UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

"SOCAVACIÓN EN PILAS Y ESTRIBOS DEL PUENTE CUATE II NUEVA ITALIA – ARTEAGA KM 160.312"

TESIS DE MAESTRÍA

PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA

ING. EDGAR OSORNIO ALEGRE

ASESOR

DR. HUGO HERNÁNDEZ BARRIOS

MORELIA MICHOACÁN, JUNIO 2008

AGRADECIMIENTOS

Le doy gracias a Dios por haberme permitido llegar a este nivel de la vida, por obtener del grado de maestro en Ingeniería que sin el apoyo de mis padres y el esfuerzo que hicieron para que siguiera mis estudios no hubiera podido escalar este peldaño que es tan importante.

A MIS PADRES

M. BERTHA ALEGRE

Gracias a ti mamá por ayudarme a conseguir esta meta tan anhelada por tus desvelos y siempre estar preocupada en todo momento, gracias por la educación y los buenos principios que siempre recibí de ti y en especial te quiero decir que muchas gracias por el apoyo que tuve de ti.

JOSÉ LUÍS OSORNIO

Gracias papá por el sacrifico tan grande que has hecho para ser quien soy y pueda disfrutar de un grado y tener los conocimientos para así enfrentarme a la vida, gracias por inculcarme a mis hermanos y a mí que a pesar de los problemas que encontramos en la vida prevalezca siempre la unión de los hermanos para ayudarnos mutuamente como familia que somos.

A MI ESPOSA

Por haberme apoyado y alentado en todo momento y ahora en adelante que sea el motivo de mi superación personal para crecer como familia.

A MIS HERMANOS

Por que siempre creyeron en mí y me apoyaron para llegar alcanzar la meta que me propuse y tener la compresión de hermanos que somos.

U.M.S.N.H.

Por haberme dejado estudiar allí la licenciatura y además un posgrado en la Facultad de Ingeniería Civil y siempre voy a querer a mi escuela que me vio crecer como profesionista. A los profesores de la Facultad por haber transmitido sus conocimientos y experiencias para mi formación laboral.

ASESOR Y CO-ASESOR

Al Dr. Hugo Hernández Barrios y al Maestro de Ciencias Benjamín Guillermo Pérez Morales por haberme apoyado en la realización de este trabajo de investigación para obtener el grado de Maestro en Ingeniería y por su amplia experiencia en el tema y los comentarios emitidos.

OBJETIVO

Este trabajo trata de abordar los aspectos relacionados con la elaboración de proyectos de puentes de una forma práctica, utilizando las herramientas adecuadas, que ayudara a mejorar la red carretera actual, que emplea el Gobierno Federal Estatal y Municipal con la relación para obtener los recursos económicos para planear estratégicamente la aplicación de los mismo.

Los temas fundamentales que se trata en este trabajo son:

En el capítulo 1 se describe el fenómeno de la socavación en pilas y estribos en puentes, y se mencionan las variables que deben intervenir en forma determinada.

En el capítulo 2 se presentaran las características de la cuenca.

En el capítulo 3 se describen el estudio hidrológico de la cuenca, los métodos que se utilizaron y la obtención de los gastos.

En el capítulo 4 se describe las características generales sobre el estudio de geotecnia y los resultados obtenidos en el laboratorio.

En el capítulo 5 se describe las características generales del puente en cuanto su ubicación, geometría, forma y las características hidráulicas.

En el capítulo 6 se aplican los diversos métodos analíticos para cuantificar la socavación al puente descrito en el capítulo 4. Se compararán los resultados y se realizarán recomendaciones de reparación (cualitativas), se presenta la discusión acerca de los diferentes métodos expuestos, haciendo ver las ventajas o desventajas, en cuanto a su aplicación a los problemas reales. Además se presentan los diferentes métodos desarrollados para estimar la profundidad de

socavación local en las pilas apoyadas sobre el material, se presentan los métodos que se consideran más eficientes para proteger las pilas contra la socavación local.

Por último las recomendaciones generales y conclusiones se plasman en el capítulo 7.

NOTACIÓN

A	Área hidráulica de la subsección, m^2.
V	Velocidad de la corriente m/s.
V_c	Velocidad máxima de la corriente, m/s.
V_r	Velocidad media de la corriente, m/s.
V_e	Velocidad media erosiva, m/s.
q_s	Es la rapidez de la socavación, en volumen por unidad de tiempo,
q_{s1}	Es la capacidad del flujo de extraer material de la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo,
q_{s2}	Aportación de sedimentos por el flujo a la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo,
Φ	Ángulo de incidencia de la corriente con el eje de la pila.
Δ	Peso específico relativo sumergido de los granos.
d_O	Profundidad inicial de la sección del cauce, m.
d_s	Tirante de socavación local, m.
τ_c	Esfuerzo cortante crítico en el lecho, t/m^2.
τ_O	Esfuerzo cortante en el lecho, t/m^2
d_{50}	Diámetro de la partícula media, mm.
$K(H/b)$	Factor de influencia de $\mathrm{H/b}$ en la socavación local.
σ_g	Es la desviación estándar geométrica
K_σ	Factor de influencia de σ_g en la socavación local, adimensional

Continuación de la notación

u_*	Velocidad crítica de cortante, m/s.
u_{*C}	Velocidad de cortante, m/s.
$\propto$	Coeficiente de las características hidráulicas.
$Q_{diseño}$	Gasto de diseño, m^3/s.
B	Ancho total del canal, m.
B_e	Ancho efectivo de la superficie libre del agua, m.
H	Tirante máximo de la avenida, m.
H_S	Tirante en el cual se alcanza la máxima socavación general, m.
ΔB	Incremento del ancho del canal, m.
μ	Coeficiente de las contracciones del flujo.
$\bar{d}$	Tirante medio del cauce, m
β	Coeficiente que toma el período de retorno
(X)	Exponente que varía en función $\mathrm{d_m}$
d_m	Diámetro de la partícula, mm
γ	Peso específico del suelo.
Q_i	Gasto que pasará por la sección i, m^3/s.
A_{ie}	Área efectiva en la sección i, m^2.
C_i	Coeficiente de fricción Chezy.
d_i	Tirante de la sección i, m.

Continuación de la notación

K_f	Coeficiente de la nariz de la pila.
K_V	Coeficiente de velocidad.
C	Coeficiente de corrección.
d_{85}	Diámetro del fondo del cauce, mm.
K_H	Tirante de agua
W	Peso de la piedra esférica, kg.
D	Diámetro de la piedra, m.
S_T	Profundidad máxima de la socavación.
P_α	Coeficiente que toma en cuenta con el eje de la corriente.
P_q	Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q
Q_1	Gasto que teóricamente
P_K	Coeficiente que toma en cuenta el talud
m	Es el número de tramos en que se dividió el cauce
S_C	Es la pendiente media del cauce principal
n	Coeficiente de rugosidad
R_h	Hidráulico del cauce principal, m.
S_h	Pendiente hidráulica del cauce principal en el tramo en estudio.
$\overline{w}$	Velocidad de caída de las partículas con diámetro D_{50}

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Tipos de socavación que pueden producirse en un puente 3

Figura 1.2 Modelos matemático de la socavación 4

Figura 1.3 Proceso de socavación general 4

Figura 1.4 (a) Proceso de socavación local para pilas rectangulares (Maza, 1966) 5

Figura 1.4 (b) Etapa del proceso erosivo (Maza, 1966) 7

Figura 1.5 (a) Profundidad de socavación de equilibrio en aguas claras (Maza, 1966) 7

Figura 1.5 (b) Profundidad de socavación de equilibrio con arrastre de sedimentos (Maza, 1966) 7

Figura 1.6 Esquema del vórtice de herradura 9

Figura 1.7 (a) Estados inicial e intermedio de socavación en pilas rectangulares (Maza, 1966) 14

Figura 1.7 (b) Estado avanzado de socavación en pilas rectangulares (Maza, 1966) 15

Figura 1.8 (a) Estado inicial e intermedio de socavación en pilas circulares (Maza, 1966) 17

Figura 1.8 (b) Estado avanzado de socavación en pilas circulares (Maza, 1966) 18

Figura 1.9 Línea de corriente en el agujero de socavación de un estribo (Liu, 1961 y Wong 1982) 20

Figura 1.10 Sistema de vórtices formados en un estribo (Liu, 1961 y Wong, 1982) 21

Figura 1.11 Vista en planta de las características del agujero de socavación en estribos (Melville, 1988) 21

Figura 1.12 Socavación lateral en estribos (Melville, 1988) 22

Continuación del índice de figuras

Figura 1.13 Formación de bancos de arena en canales rectos (Brice, 1984) 22

Figura 1.14 Datos para pilas cilíndricas (Chiew, 1984) 25

Figura 1.15 Socavación local en pilas cilíndricas con sedimentos uniforme y arrastre de material (Raudkivi, 1977) 25

Figura 1.16 Socavación en condiciones críticas contra el tirante de agua en función del ancho de pila (Melville, 1988) 26

Figura 1.17 Valores máximo de la socavación en corrientes sin arrastre, en función del tipo de sedimento (Juárez B, 1980) 27

Figura 1.18 Influencia del diámetro en la socavación local para corriente con arrastre en la condición crítica (Chiew, 1984) 28

Figura 1.19 Relación de la graduación de sedimento en la socavación local (Ettema, 1976) 29

Figura 1.20 Relación de la graduación de sedimento en la socavación local (Ettema, 1976) 30

Figura 1.21 Socavación local en pilas, para dos tipos de sedimentos (Chiew, 1984) 31

Figura 1.22 Efecto de material arrastrado en un pila de puente 32

Figura 1.23 Factor de alineamiento en pilas (Laursen, 1956) 33

Figura 1.24 Carta para el cálculo de socavación local en estribos, con la corrección por alineamiento (Field, 1971) 33

Figura 1.25 Carta para calcular la socavación local en estribos, con efecto de esviajamiento (Laursen, 1962) 34

Figura 1.26 Cálculo de la socavación para suelos heterogéneos (Lebediev, 1959) 36

Figura 1.27 Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia 41

Continuación del índice de figuras

Figura 1.28 Valores de K_f y b_1 42

Figura 1.29 Valores de K_f y b_1 42

Figura 1.30 Coeficiente K_H 43

Figura 1.31 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa 44

Figura 1.32 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila (Melvilla, 1988) 45

Figura 1.33 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente (Laursen, 1956) 46

Figura 1.34 Cálculo de la socavación local al pie de una pila rectangular (Maza, 1966) 47

Figura 1.35 Calculo de la socavación local al pie de una pila redondeada (Maza, 1966) 48

Figura 1.36 Calculo de la socavación local al pie de una pila circular (Maza, 1966) 49

Figura 1.37 Geometría del agujero de socavación local 51

Figura 1.38 Elevación corte A - A 51

Figura 1.39 Muros longitudinales para protección de una margen 52

Figura 1.40 Localización en planta de una obra de defensa con espigones 54

Figura 1.41 Localización de los primeros espigones de una protección hecha con estructura 55

Figura 1.42 Colocación de un espigón en función de la elevación de la margen 57

Figura 1.43 Cajas de gaviones para la protección de un talud de una margen

Figura 2.1 División municipal Apatzingán (INEGI) 61

Continuación del índice de figuras

Figura 2.2 Vías de comunicación de Apatzingán (INEGI) 64

Figura 2.3 Climas de Apatzingán (INEGI) 66

Figura 2.4 Precipitación de Apatzingán (INEGI) 66

Figura 2.5 Mapa edafológico del Municipio de Apatzingán (INEGI) 70

Figura 2.6 Hidrología de Apatzingán (INEGI) 72

Figura 3.1 Área de la cuenca en estudio 80

Figura 3.2 Longitud del cauce principal 81

Figura 3.3 Pendiente media del cauce 82

Figura 4.1 Croquis de sondeo hecho en el lugar 91

Figura 5.1 Geometría del puente en estudio 105

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1. Factores importantes en al socavación (Maza, 1966) 23

Tabla 1.2 Coeficiente de contracción μ 36

Tabla 1.3 Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas para suelos no cohesivos m/s) 37

Tabla 1.4 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos 44

Tabla 1.5 Coeficientes de forma K_1 para pilas 45

Tabla 1.6 Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplén de protección. 59

Tabla 1. 7 Valores del coeficiente correctivo P_α en función de α 60

Tabla 1.8 Valores del coeficiente P_q en función $\frac{Q_1}{Q}$ 60

Tabla 1.9 Valores del coeficiente correctivo P_K en función de k 60

Tabla 2.1 Localidades del Municipio de Apatzingán 62

Tabla 2.2 Elevaciones de Apatzingán 62

Tabla 2.3 Características fisiográficas 63

Tabla 2.4 Características del clima en la región 65

Tabla 2.5 Características geológicas de la zona de estudio 67

Tabla 3.1 Tipos de estructuras asociadas a un periodo de retorno 74

Tabla 3.2 Longitud de un registro en años necesario para estimar avenidas de varias probabilidad con un 95% de confianza 77

Tabla 3.3 Para obtener la pendiente media del cauce 83

Tabla 3.4 Los suelos se clasifican según afecten las características del material al escurrimiento, clasifica dentro de alguno de los siguientes tipos 85

Continuación índice de tablas

Tabla 3.5 Selección del número de escurrimiento (N) 86

Tabla 3.6 Valores de uso de tierra en la zona de estudio 87

Tabla 3.7 Gastos de diseño 88

Tabla 3.8 Para calcular el área hidráulica, Perímetro mojado, Radio hidráulico, velocidad y el gasto 89

Tabla 5.1 Superestructura del tipo del puente 103

Tabla 5.2 Superestructura del tipo secundario 103

Tabla 5.3 Subestructura en los estribos 103

Tabla 5.4 Subestructura de las pilas 104

Tabla 5.5 Detalles del puente cuate II 104

Tabla 5.6 Resumen del informe de campo para proyecto de puentes 109

Tabla 5.7 Valores básicos de (n) para el fondo 110

Tabla 5.8 Valores aproximados de (n) 111

Tabla 5.9 Secciones de los coeficientes de rugosidad (n) 112

Tabla 6.1 Método aplicados a los grupos 115

Tabla 6.1 Resumen de los cálculos realizados al puente 1-1 117

Tabla 6.2 Resumen de los cálculos realizados al puente 1-2 118

Tabla 6.3 Resumen de los cálculos realizados al puente 1-3 118

Tabla 6.4 Resumen de los cálculos realizados al puente 2-1 119

Tabla 6.5 Resumen de los cálculos realizados al puente 2-2 119

Tabla 6.6 Resumen de los cálculos realizados al puente 2-3 120

Continuación del índice de tablas

Tabla 6.7 Resumen de los cálculos realizados al puente 3-1 120

Tabla 6.8 Resumen de los cálculos realizados al puente 3-2 121

Tabla 6.9 Resumen de los cálculos realizados al puente 3-3 121

Tabla 6.10 Resumen de los cálculos realizados al puente 4-1 122

Tabla 6.11 Resumen de los cálculos realizados al puente 4-2 122

Tabla 6.12 Resumen de los cálculos realizados al puente 4-3 122

TESIS SOCAVACIÓN EN PILAS Y ESTRIBOS DEL PUENTE CUATE II NUEVA ITALIA – ARTEAGA KM 160.312

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO I

SOCAVACIÓN

1.1 Descripción del fenómeno 1
1.1.1 Campo de flujo alrededor de una pila 8
1.1.2 Variables que influyen en la socavación 11
1.1.3 Factores importantes 23
1.2 Métodos de cálculo de socavación local 35
1.2.1 Método de Lischtvan – Lebediev 35
1.2.2 Método de Yaroslavtziev 41
1.2.3 Método de Laursen – Toch 44
1.2.4 Método de Maza - Sánchez 46
1.3 Geometría del agujero de socavación local 50
1.4 Obras de encauzamiento y defensa 51
1.4.1 Protección de márgenes de un río 52
1.4.2 Obras de defensa contra erosión local 58
1.4.2.1 Método de Levi-Luna 58
1.4.2.2 Método del Pedraplén 58
1.4.2.2 Método de Artamonov 59

CAPÍTULO II

CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO

2.1 Localización 61
2.1.1 Localidades Principales 61
2.1.2 Elevaciones principales 62
2.1.3 Fisiografía 62
2.2 Vías de Comunicación 63
2.3 Clima 64
2.3.1 Temperatura media anual 64
2.3.2 Precipitación media anual 65
2.3.3 Evaporación media anual 65
2.4 Geomorfología 67
2.5 Geología 67
2.5.1 Estratigrafía 68
2.6 Suelos 69
2.7 Hidrología Superficial y Subterránea 70
2.7.1 Infraestructura hidráulica 70
2.7.2 Ríos 70
2.7.3 Tipo de acuífero 71

CAPÍTULO III

ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA EN ESTUDIO

3.1 Generalidades 73
3.2 Características de la cuenca 79
3.2.1 Área de la cuenca 79
3.2.2 Longitud del cauce principal 79
3.2.3 Pendiente del cauce principal 79
3.2.3.1 Método Aritmético 83
3.2.3.2 Método de Taylor - Schwarz 83
3.2.4 Período de retorno 87
3.2.5 Gasto de diseño 88

CAPÍTULO IV

ESTUDIO GEOTÉCNICOS DE LA ZONA EN ESTUDIO

4.1 Exploración y muestreo 90
4.1.1 Datos previos de localización 90
4.1.2 Datos topográficos y geológicos 91
4.1.3 Programación de la exploración 91
4.2 Resultados de la pruebas de laboratorio 93
4.3 Perfil de suelos 94

CAPÍTULO V

CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE CUATE II

5.1 Ubicación del puente 103
5.2 Descripción 103
5.2.1 Características geométricas 106
5.3 Características hidráulicas 106
5.3.1 Áreas y perímetros mojados 110

CAPÍTULO VI

APLICACIÓN FLUVIAL

6.1 Aplicación de los métodos de evaluación de socavación 114
6.1.1 Maza y Sánchez 114
6.1.2 Laursen 114
6.1.3 Yaroslavtziev 115
6.2 Comparación de los métodos propuestos 115
6.3 Conclusiones 123
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 125

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS 128

ANEXOS 135

CAPÍTULO 1

SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS DE PUENTES

1.1 DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO

Al llevar a cabo el proyecto de un puente es importante predecir la magnitud de la erosión que el flujo de agua puede provocar en el terreno donde se desplantará su cimentación. La mayoría de las fallas registradas en México son provocadas por socavación en sus apoyos.

Es importante el cálculo de la socavación en la construcción y diseño de puentes ya que si se conoce la magnitud de la socavación total, se estará en posibilidad de construir puentes más estables. La construcción de un puente impone cambios a la corriente, que puede ser:

a) Cambios de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el cauce de avenidas.

b) Cambios en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Estos originan un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cruce y, cuando ello es posible un ensanchamiento del cauce, hasta que este aumento en el área hidráulica asemeje otra vez la sección del cruce con cualquier otra del río y restablezca el equilibrio de la corriente. Como la presencia de estribos y aleros de concreto o mampostería, impiden que se gane área hidráulica por ensanchamiento, la presencia del puente es de por si un incentivo para la socavación general del fondo del arroyo por lo menos hasta que la corriente restablezca su equilibrio de área hidráulica entre la sección del cruce y de las demás del río.

c) Además del estrechamiento producido por los terraplenes de acceso, la colocación de pilas intermedias hacen que se reduzca aún más el área hidráulica bajo el puente, además, este obstáculo colocado en la trayectoria del flujo induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo, a este fenómeno se conoce como socavación local.

En términos generales la socavación es la degradación del fondo de un cauce, por la acción dinámica de la corriente de agua cuando el material arrastrado es mayor que el depositado en un punto específico. El fenómeno de socavación se divide en varias partes: socavación general, socavación transversal, socavación local, socavación en curvas; su valor total es la suma de los valores parciales de socavación específica, aunque pueden o no, presentarse simultáneamente. Existen varias causas por las que los puentes puedan fallar por el efecto de la socavación:

a) Error en la estimación del gasto de diseño o escurrimientos de un gasto mayor que el proyectado.

b) Reducción del área hidráulica del cauce principal del río y falta de drenaje en la planicie de inundación.

c) Error en la determinación de la socavación asociada al gasto de diseño o al gasto máximo esperado.

d) Localización errónea del camino y sus cruces.

e) Falta de observaciones del comportamiento del río durante la vida útil del puente.

La socavación comprende varias etapas desde su inicio hasta la falla de la estructura. Por su ubicación en el cauce la socavación, se divide en: socavación general y local,

como ya se dijo anteriormente (figura 1.1). En el presente estudio se considera sólo la socavación general a corto plazo, la socavación transversal y la local.

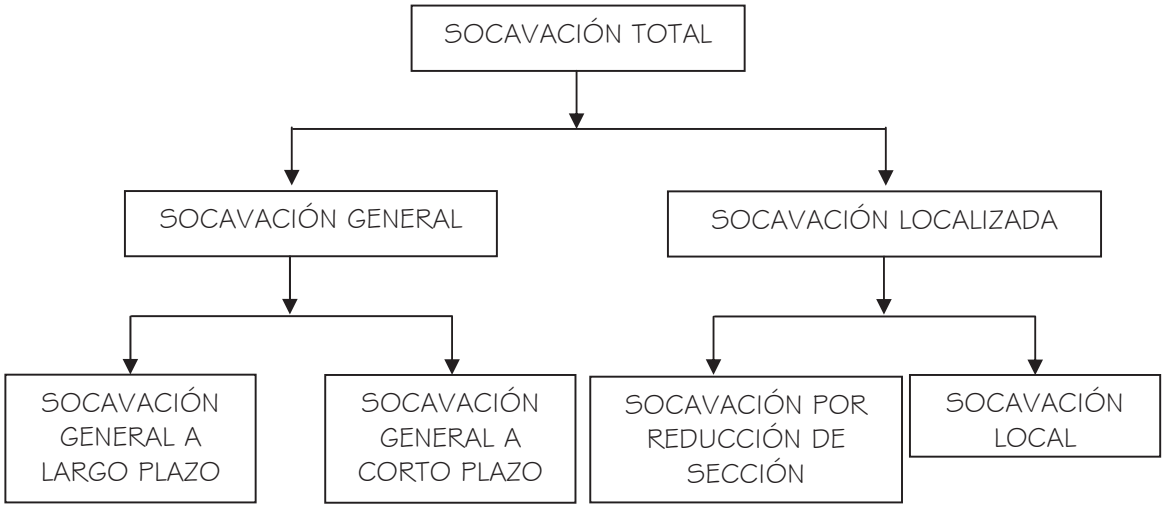


Figura 1.1 Tipos de socavación que pueden producirse en un puente (Melville, 1988)

La socavación general a corto plazo existe cuando una avenida provoca un aumento en la velocidad del agua, lo cual origina un desequilibrio entre la cantidad del material desprendido del fondo y el transportado por la corriente. La socavación transversal se presenta en las secciones transversales de los ríos donde tienen zonas de estrechamiento, que provocan el aumento de la velocidad y el arrastre de material. La socavación local es originada por obstáculos en la corriente del río y genera hoyos en el fondo del cauce al pie de la estructura interpuesta a la corriente. El proceso de desarrollo total del fenómeno no necesariamente incluye a todos los tipos mencionados, tampoco existe un orden cronológico del inicio de uno a otro, con fines de análisis se considera que la socavación general ocurre antes de la local (figura 1.2). En el análisis de la socavación general a corto plazo existen dos criterios básicos de estudio, esfuerzos actuantes contra esfuerzos permisibles y velocidad erosiva contra velocidad real. En este trabajo, la socavación general a corto plazo se llamará socavación general y la local, que incluye la socavación transversal y local, como local.

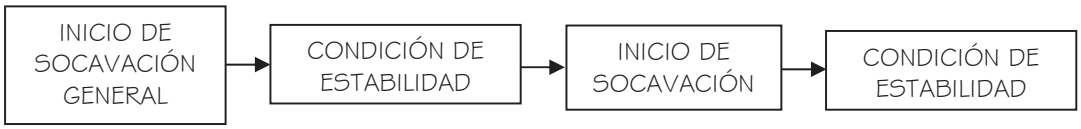


Figura 1.2 Modelos matemáticos de la socavación

La socavación general se presenta cuando aumenta la velocidad debido a una avenida, este incremento provoca el aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, por lo que empieza a degradar el fondo y los taludes del cauce. Al continuar el proceso, existe un incremento de gasto, crece la socavación y genera una mayor área hidráulica, hasta llegar a un valor máximo de gasto y socavación, después disminuye la velocidad media de la corriente e inicia la etapa de depósito de material. La condición para la existencia de arrastre de partículas en el fondo del cauce se tiene cuando la velocidad media de la corriente V_r, es mayor que la velocidad media erosiva requerida para arrastrar las partículas del fondo V_e. En suelos sueltos ésta última es la necesaria para mantener un movimiento generalizado del fondo, en suelos no cohesivos el factor determinante es el peso propio de las partículas y para los cohesivos la fuerza de cohesión determinada es el valor de V_e. El fenómeno de degradación termina cuando.

$$V_r = V_e \qquad (1.1)$$

donde: V_r es la velocidad media de la corriente, m/s, V_e es la velocidad media erosiva, m/s.

De manera esquemática en la figura 1.3 se expresa el fenómeno de socavación general.

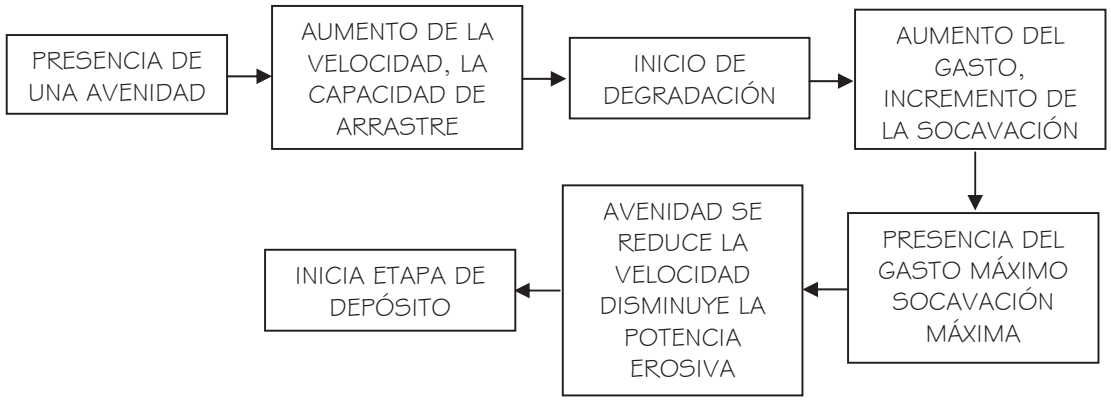


Figura 1.3 Proceso de socavación general

La socavación local es más complejo comparado con el descrito anteriormente Maza (1966), Melville (1988), Melih-Dogan (1991) y Jensen (1972), entre otros, han realizado observaciones en experimentos, mediante los cuales es posible identificar el avance de este fenómeno en tiempo y espacio, para conocer su valor máximo y la geometría del agujero formado. De acuerdo con Maza (1966) el proceso de socavación local en pilas presenta tres condiciones básicas:

a) Inicio de socavación.

b) Inicio de arrastre.

c) Condiciones de fuerte arrastre con formación de dunas (figura 1.4a y 1.4b).

