profundidad antes de la socavación  
 $H_s$  = Profundidad después de la socavación  
 $H_m$  = Tirante medio  
 $S_o$  = Profundidad de socavación adicional a partir del fondo que dejó la socavación normal  
 $S_t$  = Tirante incrementado al pie del estribo  
 $Q_d$  = Gasto de diseño o que pasa en toda la sección  
 $\Delta Q$  = Gasto que pasa en una franja de ancho  $B$   
 $Q_p$  = Gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje  
 $Q_a$  = Suma de los gastos que pasan por los otros cauces  
 $B$  = Ancho total de la sección en la superficie del agua  
 $\Delta B$  = Ancho de la franja vertical en la sección de un cauce  
 $B_e$  = Ancho efectivo de la superficie del agua en la sección transversal  
 $\Delta A$  = Area de la franja de ancho  $B$   
 $B_o$  = Ancho del cauce para nivel normal del agua  
 $B_r$  = Ancho total del cauce para nivel máximo de agua  
 $D_m$  = Diámetro medio de los granos del fondo del río  
 $d_i$  = Diámetro medio de una fracción de la curva granulométrica de la muestra  
 $p_i$  = % en peso de la fracción con respecto de la muestra  
 $d$  =  $d_{85}$  (diámetro cuyo valor es mayor que el 85% de la

- muestra)
- b = Ancho de la pila
  - a = Largo de la pila
  - b1 = Proyección de la sección de la pila sobre un plano perpendicular a la corriente
  - $\alpha$  = Angulo que forma la corriente con el eje del estribo
  - $\phi$  = Angulo que forma la corriente con el eje de la pila
  - $\gamma_d$  = Peso unitario seco de la muestra
  - $W_s$  = Peso de la muestra seca
  - R = Radio hidráulico de la sección del cauce
  - S = Pendiente hidráulica en la sección del cauce
  - n = Coeficiente de rugosidad de Manning
  - $\alpha$  = Coeficiente constante para cada sección que involucra rugosidad y pendiente
  - $\mu$  = Factor de contracción
  - $\beta$  = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se presente una crecida
  - x = Exponente variable en función del peso volumétrico seco o del diámetro del material
  - K1 = Coeficiente que depende de la relación tirante/ancho de pila
  - K2 = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila
  - K3 = Coeficiente que depende del ángulo de incidencia de la corriente respecto al eje de la pila
  - Kf = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de incidencia que la corriente forma con ella
  - g = Aceleración de la gravedad
  - e = Coeficiente de corrección que depende del sitio donde esté colocada la pila
  - Kh = Coeficiente que depende de la profundidad de la corriente
  - fc = Factor de esviamiento
  - $P\alpha$  = Coeficiente que depende del ángulo que forma la corriente con el eje del estribo

$P_q$  = Coeficiente que depende de la relación del gasto que pasaría por el lugar que ocupa el estribo y el gasto total

$P_r$  = Coeficiente que depende del talud del estribo.



## 8.- BIBLIOGRAFIA

- 1.- Means R.E. y Parcher J.V.  
"Physical Properties of Soils"  
Charles E. Merrill Books Inc.  
Columbus, Ohio, 1963.
- 2.- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso.  
Mecánica de Suelos. Tomo II.  
2a. Edición, México, 1969.
- 3.- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso.  
Mecánica de Suelos. Tomo III.  
2a. Edición. México, 1969
- 4.- Estreeter, Víctor L.  
Mecánica de Fluidos.  
Mc. Graw-Hill Book Company Inc.  
New York, Toronto, London, 1963.
- 5.- Taylor, Donald.  
Fundamentals of Soil Mechanics  
John Wiley & Sons, N.Y.
- 6.- Hermosilla, Rodolfo.  
Notas en Clase  
Hidraulics of See Page  
Anground Wates  
A Casagrande  
Harvard University

7.- Duarte, Otto Antonio.

Notas en Clase

Mecánica de Suelos

F. Cooz.

Facultad de Ingeniería

Universidad de San Carlos de Guatemala.