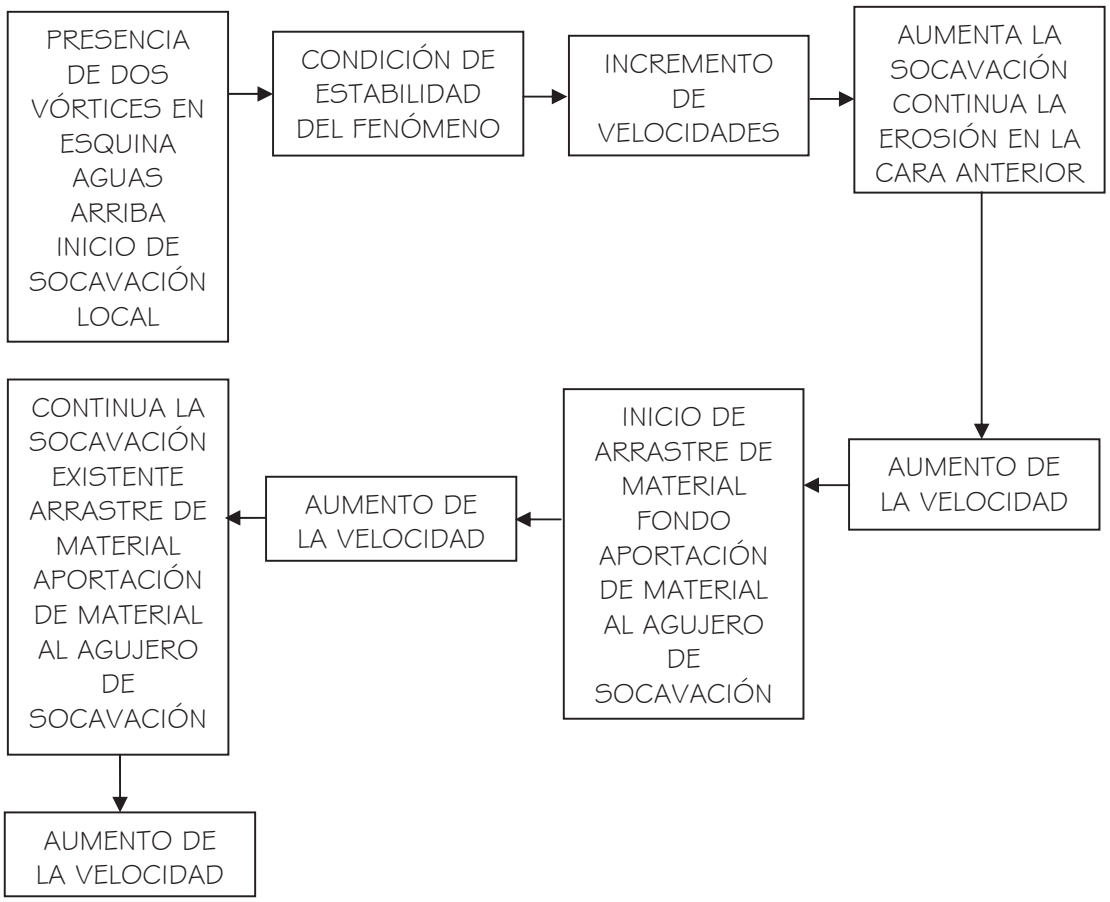


Figura 1.4(a) Proceso de socavación local para pilas rectangulares (Maza, 1966)

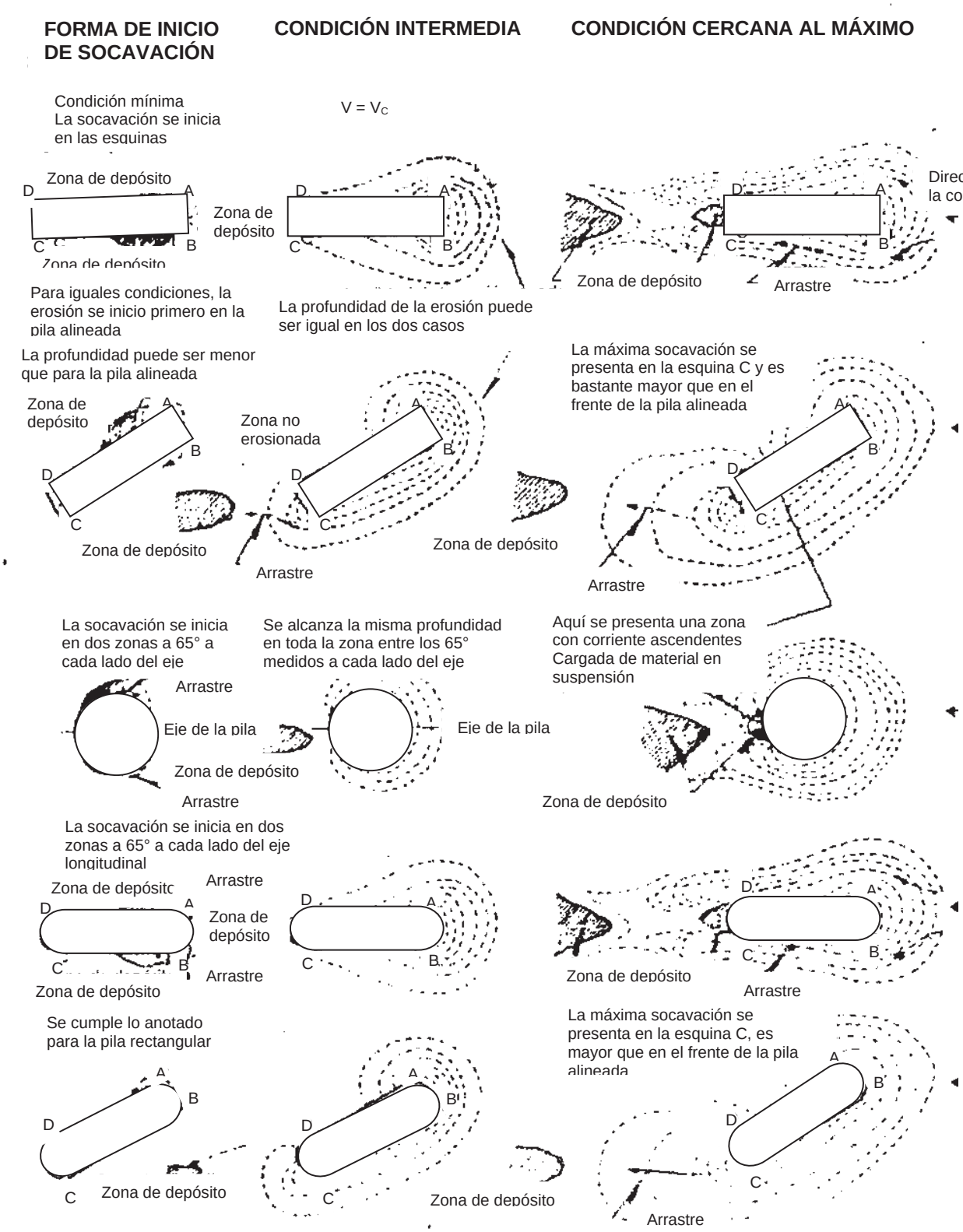


Figura 1.4(b) Etapa del proceso erosivo (Maza, 1966)

La socavación local presenta dos características de forma, con o sin arrastre de materiales. En el primer caso, es necesario un tiempo grande para alcanzar el equilibrio, mientras que el segundo, éste es mucho menor (figura 1.5a y 1.5b). El equilibrio del fenómeno es alcanzado cuando el agujero de socavación no presenta cambios en su tamaño.

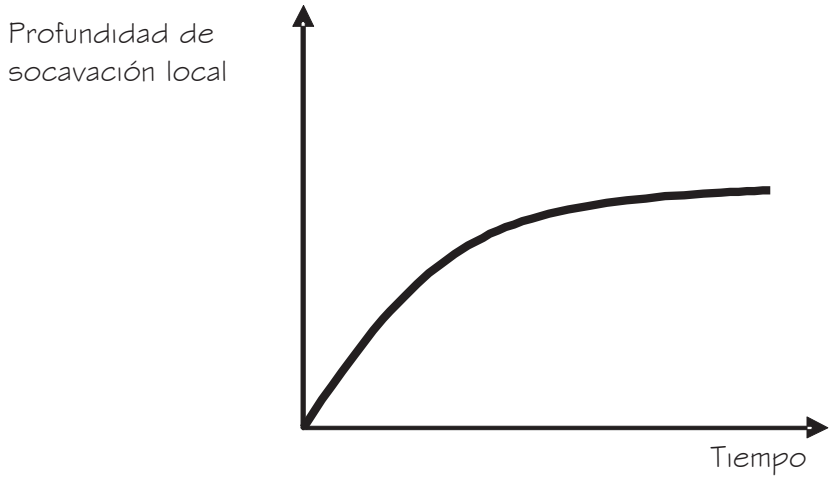


Figura 1.5(a) Profundidad de socavación de equilibrio en aguas claras (Maza, 1966)

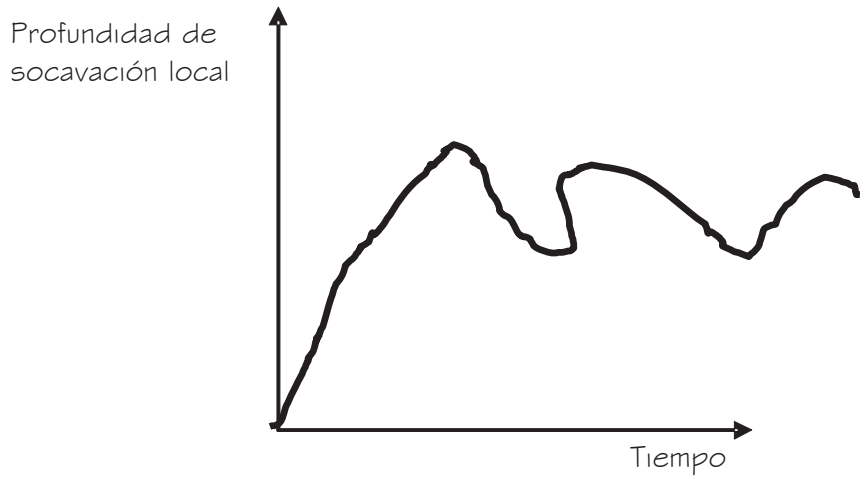


Figura 1.5(b) Profundidad de socavación de equilibrio con arrastre de sedimentos (Maza, 1966)

La socavación local ocurre debido a la presencia de algún obstáculo al flujo y provoca una disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo. La rapidez de la socavación local puede expresarse como la diferencia entre la capacidad

del flujo de extraer el material que se encuentra en la hoya de socavación y la aportación de sedimentos a ésta,

$$q_s = q_{s1} - q_{s2} \tag{1.2}$$

De acuerdo con la ecuación (1.2) pueden considerase 3 casos:

a) Socavación nula que ocurre cuando $q_s = q_{s1}$. En este caso la socavación es fluctuante ya que ocurre erosión momentáneamente para recuperar enseguida con la aportación q_{s1}.

b) Socavación en aguas claras es decir sin arrastre de sedimentos. En este caso $q_{s2} = 0$, por lo que la ecuación (1.2) se convierte en $q_s = q_{s1}$, y la socavación es máxima.

c) Socavación con movimiento continuo de sedimentos, en que $q_s > q_{s1} > 0$.

Cuando ocurre la socavación en aguas claras la profundidad máxima de socavación se alcanza en forma asintótica respecto al tiempo, mientras que cuando hay arrastre de sedimentos la socavación oscila alrededor de un valor al que se llama profundidad de socavación de equilibrio d_{se}.

En la ecuación (1.2) q_s es la rapidez de la socavación en volumen por unidad de tiempo, q_{s1} es la capacidad del flujo de extraer material de la hoya de socavación en volumen por unidad de tiempo y q_{s2} es la aportación de sedimentos por el flujo a la hoya de socavación en volumen por unidad de tiempo.

1.1.1 CAMPO DE FLUJO ALREDEDOR DE UNA PILA

La existencia de la pila como obstáculo al flujo provoca la formación de sistemas de vórtices a su alrededor, los cuales son responsables de la socavación local Shen (1996). Dependiendo del tipo de la pila y de las condiciones del flujo de llegada Jensen (1972), los vórtices pueden ser de los siguientes tipos: vórtice de herradura, vórtice

de estela y vórtice de surco. Los sistemas de vórtices afectan la componente vertical de la velocidad en las cercanías de la pila.

El vórtice de herradura se concentra por la presencia de la pila, ya que ésta induce un cierto campo de presiones, cuando este campo es lo suficiente fuerte provoca la separación de las capas límites, las cuales se enrollan delante de la pila para formar el sistema de herradura. Una pila de nariz obtusa es aquella que provoca un gradiente de presiones suficientemente grande para iniciar el proceso mencionado. Las otras pilas se conocen como nariz aguda. La pila de nariz obtusa concentra la verticidad ya existente en el flujo de llegada. En la figura 1.6 se puede ver un esquema de vórtice de herradura.

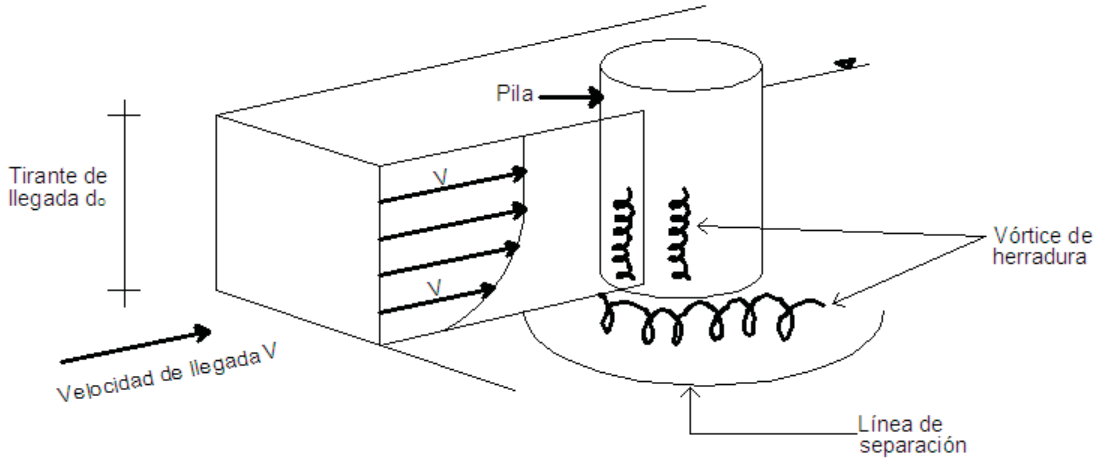


Figura 1.6 Esquema del vórtice de herradura

Maza (1968) en el caso de pilas circulares y de nariz redondeada alineadas con el flujo, la erosión se inicia en dos zonas localizadas aproximadamente a 65° del eje de la pila paralelo a la dirección del flujo, y se desarrollan ahí sendos vórtices de eje vertical. Los conos así formados se van desarrollando durante el avance del proceso hasta que se junta y se obtiene la misma profundidad en todo el ancho de la cara anterior. En el caso de pilas rectangulares alineadas con la corriente, la socavación se inicia en las dos esquinas de la cara de aguas arribas y continúa el proceso hasta que se observa la misma profundidad en todo el ancho de la cara de aguas arriba.

El vórtice de estela es producido por la presencia misma de la pila, y se forma al enrollarse las capas límites inestables generadas en la superficie de la pila. La intensidad de este tipo de vórtices depende de la forma de la pila y de la velocidad de llegada, una pila de forma aerodinámica creará una estela relativamente débil, pero una pila obtusa producirá una muy fuerte. Este tipo de vórtice provoca socavación local aguas abajo de la pila.

El vórtice de surco ocurre solamente en pilas completamente sumergidas y es similar al que ocurre en los extremos de las superficies de las alas de avión.

Melville (1988) observó que la magnitud de la circulación del vórtice de herradura disminuye con la profundidad del agua, por lo que el ritmo de erosión decrece cuando la hoya socavada alcanza ciertas dimensiones, hasta alcanzar el estado de equilibrio. Este estado presenta la condición para la cual la profundidad de socavación enfrente de la pila es suficiente para que el flujo hacia abajo ya no pueda levantar más material del fondo. Esto sugiere que la profundidad de socavación de equilibrio para aguas claras debe ser función de la magnitud del flujo hacia abajo enfrente de la pila, magnitud que es función del diámetro de la misma y de la velocidad de llegada. A pesar de que se alcanza una profundidad de socavación de equilibrio enfrente de la pila, la erosión continúa en la región de las dunas de aguas abajo.

El montículo que se forma atrás de la pila es arrastrado y aplanado continuamente, además de acuerdo con Maza (1968), una vez estabilizado el proceso de socavación se observa que cuando la cresta de una duna se acerca a la zona erosionada aumenta la profundidad de socavación, la cual llega a un máximo cuando la cresta está sobre el borde de la zona socavada. La profundidad se conserva hasta que se desplaza hacia aguas abajo la mitad de la duna y después decrece hasta que llega la siguiente duna. Shen (1969) aumento o disminución de la profundidad de socavación es menor que un medio de la altura de la duna, por lo que propone sumar ese medio de la altura de la duna a la profundidad de socavación estimada previamente.

1.1.2 VARIABLES QUE INFLUYEN EN LA SOCAVACIÓN

Las variables que influyen en el fenómeno de la socavación local en una pila aislada bajo condiciones de flujo permanente y uniforme son:

a) Propiedades del flujo como: la velocidad media de llegada $\mathbf{V}$, el tirante del flujo de llegada do, la pendiente hidráulica S_f, la rugosidad del flujo de llegada k y el ángulo de incidencia de la corriente con el eje de la pila, Φ.

b) Propiedades del fluido como la viscosidad cinemática ν, y el peso específico γ_w.

c) Propiedades de los sedimentos como: el peso específico γ_s, el diámetro de los granos D, la distribución granulométrica, forma de partículas, cohesión del material, y velocidad de caída ϖ.

d) Propiedades de las pilas; como su ancho b, su forma, y la rugosidad de su superficie.

Como sería muy complicado manejar todos los parámetros citados para hacer el análisis del fenómeno, aparte de las dificultades para cuantificar algunos de ellos como la forma de las partículas y su cohesión, los investigadores que han estudiado este problema se han concretado a considerar únicamente las siguientes variables.

a) De las propiedades del flujo: velocidad media de llegada V, el tirante do, considerados un canal suficientemente ancho para que la pila no obstruya el flujo, ya que si lo obstruyera la socavación sería la suma de la socavación local y la provocada por la obstrucción, y el ángulo de incidencia de la corriente con el eje de la pila Φ.

b) De las propiedades del fluido: peso específico γ_w, y su viscosidad cinemática ν.

c) Del material del fondo: el diámetro del sedimento D, y su peso específico γ_s, se considera que el sedimento es puramente fricciónate y que tiene un diámetro

uniforme, además se supone que el fondo del canal es plano, sin dunas ni rizos de modo que la rugosidad k, depende sólo de D.

d) De la pila: ancho b, y que es completamente lisa. Se considera además la aceleración de la gravedad g, por tratarse de flujo en canales.

Con la simplificación anterior se supone que la profundidad de socavación local d_s, depende sólo de los siguientes parámetros.

$$d_s = f(V, d_o, \gamma_w, \nu, D, \gamma_s, b, g) \quad (1.3)$$

Esta relación puede cambiar por la siguiente:

$$d_s = f(V, d_o, \Delta, \nu, D, b, g) \quad (1.4)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (1.5)$$

Por análisis dimensional pueden obtenerse los siguientes parámetros a dimensionales ya expresados en forma de ecuación.

$$\frac{ds}{b} = f\left(\frac{V\,D}{\nu}, \frac{V^2}{\Delta\, g\, D}, \Delta\frac{d_O}{b}, \frac{D}{b}\right) \quad (1.6)$$

El primer parámetro d_s/b, se justifica porque se ha comprobado experimentalmente que puede relacionarse la profundidad de socavación local con el ancho de la pila. El segundo parámetro $V\,D/\nu$, es el número de Reynolds relativo a los granos del sedimento, el cual es función de la fuerza del arrastre del sedimento por el flujo. El tercer parámetro $V^2/\Delta\, g\, D$, se obtiene de la relación que permite estimar la velocidad crítica de arrastre en función del diámetro del grano y demás variables. El cuarto parámetro Δ, es el peso específico relativo sumergido de los granos. Los últimos dos parámetros relacionan el ancho de la pila con el tirante y con el diámetro del sedimento.

Los resultados de los estudios de Chabert y Engeldinger (1956) y de Nicollet y Ramette (1971) permiten concluir que para una pila dada con diámetro d, y un

sedimento de diámetro D, la profundidad de socavación es d_s, cuando el esfuerzo cortante del fondo es igual al valor crítico del mismo $\lambda_O = \lambda_C$. Para un esfuerzo cortante mayor que λ_C, la socavación varía en función de la entrada de las partículas a la hoya de socavación y fluctúa debido a las formas que va adquiriendo el fondo. Chabert y Engeldinger (1956) encontraron que la profundidad de socavación para $\lambda_O > \lambda_C$, es algo menor que d_s. Shen (1969), también concluyeron que la socavación comienza en pilas circulares cuando la velocidad se encuentra entre 0.42 y 0.53 de la velocidad capaz de comenzar a arrastrar el material del fondo. En pilas de nariz redondeada la relación de dichas velocidades varían entre 0.5 y 0.65. Maza (1966) encontró en arenas que la socavación comienza cuando la velocidad es 0.4 veces más, la que inicia el arrastre de fondo generalizado, también observó que para gravas la relación de estas velocidades fue de 1.0, no reporta la forma de las pilas para estos casos.

A continuación se presenta las características más importantes del desarrollo de la socavación local para distintas formas de pilas.

1. Pila rectangular orientada según el flujo. Con un valor específico de esta la socavación se inicia en las esquinas de una pila rectangular, estabilizándose posteriormente si no aumenta la velocidad, en caso contrario el fenómeno prosigue lo mismo que la erosión en toda la cara anterior, hasta alcanzar igual profundidad todo el agujero. En la segunda condición el incremento de velocidades inicia el arrastre de material y lo transporta dentro del agujero, así existe un valor que provoca una socavación máxima, para después disminuir y obtener el punto de equilibrio. Cuando no existe arrastre de material, éste se alcanza después de un tiempo relativamente corto. Si sólo están formados los conos en las esquinas el lapso es de treinta a sesenta minutos. A mayores velocidades corresponden grandes períodos para obtener el punto de balance, en todas las pruebas realizadas, el valor máximo fue de cuatro horas, con respecto a esta situación existen discrepancias entre los distintos investigadores, Raudkivi (1977), propone un valor de cincuenta horas.

Las formas de las líneas de corriente y las trayectorias de las partículas se describen a continuación, (figura 1.7a y 1.7b).

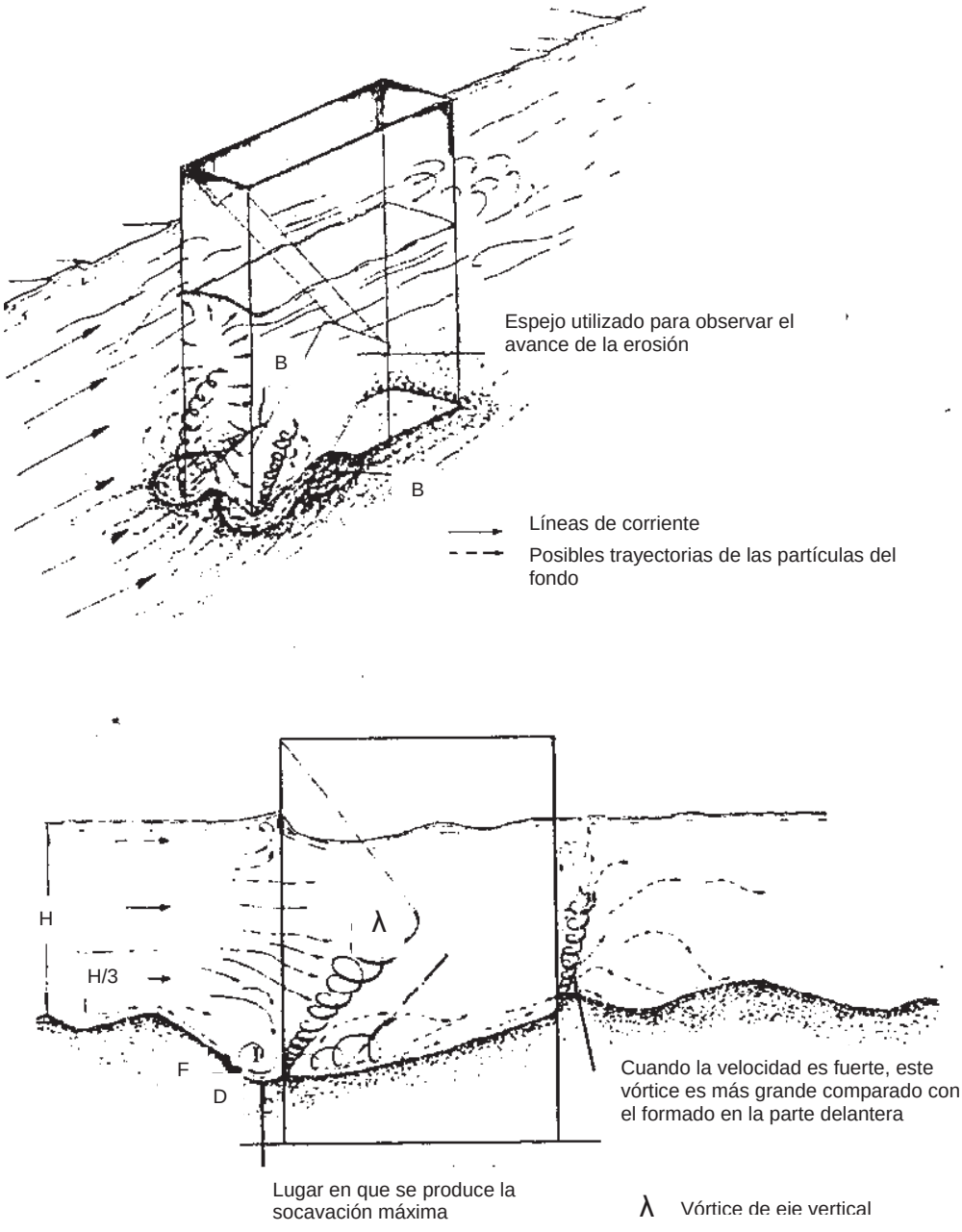


Figura 1.7 (a) Estados inicial e intermedio de socavación en pilas rectangulares (Maza, 1966)

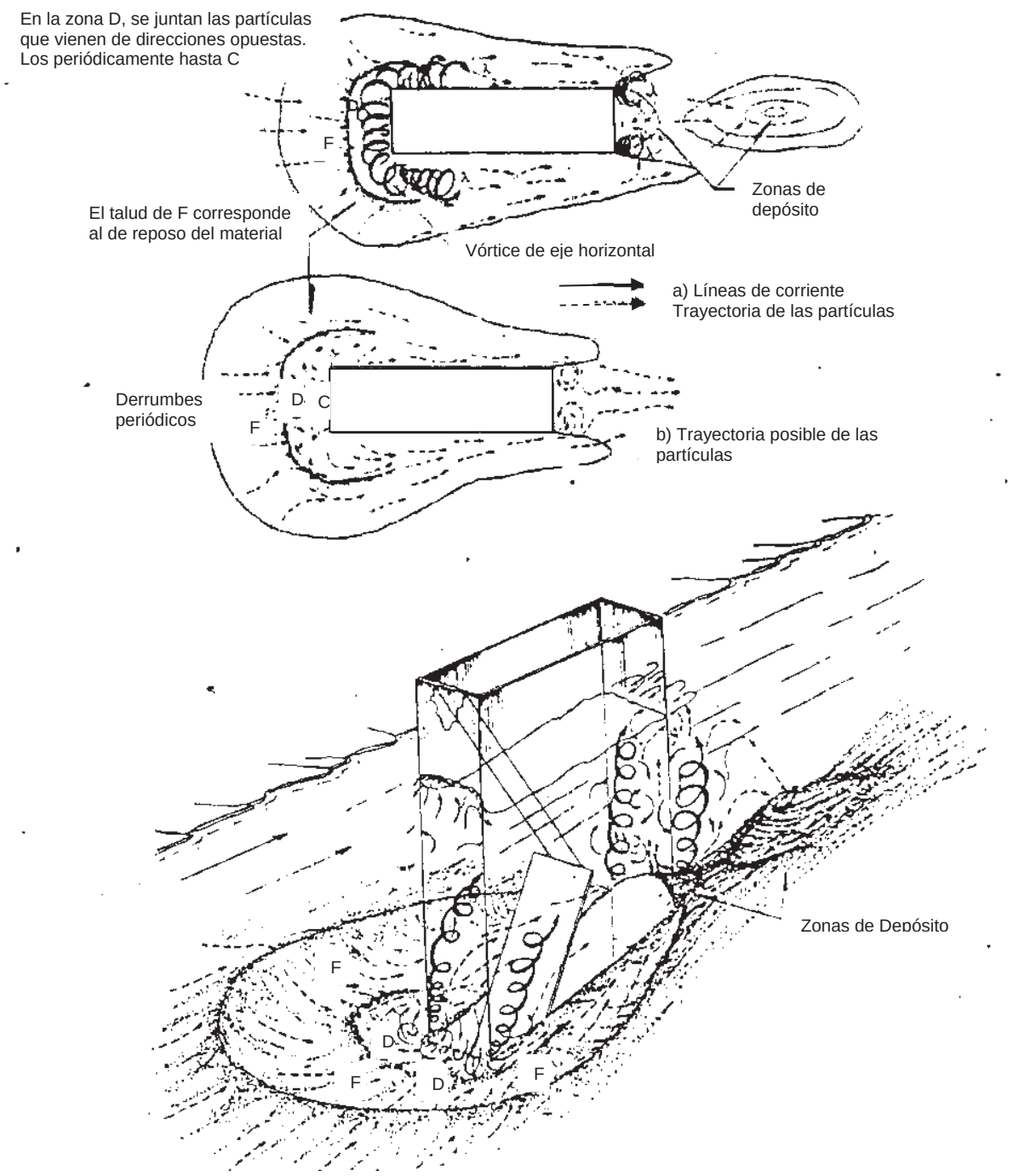


Figura 1.7 (b) Estado avanzado de socavación en pilas rectangulares (Maza, 1966)

- La condición inicial de socavación se origina en las esquinas cuando la velocidad es baja provocada por dos vórtices de ejes vertical generados por

la presencia del obstáculo. Las partículas son succionadas por estos levantadas y depositadas en la zona B. Al aumentar la profundidad del cono, resbalan por el talud hasta la parte inferior, en donde son succionadas o arrastradas por los vórtices nuevamente sobre este. Este tipo de turbulencia permanece siempre aunque exista un fuerte arrastre de material del fondo.

- Con el aumento de la velocidad las líneas de corriente comprendidas entre el fondo y 1/3 de la altura del tirante, que chocan contra la pila, toman un movimiento vertical descendente (corrientes jet). Este efecto más el aumento en la profundidad de los dos pequeños agujeros, provoca la unión de éstos e incrementa la profundidad de socavación en el centro de la cara aguas arriba, hasta alcanzar el mismo nivel de erosión. En esta parte del proceso, el mayor agente erosionado es el vórtice 1 que presenta un eje horizontal perpendicular al flujo, formado en la cara frontal de la pila y se extiende después hacia los lados con dirección constante. El movimiento de la corriente arrastra las partículas de la zona C y las depositadas en la zona D acumulándose. En un corto tiempo, esto origina pequeñas avalanchas de D hacia C, para mover las partículas en zig-zag, hasta llegar al punto E, donde son arrastrados encontra pendiente hacia aguas abajo.

- Las partículas de la zona F al aumentar la socavación, resbalan hasta llegar a la zona D y son afectadas por el movimiento anteriormente descrito. Cuando existe una velocidad alta se provoca un fuerte arrastre de material, que aumenta la erosión y el tamaño del cono, con las partículas en movimientos como se describió.

2 Pila Circular. El desarrollo de la socavación se parece al obtenido en la pila rectangular. La erosión comienza en dos zonas localizadas a 65° con respecto al eje de la pila, figura 1.8(a) y 1.8 (b). Al aumentar la velocidad, los dos agujeros en forma de conos invertidos llegan a juntarse e incrementar la erosión, hasta alcanzar el mismo nivel en toda la zona delantera. El resto del proceso es idéntico

al desarrollado en las pilas rectangulares, aunque el valor de la velocidad a la cual se alcanza la socavación máxima es diferente.

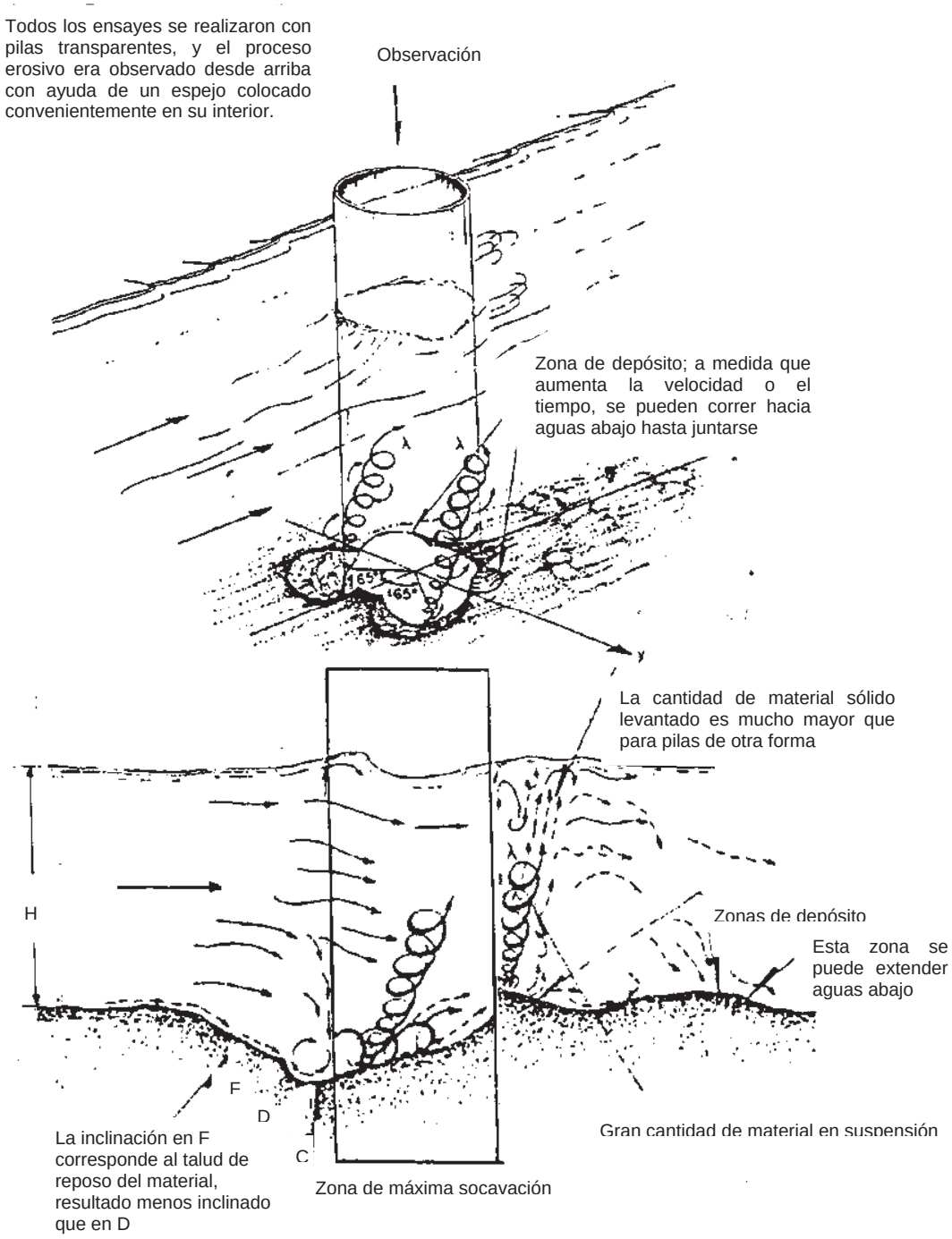


Figura 1.8 (a) Estado inicial e intermedio de socavación en pilas circulares (Maza, 1966)

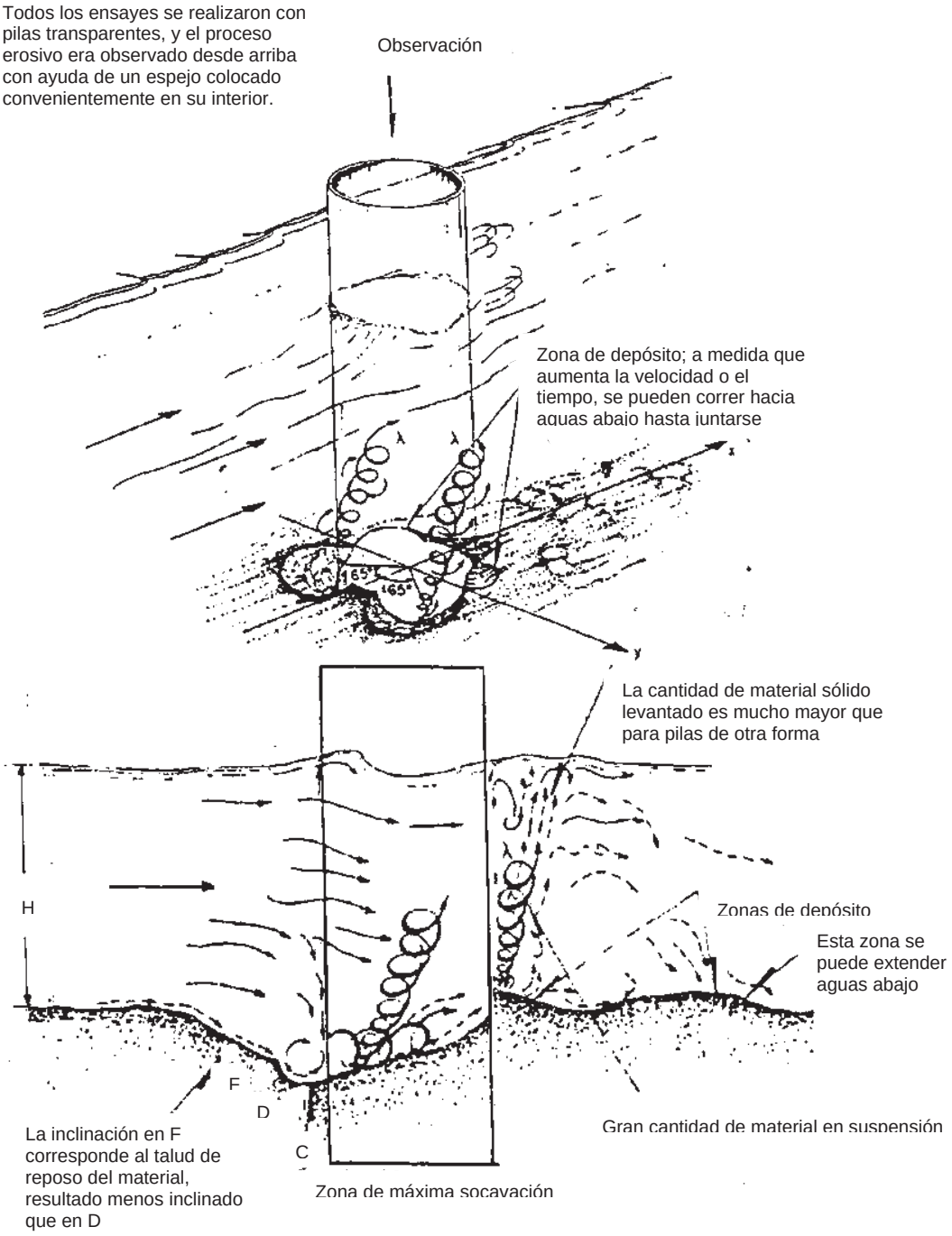


Figura 1.8 (b) Estado avanzado de socavación en pilas circulares (Maza, 1966)

3 Pila rectangular con nariz redondeada. Existe la misma situación de las pilas rectangulares, con la excepción de que el material retirado al iniciarse la socavación se deposita en las caras laterales, se necesita una mayor velocidad para arrastrarlo a la parte trasera de la pila.

4 Pilas esviajadas. En bajas velocidades, la socavación se inicia en el punto A, (figura 1.4 b), como consecuencia de un vórtice de eje vertical existente, al inicio, el material es arrastrado hacia el punto D. Con el aumento de velocidades, el arrastre crece en dirección de los puntos B y C, el cono formado se incrementa poco hacia D y aumenta en toda la cara AB. Si la velocidad produce arrastre en el material del fondo, los lados AB y BC tienen prácticamente la misma profundidad, para el valor de la velocidad asociada a la máxima socavación, el punto C presenta el valor máximo de erosión. Al comparar la socavación en una pila enviajada y otra no enviajada, es mucho mayor en las primeras y se localizan en la cara aguas abajo.

En estribos es posible observar lo siguiente:

- El proceso de socavación local tiene cierta similitud con el de las pilas, excepto por el tamaño del cuerpo inmerso en el agua que es menor, Shen et al., (1966), fueron los primeros en plantear esta hipótesis en base a un número limitado de estudios. Lemos (1975), dice que la diferencia básica entre los dos sistemas es la desaceleración del flujo en la frontera formada por la pared del estribo.

- Liu (1961) y Wong (1982), realizaron observaciones del desarrollo del agujero de socavación y flujo, en estribos inmersos en la corriente y con paredes inclinadas. Detectaron lo siguiente: al llegar la corriente cerca del estribo se divide en dos flujos, superior e inferior, separados internamente ambos chocan contra la estructura por lo que se desvían hacia arriba y abajo, respectivamente. La corriente superior se divide en dos partes: una, que se acelera alrededor de la

esquina aguas arriba y la otra, circula lentamente en las cercanías de la esquina interior formada por el estribo y la pared del canal. En la corriente inferior, la parte central baja en forma diagonal, mientras que la extrema va directamente hacia abajo, hasta el fondo del agujero de socavación. Por lo general, la socavación comienza en la esquina aguas arriba del estribo, al generar una pequeña hoquedad por la aceleración del flujo en este punto, la depresión aumenta rápidamente y un pequeño promontorio se forma aguas abajo. Durante el desarrollo del agujero de socavación, el material del lecho se erosiona en la zona adyacente al estribo y se coloca con una pendiente hacia arriba en los lados, por el vórtice principal. Un escollo se forma entre las zonas de vórtices, en el proceso, las paredes del agujero tienen pequeñas avalanchas de material hasta alcanzar el equilibrio, (figura 1.9, 1.10 y 1.11).

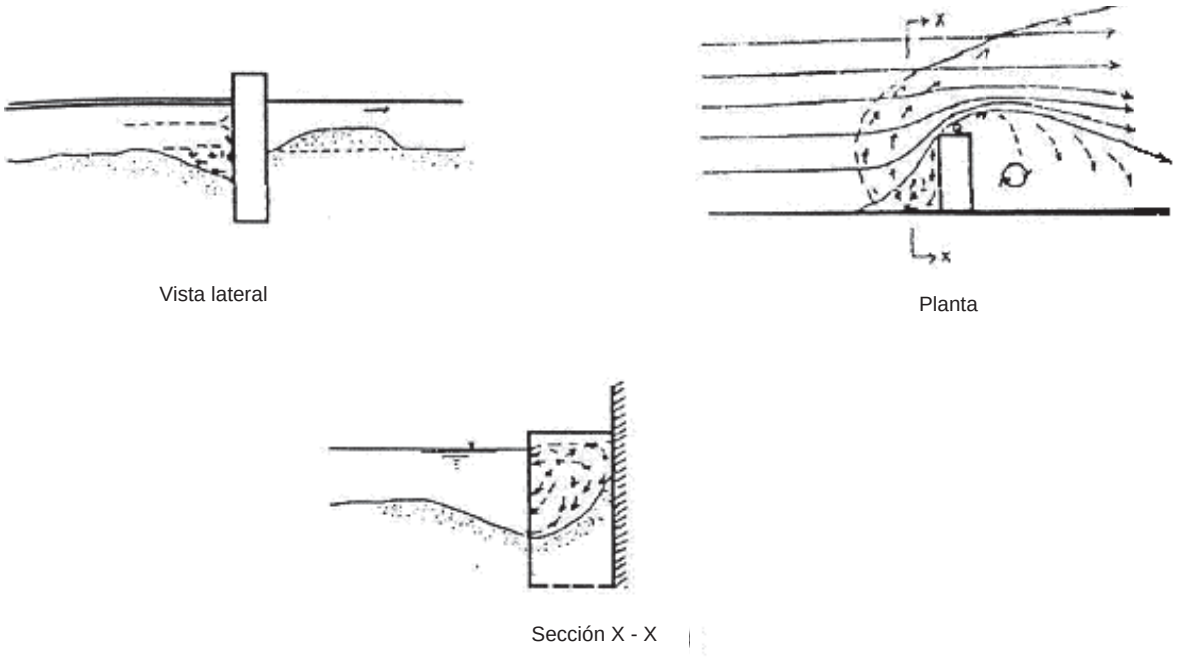


Figura 1.9 Línea de corriente en el agujero de socavación de un estribo (Liu, 1961 y Wong 1982)

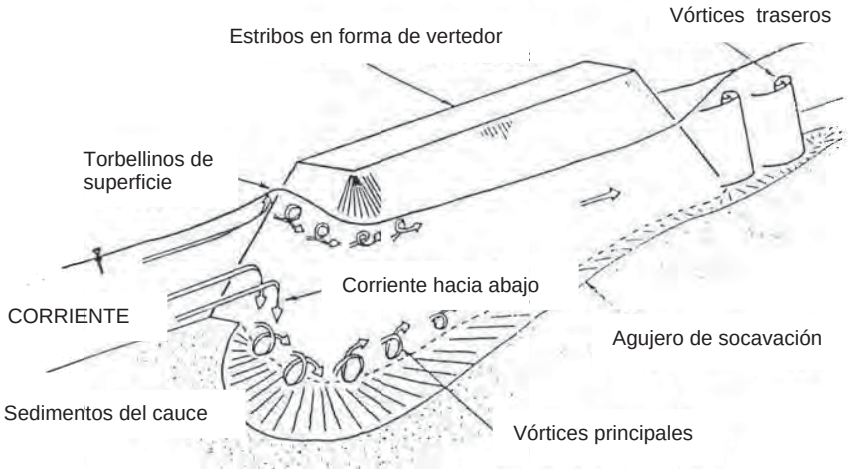


Figura 1.10 Sistema de vórtices formados en un estribo (Liu, 1961 y Wong, 1982)

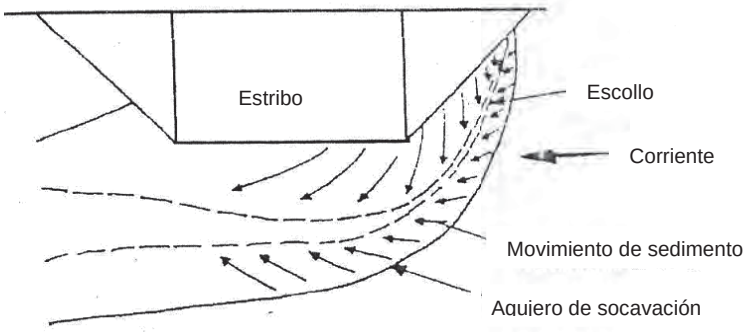


Figura 1.11 Vista en planta de las características del agujero de socavación en estribos (Melville, 1988)

- En estribos con pared vertical, Kwan (1984), descubrió que tanto la corriente, como la geometría del agujero son iguales a las explicadas en el caso anterior, aunque la zona de estancamiento es más grande y la actividad de socavación mayor al final del estribo donde el flujo en espiral está concentrado.

Además por la ubicación en el cauce y las características de las corrientes, se puede presentar la socavación lateral de las márgenes del río. Las variaciones estacionales de la corriente, la migración natural de los meandros y las modificaciones no naturales del

cauce, provocan daño en la cimentación o terraplenes del estribo (figura 1.12). El incremento en el gasto o decremento de la cantidad de material de arrastre reducen la pendiente del cauce, que origina la presencia de corrientes divagantes y aumenta el ancho del canal por esto, la socavación lateral se puede presentar en tramos rectos y curvos, (figura 1.13). Brice (1984), dice que la magnitud de la socavación lateral tiene relación proporcional con el ancho de canal, los valores más altos se presentan en cauces con corrientes cruzadas. Si el puente está localizado en una curva, resulta necesario evaluar la socavación vertical.

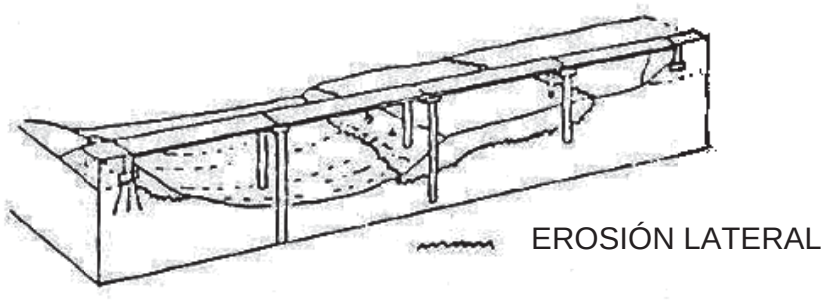


Figura 1.12 Socavación lateral en estribos (Melville, 1988)

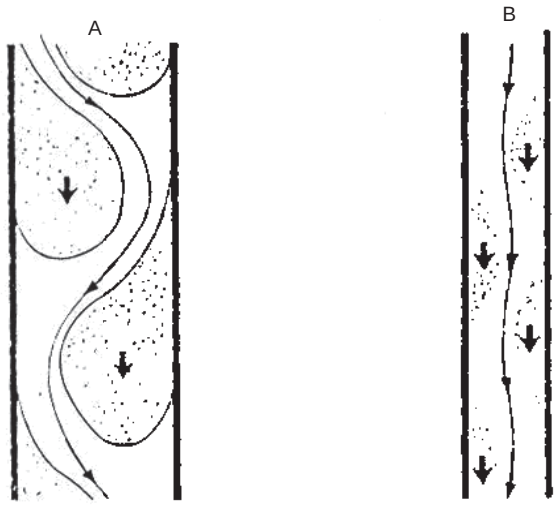


Figura 1.13 Formación de bancos de arena en canales rectos (Brice, 1984)

1.1.3 FACTORES IMPORTANTES

Las cimentaciones de los puentes se diseñan en una gran variedad de tipo y formas, su geometría es descrita en términos del tipo de obstrucción, por el factor de forma y el ángulo entre la dirección del flujo y el obstáculo. La socavación local depende del tipo de cimentación, alineamiento y forma; además en las avenidas el material arrastrado contra la pila y estribos de puentes incrementa su tamaño y cambia la forma, la relación del ancho de pila o estribo con respecto al ancho total del canal, es una evaluación del grado de contracción que determina el valor de la socavación transversal (Melville 1988). Existen cuatro tipos de factores determinantes en la valoración de la socavación general y local que son: hidráulico del fondo del cauce, parámetros geométricos de las pilas y ubicación de la estructura en el cruce (tabla 1.1).

Tabla 1.1 Factores importantes en al socavación (Maza, 1966)

Tipo de factor	Descripción
Hidráulico	Velocidad media de la corriente Tirante frente a la pila aguas arriba Distribución de velocidades Dirección de la corriente con respecto al eje
Fondo del cauce	Diámetro de los granos Distribución granulométrica Forma de los granos Peso específico sumergido Estratificación del subsuelo
Parámetros geométricos	Ancho de pila Relación largo/ancho Forma de la sección transversal de la pila
Ubicación del puente	Contracción en la sección del puente, por efecto de las pilas y presencia de material de arrastre Forma del río en planta Obras de control aguas arriba

Para la socavación local, existe ciertos factores de los mostrados anteriormente que ejercen una influencia sobre el valor máximo alcanzado (Melville 1988). Estos son:

a) Velocidad de la Corriente

De acuerdo con las observaciones realizadas en pilas de puentes, la socavación local se relaciona con la velocidad de llegada de la corriente. Datos publicados en la literatura de Maza (1966), Shen (1966) y Ettema (1980), se tiene para la condición sin arrastre de material una variación lineal de la variable en estudio con respecto a la velocidad, hasta alcanzar esta el valor crítico. Si existen arrastres de material, las ecuaciones obtenidas están en función del número de Froude; para este caso, Chabert y Engeldinger (1956) y Laursen (1963), sugieren que la socavación local es próxima al 10% menos de la profundidad crítica, independientemente del valor de la velocidad; cuando se excede el valor crítico de ésta, la socavación decrece para aumentar posteriormente.

La figura 1.14 presenta datos experimentales de profundidades de socavación en pilas cilíndricas para sedimentos uniformes, estos resultados son independientes de la profundidad de la corriente y del tipo de sedimento. En la figura 1.15, Raudkivi (1977), resume todos los datos existentes; la banda de líneas punteadas significa el intervalo de fluctuaciones en la profundidad del agujero, formado por el cambio en las características del lecho. La razón de la socavación local con arrastre de material se incrementa con la velocidad, hasta alcanzar un valor crítico de 2.3 en la condición más favorable; los datos están en función del tipo de grano. En experimentos realizados con material de diámetro $>$ 0.7 mm y velocidad de 0.95 U_C, no existe deformación del fondo del cauce; para Maza (1966), sugiere que $d_{50} = 0.56$, mm y velocidad igual a 0.6 V_r. Cuando existe arrastre de material, el movimiento de éste en el interior del agujero y la profundidad de la erosión son menores al valor pico.

El acceso de material genera una reducción en la profundidad del agujero y alcanza en valor mínimo si V/V_r, vale entre 1.5 y 2, para lechos estrechos y con gran pendiente. Después, la socavación crece y alcanza un nuevo pico en la transición de la condición del lecho, cuando la mayor parte de energía se utiliza para el transporte de sedimento; el segundo pico no excede el primero, excepto para arenas finas. Sin embargo, el equilibrio

con respecto a una línea promedio se alcanza más rápidamente en condiciones de arrastre de material. El segundo pico es la condición crítica de diseño, porque en las condiciones de flujo sin arrastre, el primer pico resulta menor, (figuras 1.5a y 1.5b).

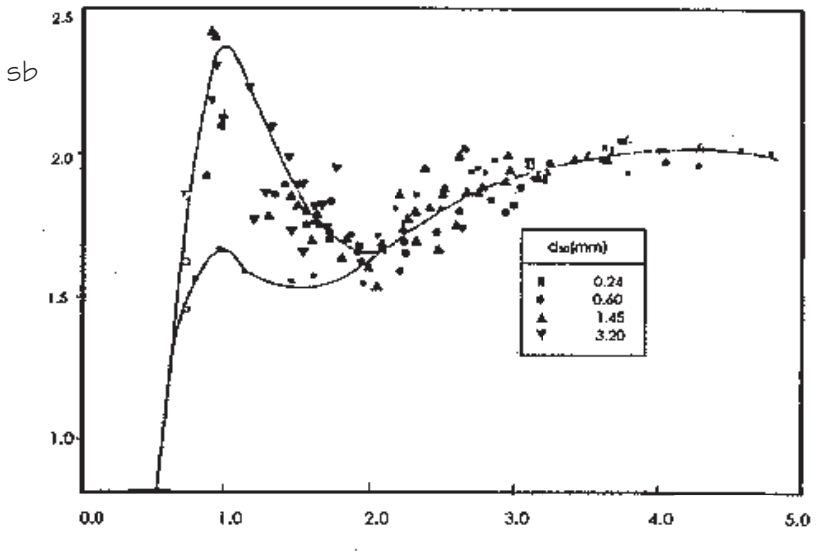


Figura 1.14 Datos para pilas cilíndricas (Chiew, 1984)

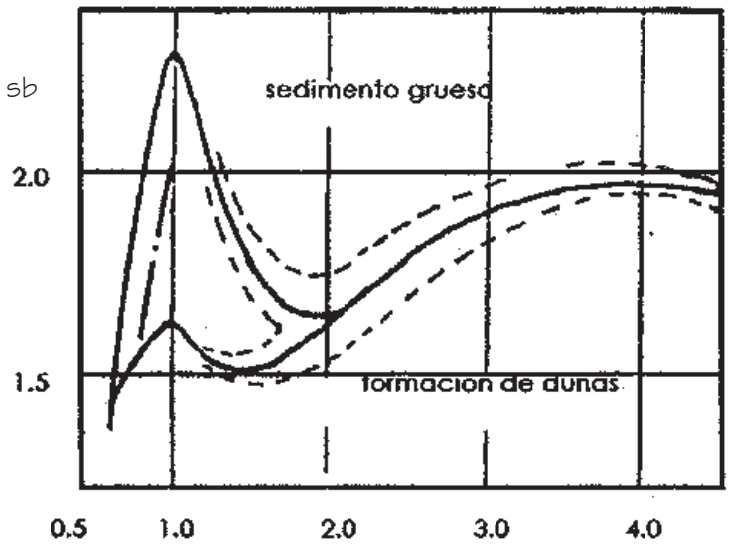


Figura 1.15 Socavación local en pilas cilíndricas con sedimentos uniforme y arrastre de material (Raudkivi, 1977)

b) Tirante de agua

En los experimentos realizados en modelos con poca altura de agua se ha observado que la socavación crece al aumentar el tirante; para corrientes profundas, la socavación es independiente de este aumento. La presencia de la pila crea torbellinos de superficie a su alrededor y genera otros en su base que tienen dirección de giro opuestos. Al principio no existe interferencia, pero al decrecer el tirante, el torbellino de superficie es más intenso y disminuye la capacidad de arrastre del inferior. La figura 1.16 muestra datos de laboratorio para el punto de equilibrio de socavación local en la condición crítica, donde $K(H/b)$, es una medida de la influencia de H/b, en la socavación local. En suelos finos $(b/d_{50} > 75)$, la socavación local es independiente del tirante para $H/b \approx 1$, en suelos gruesos, esta relación toma un valor de seis (Melville 1988).

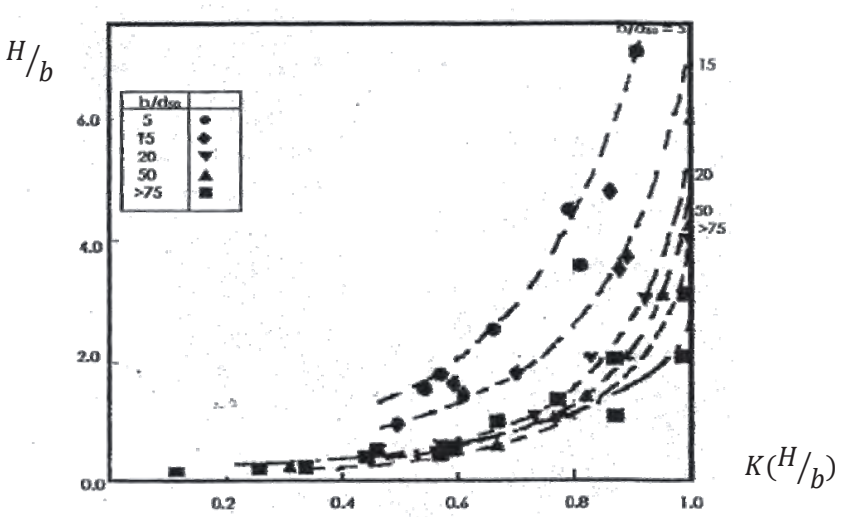


Figura 1.16 Socavación en condiciones críticas contra el tirante de agua en función del ancho de pila (Melville, 1988)

donde: H es el tirante máximo de la avenida, b es el ancho de la pila, m, K es la constante igual a 1.375 para pilas con extremos rectangulares, 0.50 en pilas con Parteaguas si el ángulo es menor o igual a 30° y 0.67 en pilas de sección circular.

c) Tipo de sedimento

El tipo de sedimento influye fuertemente sobre la socavación local, en los datos de laboratorio de Ettema (1980), para corrientes sin arrastre de material y sin formación de dunas, el máximo valor de socavación es independiente del tipo de grano, (figura 1.17) cuando $b/d_{50} > 50$, con pequeños valores de esta relación, los granos individuales son mayores a las zanjas formadas por la corriente dirigidas hacia abajo, razón por la cual la erosión se impide. Para $b/d_{50} < 8$, los granos individuales son relativamente mayores a la pila y la socavación se debe a la erosión de sus lados. En corrientes con arrastre de material, los experimentos de Chiew (1984) muestran la misma tendencia para la velocidad crítica $K\ (b/d_{50})$, es una medida del efecto de tipo de sedimento en la socavación local (figura 1.18).

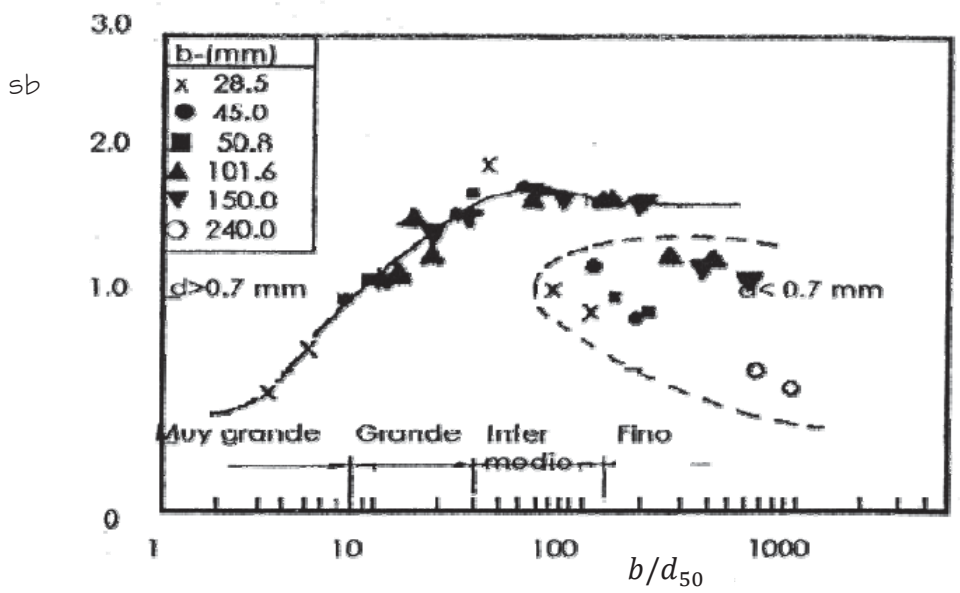


Figura 1.17 Valores máximo de la socavación en corrientes sin arrastre, en función del tipo de sedimento (Juárez B, 1980)

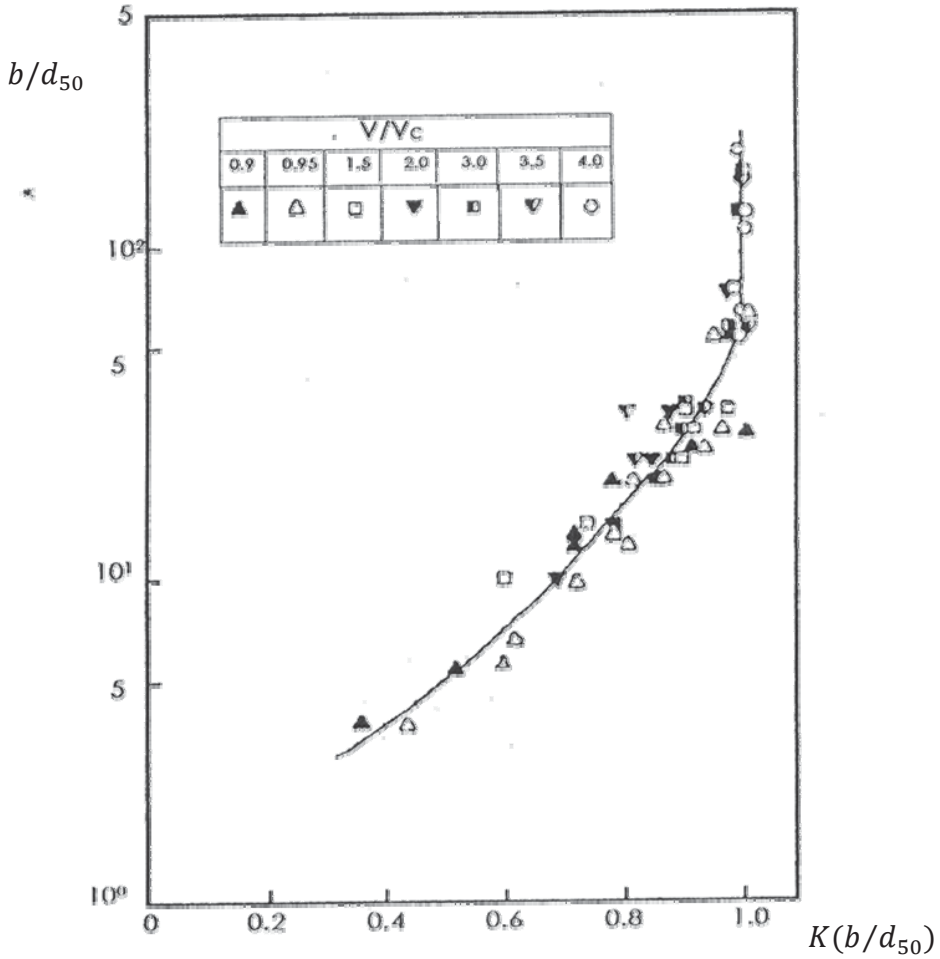


Figura 1.18 Influencia del diámetro en la socavación local para corriente con arrastre en la condición crítica (Chiew, 1984)

d) Graduación del sedimento

Ettema (1980) efectuó una investigación sobre el efecto de las graduaciones del sedimento en la socavación de pilas cilíndricas; en estas pruebas la situación crítica fue obtenida con distintos valores de d_{50}, se concluyó que la socavación y la profundidad de equilibrio decrecen si la desviación estándar de la distribución aumenta. Este efecto se debe al acorazamiento del cauce, que aumenta en el agujero de socavación, (figura 1.19). σ_g, es la desviación estándar geométrica para una distribución normal del sedimento K_σ, es una función de relación entre, σ_g y el valor de la socavación presente.