TABLA T-431.8

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO  $P_{\gamma}$  EN FUNCION DE:  $\gamma$

	20	60	90	120	150
P	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

TABLA T-431.9

VALORES DEL COEFICIENTE  $P_q$  EN FUNCION DE:  $Q1/Q$

$Q1/Q$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.8
$P_q$	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.2

TABLA T-431.10

VALORES DEL COEFICIENTE Pr EN FUNCION DEL TALUD: R

Talud: R	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
Pr	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

TABLA T-511.11

DIAMETRO MINIMO EN CMS. DE LOS FRAGMENTOS DEL ENROCAMIENTO DE PROTECCION, EN FUNCION DE SU PESO ESPECIFICO Y DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE

Velocidad de la corriente (m/seg)	Peso especifico del enrocamiento, en Kg/m <sup>3</sup>						
	1600	1800	2000	2200	2400		
1.00	8	8	7	6	6		
1.50	15	13	12	11	10		
2.00	18	16	15	13	12		
2.50	27	24	21	19	18		
3.00	38	34	31	28	26		
3.50	53	46	42	38	35		
4.00	68	60	54	50	46		
4.50	86	77	69	63	58		

TABLA T-41122.4

VALORES DE  $X$  Y  $\frac{1}{1+X}$  PARA SUELOS NO COHESIVOS

D mm.	X	$\frac{1}{1+X}$	D mm.	X	$\frac{1}{1+X}$	D mm.	X	$\frac{1}{1+X}$
0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77			
0.15	0.42	0.70	60.00	0.25	0.78			
0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78			
1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79			
1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79			
2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80			
4.00	0.37	0.72	310.00	0.24	0.81			
6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81			
8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83			
10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83			
15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83			
20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84			
25.00	0.31	0.76						

TABLA T-4111.1

## COEFICIENTE DE CONTRACCION

Veloc. media en la sección m/seg.	Longitud libre entre dos pilas (claro) en mts												
	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
menor de 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
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99
4.00 ó Mayor	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99

TABLA T-41123.5

VALORES DE Vc1 PARA SUELOS COHESIVOS EN m/seg.

Para H = 1 m.

Tipo de Suelo	$1.20 \leq \delta d < 1.66$	$1.66 \leq \delta d$	2.04	$2.04 < \delta d \leq 2.14$
Arcillas Francas	0.85	1.20		1.70
Suelos arcillosos y Limos plásticos	0.80	1.20		1.70
Arcillas Margosas	0.70	1.00		1.30

TABLA T-41123.6

VALORES DE Vc1 PARA SUELOS NO COHESIVOS EN m/seg. Para H = 1 m.

Tipo de Suelo	Dm (mm.)	Valores de Vc1 (mts/seg.)
Limos no Plásticos	0.005-0.05	0.20-0.30
Arenas Finas	0.05 -0.25	0.30-0.45
" Media	0.25 -1.00	0.45-0.60
" Gruesa	1.00 -5.00	0.60-0.85
Grava Fina y Media	5.00 -25.00	0.85-1.45
" Gruesa	25.00 -75.00	1.45-2.40
Fragmentos Chicos	75.00 -200.00	2.40-3.80
" Medianos	200.00 -400.00	3.80-4.75

TABLA T-4222.7

## DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, DE SUELOS COHESIVOS

Peso Volumétrico del Material Seco en Ton./m <sup>3</sup>	Dimensión del Diámetro equivalente en suelos granulares en cms.	
	Arcillas y Suelos altamente plásticos	Suelos Medianamente Plásticos Arcillas Margosas
Menor de 1.2	1.0	0.5
1.2 - 1.6	4.0	2.0
1.6 - 2.0	8.0	3.0
2.0 - 2.5	10.00	6.0

TABLA T-41121.2

% de Probabilidad Anual de que  
Presente el Gasto de Diseño

Coefficiente:  $\beta$

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 T-41121.3

VALORES DE  $X$  Y  $\frac{1}{1+X}$  PARA SUELOS COHESIVOS

$\zeta d$ mm.	$X$	$\frac{1}{1+X}$	$\zeta d$ mm.	$X$	$\frac{1}{1+X}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79

Otto Antonio Duarte García

Vo. Bo.

Ing. Rodolfo Hermosilla Montano  
Asesor

Vo. Bo.

Ing. C. F. Marroquín  
Director Interino del Centro  
de Investigaciones de la  
Facultad de Ingeniería

I M P R I M A S E:

Ing. Rodolfo González Morasso  
Decano Interino