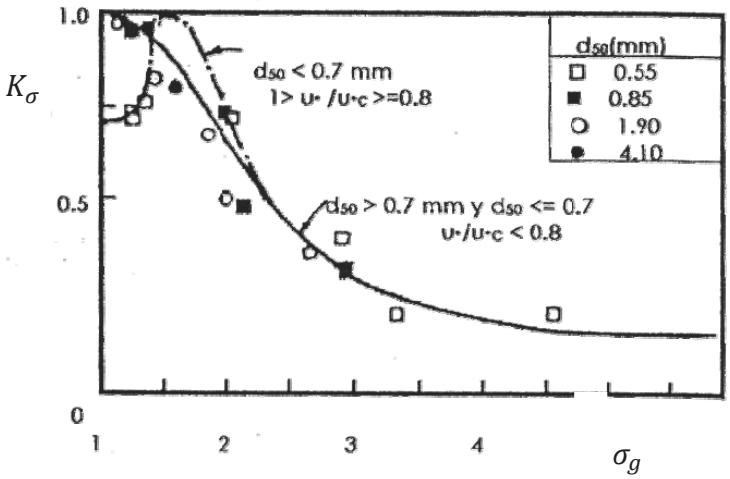


Figura 1.19 Relación de la graduación de sedimento en la socavación local (Ettema, 1976)

La figura 1.20 muestra la dependencia en la formación de dunas en el cruce. El pequeño valor de K_σ, para sedimentos finos es debido a la formación de dunas, cuando se aproxima la situación crítica. Con $\sigma_g = 1.5$, el cauce de materiales finos ha llegado a acorazarse antes de la formación de dunas, aunque no existe un acorazamiento perfecto en la base del agujero. Para valores altos de σ_g, el acorazamiento ha llegado a ser efectivo en la base del agujero, que reduce la socavación local para cualquier tipo de sedimento. En esta condición, Ettema (1976), observó que los sedimentos finos se comportan como gruesos para valores de, $u_*/\, u*_c < 8$.

donde: b es el ancho de la pila, m, d_{50} es el diámetro de la partícula media, mm, K es una constante igual a 1.375 para pilas con extremos rectangulares, 0.50 en pilas con Parteaguas si el ángulo es menor o igual a 30° y 0.67 en pilas de sección circular, σ_g es la desviación estándar geométrica, K_σ es la factor de influencia de σ_g en la socavación local, adimensional, u_* es la velocidad crítica de cortante, m/s, $u*_c$ es la velocidad de cortante, m/s.

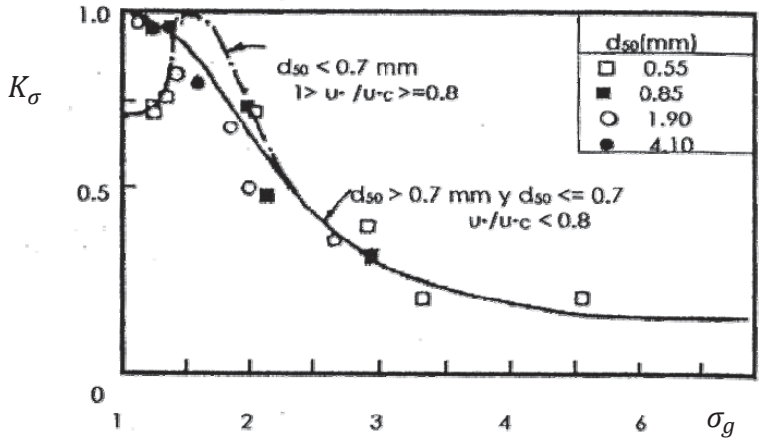


Figura 1.20 Relación de la graduación de sedimento en la socavación local (Ettema, 1976)

En condiciones de arrastre de material existe poco conocimiento de los efectos de graduación del sedimento en la socavación. Los datos de laboratorio Chabert y Engeldinger (1956), indican que si el esfuerzo cortante aplicado es mayor al necesario para remover las partículas más grandes en sedimentos no uniformes, el tipo de partícula sirve sólo para determinar las características del cauce, pero no para determinar la profundidad de la socavación. Sin embargo, cuando el esfuerzo cortante aplicado, es próximo al valor crítico para mover las partículas grandes, es de esperarse la presencia de un acorazamiento de éstas en la base del agujero de socavación, que reduzca los efectos de la corriente. Por otra parte, si existe un esfuerzo cortante menor al crítico para material grueso, sucede lo mismo de una corriente sin arrastre de material en suelo no uniforme, que provoca un acorazamiento del lecho y del agujero de socavación; estos datos se resumen en la figura 1.21.

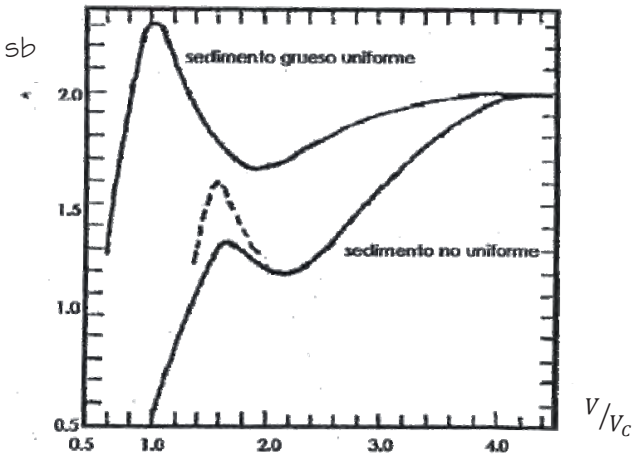


Figura 1.21 Socavación local en pilas, para dos tipos de sedimentos (Chiew, 1984)

e) Efecto de reducción transversal

Shen et al., (1969) sugieren que el ancho del canal debe ser al menos ocho veces el ancho b, de la pila para condición sin arrastre, para condiciones de arrastre, Chiew (1984) propone un ancho de diez veces b. Este último valor es propuesto por Cunha (1975) en estribos sin arrastre de material, con valores menores de b/B, y sin arrastre, el valor de socavación se incrementa al acercarse la corriente al punto crítico.

f) Efecto de forma

El factor forma de estribos y pilas se evalúa por el factor de forma K_s, el método es aproximado por la gran variedad de formas y en particular por que los cambios ocurren, debido a los materiales arrastrados durante las avenidas, (figura 1.22). En realidad, los factores de forma son importantes, sólo si se garantiza una corriente de agua no enviajada. Su influencia se ha demostrado por una gran cantidad de investigadores y la conclusión general indica que afecta directamente la profundidad de la socavación local.

Figura 1.22 Efecto de material arrastrado en un pila de puente

La estimación de la socavación local en pilas se complica por la existencia de cimentaciones, cajones o bloques en las pilas. Raudkivi (1977), explica que si el cajón comienza abajo del nivel del lecho, existe una reducción de la socavación local, por que provoca una intersección del flujo en esta dirección; sin embargo, si la cara superior del cajón está sobre o en el nivel del lecho la socavación se incrementa. Las dificultades prácticas en la determinación del nivel más bajo del lecho, genera un peligro real en el límite de la socavación local por la existencia de cajones de cimentaciones. El factor de forma para estribos con pendientes no se ha estudiado, pero se observa que la socavación es menor comparada con la presenta en los estribos verticales.

g) Alineamiento

La socavación local para todas las pilas, excepto cilíndricas, depende del alineamiento del flujo; al incrementar el ángulo se incrementa la socavación por la ampliación del ancho de la pila. Laursen et al. (1956) desarrollaron una gráfica de modificación de factores de forma para pilas enviajadas, (figura 1.23). El ángulo de ataque puede cambiar durante una avenida, por lo que el uso de pilas cilíndricas o con formas de baja razón de aspectos es

benéfico. Para estribos Field (1971) propone una carta sobre el efecto del alineamiento, (figura 1.24), estos resultados son idénticos a los obtenidos por Laursen (1962), (figura 1.25). En los estribos el valor de K_θ, es mucho menor que para las pilas, esto sucede porque la constante de alineamiento se define en términos de la longitud proyectada.

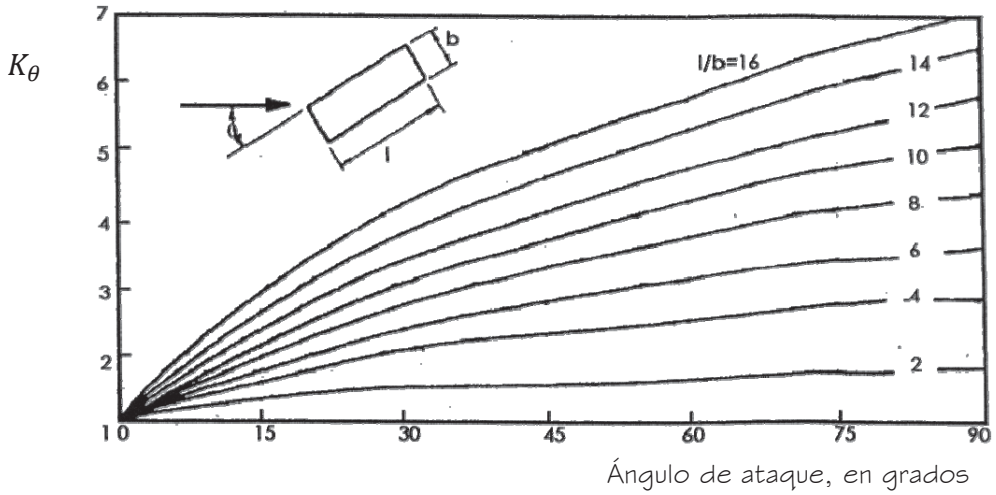


Figura 1.23 Factor de alineamiento en pilas (Laursen, 1956)

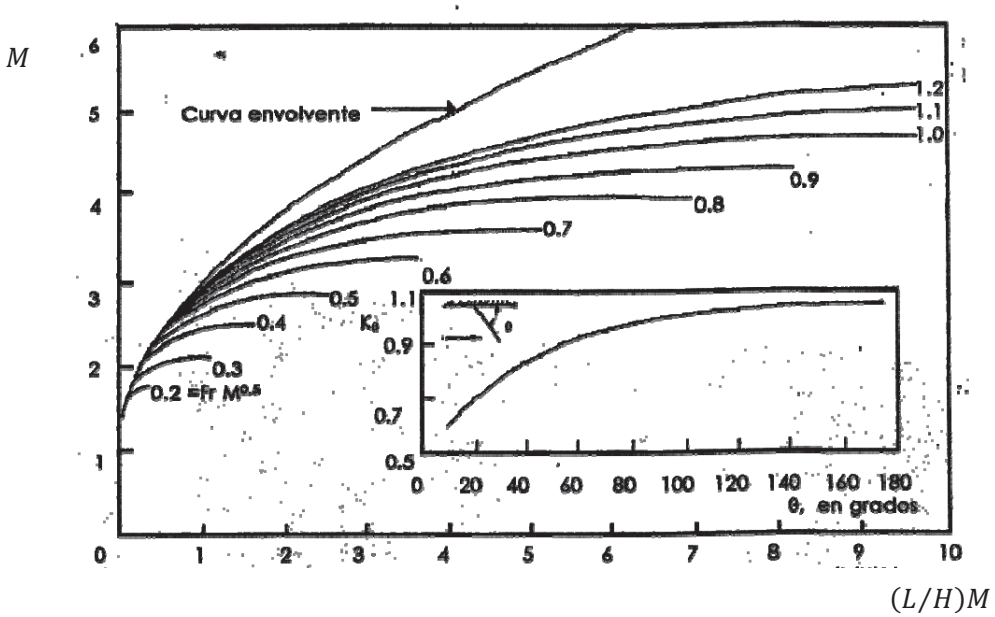


Figura 1.24 Carta para el cálculo de socavación local en estribos, con la corrección por alineamiento (Field, 1971)

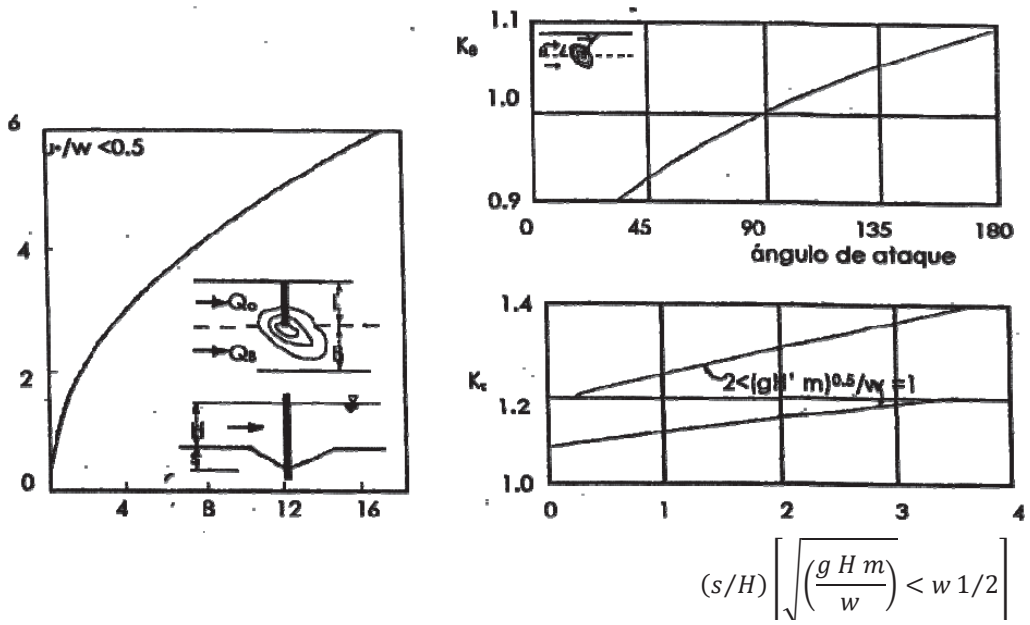


Figura 1.25 Carta para calcular la socavación local en estribos, con efecto de esviajamiento (Laursen, 1962)

La socavación en un cruce de puente resulta de una completa interacción entre la corriente del río, los materiales de las fronteras del cauce y la estructura misma. La corriente está definida por la velocidad media y el tirante de agua; sin embargo, también presenta características tridimensionales y es no-estacionaria, por lo cual, los anteriores parámetros sólo proporcionan idea de la capacidad erosiva de la corriente. En ríos con corrientes cruzadas y de gran amplitud, donde existen pequeñas corrientes que ocupan una parte mínima del canal, la profundidad del agua puede cambiar en forma impredecible durante la presencia de avenidas; la velocidad media y el tirante proporcionan una estimación razonable de la socavación general, pero si estos mismo datos son utilizados para el cálculo de la socavación local generarían valores erróneos. El material que forma las fronteras del río desde piedras grandes a limos y arcillas; presentan tipos de distribución granulométrica, estratificación y características variables. Es normal dividir los materiales en cohesivos y no cohesivos, en la mayoría de los cauces existen suelos no cohesivos, por lo que éstos son tratados en todos los trabajos. La descripción del sedimento de los lechos depende de la dimensión de la partícula media d_{50}, en suelos

uniformes y, la desviación estándar geométrica de la distribución granulométrica en no uniformes; la resistencia a la socavación es diferente en cada caso. El fondo del cauce puede estar compuesto por varios tipos de material, con diferentes resistencias a la socavación. En socavación local existe de dos tipos: con y sin arrastre de material. Por el diferente valor de socavación para los dos casos, es necesario identificar la condición de movimiento del material; la función de Shields se puede utilizar para determinar la existencia o no de arrastre. La socavación general y la local se realizan en lapsos relativamente cortos, semejantes a la duración de una avenida, aunque puede darse el caso que en este tiempo no se alcance a desarrollar el valor máximo de socavación, particularmente en material resistentes a la erosión (cohesivos) o si no existe arrastre de material.

1.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DE SOCAVACIÓN LOCAL

1.2.1 MÉTODO DE LISCHTVAN-LEBEDIEV (C.F.E 1981)

La hipótesis principal en que se basa el método consiste en suponer que el gasto unitario que pasa por cualquier fracción del cauce (figura 1.26) permanece constante mientras dura el proceso de socavación al paso de la corriente de diseño, por lo que, para cualquier profundidad que se alcance en la socavación, la velocidad media real de la corriente V_r, tendrá un valor de:

$$V_r = \frac{\propto d_O^{\frac{5}{3}}}{d_S} \tag{1.7}$$

$$\propto = \frac{Q_{diseño}}{\bar{d}^{\frac{5}{3}} B_e \mu} \tag{1.8}$$

$$\bar{d} = \frac{A}{B} \tag{1.9}$$

donde: V_r es la velocidad media de la corriente, m/s, α es el coeficiente de las características hidráulicas, d_o es la profundidad inicial de la sección del cauce, m, d_S es

el tirante de socavación local, m, $Q_{diseño}$ es el gasto de diseño, m/s, $\bar{d}$ es el tirante medio del cauce, m, A es la área hidráulica de la subsección, m^2, B es el ancho total del canal, m.

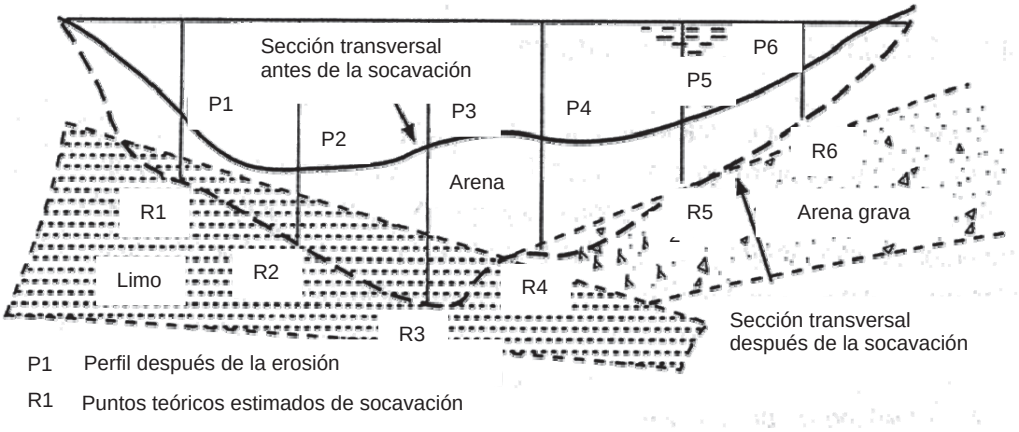


Figura 1.26 Cálculo de la socavación para suelos heterogéneos (Lebediev, 1959)

μ, es el coeficiente que toma en cuenta las contracciones del flujo producto de las obstrucciones (pilas, estribos, espigones, diques, tuberías, etc.) se puede obtener con la ayuda de la tabla 1.2 en función de la separación mínima libre entre las obstrucciones y de la velocidad media de la corriente de no existir las obstrucciones, cuando no existen el valor es de 1.0.

Tabla 1.2 Coeficiente de contracción μ

Velocidad media en la sección m/s	Longitud libre entre dos pilas, m.												
	≤10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<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	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 >	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Para la velocidad media mínima necesaria para arrastrar los materiales que forman el cauce, Lischtvan – Lebediev (1959) propusieron las siguientes ecuaciones.

a) Para material granular

$$V_e = 0.68\, {d_m}^{0.25}\, \beta\, {d_s}^{X} \qquad (1.10)$$

b) Para material cohesivo

$$V_e = 0.60\, {\gamma_s}^{1.15}\, \beta\, {d_s}^{X} \qquad (1.11)$$

β, es el coeficiente que toma el período de retorno de diseño, el cual se obtiene con la ayuda de la tabla 1.3.

Para su aplicación se requiere la siguiente información.

a) Gasto de diseño asociado a un periodo de retorno.
b) Curva elevación-gasto-áreas-radios hidráulicos-anchos efectivos de la sección en estudio elaborada con la sección del cauce en época de estiaje.
c) Sección transversal de los puntos de mayor interés del cauce en estudio en época de estiaje.
d) Diámetros representativos del cauce y/o peso específico del material que conforma el cauce en cada una de las secciones en estudio.

Tabla 1.3 Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas para suelos no cohesivos m/s)

Diámetro medio de las partículas en mm	Tirante medio de la corriente en mm					
	0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	>10
0.005	0.15	0.20	0.25	0.30	0.40	0.45
0.05	0.20	0.30	0.40	0.45	0.55	0.65
0.25	0.35	0.45	0.55	0.60	0.70	0.80
1.0	0.50	0.60	0.70	0.75	0.85	0.95
2.5	0.65	0.75	0.80	0.90	1.00	1.20

Tabla 1.3 Velocidades medias de la corriente que son admisibles (no erosivas para suelos no cohesivos m/s) (continuación)

5	0.80	0.85	1.00	1.10	1.20	1.50
10	0.90	1.05	1.15	1.30	1.45	1.75
15	1.10	1.20	1.35	1.50	1.65	2.00
25	1.25	1.45	1.65	1.85	2.00	2.30
40	1.50	1.85	2.10	2.30	2.45	2.70
75	2.00	2.40	2.75	3.10	3.30	3.60
100	2.45	2.80	3.20	3.50	3.80	4.20
150	3.00	3.35	3.75	4.10	4.40	4.50
200	3.50	3.80	4.30	4.65	5.00	5.40
300	3.85	4.35	4.70	4.90	5.50	5.90
400		4.75	4.95	5.30	5.60	6.00
500 o más			5.35	5.50	6.00	6.20

En la aplicación del método se describe que para calcular la profundidad de socavación en función del tipo material del cauce, se deben de igualar las velocidades, V_r y V_e, de cuya igualación se despeja el valor de la profundidad de erosión d_s, quedando las siguientes expresiones:

a) Para material granular o friccionante

$$d_s = \left(\frac{\alpha \, {d_o}^{\frac{5}{3}}}{0.68 \, {d_m}^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} \qquad (1.12)$$

b) Para material cohesivo

$$d_s = \left(\frac{\alpha \, {d_o}^{\frac{5}{3}}}{0.60 \, {\gamma_s}^{1.18} \beta} \right)^{\frac{1}{1+X}} \qquad (1.13)$$

Cuando se tiene material homogéneo bajo el fondo el cauce, la obtención de la profundidad de socavación d_s, es directa, pero de existir diferentes tipos de estratos que los subyacen es necesario proceder por iteraciones, de la siguiente forma.

a) Según el tipo de material que conforma el fondo del cauce, se calculara la d_S, la cual ya se indicó se debe medir desde la superficie libre del agua hacia el nivel socavado, si ese valor es mayor que el espesor del estrato con el que fue calculado la socavación, se deberá de cambiar de fórmula, la cual corresponderá al material del segundo estrato.

b) Con la ecuación correspondiente al segundo estrato se procede a calcular un nuevo valor de d_S, siendo posible que se presentan 3 casos:

- d_S: queda dentro del segundo estrato con lo cual terminan los tanteos.
- d_S: sobrepase el segundo estrato y quede dentro del tercer estrato lo que hará que cambiemos de fórmula conforme al tercer estrato.
- d_S: calculado con la ecuación del segundo estrato no llega a quedar en dicho estrato, es decir que se quede en el segundo estrato o no llegue al fondo del cauce, se dice que la socavación se queda en la interface del primer y segundo estrato.

Existe la posibilidad que en una sección de un río se presenten dos tipos de coeficiente de fricción, por lo que el gasto y la velocidad en toda la sección no es igual, por lo que se debe proceder a calcular diferentes valores de alfa a partir de las diferentes gastos que se tenga en cada fracción de la sección hidráulica, utilizando la siguiente formula.

$$Q_i = \frac{Q_d\, A_{ei}\, C_i\, {d_i}^{0.50}}{\sum_{1=1}^{n} A_{ei}\, C_i\, {d_i}^{0.50}} \qquad (1.13)$$

C_i, es el coeficiente de fricción Chezy que se puede calcular a partir del coeficiente de rugosidad de Manning conforme a la siguiente ecuación:

$$C_i = \frac{{d_i}^{\frac{1}{6}}}{n} \qquad (1.14)$$

Las fórmulas propuestas por Lischtvan-Lebediev (1959) fueron re-estructuradas por Maza (1966), buscando minimizar el uso de las tablas señaladas en el método,

proponiendo las siguientes ecuaciones 1.15, 1.16, 1.17 y 1.18. Cuando existe mucho transporte de sedimentos Maza (1966) encontró que dicho transporte afecta a la socavación, ya que el peso específico de la mezcla agua-sedimentos γ_m, proponiendo modificar las formulas anteriores, introduciendo un factor que tome en cuenta este efecto al cual denomina φ, el cual se coloca en el denominador de ambos ecuaciones es decir:

a) Para material granular o friccionante

$$d_s = \left(\frac{\alpha \, {d_O}^{\frac{5}{3}}}{4.7 \, {d_m}^{0.28} 0.8416 + 0.03342 \, Ln \, T_r} \right)^{\frac{{D_{84}}^{0.032}}{0.232 + {D_{84}}^{0.082}}} \qquad (1.15)$$

$$d_s = \left(\frac{\alpha \, {d_O}^{\frac{5}{3}}}{4.7 \, {d_m}^{0.28} 0.8416 + 0.03342 \, Ln \, T_r \emptyset} \right)^{\frac{{D_{84}}^{0.032}}{0.232 + {D_{84}}^{0.082}}} \qquad (1.16)$$

b) Para material cohesivo

$$d_s = \left(\frac{5780 \, \alpha \, {d_O}^{\frac{5}{3}}}{\gamma_S \, 0.8416 + 0.03342 \, Ln \, T_r} \right)^{\frac{{\gamma_S}^{0.032}}{66.28 + {\gamma_S}^{0.725}}} \qquad (1.17)$$

$$d_s = \left(\frac{5780 \, \alpha \, {d_O}^{\frac{5}{3}}}{\gamma_S \, 0.8416 + 0.03342 \, Ln \, T_r \, \emptyset} \right)^{\frac{{\gamma_S}^{0.032}}{66.28 + {\gamma_S}^{0.725}}} \qquad (1.18)$$

$$\emptyset = 0.38 + \left(\frac{\gamma_m}{1272} \right)^2 \qquad (1.19)$$

donde: d_S es el tirante de socavación local, m, d_O es la profundidad inicial de la sección del cauce, m, γ_S es el peso específico del suelo, T_r es el período de retorno, años, γ_m es el peso específico sumergido, d_m es el diámetro de la partícula, mm, $\emptyset$ es el ángulo de reposo del material, grados.

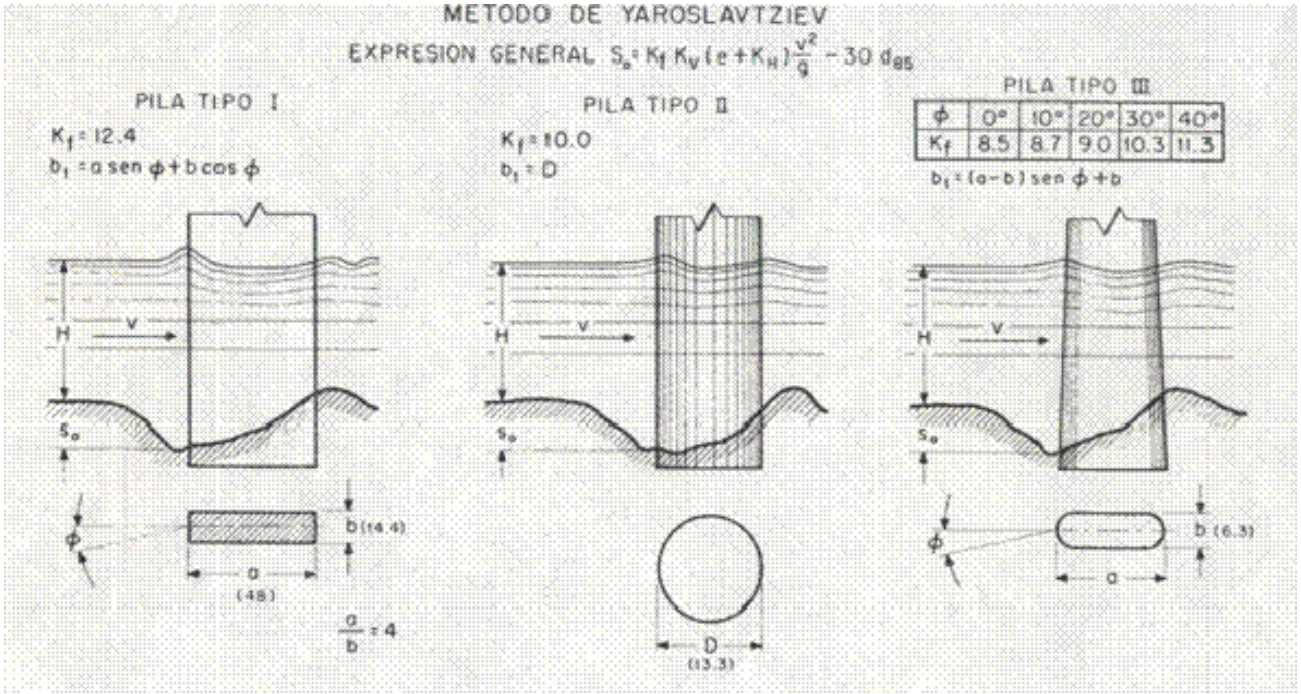
1.2.2 MÉTODO DE YAROSLAVTZIEV

Yaroslavtziev (1968) realizo una separación de la socavación de acuerdo al tipo de material que forma el cauce, proponiendo dos formulas un material cohesivo y otro para materiales granulares.

a) Para material granular

$$S_O = K_f K_v C + K_H \frac{v^2}{g} + 30 D_{35} \qquad (1.20)$$

K_f es el coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo φ que forma el eje de la corriente y el eje de la pila y conforme al tipo de pila se pueden obtener con la ayuda de las siguientes (figuras 1.27, 1.28 y 1.29).



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

Figura 1.27 Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

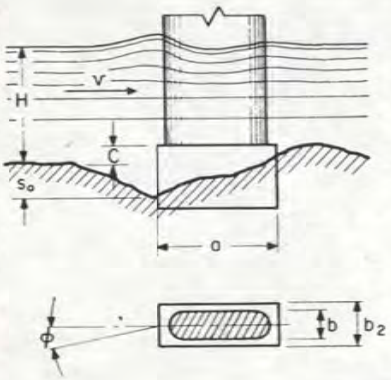
PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE Kf 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

$b_1 = (a - b_o)\operatorname{sen}\phi + b_o$ para $C/H \leq 0.3$

$b_1 = a\operatorname{sen}\phi + b_o\cos\phi$ para $C/H > 0.3$

en donde $b_o = b + (b_2 - b)\,C/H$



METODO DE YAROSLAVTZIEV

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

PILA TIPO V

Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a\operatorname{sen}\phi + b_o\cos\phi$

en donde $b_o = b + (b_2 - b)\,C/H$

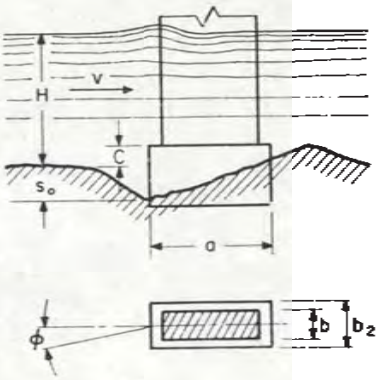


Figura 1.28 Valores de y para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

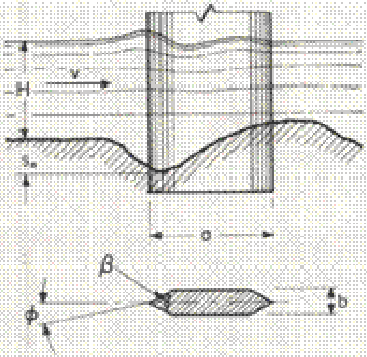
METODO DE YAROSLAVTZIEV

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

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
Kf	12.2	10.0	7.3

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



PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE Kf 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

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

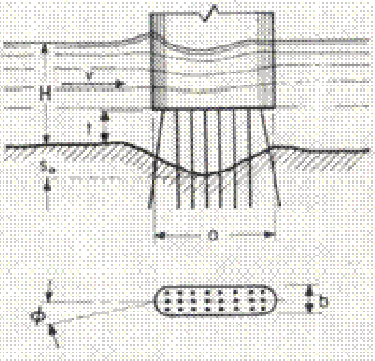


Figura 1.29 Valores de y

K_v es el coeficiente de velocidades definido por la siguiente expresión:

$$\log K_v = 0.17 - 0.35\frac{H}{b_1} \qquad (1.21)$$

H es el tirante de la corriente después que se presenta la socavación general, m, C, es el coeficiente de corrección que depende del sitio donde este colocado la pila tomando un valor de 0.60 si se cuenta en el cauce principal o en el del estiaje y de 1.0 si es está en la zona del cauce de avenidas o también en la planicie de inundación K_H, es el coeficiente que toma en cuenta el tirante del agua después de producirse la socavación general y que se puede obtener con la ayuda de la figura 1.30. D_{85}, es el diámetro 85 que según Yaroslavtziev (1968) es el diámetro representativo del fondo del cauce. Cuando el material del fondo tiene un diámetro medio menor de 5 mm, Yaroslavtziev (1968) recomendó no considerar el segundo término de la ecuación.

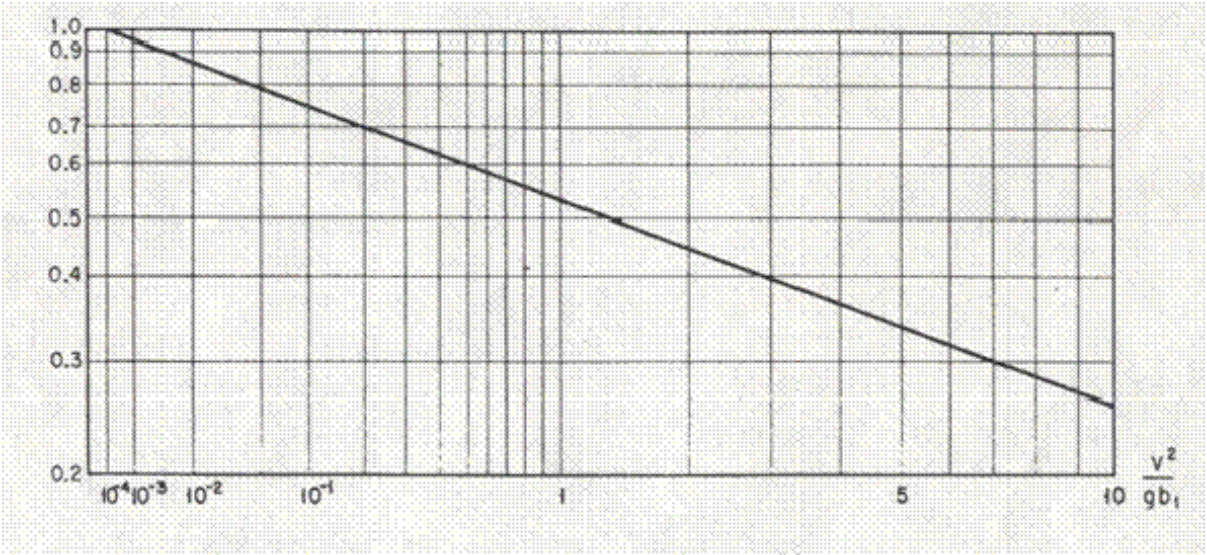


Figura 1.30 Coeficiente K_H

Para suelos cohesivos Yaroslavtziev (1968) utiliza la misma fórmula pero considera un diámetro equivalente para suelos cohesivos de acuerdo a la tabla 1.4.

Tabla 1.4 Diámetros equivalentes a suelos granulares, para suelos cohesivos

Características de los suelos	Peso volumétrico del material seco en Ton/m^3	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (cm)		
		Arcillas y tierras fuertemente arcillosas	Tierras ligeramente arcillosas	Suelos de aluvión (arcillas margosas)
Poco compactos	1.2	1	0.5	0.5
Medianamente Compactos	1.2 – 1.6	4	2	2
Compactos	1.6 – 2.0	8	8	3
Muy compactos	2.0 – 2.5	10	10	6

1.2.3 MÉTODO DE LAURSEN – TOCH (1956)

Considerando dos casos en la determinación de la socavación al pie de las pilas, uno cuando la corriente incide paralelamente al eje de las pilas y otro cuando se forma un determinado ángulo entre el eje flujo y el eje de la pila.

La fórmula propuesta para el primer caso es:

$$d_o = K_1 K_2 b \qquad (1.22)$$

K_1 es el coeficiente que depende de la relación que exista entre el tirante de agua después de que se presenta la socavación general h y el ancho o diámetro de la pila y su valor se obtiene con la ayuda de la figura 1.31.

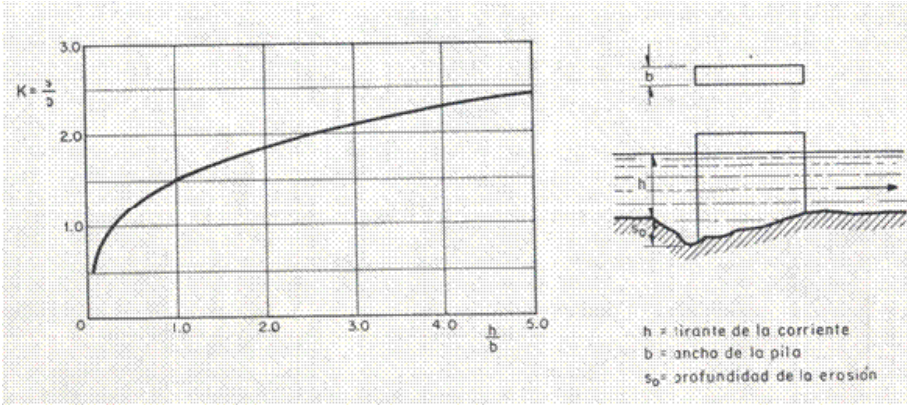


Figura 1.31 Relación entre la erosión relativa y la profunda relativa

K_2 es el coeficiente de corrección que toma en cuenta la fórmula de la nariz de la pila, tomando el valor de acuerdo con la tabla 1.5.

Tabla 1.5 Coeficiente de forma para pilas (Melville 1988)

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

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

Figura 1.32 Coeficiente de corrección que depende de la forma de la pila, es sólo aplicable a pilas orientadas según la corriente.

La fórmula propuesta para el segundo caso es:

$$d_o = K_1 K_3 b \qquad (1.22)$$

K_3 es el coeficiente que toma en cuenta el ángulo, φ, es el que forma el eje de la corriente con el eje de la pila y de la relación que existe entre el largo de la pila a y el ancho de la pila b cuyo valor se obtiene de la figura 1.33.

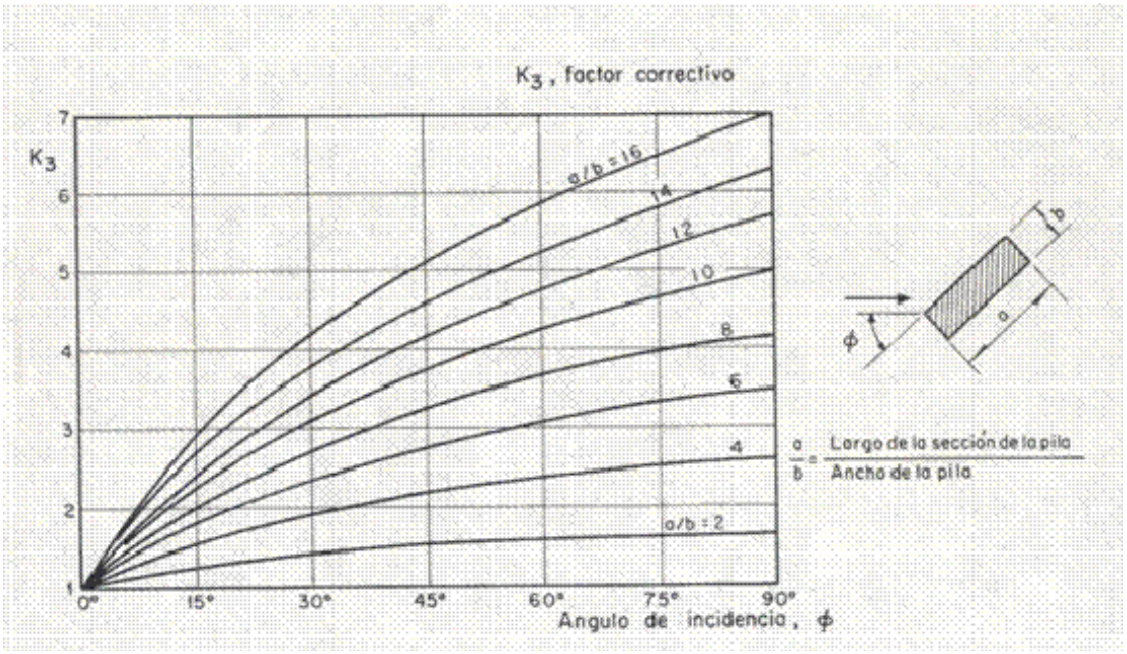


Figura 1.33 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente (Laursen 1956)

1.2.2 MÉTODO DE MAZA – SÁNCHEZ

Este método está basado en las experiencias de Maza – Sánchez (1966) y complementados con los resultados proponiendo la determinación de la socavación local, la utilización de las figuras 1.34, 1.35 y 1.36 las cuales están en función del número de Froude, del tirante medio de la corriente del ancho efectivo de las pilas o su diámetro y de la velocidad media de la corriente cuando pasa el gasto de diseño.

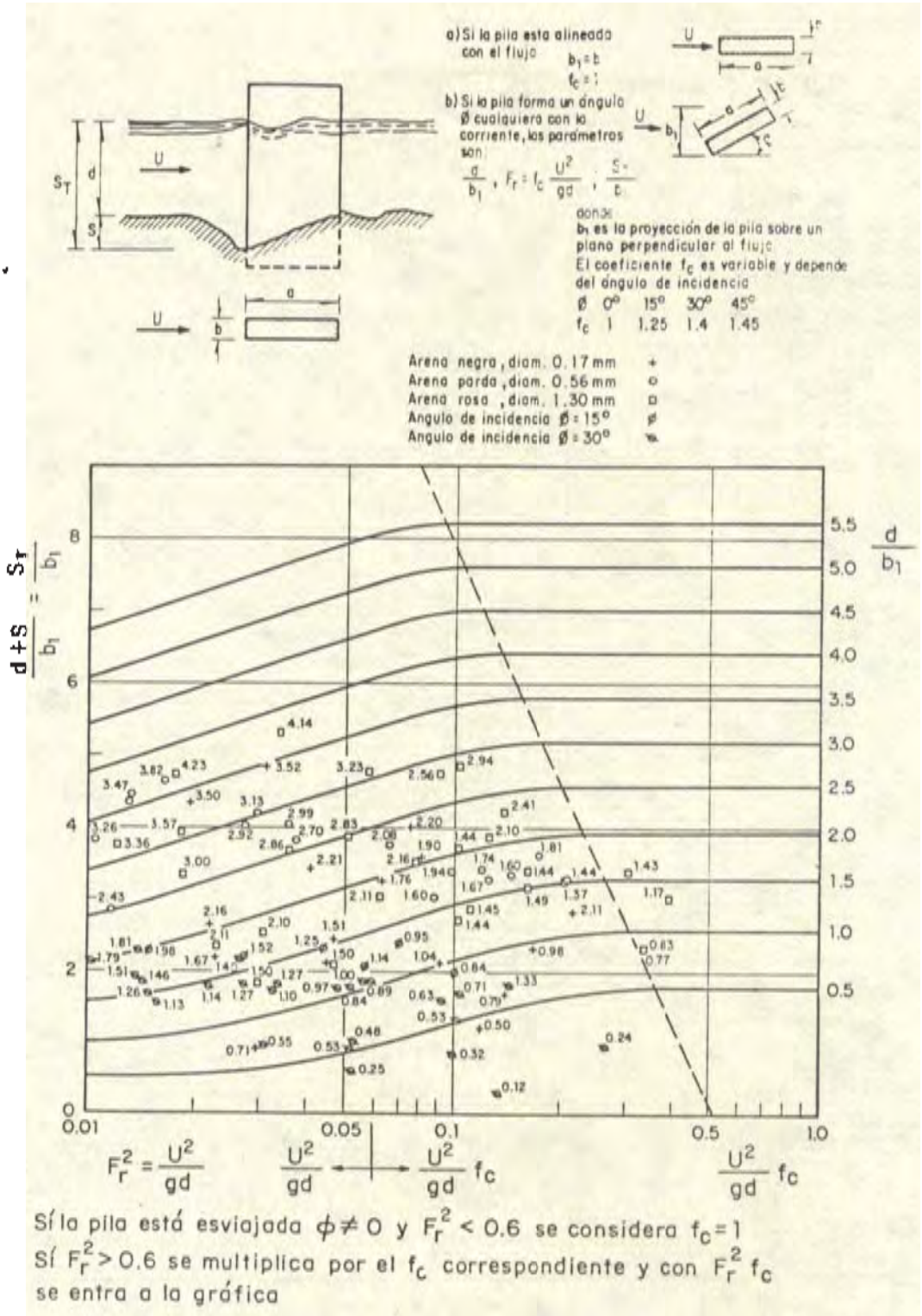


Figura 1.34 Cálculo de la socavación local al pie de una pila rectangular (Maza, 1966)

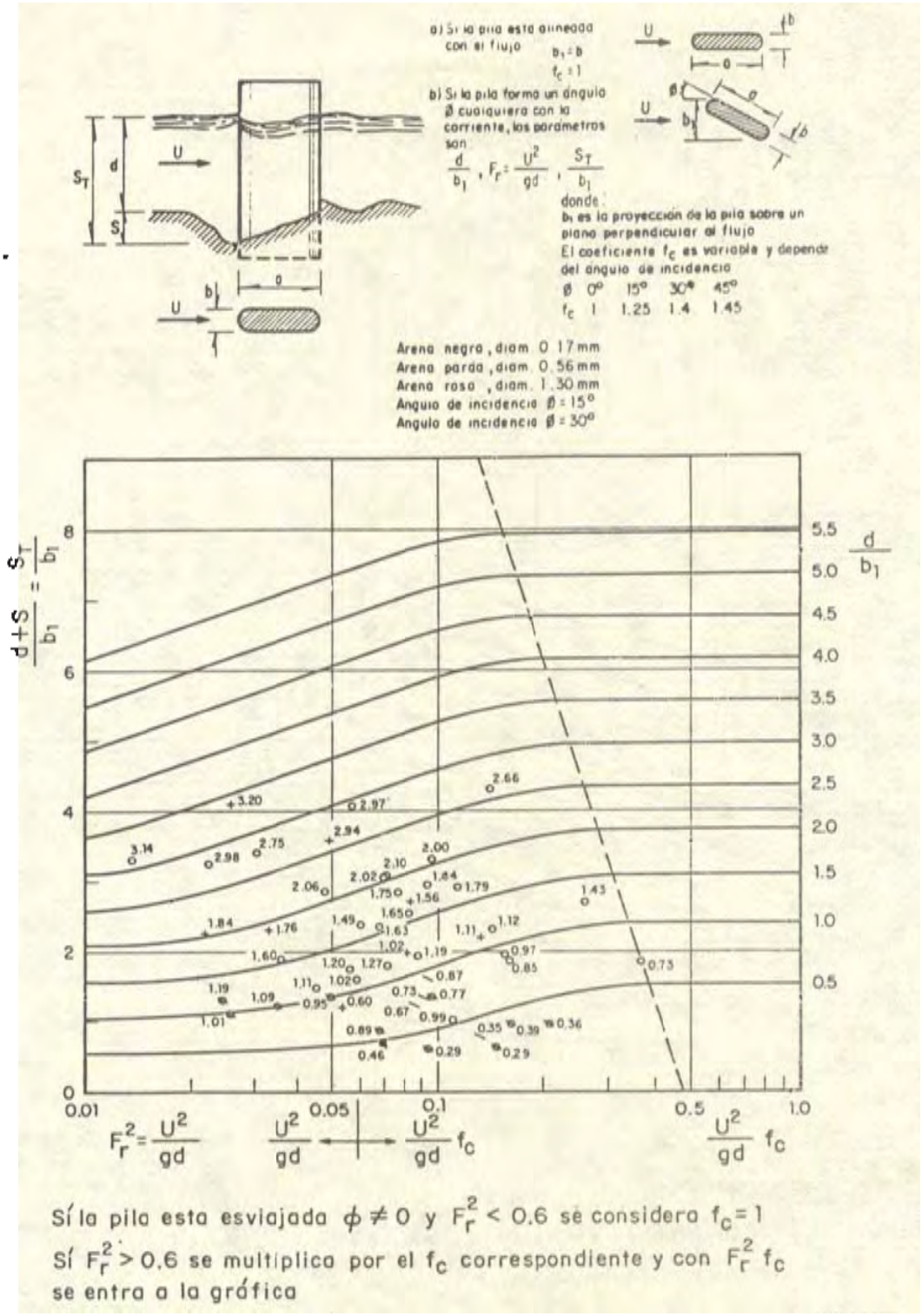


Figura 1.35 Cálculo de la socavación local al pie de una pila redondeada (Maza, 1966)

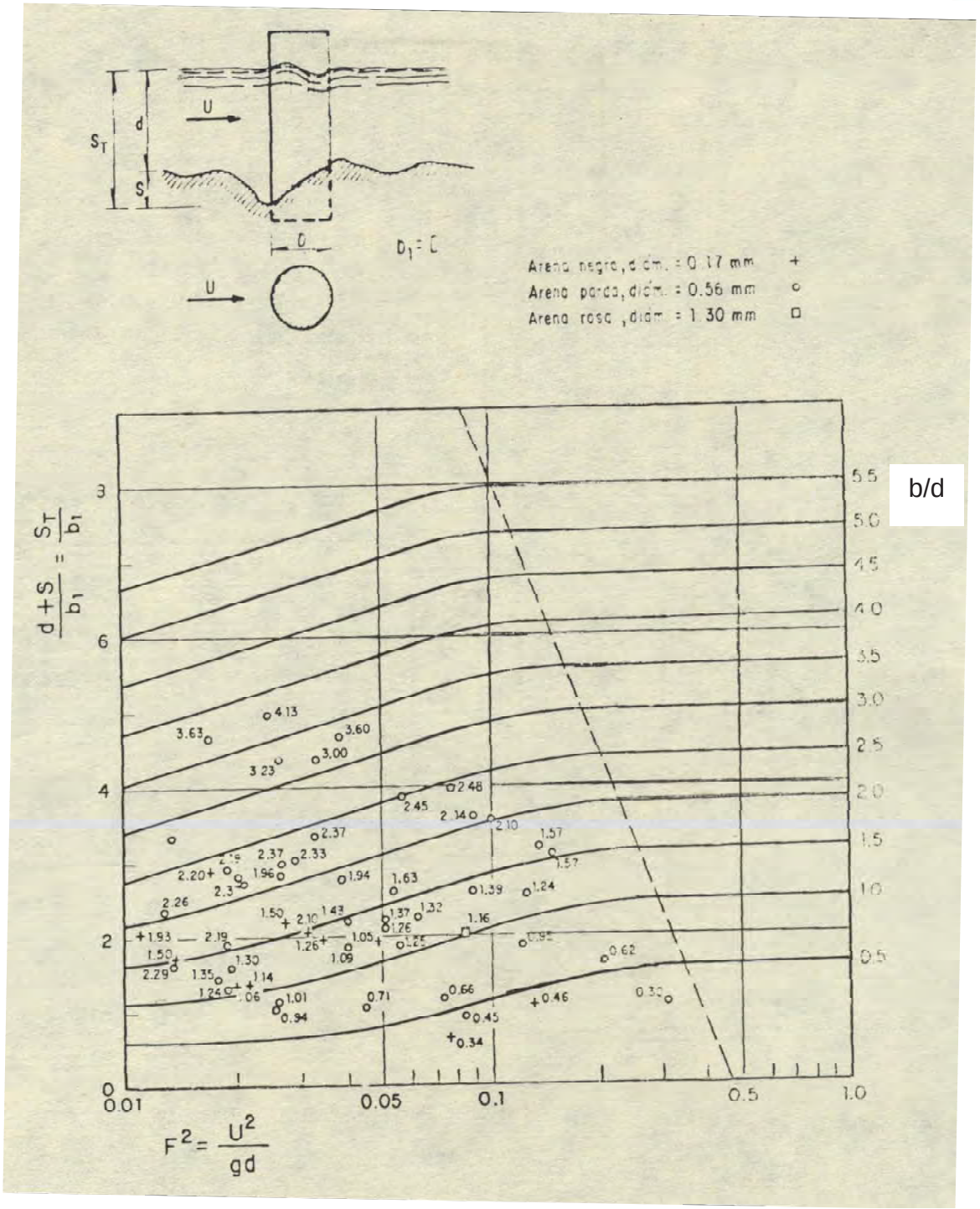


Figura 1.36 Cálculo de la socavación local al pie de una pila circular (Maza, 1966)

En el caso de los métodos de Laursen-Toch (1960), Yaroslavtziev (1968) y Maza (1966) se ha encontrado que no se deben de aplicar de forma separada ya que uno

limita en su aplicación al otro, recomendando que se seleccione el valor menor de la socavación determinada por ambos métodos.

1.3 GEOMETRÍA DEL AGUJERO DE SOCAVACIÓN LOCAL

Existen pocos estudios realizados para determinar la geometría del agujero de socavación, para suelos no cohesivos. Maza (1966), informa que el talud del agujero de socavación aguas arriba es igual al ángulo de reposo del material. Investigaciones recientes comprueban la afirmación anterior, Richardson y Abed (1993) determinaron el valor del ángulo de reposo en agua, que es idéntico al medido en aire, con una desviación estándar de 3°.

Melih y Dogan (1991) realizaron experimentos de laboratorio en corrientes sin arrastre de material, para observar la variación en el tiempo de la socavación y de la geometría del agujero formado. El diámetro del modelo en una pila circular, era de 6.7 cm y el material del fondo consistía de arena de cuarzo. En la figura 1.37 se muestra el avance de la socavación para un tiempo de 100 minutos, con un ángulo en las paredes de 33° aproximadamente igual al ángulo de reposo del material. El corte A-A de la figura 1.38, muestra que la máxima profundidad, existe en el punto ubicado sobre un eje de la pila paralelo a la corriente, en el lado aguas arriba; de esta forma para una pila circular y cuadrada el semi-ancho total del agujero de socavación es:

$$\frac{b}{2} + \frac{S_f}{tan\,\varphi} \qquad (1.23)$$

La forma del agujero no cambia en el tiempo, el aumento de dimensiones disminuye, mientras avanza el fenómeno; el aspecto del agujero de socavación es un invertido, con base circular o cuadrada, según la forma de la pila.

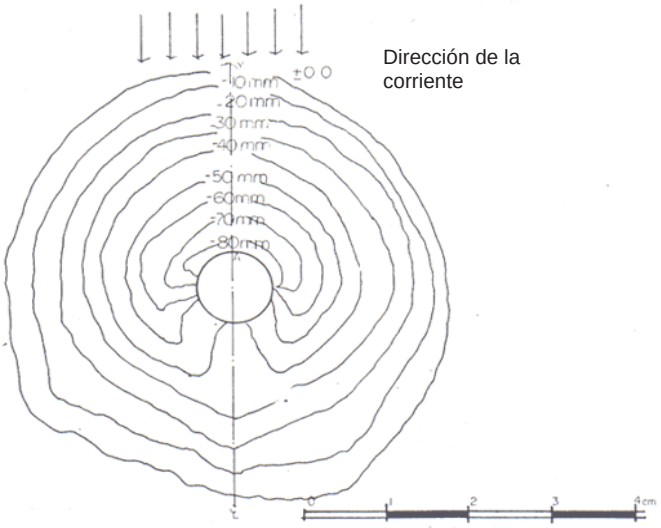


Figura 1.37 Geometría del agujero de socavación local

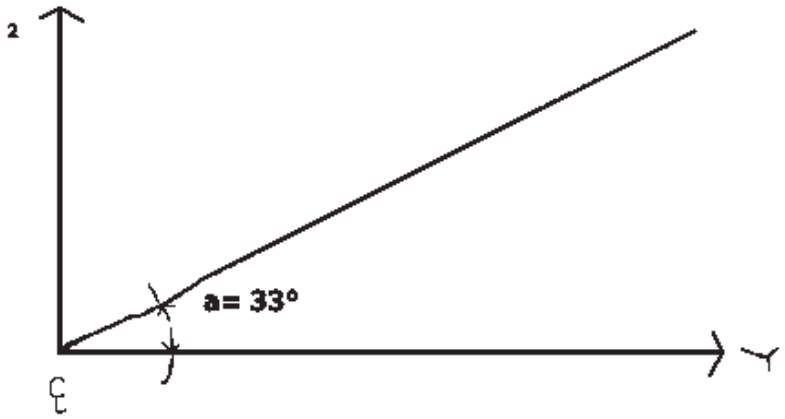


Figura 1.38 Elevación corte A - A

1.4 OBRAS DE ENCAUZAMIENTO Y DE DEFENSA

Con la finalidad de evitar los problemas que produce en forma directa o indirecta la socavación en las márgenes, fondo de un cauce natural, al pie de una estructura dentro del agua o en meandros, se deben diseñar las obras que nos permitan protegerlas. Por el tipo de obra a proteger se pueden clasificar en:

1.4.1 Protección de márgenes de un río

Con la finalidad de evitar los problemas que produce en forma directa o indirecta la socavación en las márgenes, fondo de un cauce natural, al pie de una estructura dentro del agua o en meandros, se deben diseñar las obras que nos permitan protegerlas. Por el tipo de obra a proteger se pueden clasificar en:

Cuando se desea encauzar una corriente o cuando se quiere impedir el corrimiento de un cauce por poner en peligro una población, vías de comunicación, o construcciones importantes, se pueden utilizar espigones, muros longitudinales y/o diques longitudinales y gaviones.

Figura 1.39 Muros longitudinales para la protección de una margen

Espigones.- Para su diseño se deben contemplar los siguientes aspectos:

a) Localización en planta. Dependiendo de si se desea evitar la socavación de la margen actual o recuperarla o proteger una margen rectificada, se debe contar para la localización de los espigones de un levantamiento de la zona en planta, donde se procederá a trazar el eje de la corriente y en las orillas delinear una frontera hasta donde se pretende que llegue la erosión, que generalmente es paralela al eje de la corriente y a donde coincidirá el extremo del espigón. El trazo de esta frontera influye directamente en la longitud de los espigones, separación y orientación, por lo que se recomienda estudiar varios trazos para definir la mejor alternativa de protección. Para el caso de protección en meandros

formados con arenas y limos, conviene dentro de lo posible que los radios de las curvas de la línea de protección, medidos hasta el eje del cauce, tenga la longitud r siguiente:

$$2.5\,B <= r = 8b \qquad (1.24)$$

b) Longitud de los espigones. La longitud total de un espigón está formada por una longitud de anclaje y una longitud de trabajo, la primera se debe procurar que tenga la menor longitud posible y generalmente se elimina para hacer más económico la obra de protección, pues resulta más barato anclar aquellos espigones que se separen de la margen del cauce que anclarlos todos. Sin embargo esto no aplica cuando el espigón protege a una población, por lo que la longitud de anclaje se recomienda sea de una cuarta parte de la longitud de trabajo del espigón. La longitud de trabajo del espigón es variable y depende de la distancia que exista entre la margen actual y la frontera seleccionada anteriormente. Se recomienda que la longitud de trabajo sea mayor o igual que el tirante y menor o igual que la cuarta parte del ancho de la superficie libre del agua, calculados por algún método de Estabilidad de Cauces. Cuando se protege una curva o un tramo largo de la margen recta de un cauce, los tres primeros espigones aguas arriba se consideran de longitud variable hasta que se alcanza la longitud de proyecto (si todos los espigones son de longitud constante). El primer espigón tendrá una longitud máxima igual al tirante medio del cauce y los otros dos incrementar su longitud en forma constante hasta que el cuarto espigón tenga la longitud de proyecto.

c) Separación. Se mide sobre la orilla de la margen del cauce y es función de la longitud de trabajo del espigón $L_T$que se encuentra colocado aguas arriba, del ángulo que forme el eje del espigón con el eje de la corriente α y el ángulo de ampliación de la corriente después del paso por el extremo del espigón β este último ángulo varía entre 9° y 11°. Para tramos rectos la separación S_P vale de

4.5 a 5.5 veces la cuando , varía entre 70° a 90° y de 5 a 6 veces cuando es igual a 60°. Para curvas regulares la , varía entre 2.5 a 4 veces y para curvas irregulares necesariamente se debe definir gráficamente como se muestra en la figura 1.40. Cuando no se empotren los espigones a la margen del cauce, se deberá tomar el valor menor de los indicados anteriormente.

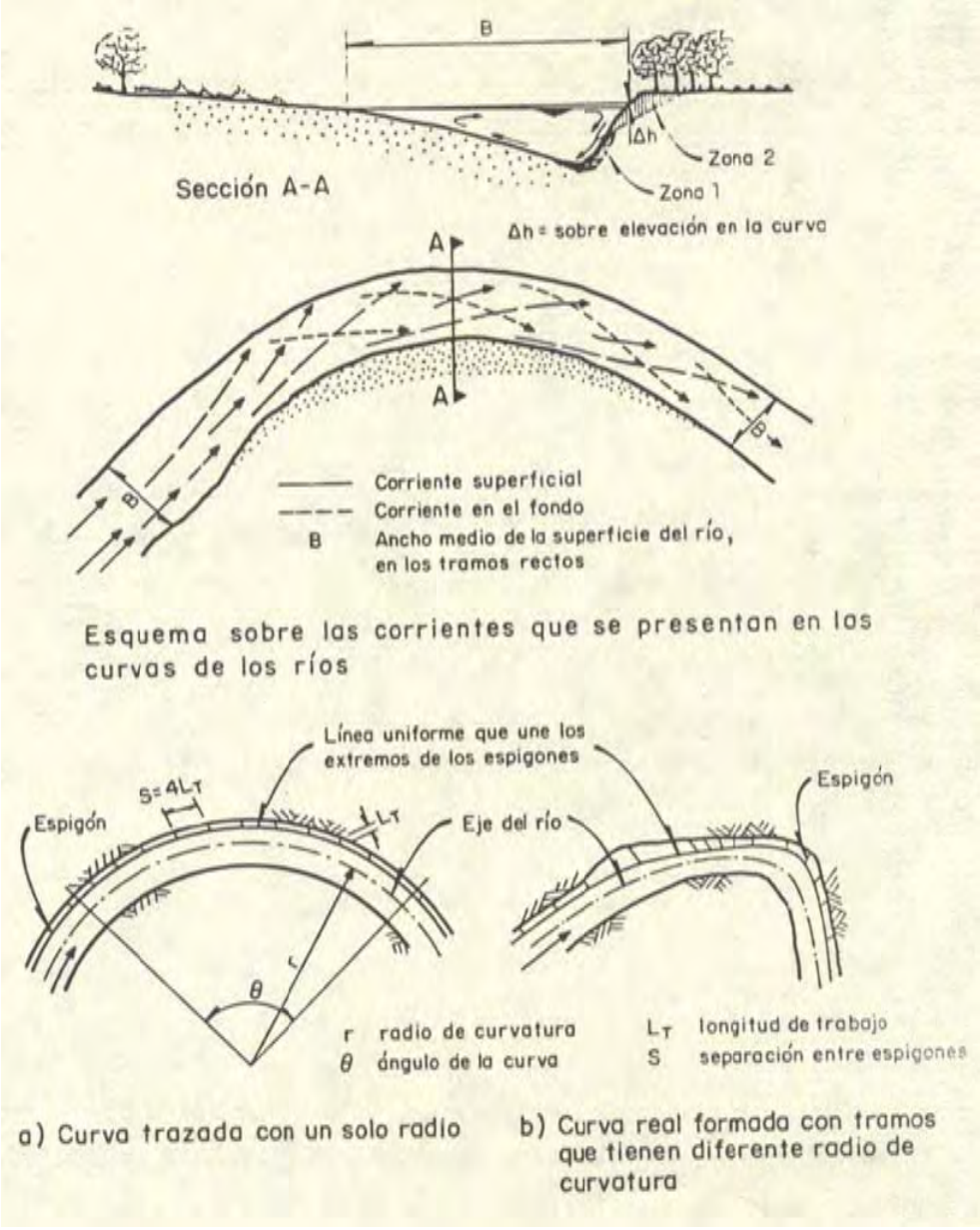


Figura 1. 40 Localización en planta de una obra de defensa con espigones

Para los tres primeros espigones la separación entre ellos será de 4 veces la del espigón de aguas arriba, recomendándose que el ángulo que forme la línea de frontera de estos tres espigones y la orilla , figura 1.41 sea de 9°.

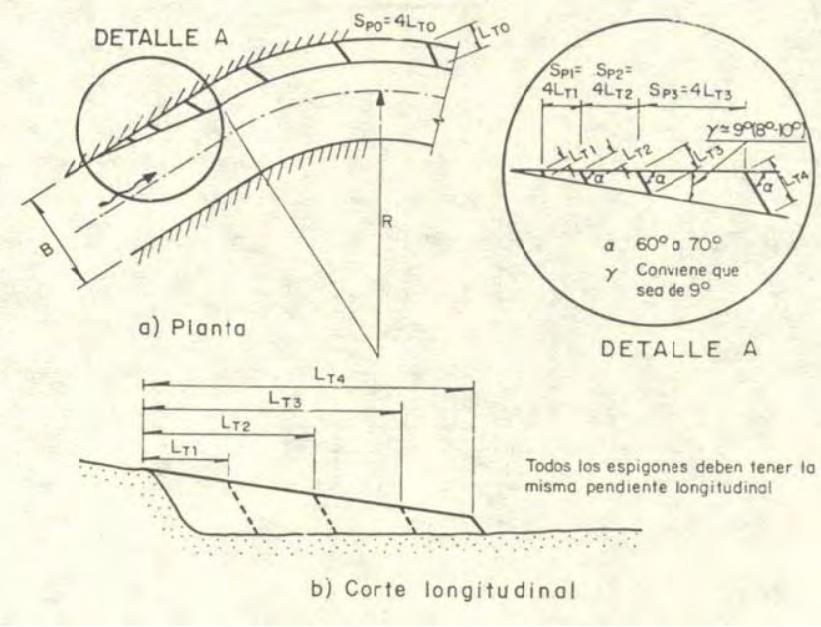


Figura 1.41 Localización de los primeros espigones de una protección hecha con estructura

Cuando se desea hacer más económico una obra, se puede separar los espigones después de los tres primeros, hasta 8 veces la longitud de trabajo del espigón de aguas arriba, cuando se colocan en tramos rectos y 6 veces la longitud de trabajo cuando se localicen en curvas, siendo necesarios que después de la primera época de avenidas se construyan espigones intermedios con menor , aguas arriba de aquellos que presenten fuertes erosiones o que hayan fallado.

d) Elevación y pendiente de la corona. El espigón debe iniciar su corona a la altura del bordo del río o al tirante cuando pasa el gasto formativo cuando el cauce está semi-encañonado, teniendo en su extremo final una altura máxima de 50 cm, aunque puede terminar su corona en contacto con el fondo, al realizarse de ésta forma se tienen pendientes de 0.05 a 0.25, dando buenos resultados, sin

embargo entre mayor pendiente tenga la corona prácticamente se elimina la socavación local y el depósito de material sedimentado es más rápido.

e) Orientación. Se pueden orientar los espigones hacia aguas arriba, hacia aguas abajo o normales al eje de la corriente, encontrando experimentalmente que los orientados hacia aguas arriba de la corriente, es decir ángulos $\propto$, mayores de 120°, no dan buenos resultados. Se recomienda que para tramos rectos o curvas regulares el ángulo que forme con la corriente sea de 70° y para curvas irregulares el ángulo $\propto$, se recomienda sea menor de 70° hasta 40°, sobre todo si la curva es muy cerrada, es decir con un radio de curvatura menor de 2.5 veces el ancho de la superficie libre del agua en una sección recta aguas arriba. Cuando el ángulo $\propto$, es menor de 40° es recomendable construir muros longitudinales, ya que resulta ser casi de la misma longitud total de los espigones con el del muro longitudinal. Para ángulos entre 70 y 90° prácticamente la L_T, es la misma.

f) Materiales de construcción. Pueden ser de madera, troncos, ramas de árboles, piedras, elementos prefabricados de concreto, acero y alambre, etc., siendo los más usuales de tablaestacados y los de enrocamiento suelto o formando con gaviones. Cuando se desea recuperar la margen del cauce erosionado, se recomienda que los espigones sean permeables para facilitar el depósito de material sólido que transporta la corriente. El diseño estructural de los espigones debe contemplar además del empuje del agua, el empuje producto del material sólido que llega a la estructura y la golpea, tanto por material constante que transporta el cauce como aquel que llega en forma extraordinaria (época de avenidas).

g) Socavación Local.- Cuando se tienen elementos sueltos que formen el espigón, conviene en su etapa constructiva dar protección a su extremo en contacto con la corriente, ya que en este lugar es donde se presentan mayores niveles de erosión, sobre todo cuando la velocidad es mayor de 0.5 m/s, recomendándose

construir una base de pedraplén de 30 cm de espesor donde se desplante el espigón, aunque si la pendiente de la corona es fuerte la socavación será pequeña.

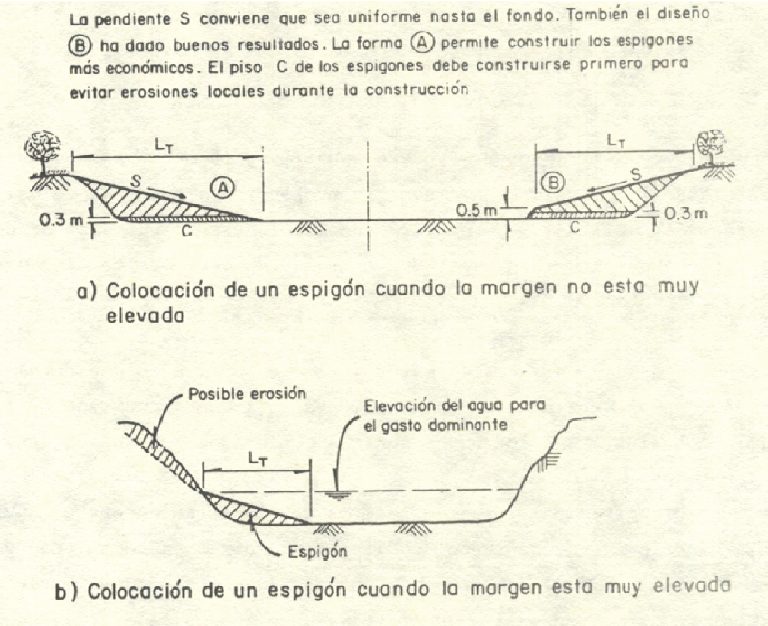


Figura 1.42 Colocación de un espigón en función de la elevación de la margen

Otra forma de evitar la socavación en las márgenes y fondo de un río es colocando una serie de gaviones en el tramo o lugar que se desea proteger, esto se debe de analizar y realizar una comparación de costos con las otras opciones antes mencionadas.

Figura 1.42 Cajas de gaviones para la protección de una un talud de una margen

1.4.2 OBRAS DE DEFENSA CONTRA EROSIÓN LOCAL.

Se diseñan de acuerdo al tipo de obra a proteger, siendo estos los siguientes:

1.4.2.1 Método de Levi-Luna.

Consiste en considerar que el eje de la corriente y el de la pila son paralelos y la protección se puede realizar por medio de una pantalla construida frente a la pila (aguas arriba), la cual tendrá un ancho igual al de la pila, separada 2.2 veces el ancho de la pila, con una altura de un tercio del tirante formativo y desplantada hasta el nivel de socavación local o general (la que resulte más severa) que se tendría en la pila si no existiera la protección.

1.4.2.1.2 Método del Pedraplén.

Consiste en colocar un pedraplén al pie de la estructura, formado con material granular de tal diámetro que no pueda ser transportado por la corriente y que más adelante se define como se selecciona.

Cuando se tiene la seguridad de que el flujo y la pila estarán orientados en el mismo sentido, el pedraplén se colocará solo al frente y al pie de ésta, con dimensiones que estarán en función del ancho de la pila, del ángulo de reposo del material con que se formará el pedraplén y de la profundidad que se tendría de socavación máxima si no existiera la protección. En el caso de existir la incertidumbre del ángulo con que la corriente llegue a la pila, se procederá a colocar el pedraplén alrededor de ésta. Para seleccionar los elementos del pedraplén se recomienda el uso de la tabla 1.9, para tirantes de un metro. Cuando se tengan tirantes diferentes al metro se puede calcular la velocidad equivalente de la corriente para un metro de tirante, utilizando las siguientes fórmulas 1.26 y 1.27.

$$U_1 = \frac{V_r}{d^{\alpha}} \qquad (1.26)$$

$$\alpha = \frac{1}{2+d} \qquad (1.27)$$

donde: U_1 es la velocidad de la corriente para un tirante de 1 metro, en m/s, U es la velocidad media real de la corriente, en m/s.

Tabla 1.6 Diámetro mínimo de las piedras que forman el pedraplén de protección, en función de su peso específico y de la velocidad de la corriente, para un tirante igual 1m.

Velocidad de la corriente, V_1 en (m/s)	Peso especifico del material en kg-f/m^3.				
	1600	1800	2,000	2,200	2,400
1	8	8	7	6	6
1.3	15	13	12	11	10
2.0	18	16	13	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	35
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
> 4.5			85	77	70

Si por motivos especiales no se realiza la protección de la pila desde su construcción, se deberá realizar dicha protección esperando el paso de una creciente, es decir cuando se presente una erosión local mayor, colocando el material pétreo por medio de un tubo que evitará que dicho material se coloque fuera del pie de la estructura a proteger o que sea arrastrado aguas abajo.

1.4.2.2 Método de Artamonov

Se basa en el cálculo de una serie de factores que toman en cuenta los principales fenómenos y de la estructura, como son:

1. Ángulos de incidencia de las partículas liquidas con la estructura.
2. El gasto de diseño $Q_{diseño}$.
3. Características de la estructura.
4. El gasto que podrá pasar por la estructura de no existir esta Q_1.
5. El talud que presenta la estructura ante la corriente.

La fórmula propuesta por el investigador es la siguiente:

$$S_T = P_\alpha \, P_q \, P_K d_o \qquad (1.28)$$

P_α, Es el coeficiente que toma en cuenta que forma el eje de la corriente con el eje de la estructura que se encuentra en la tabla 1.10. P_q, es el coeficiente que depende de la relación $\frac{Q_1}{Q}$, cuyos valores se consignan en la tabla 1.11. Q_1, Gasto que teóricamente podría pasar por el lugar ocupado por el estribo si este existiera Q, gasto total que escurre por el río P_K, es el coeficiente que toma en cuenta el talud k, que tienen los lados del estribo o espigón; su valor se obtiene de la tabla 1.12.

Tabla 1.7 Valores del coeficiente correctivo P_α en función de α

α	30°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

Tabla 1.8 Valores del coeficiente P_q en función $\frac{Q_1}{Q}$

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

Tabla 1.9 Valores del coeficiente correctivo P_K en función de k

Talud k	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_K	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Maza (1989) que al sustituir las ecuaciones anteriores de lugar de los coeficientes se podría escribir de la siguiente ecuación:

$$S_T = 0.855 \, d_o \, 4.17 + Ln\frac{Q_1}{Q} \, e^{0.0028\alpha - 0.24K} \qquad (1.29)$$

Cuando se encuentra localizado los espigones o los estribos uno en frente del otro Artamonov encontró que el valor obtenido de la socavación se reduce en 25%, por lo que se debe multiplicar el valor obtenido S_T , por 0.75.

CAPÍTULO II
CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA EN ESTUDIO

2.1 LOCALIZACIÓN

La cuenca de Apatzingán se localiza en el sureste del Estado de Michoacán la cuenca en estudio, en las coordenadas 19° 05' de latitud norte y 102° 21' de longitud oeste, a una altura de 300 m sobre el nivel del mar (msnm). Limita al norte con Tancítaro, al este con Parácuaro y La Huacana, al sur con Tumbiscatío y al oeste con Aguililla y Buenavista. Su distancia a la capital del Estado es de 200 km. El Municipio de Apatzingán representa el 2.81% de la superficie del Estado.

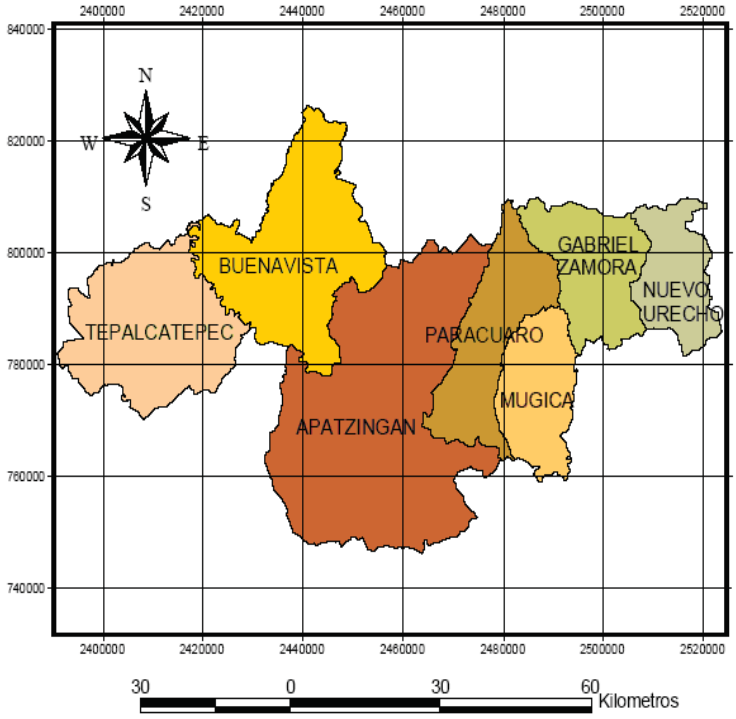


Figura 2.1 División municipal Apatzingán (INEGI)

2.1.1 LOCALIDADES PRINCIPALES

En la tabla 2.1, se muestra las localidades principales de Apatzingán, su ubicación en latitud al Norte y al Oeste y su altitud a que se encuentran.

Tabla 2.1 Localidades del Municipio de Apatzingán

NOMBRE	LATITUD NORTE		LATITUD OESTE		ALTITUD
	grados	minutos	grados	minutos	metros
Apatzingán de la Constitución	19	05	102	21	300
Cenobio Moreno	19	05	102	30	250
San Juan de los Plátanos	19	08	102	26	300
Los hoyos	19	02	102	26	250

2.1.2 ELEVACIONES PRINCIPALES

En la tabla 2.2, se muestran los cerros principales de la cuenca en estudio, su ubicación en latitud al Norte y al Oeste y su altitud a que se encuentra.

Tabla 2.2 Elevaciones de Apatzingán

NOMBRE	LATITUD NORTE		LATITUD OESTE		ALTITUD
	grados	minutos	grados	minutos	metros
Cerro el Barril	18	47	102	33	1660
Cerro las Cajas	18	47	102	25	1640
Cerro Álvarez	18	48	102	32	1580
Cerro Morón	18	55	102	31	1280
Cerro la Polla	18	45	102	26	1220
Cerro San Gregorio	18	51	102	14	1040
Cerro el Húngaro	19	07	102	20	800
Cerro la Cofradía	18	3	102	20	780
Cerro la Majada	19	08	102	24	700
Cerro la Esperanza	18	58	102	20	700

2.1.3 FISIOGRAFÍA

El área de estudio queda comprendido dentro de la provincia fisiográfica del eje Neovolcánico (Raisz 1959; López, 1978). Esta zona se caracteriza por ser volcánica, ya que se elevan los cerros y lomeríos sobre los valles rellenos de cenizas y conglomerados, cuya altitud varia de 200 a 1500 msnm. El tipo de drenaje es dendrítico y paralelo, con corrientes de tipo intermitente que fluyen de las partes altas hacia el valle para depositar sus aguas en los ríos importantes de corriente permanente como son: Tepalcatepec o Grande, el Marqués, Cancita y el Tesorero, en la tabla 2.3, se muestra las características fisiográficas de la zona de estudio.

Tabla 2.3 Características fisiográficas

PROVINCIA		SUBPROVINCIA		SISTEMA DE TOPOFORMAS		% DE LA SUPERFICE
Clave	Nombre	Clave	Nombre	Clave	Nombre	
X	Eje Neovolcánico	58	Neovolcánica tarasca	105	Sierra con llanuras	0.02
		60	Escarpa limítrofe del sur	301	Meseta con sierra	11.59
XII	Sierra madre del sur	66	Cordillera costera del sur	100	Sierra	39.86
				200	Lomerío	4.47
				600	Valle	3.98
				602	Valle con Lomeríos	2.35
		68	Depresión del Tepalcatepec	100	Sierra	1.29
				500	Llanura	34.35
				520	Llanura con Cañadas	2.09

2.2 VÍAS DE COMUNICACIÓN

Al Municipio de Apatzingán lo comunica la carretera Federal No. 14 Morelia – Pátzcuaro - Uruapan y la No. 120 Pátzcuaro - La Huacana - Apatzingán. Cuenta con ferrocarril, pista de aterrizaje, hay servicio de transporte urbano en la cabecera municipal, así como el servicio de combis, taxis, camiones para el transporte foráneo; también existen los servicios de correo, radio, televisión y telégrafos. En la figura 2.2, se pueden observar las vías de comunicación que se encuentran en la zona de estudio (INEGI).

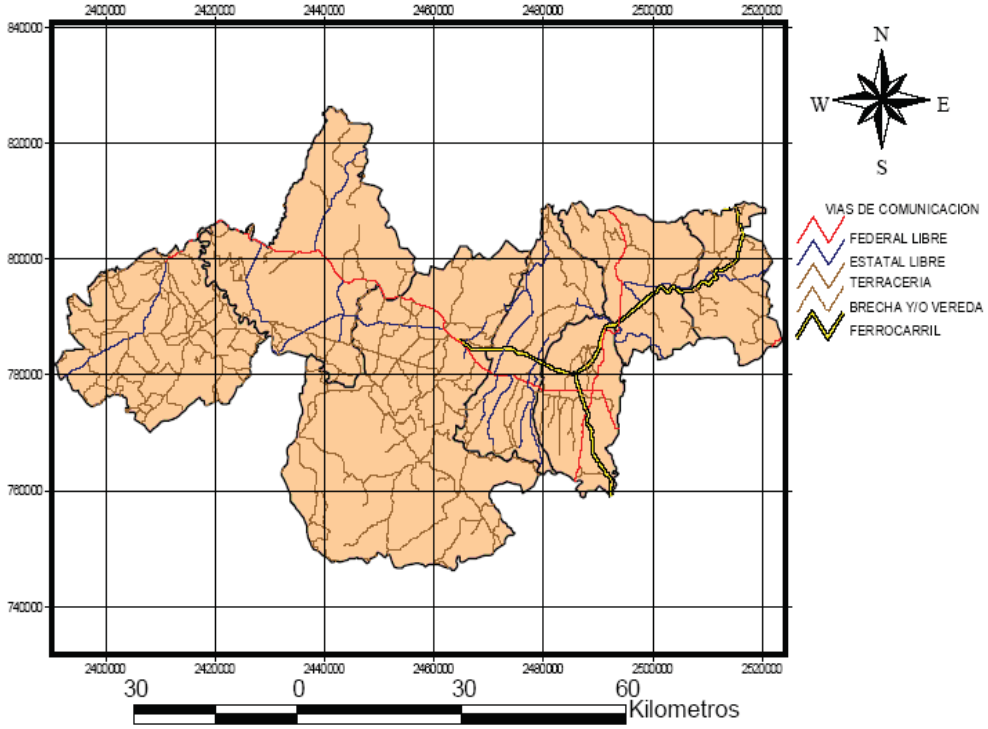


Figura 2.2 Vías de comunicación de Apatzingán (INEGI)

2.3 CLIMA

El clima que impera en la región es del tipo seco, según la clasificación de Koppen (1884) corresponde a un Bs, (h), (w), (w) semiseco, semicálido y por lo que corresponde a la rivera del río Tepalcatepec, presenta un clima seco muy cálido (Bso), (h), (w), (w), hacia el norte y sur o sea, en la parte montañosa corresponden climas cálidos (Acc), (w), (w) semi-húmedos y (Aw), (w) cálidos sub-húmedos con lluvias en verano. En la figura 2.3, se muestra como están divididos los climas y en la figura 2.4, podemos observar como son las precipitaciones.

2.3.1 Temperatura media anual

La temperatura media anual es del orden de 27°C, y sus extremas es mayor a 40°C, presentándose durante los meses de mayo y junio.

2.3.2 Precipitación media anual

La precipitación media anual registrada en la región es del orden de 800 mm, ocurriendo su mayor incidencia en los meses de junio, julio y agosto.

2.3.3 Evaporación media anual

La evaporación media anual es del orden de 180 mm, presentándose los valores máximos durante los meses de marzo, Abril y Mayo. En la tabla 2.4, se muestran los tipos y subtipos de climas que hay en la región de Apatzingán, la simbología que se cuenta y el porcentaje superficial hacia al Municipio.

Tabla 2.4 Características del clima en la región

TIPOS O SUBTIPO	SÍMBOLO	% DE LA SUPERFICIE
Cálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media	A(w1)	2.82
Cálido subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad	A(w0)	39.78
Semicálido subhúmedo con lluvias en verano de mayor humedad	AC w2	0.21
Semicálido subhúmedo con lluvias en verano de humedad media	AC w1	2.13
Semicálido subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad	AC w0	2.04
Semiseco muy cálido y cálido	BS (h´)	35.82
Seco muy cálido y cálido	BS (h´)	17.20

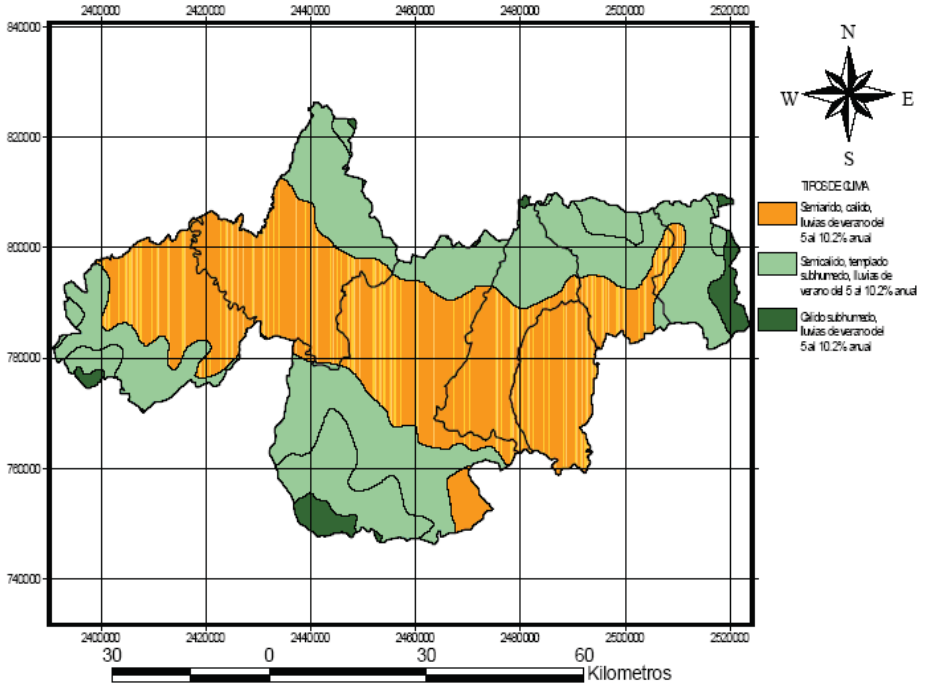


Figura 2.3 Climas de Apatzingán (INEGI)

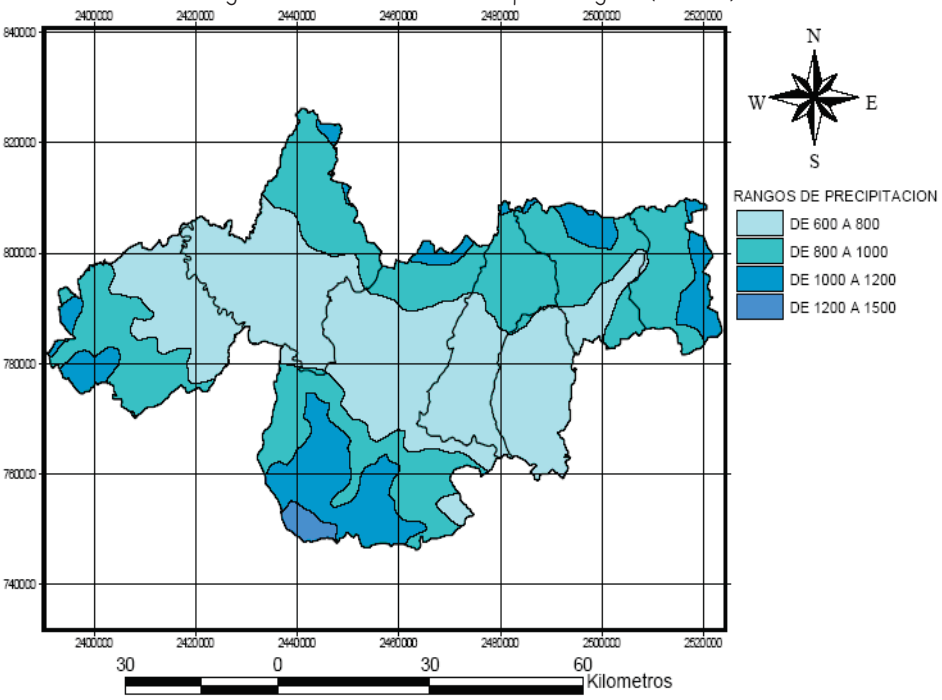


Figura 2.4 Precipitación de Apatzingán (INEGI)

2.4 GEOMORFOLOGÍA

El área en estudio se localiza dentro de los límites de las provincias fisiográficas denominadas Eje Neovolcánico Transmexicano y la Sierra Madre del Sur, prácticamente localizada entre la transición de estas dos provincias denominando a esta región como la depresión del balsas formada por una distensión cortical terrestre que ocasionó un gran vacío dentro de las dos serranías, la edad aproximada de estos depósitos aluviales es del reciente.

2.5 GEOLOGÍA

Las rocas predominantes en la zona de estudio son los depósitos fluviales procedentes de la porción suroccidental de la Meseta Tarasca, por lo tanto estos cantos rodados tienen poco arredondamientos dado que la distancia de transporte es pequeña, encontrando fragmentos angulosos y subangulosos; su edad es realmente corta, datan del reciente teniendo como característica principal una porosidad y permeabilidad elevada y una baja compactación interna; estos depósitos descansan sobre un manto rocoso de origen volcánico. En la tabla 2.5, se muestra las características que conforman la geología del lugar.

Tabla 2.5 Características geológicas de la zona de estudio

ERA		PERIODO		ROCA O SUELO	UNIDAD LITOLÓGICA		% DE LA SUPERFICIE
Clave	Nombre	Clave	Nombre	Nombre	Clave	Nombre	
		Q	Cuaternario	Ígnea Extrusiva	bvb	Brecha volcánica básica	0.32
					tb	Toba-básica	1.75
				Sedimentaria	Ar-cg	Arenisca Conglomerado	7.65
					cg	conglomerado	3.49
				Suelo	al	Aluvial	17.74
		T - Q	Terciario	Ígnea Extrusiva	b	Basalto	12.09
			Cuaternario		b - bvb	Basalto brecha volcánica	0.10

						básica	
		T	Terciario	Ígnea Intrusiva	gr	Granito	2.70
				Ígnea Extrusiva	rd	Riodacita	0.09
					rd-bva	Riodacita brecha volcánica ácida	0.26
					rd-ta	Riodacita Toba ácida	1.10
C	Cenozoico				ta	Toba ácida	1.97
					ta-bva	Toba ácida Brecha volcánica ácida	14.03
					tq	Traquita	0.80
				Sedimentaría	ar-cg	Arenisca-Conglomerado	2.60
					lu-ar	Lutita Arenisca	7.57
				Metamórfica	c.met.	Complejo Metamórfico	8.30
				Ígnea Extrusiva	a	Andesita	13.66
					a - ti	Andesita Toba Intermedia	0.26
M	Mesozoico	K	Cretácido	Sedimentaria	cz	Caliza	0.01

2.5.1 ESTRATIGRAFÍA

Mesozoico

Rocas Ígneas Intrusivas

Estas rocas afloran al este de Nueva Italia y Gabriel Zamora y consiste en un batolito que aflora en diferentes partes de Michoacán constituidos por; granito, granodioritas, cuarzodioritas y cuarzo monzonitas.

Terciario

Rocas Extrusivas y Efusivas.

Estas rocas afloran en toda la región de Apatzingán donde se localiza la zona en estudio, y aparecen en dos períodos, la primera de ellas de edad preterciaria y están constituidas en su gran mayoría por andesitas.

Cuaternario
Conglomerados

Afloran en diferentes partes del área estudio, constituido por fragmentos de rocas volcánicas, se encuentran aflorando en el valle, depósitos residuales y aluviones constituidos por; aglomerados, gravas, arenas y arcillas.

2.6 SUELOS

Los suelos del Municipio datan de los periodos cenozóico y cuaternario, correspondiendo principalmente a los del tipo podzólico, de pradera, amarillo de bosque y castaño. Su uso es primordialmente agrícola y forestal y en menor proporción ganadero, en la figura 2.5, se muestra todos los tipos de suelos que hay en la región.

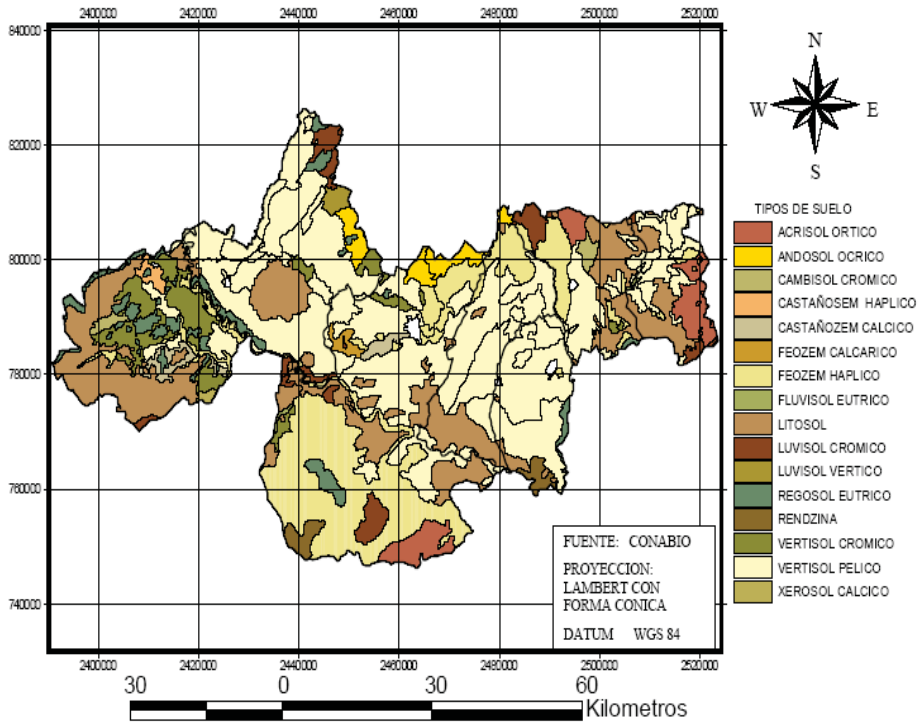


Figura 2.5 Mapa edafológico del municipio de Apatzingán (INEGI)

2.7 HIDROLOGÍA SUPERFICIAL Y SUBTERRÁNEA

2.7.1 Infraestructura hidráulica

En la zona de estudio se localizan las presas derivadotas Piedras Blancas, El Llano, Las Burras, y las presas de almacenamiento Chilatan y Los Olivos.

2.7.2 Ríos

Los principales son: río Tepalcatepec que atraviesa prácticamente todo del distrito, de Oeste a Este, río Apatzingán, río la Culebra y río Cupatzio estos vienen de Norte a Sur en los Municipios de Apatzingán, Parácuaro y Gabriel Zamora respectivamente, todos ellos afluentes del Tepalcatepec, así como una serie de afluentes que bajan de Sur a Norte en el Municipio de Tepalcatepec, afluentes del mismo río. Esto permite la agricultura de riego en la zona.

2.7.3 Tipo de acuífero

El intrusivo granítico de la región se considera de una porosidad y permeabilidad nula que funciona como una barrera impermeable al flujo subterráneo, aflorando al Este y Sur del área, la superficial presenta recarga al valle por medio de los fracturamientos que muestra. Las rocas volcánicas aflorantes en toda la región algunas se consideran de baja permeabilidad como son: tobas riolíticas y andesíticas, andesíticas y riolitas que presentan fracturamientos por donde se infiltran el agua, pudiendo aportar cierta recarga al valle pero en muy mínima proporción, no impidiendo el paso del flujo subterráneo, y funcionan como barrera impermeable las rocas volcánicas como son: basaltos, tobas, cenizas volcánicas y conglomerados, los cuales presentan porosidad y permeabilidad secundaria. Debido a las precipitaciones que se presentan en el valle y al norte de la zona, el agua se infiltra y llega a fluir y brotar en esta región de interés por medio de algunos manantiales. En la región se presentan depósitos de Piemonte, constituido por: aglomerados, gravas y arenas, por la permeabilidad de sus materiales y por su posición topográfica como zonas de recarga del acuífero del valle. Los abanicos fluviales y depósitos del valle constituidos por: aglomerados, gravas, arenas y arcillas, presentan

porosidad y permeabilidad alta, funcionando como almacenamientos de un acuífero de tipo libre. En la figura 2.6, se puede observar los arroyos o los ríos ya sean intermitentes o perennes, los canales de riego y cuerpos de agua que se encuentran en la zona de estudio.

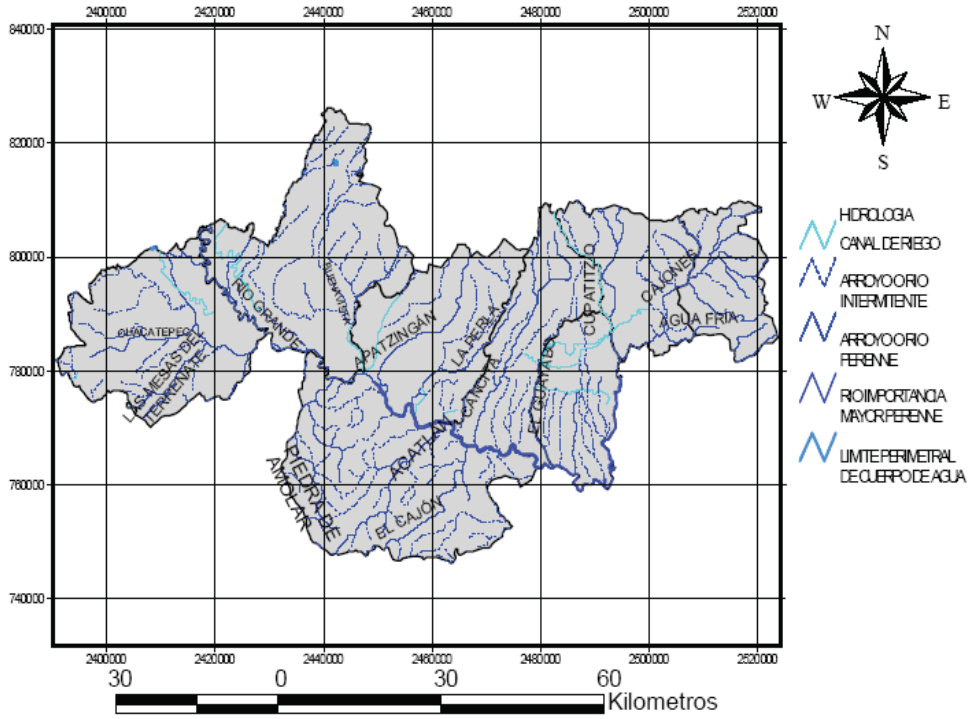


Figura 2.6 Hidrología de Apatzingán (INEGI)

CAPÍTULO III
ESTUDIO HIDROLÓGICO DE LA CUENCA EN ESTUDIO

3.1 GENERALIDADES

Es una porción de área o superficie terrestre todas las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas hacia un sistema de corrientes con un mismo punto de salida.

La definición anterior es para una cuenca superficial pero por lo regular está asociada a una cuenca subterránea. La cuenca subterránea puede tener en planta una configuración semejante a la superficial pero aunque no igual. De aquí que se haya considerado la condicionante de tener una cuenca permeable. Se puede decir que la unidad básica en la hidrología es la cuenca hidrológica. Las cuencas se pueden clasificar desde el punto de vista de su salida y fundamentalmente existen dos tipos que son: endorreicas en donde su punto de salida se encuentra dentro de los límites de la cuenca, un ejemplo representativo de estas cuencas son los lagos. Exorreicas, en estas cuencas su punto de salida se localiza en los límites de la cuenca y pueden descargar en otras corrientes o bien en el mar. Si se hace una transpolación del ciclo Hidrológico al punto de vista de cuenca se le puede considerar como un estímulo que se representa por la precipitación de lluvia. La cuenca a su vez reacciona con escurrimiento en su salida. En el lapso de excitación y reacción de la cuenca; dentro de esta se suceden varios sucesos que alteran dicha respuesta. Los modificadores de respuesta por lo general son regularizados o determinados por las características geológicas y morfológicas de la cuenca.

Para el proyecto de un puente el dato fundamental con que se debe contar es el gasto de diseño de la corriente en avenidas máximas extraordinarias asociado a un período de retorno (Tr), mismo que se determina en función de la vida útil que se quiera dar a la obra, estando en función de la importancia de ésta y de los daños que ocasionaría en

caso de falla. A continuación se dan los valores muy comunes que se aplican en la práctica (tabla 3.1).

Tabla 3.1 Tipos de estructuras asociadas a un periodo de retorno

TIPO DE ESTRUCTURA	PERÍODO DE RETORNO (AÑOS)
Puentes sobre carreteras importantes, donde el remanso puede causar grandes daños por inundación u ocasionar la falla del puente.	50 a 100
Puente o alcantarillas sobre carreteras menos importantes	25
Alcantarillas sobre caminos secundarios	5 a 10

La determinación del gasto de diseño es importante porque si el valor que se adopte para el proyecto es excesivo aumenta el costo de las reparaciones o reconstrucciones por lo anterior se ve la necesidad de determinar el gasto de diseño lo más adecuadamente posible, para esto, además del gasto obtenido con el estudio hidráulico se deberá obtener un estudio de hidrológico, existen actualmente muchos métodos para tal efecto, propuestos por un gran número de investigadores. Los métodos se clasifican en:

1 Métodos Empíricos.

2 Métodos Semiempíricos.

3 Métodos Estadísticos.

Métodos empíricos (1989): Los métodos que son usados más comúnmente para determinar el área hidráulica de la obra de drenaje, involucran el uso de aproximaciones empíricas como la fórmula de Talbot, que se basan prácticamente en el área de la cuenca, y en sus características fisiográficas; al hacer aproximaciones empíricas existe el riesgo de no tomar en cuenta algunas limitaciones. Por lo tanto, es necesario algún juicio o experiencia para la aplicación de estos métodos, especialmente en la elección de los coeficientes. Esto es una grave limitación, aunque la experiencia del ingeniero es de gran valor, las condiciones varían sensiblemente de un problema a otro, lo que puede originar

errores de importancia. Además, un proyectista sin experiencia, al usar aproximaciones de este tipo tiene la tendencia a sobrediseñar las estructuras.

Métodos semiempíricos (Campos 1988): Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos, pero hacen intervenir además a la intensidad de lluvia y se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico que toma en cuenta parámetros cuya valuación es imprecisa y en algunas ocasiones subjetiva. A pesar de ello sus resultados se consideran aceptables, estos parámetros incluyen solamente algunos factores que afectan al escurrimiento y se consideran como sigue:

a) Factores Climatológicos: Incluyen principalmente los efectos de la precipitación de la cual interesa su distribución en el tiempo, distribución en la superficie, frecuencia de ocurrencia, dirección del movimiento de la tormenta, humedad del suelo, intercepción y evapotranspiración

b) Factores Fisiográficos: Estos se pueden dividir en dos grupos los que se refieren a las características de la cuenca y las correspondientes al cauce.

- Las características de la cuenca son: Tamaño, forma, pendiente, uso del suelo, geología, permeabilidad y capacidad de almacenamiento de las capas del subsuelo, red de drenaje, presencia de lagos y drenaje artificial.

- Características del cauce son: Tamaño y forma de la sección hidráulica, pendiente media, rugosidad, longitud.

Los métodos empíricos y semiempíricos más difundidos y por lo tanto de mayor aplicación en el diseño de obra hidráulicas como puentes, alcantarillas, drenajes interiores en aeropuertos son:

A. Método de Creager (I.P.N. 1981)
B. Método de Lawrry (I.P.N. 1981)
C. Método Gete (I.P.N. 1981)
D. Método Morgan (I.P.N. 1981)

E. Método de Bransby Williams (I.P.N. 1981)
F. Método de Francia (I.P.N. 1981)
G. Método de Ryves (I.P.N. 1981)
H. Método de Valentini (I.P.N. 1981)
I. Método de Scimemi (I.P.N. 1981)
J. Método de Baratta (I.P.N. 1981)
K. Método de Giandotti (I.P.N. 1981)
L. Método de Forti (I.P.N. 1981)
M. Método Hyderabad (I.P.N. 1981)
N. Método Grangillet (I.P.N. 1981)
O. Método de la SCS (I.P.N. 1981)
P. Método del Índice – Área (OMM) (I.P.N. 1981)
Q. Método de I – Pai Wu (I.P.N. 1981)
R. Método H.U.A. de la SCS (I.P.N. 1981)
S. Método H.U.T. (I.P.N. 1981)

Existe actualmente mucha bibliografía al respecto que describe con detalle la secuela de cálculo para los métodos antes mencionados. Algunos de los métodos semiempíricos como son el de Ven Te Chow, I – Pai Wu y Racional no pueden ser aplicados si no se cuenta con una estación pluviométricos cercana con suficiente años de registro (10 años), además de las cartas topográficas correspondientes a la zona en estudio.

Métodos estadísticos (Daniel, Campos 2007): La aplicación de los métodos estadísticos está basada en distribuciones de probabilidad existiendo muchas de ellas aplicables al análisis hidrológico de frecuencia. Las bases teóricas se pueden encontrar en libros de texto de estadística, su aplicación es limitada, ya que requiere de estación de aforo dentro del río estudiado y con 20 años de registro como mínimo, esto es, en un registro de 20 años la probabilidad es del 80% de que el gasto de diseño resultante sea sobreestimado y que el 45% de los valores sobreestimaciones excedan en más del 30% el valor real. Debido a esto no se deben usar series de datos de menos de 20 años de registro. Por lo anterior, que tan largo debe ser un registro para definir las probabilidades asociadas con ciertos gastos dentro de tolerancias aceptables. La tabla 3.2, muestra algunos valores estimados a partir de series de datos sintéticos.

Tabla 3.2 Longitud de un registro en años necesario para estimar avenidas de varias probabilidad con un 95% de confianza.

DELINEACIÓN PROBABLE	ERROR ACEPTABLE	
	10%	25%
0.1	90	18
0.02	110	39
0.01	115	48

Los métodos estadísticos basados en distribuciones de probabilidades para la predicción de avenidas máximas en el proyecto de obras hidráulicas y de uso más difundidas son:

a) Distribución Log – Normal de 2 y 3 parámetros.
b) Distribución Gamma de 2 y 3 parámetros.
c) Distribución de Log – Pearson tipo III.
d) Distribución de valores extremos tipo I (Gumbel).
e) Distribución general de valores extremos.

Estos métodos son aplicables cuando en el río en estudio se cuenta con estación de aforo muy cercana al sitio de cruce; esto no es común en México ya que únicamente los ríos más importantes cuentan con ello, no así ríos pequeños o arroyos. Sin embargo son utilizados para asociarle un período de retorno a las lluvias y por medio de los métodos de lluvia – escurrimiento, calcular el gasto de diseño.

Método de Ven Te Chow (Aparicio 1989): Este método proporciona al proyectista de puentes, un criterio práctico para la determinación de un gasto que podría servir para el diseño de la obra, una vez comparada con el obtenido con el estudio hidráulico. El método se puede aplicar sin requerir de mucha experiencia de parte del proyectista, la única condición es contar con características fisiográficas de la cuenca en estudio y de datos climatológicos si no dentro, muy cercanos a la misma (pluviógrafo).

Una de las desventajas del método es que su deducción fue realizada empíricamente para una cierta región de los Estados Unidos de América. Otro inconveniente de este método es que, en algunos casos sus resultados se vuelven muy sensibles a las

variaciones de N, (numero de escurrimiento), por lo que se necesita determinar su valor muy cuidadosamente, utilizando adecuadamente las cartas: Uso del suelo, Edafológicas y Climas. No obstante los inconvenientes señalados, se ha comprobado que el método de Chow (1989) proporciona resultados satisfactorios en el mayor número de casos que la mayoría de los otros métodos existentes a la fecha. El límite superior del área de las cuencas a las cuales se puede aplicar estos métodos de acuerdo con su Chow (Aparicio 1989), de 24 km^2 pero, en opinión de algunos ingenieros reconocidos en este campo, su aplicación se puede extender para cuencas de hasta 200 km^2.

Para aplicar el método de Ven Te Chow (Aparicio 1989), se requieren los siguientes datos:

a) Datos Fisiográficos

- Área de la cuenca en km^2.
- Longitud del cauce principal en m.
- Pendiente media del cauce principal (%).
- Determinación del número de escurrimientos N.

b) Datos Climatológicos

- Curvas de intensidad – duración – período de retorno para la estación base, lo más cerca posible de la zona en estudio (Germán 2000).
- Plano o cartas de isoyetas para ligar la cuenca en estudio con la estación base.

3.2 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA

3.2.1 Área de la cuenca

Para determinar el área de la cuenca se debe, contar con la carta topográfica de la zona, en la cual, una vez definido el sitio de cruce en el arroyo correspondiente se procede a delimitar su cuenca de captación obteniéndose el área con la ayuda del planímetro. Área de la cuenca = 729 km^2, (figura 3.1).

3.2.2 Longitud del cauce principal

Es la corriente de una cuenca que pasa por la salida de la misma; esta definición es aplicable a cuencas exorreicas. A las corrientes de aportación que tiene una corriente principal se le conoce como tributarias. El cauce principal es aquel de mayor longitud y de mayor área tributaria que se localice dentro de la cuenca delimitada ha de determinarse su longitud mediante algún procedimiento apropiado. Longitud del cauce principal = 57 km, (figura 3.2).

3.2.3 Pendiente del cauce principal

Es el resultado de un estudio topográfico, el resultado se basa en el promedio matemático y tomando en cuenta depresiones, cambios bruscos de elevaciones de terreno, se puede conocer en gabinete el comportamiento del cauce en estudio. Otra característica importante de la pendiente del cauce principal, es la de ser indicadora del grado de respuesta de una cuenca a la precipitación que se presente sobre de ella. Como la pendiente no se mantiene uniforme en todo el cauce, es necesario definir una pendiente media, para la determinación de tal pendiente existen varios métodos de los cuales se mencionan los siguientes:

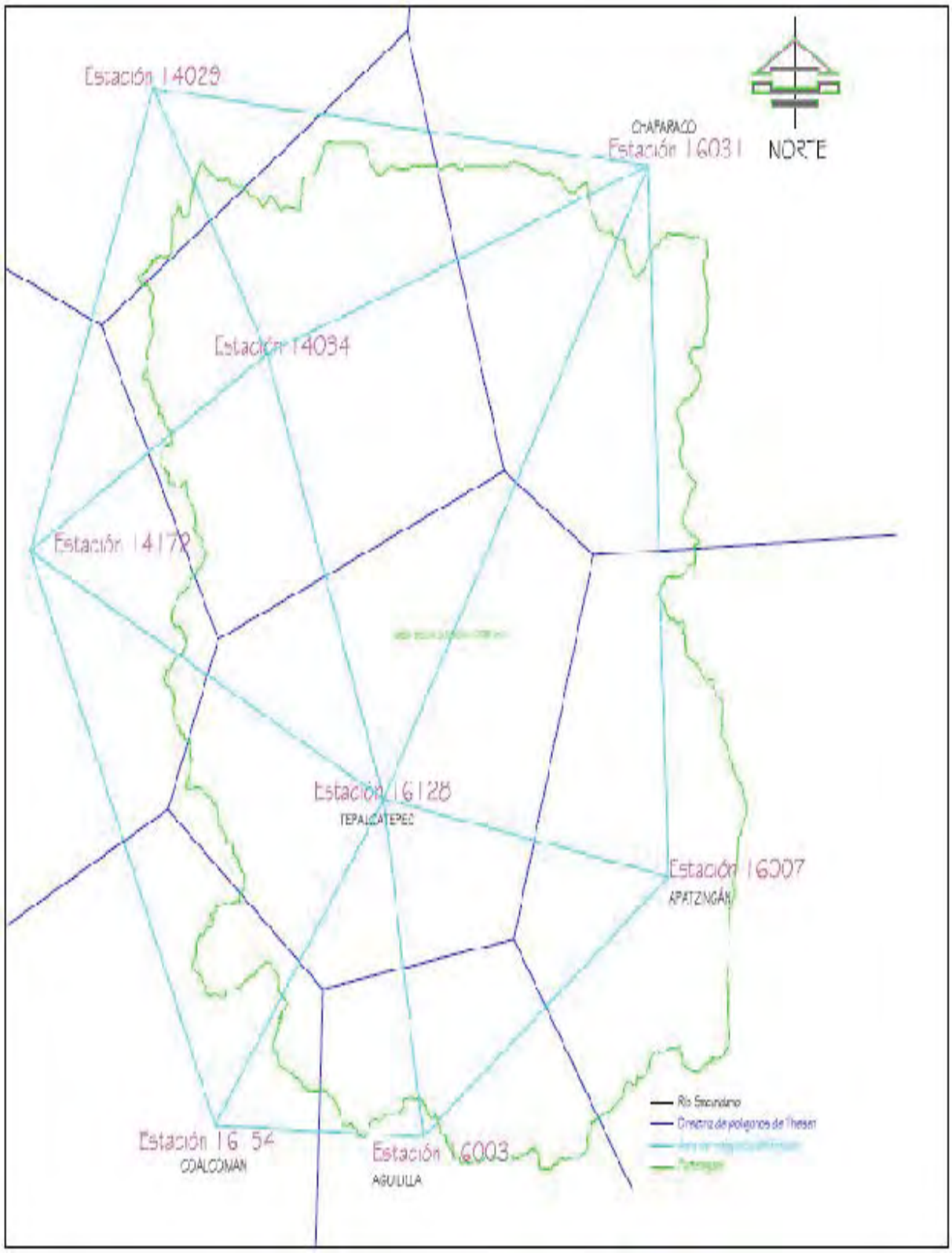


Figura 3.1 Área de la cuenca en estudio

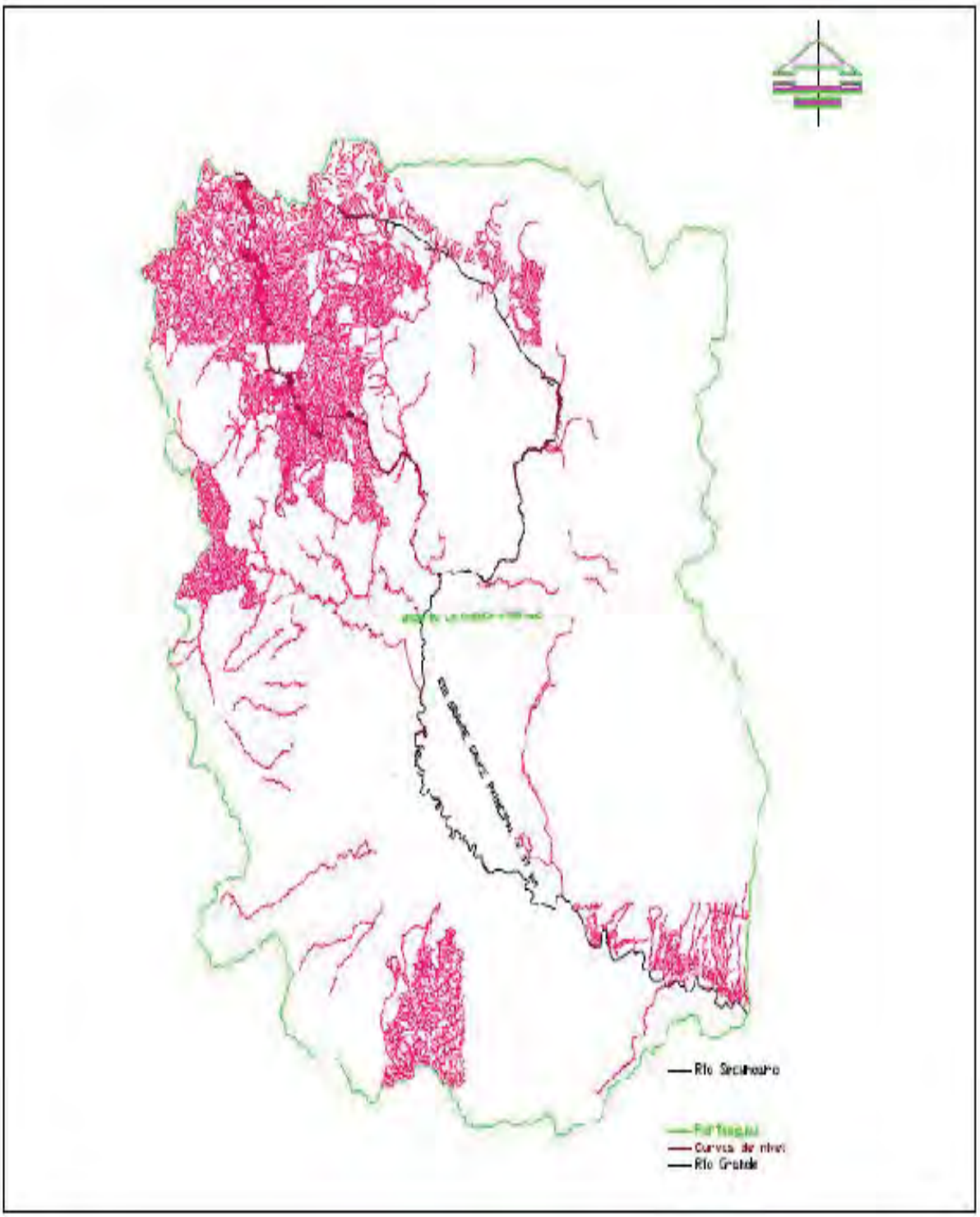


Figura 3.2 Longitud del cauce principal

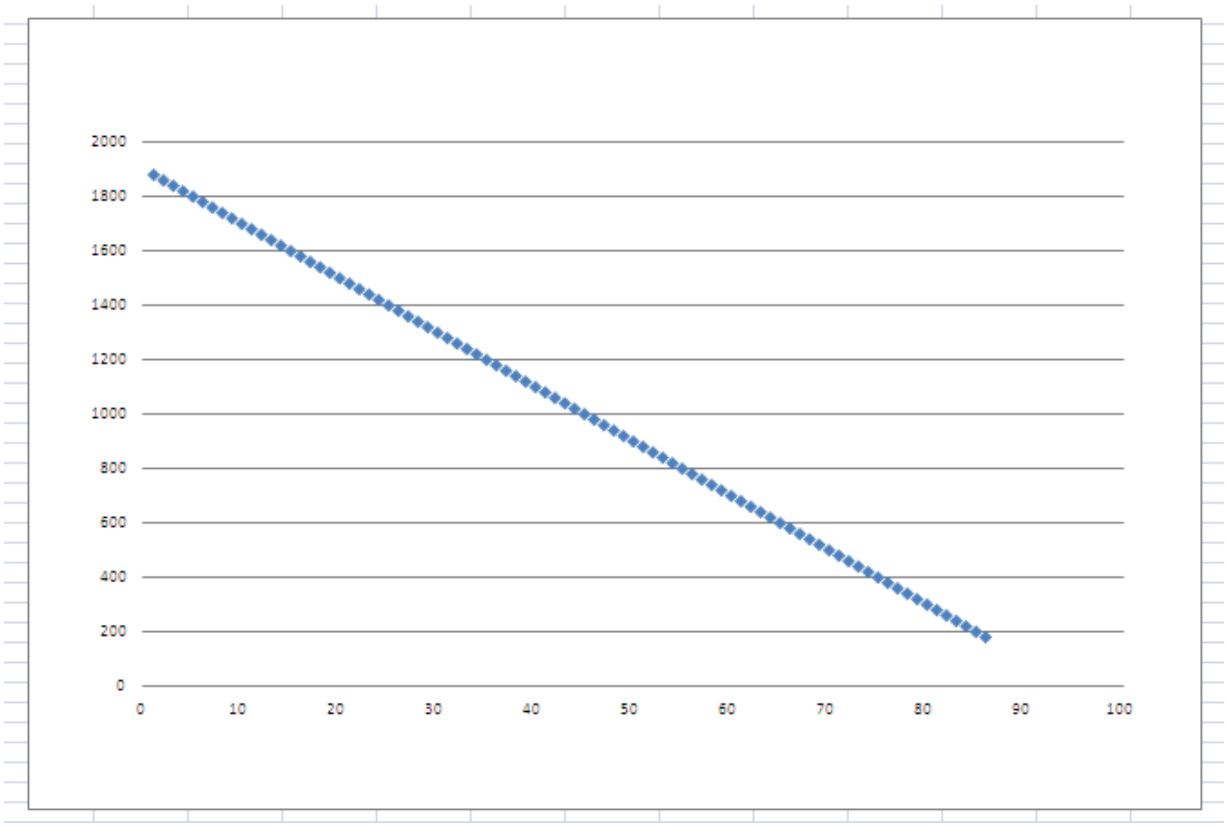


Figura 3.3 Pendiente media del cauce

3.2.3.1 Método Aritmético (Germán 2000)

Este método consiste en determinar desniveles parciales a lo largo del cauce principal y sumar dichos desniveles para posteriormente dividirlo entre el número de tramos en que se dividió el cauce.

3.2.3.2 Método de Taylor - Schwarz

Este método consiste en dividir el cauce principal (figura 3.3), en partes iguales la longitud del río para facilitar el cálculo tabla 3.3.

Tabla 3.3 Para obtener la pendiente media del cauce

Tramo	Longitud (m)	Desnivel (m)	Pendiente (S_i)	$\sqrt{S_i}$	$\frac{1}{\sqrt{S_i}}$
1	61.71	20	0.32410	0.56929	1.76
2	120.03	20	0.16663	0.40820	2.45
3	68.16	20	0.29343	0.54169	1.85
4	147.74	20	0.13537	0.36793	2.72
5	122.25	20	0.16360	0.40447	2.47
6	133.84	20	0.14943	0.38656	2.59
7	101.22	20	0.19759	0.44451	2.25
8	183.96	20	0.10872	0.32973	3.03
9	120.46	20	0.16603	0.40747	2.45
10	120.82	20	0.16554	0.40686	2.46
11	107.53	20	0.18599	0.43127	2.32
12	146.78	20	0.13626	0.36913	2.71
13	154.70	20	0.12928	0.35956	2.78
14	207.55	20	0.09636	0.31042	3.22
15	288.53	20	0.06932	0.26328	3.8
16	741.64	20	0.02697	0.16422	6.09
17	2737.17	20	0.00731	0.08548	11.7
18	531.50	20	0.03763	0.19398	5.16
19	24.70	20	0.80972	0.89984	1.11
20	7041.95	20	0.00284	0.05329	18.76
21	124.91	20	0.16012	0.40014	2.5
22	593.86	20	0.03368	0.18352	5.45
23	376.16	20	0.05317	0.23058	4.34
24	145.79	20	0.13718	0.37038	2.7
25	89.18	20	0.22427	0.47357	2.11
26	39.12	20	0.51125	0.71502	1.4
27	65.50	20	0.30534	0.55258	1.81
28	69.6	20	0.28736	0.53606	1.87
29	70.19	20	0.28494	0.53380	1.87
30	70.37	20	0.28421	0.53312	1.88
31	60.56	20	0.33025	0.57467	1.74
32	95.17	20	0.21015	0.45842	2.18
33	85.98	20	0.23261	0.48230	2.07
34	102.89	20	0.19438	0.44089	2.27
35	160.19	20	0.12485	0.35334	2.83
36	193.74	20	0.10323	0.32130	3.11
37	226.45	20	0.08832	0.29719	3.36
38	299.96	20	0.06668	0.25822	3.87
39	396.53	20	0.05044	0.22458	4.45

Continuación de la tabla 3.3

40	482.56	20	0.04145	0.20358	4.91
41	213.27	20	0.09378	0.30623	3.27
42	156.03	20	0.12818	0.35802	2.79
43	122.54	20	0.16321	0.40400	2.48
44	206.93	20	0.09665	0.31089	3.22
45	260.65	20	0.07673	0.27700	3.61
46	293.37	20	0.06817	0.26110	3.83
47	392.53	20	0.05095	0.22572	4.43
48	314.52	20	0.06359	0.25217	3.97
49	168.93	20	0.11839	0.34408	2.91
50	135.54	20	0.14756	0.38413	2.6
51	173.74	20	0.11511	0.33929	2.95
52	9.46	20	2.11416	1.45402	0.69
53	153.14	20	0.13060	0.36139	2.77
54	208.83	20	0.09577	0.30947	3.23
55	417.61	20	0.04789	0.21884	4.57
56	522.03	20	0.03831	0.19573	5.11
57	160.68	20	0.12447	0.35280	2.83
58	89.90	20	0.22247	0.47167	2.12
59	519.56	20	0.03849	0.19620	5.1
60	223.69	20	0.08941	0.29901	3.34
61	331.76	20	0.06028	0.24553	4.07
62	1155.68	20	0.01731	0.13155	7.6
63	483.94	20	0.04133	0.20329	4.92
64	230.05	20	0.08694	0.29485	3.39
65	903.85	20	0.02213	0.14875	6.72
66	498.34	20	0.04013	0.20033	4.99
67	215.48	20	0.09282	0.30466	3.28
68	492.84	20	0.04058	0.20145	4.96
69	703.62	20	0.02842	0.16860	5.93
70	506	20	0.03953	0.19881	5.03
71	392.15	20	0.05100	0.22583	4.43
72	473.95	20	0.04220	0.20542	4.87
73	4919.9	20	0.00407	0.06376	15.68
74	7.72	20	2.59067	1.60956	0.62
75	164.9	20	0.12129	0.34826	2.87
76	1377.15	20	0.01452	0.12051	8.3
77	601.76	20	0.03324	0.18231	5.49
78	353.23	20	0.05662	0.23795	4.2
79	1876.47	20	0.01066	0.10324	9.69
80	3007.75	20	0.00665	0.08154	12.26
81	2725.09	20	0.00734	0.08567	11.67

Continuación de la tabla 3.3

82	3715.79	20	0.00538	0.07337	13.63
83	3743.54	20	0.00534	0.07309	13.68
84	4090.8	20	0.00489	0.06992	14.3
85	6063.49	20	0.00330	0.05743	17.41
86	5525.43	20	0.00362	0.06016	16.62
				SUMA	410.83

$$Sc = \left(\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_i}}}\right)^2 \qquad (3.1)$$

$$Sc = \left(\frac{86}{410.83}\right)^2 \qquad Sc = 0.04382$$

La selección del número de escurrimiento (N): Está en función primero del tipo de suelo existente en la cuenca, segundo del uso de la tierra y de la condición de la superficie. Para definirlo se emplean cartas de uso del suelo y edafológicas del INEGI (tabla 3.4), con los resultados que se obtienen en este método son muy sensibles a las variaciones del número de escurrimientos (N), por lo que su determinación de hacerse cuidadosamente para obtener los valores correspondientes se tiene en la tabla 3.5.

Tabla 3.4 Los suelos se clasifican según afecten las características del material al escurrimiento, clasifica dentro de alguno de los siguientes tipos:

TIPO	DESCRIPCIÓN
A	(Escurrimiento mínimo), incluye gravas, arenas de tamaño medio, limpias y mezcla de ambas.
B	Incluye arenas finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezcla de arena y limo.
C	Comprende arenas muy finas, arcillas de baja plasticidad, mezcla de arena, limo y arcilla.
D	(Escurrimiento máximo), incluye principalmente arcilla de alta plasticidad, suelos pocos profundos con subhorizontales casi impermeables cerca de la superficie.

Tabla 3.5 Selección del número de escurrimiento (N) (Campos 1988)

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

Una misma cuenca puede contar con diferentes tipos y usos del suelo y en consecuencia diferentes valores de (N). Para lo cual se obtiene un promedio pesado, para nuestra cuenca son los siguientes valores que se presentan en la tabla 3.6.

Tabla 3.6 Valores de uso de tierra en la zona de estudio (Aparicio 1989)

Uso de la tierra	Condición de la superficie	Tipo de suelo	% área	Valor (N)	Producto
Bosque sembrado y cultivado	Normal, Transpiración media	D	0.20	73	14.60
Camino	Tierra	C	0.10	87	8.70
	Superficie dura	B	0.15	84	12.60
Bosque naturales	Normal, Transpiración media	C	0.20	70	14
Cultivo de surco	Surco en curvas de nivel	C	0.20	83	16.6
Pastizal	Curvas de nivel normal	D	0.10	83	8.3
	Bueno	C	0.05	74	3.7
				Suma = 78.5	

3.2.4 PERÍODO DE RETORNO

El período de retorno debe considerar la vida útil de la estructura en proyecto, el costo de la misma, el costo de sus reparaciones y el riesgo que se puede aceptar, ya que la obra puede fallar, así como las consecuencias de su colapso. Generalmente el gran número de obras, los programas de construcción y la carencia de información durante la etapa de los estudios, no permiten efectuar análisis detallados para definir el período de retorno, por tratarse en este caso de un puente para una carretera principal clasificada como A – 4S, el período de retorno es de Tr =100 años (ver tabla 3.1). Una vez determinado el tiempo de concentración se debe determinar la intensidad de lluvia a partir de las Isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Frecuencia para la República Mexicana, elaboradas y publicadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), se debe considerar la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado el período de retorno se fija de acuerdo al criterio mencionado anteriormente. Esta liga la hace Chow (Aparicio 1989), mediante un plano de Isoyetas de precipitaciones diarias con períodos de retorno de 100 años; la UNAM a través del instituto de Geología ha elaborado estas cartas de Isoyetas para precipitación media anual, en cuyo caso se emplea el factor climático.

3.2.5 GASTO DE DISEÑO

Para seleccionar el gasto con el que se hará el proyecto de la obra, se comparan los gastos obtenidos mediante los estudios hidráulicos e hidrológicos; la experiencia de los proyectistas es determinante para hacer esta elección, de una buena decisión dependerá en gran parte del éxito de la obra que se va a construir. Por lo general se adopta como gasto de diseño el que se considera más confiable. Para este trabajo se optó por el gasto hidrológico; el hidráulico no fue confiable por no tener información de los niveles de agua, por esta razón se tendrá que determinar nuevos niveles de agua en función del gasto de diseño. En la tabla 3.7, se muestra una relación de los métodos que se usaron para obtener el gasto de diseño.

Tabla 3.7 Gastos de diseño

MÉTODO	PERÍODO DE RETORNO (años)		SIN Tr
	50	100	
Creager			3,907.212
Lowry			4,087.237
Gete	841.955	972.00	
Morgan	306.429	833.771	
Bransby Williams			2,446.270
Francia			2,793.322
Ryves			3,127.175
Valentini			729.00
Scimemi			1,320.881
Baratta			1,738.00
Giandotti			4,165.924
Forti			1367.515
Hyderabad			185.267
Creager			1,773.121
Grangillet			569.531
Método de la SCS	2,306.051	2,606.595	
Índice – Área (OMM)	2,376.341	2,686.047	
I – Pai Wu	1,094.003	1,236.583	
H.U.A. de la SCS	1,671.617	1,889.477	
H.U.T.	1,694.965	1,915.867	

El gasto de diseño que se obtuvo fue 1,236.583 m^3/s el método del hidrograma unitario instantáneo (I – PAI WU). Este gasto se hace pasar por la sección hidráulica

levantada en el cruce y determinar así la elevación correspondiente al N.A.M.E. para ello se hace un llenado de las formas para cálculos hidráulicos donde se proponen diferentes elevaciones correspondientes al gasto de diseño, en la (tabla 3.8), se muestra los cálculos correspondientes.

Tabla 3.8 Para calcular el área hidráulica, Perímetro mojado, Radio hidráulico, velocidad y el gasto

b (m)	d_O (m)	S	K	N	A_H (m^2)	P_m (m)	R_H (m)	V (m/s)	$Q_{calculado}$ (m^3/s)
75	3.048	0.005	2.0	0.028	247.155	88.630	2.789	5.003	1236.583

CAPÍTULO IV
ESTUDIOS GEOTECNICOS DE LA ZONA EN ESTUDIO

4.1 EXPLORACIÓN Y MUESTREO

El objeto de este estudio, se limita a determinar las características de los estratos superficiales, definiendo profundidad, espesor y composición de cada uno de los estratos, además de la posición del nivel freático esto es el principal objetivo de la exploración. También se obtienen datos aproximados de la resistencia y compresibilidad de los estratos. Un programa cuidadosamente planeado de los sondeos y de la toma de muestra es el mejor método para obtener una información adecuada del lugar y es la base del programa de exploración. Los métodos de exploración más frecuentemente utilizados son para el caso de los puentes, los pozos a cielo abierto y los sondeos con máquinas, en los que se suelen combinar los métodos de penetración estándar, obteniendo muestras inalteradas, haciendo uso del tubo de pared delgada tipo Shelby, el de lavado y rotación. En el caso del estudio para el puente se utilizó el método de penetración estándar combinado con el de lavado.

Al realizar los sondeos se tomaron muestras alteradas representativas de los diferentes estratos encontrados, los cuales se enviaron al laboratorio para su análisis y cuyos resultados se presentan en el perfil de suelos anexado, además de la memoria de uno de los sondeos como ejemplo.

Al llevarse a cabo esta exploración se debe definir el número, tipo y profundidad de sondeos para estudiar el subsuelo, la información requerida es la siguiente.

4.1.1 DATOS PREVIOS DE LOCALIZACIÓN

Nombre: Puente Cuate II

Camino: Carapan – Playa Azul (Ruta 37)

Tramo: Nueva Italia - Arteaga

Km: 160.312

Origen: Michoacán

4.1.2 DATOS TOPOGRÁFICOS Y GEOLÓGICOS

De ser posible se recomienda llevar a cabo la exploración y el muestreo una vez que se realizó el estudio topo-hidráulico ya que se contará con el trazo del eje de proyecto en la zona de cruce, si es necesario se hará uso de la planta topográfica, también se podrán tener datos geométricos como longitud de puente, número de claros y su ubicación, posición de la rasante, etc. Si el camino ha sido estudiado desde el punto de vista geotécnico es posible contar con la descripción geológica del lugar, si no se ha estudiado convendrá hacer una inspección geológica previa a la exploración.

4.1.3 PROGRAMACIÓN DE LA EXPLORACIÓN

En principio se deberán considerar los sondeos más económicos que permitan resolver el problema de acuerdo con la importancia de la obra, se sugiere hacer la presentación usando el formato que se anexa en el que se deberá hacer lo siguiente.

Nombre del cauce "Río Grande" Km" 160.312" del camino "Carapan - Playa Azul"
En el tramo "Nueva Italia – Arteaga" con origen en Michoacán

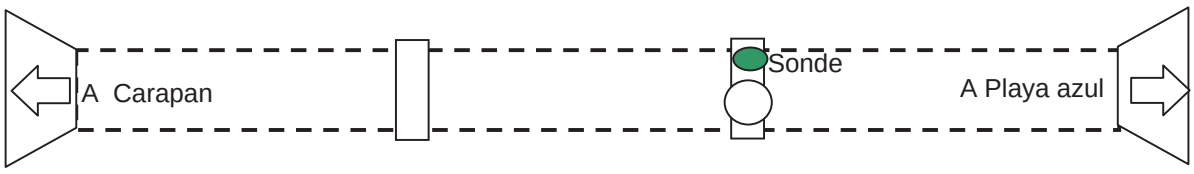


Figura 4.1 Croquis de sondeo hecho en el lugar

a) Dibujar en campo, un croquis topográfico en planta anotando los suelos superficiales.

b) Dibujar un croquis del perfil que se observa, medidas estimadas de desniveles y medidas horizontales y por último tipos de suelos.

Hechos los croquis anteriores anotar en ambos los sondeos que se programen según los siguientes criterios. Sí el fondo está constituido por suelos cohesivos, podrán hacerse pozos a cielos abiertos al pie de los taludes de las márgenes de 4 m de profundidad máxima, si como resultado de esta exploración se determina que la capacidad de carga no es suficiente, entonces se programará la exploración profunda que se indica más adelante. Los taludes se exploran con trincheras de 1 metro de profundidad. En suelos friccionante podrán hacerse pozos a cielo abiertos hasta donde se encuentre el NAF.

Para arroyos pequeños (longitud de puente hasta 15 m), será suficiente con un sondeo en cada margen. Para arroyos más grandes, se programarán sondeos de penetración estándar con separaciones variables que estarán en función de la longitud de los claros horizontales y/o del número de apoyos, no excediendo en ningún caso de 30 m de separación. Para puentes sobre ríos se programarán sondeos de penetración estándar

con separaciones máximas de 50 m. En cuanto a la profundidad a que se deberán realizar la exploración es difícil fijarla con precisión, estará en función de las cargas transmitidas al terreno a través de los apoyos y a su vez es proporcional a las dimensiones de los claros horizontales, otro factor determinante son las características de resistencia de los materiales existentes en el subsuelo. Los sondeos se deberán prolongar hasta detectar los estratos resistentes y verificar que se tenga un espesor suficiente de ellos (mínimo 4 m).

En los casos que se realicen pozos a cielo abierto, su profundidad podrá ser inferior a la indicada cuando se detecte roca o suelo resistente. Las pruebas de penetración estándar es el método más ampliamente usado para obtener datos respecto a la profundidad espesor y composición de los estratos de suelos, además de una información muy aproximada de su resistencia, el método es económico, rápido y aplicable a la mayoría de los suelos (excepto grava gruesa) y es muy común que se combine con los de rotación y lavado.

Esta prueba es dinámica y consistente en hincar un penetrómetro una distancia especificada a golpes de masa de igual energía, el número de golpes o la energía total que se requiere para que el penetrómetro recorra la distancia especificada, es el índice de la resistencia, esta prueba tiene doble función ensayo de penetración y toma de demuestra, lo cual permite conocer las características del subsuelo por dos métodos independientes.

4.2 RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

La exploración y el muestreo necesario para el diseño de la cimentación de un puente dependen de la importancia de éste así el hecho de tratarse en este caso de la construcción de un puente con longitud total de 56.43 m que se ubicará en una carretera de primer orden, justifica una exploración y un muestreo muy bien detallado y acorde con el tipo de obra.

Para el estudio en cuestión se realizaron 2 sondeos del tipo inalterado en combinación con el método de lavado. El resultado de las pruebas de laboratorio que se aplicaron a las muestras alteradas representativas obtenidas para uno de los sondeos, así como su descripción de campo es incluido a continuación.

4.3 PERFIL DE SUELOS

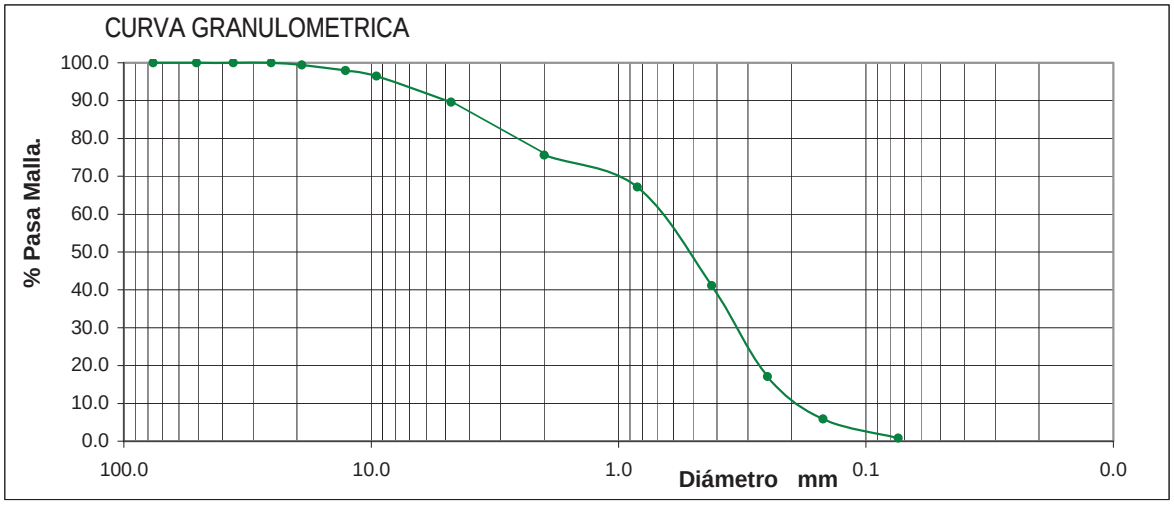
En el plano siguiente se presenta el perfil estratigráfico bajo el cruce es estudio, el cual fue dibujado en base a las pruebas ensayadas en laboratorio correspondiente a los sondeos efectuados.

ISDECON
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/457/2006

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA	SONDEO 1 ESTRATO 1	DESPERDICIO % RET 2"		FECHA:	
LOCALIZACION:		PESO HUMEDO (grm)	200.00		
ENSAYE No.	SONDEO No.	PESO SECO (grm)	193.37	% W NAT.	3.43
MUESTRA No.	PROF (CM):	PESO NETO DE MAT. "kg"	6.230	OPERADOR:	
DESCRIPCION MATER.		VOLUMEN MOLDE "m3"	0.00386	CÁLCULO:	
TIPO DE GRANULOMETRIA :	POR LAVADO	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3"	1.614	Vo. Bo.:	

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.0000	0.00	100.00	2	10	77.87	13.95	75.61
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	100.00	0.84	20	47.24	8.46	67.15
25.4	1"	0.0000	0.00	100.00	0.42	40	145.31	26.03	41.12
19.05	3/4"	0.0180	0.60	99.40	0.25	60	134.40	24.07	17.05
12.7	1/2"	0.0434	1.45	97.95	0.149	100	62.25	11.15	5.90
9.52	3/8"	0.0445	1.48	96.47	0.074	200	28.38	5.08	0.81
4.76	No. 4	0.2074	6.91	89.56		Pasa 200	4.55	0.81	0.00
	Pasa No. 4	2.6868	89.56	0.00		SUMA	500.00	89.56	
	SUMA	3.000	100.00						



DENSIDAD

Volumen Desalojado - Peso seco - Densidad Relativa Aparente -

D 10 =	0.20	Cu = D60 / D10 =	3.40	MAYOR 3"=	0.00%
D 30 =	0.33	Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.		G =	10.4%
D 60 =	0.68	Cc = $(D30)^2$ / (D10*D60) =	0.80	S =	88.7%
		Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3		F =	0.8%

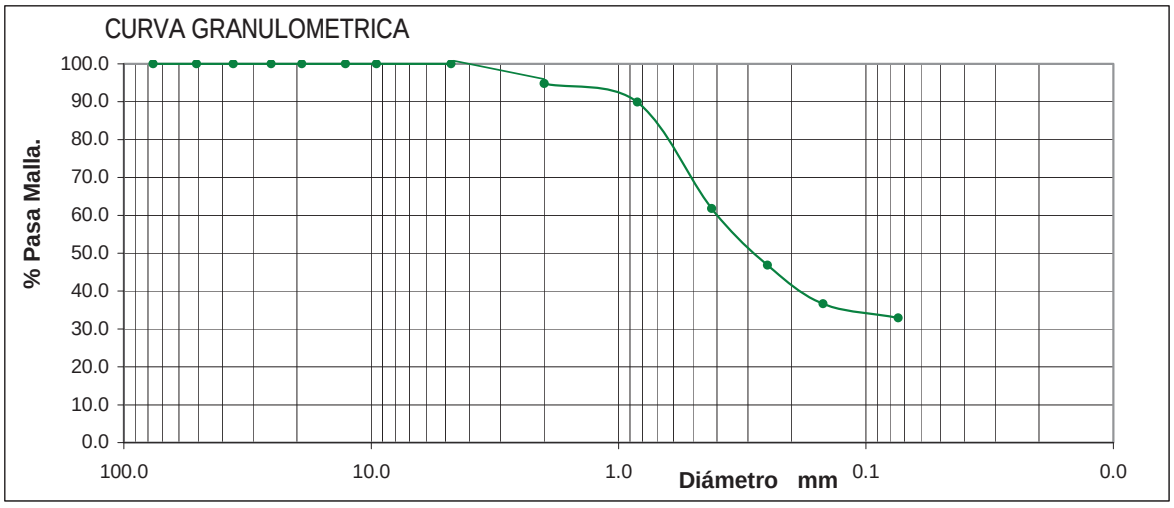
CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: SP Arena mal graduada

ISDECON
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/457/2006

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA	SONDEO 1 ESTRATO 2	DESPERDICIO % RET 2"		FECHA:	
LOCALIZACION:		PESO HUMEDO (grm)	200.00		
ENSAYE No.	SONDEO No.	PESO SECO (grm)	171.42	% W NAT.	16.67
MUESTRA No.	PROF (CM):	PESO NETO DE MAT. "kg"	1.300	OPERADOR:	
DESCRIPCION MATER.		VOLUMEN MOLDE "m3"	0.001	CÁLCULO:	
TIPO DE GRANULOMETRIA :	POR LAVADO	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3"	1.300	Vo. Bo.:	

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"								
50.8	2"				2	10	25.95	5.19	94.81
36.1	1 1/2"				0.84	20	24.64	4.93	89.88
25.4	1"				0.42	40	140.33	28.07	61.82
19.05	3/4"				0.25	60	74.68	14.94	46.88
12.7	1/2"				0.149	100	51.20	10.24	36.64
9.52	3/8"				0.074	200	18.69	3.74	32.90
4.76	No. 4					Pasa 200	164.51	32.90	0.00
	Pasa No. 4					SUMA	500.00	100.00	
	SUMA								



DENSIDAD

Volumen Desalojado - Peso seco - Densidad Relativa Aparente -

D 10 =	-	Cu = D60 / D10 =	-	MAYOR 3"=	0.00%
D 30 =	-	Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.		G =	0.0%
D 60 =	-	Cc = $(D30)^2$ / (D10*D60) =	-	S =	67.1%
		Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3		F =	32.9%

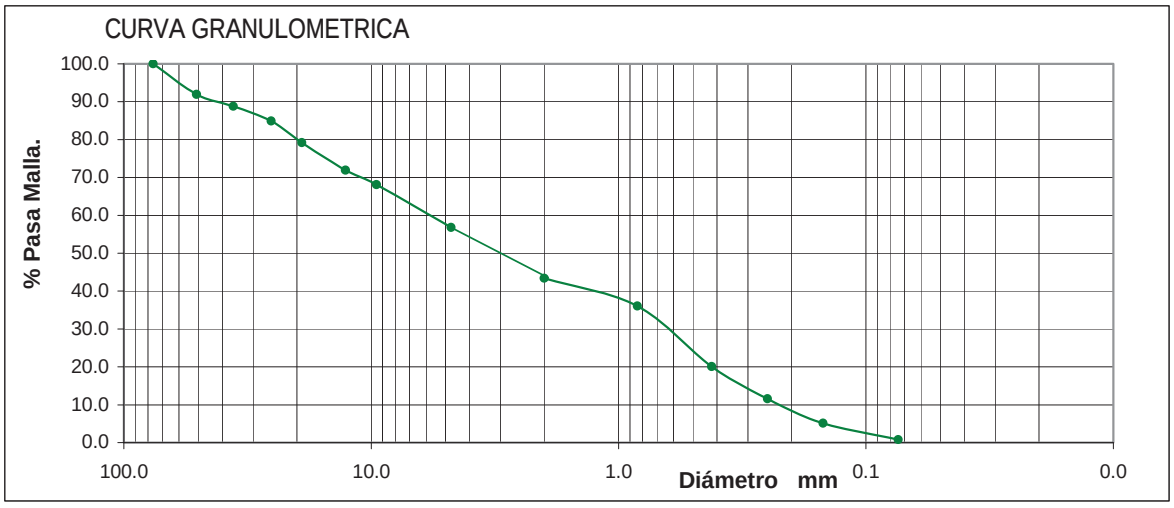
CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: Arena con material fino (SM o SC)

ISDECON
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/457/2006

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA	SONDEO 1 ESTRATO 3	DESPERDICIO % RET 2"		FECHA:	
LOCALIZACION:		PESO HUMEDO (grm)	200.00		
ENSAYE No.	SONDEO No.	PESO SECO (grm)	177.38	% W NAT.	12.75
MUESTRA No.	PROF (CM):	PESO NETO DE MAT. "kg"	5.800	OPERADOR:	
DESCRIPCION MATER.		VOLUMEN MOLDE "m3"	0.00386	CÁLCULO:	
TIPO DE GRANULOMETRIA :	POR LAVADO	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3"	1.503	Vo. Bo.:	

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.2416	8.05	91.95	2	10	117.70	13.37	43.44
36.1	1 1/2"	0.0939	3.13	88.82	0.84	20	64.56	7.34	36.10
25.4	1"	0.1185	3.95	84.87	0.42	40	140.79	16.00	20.11
19.05	3/4"	0.1708	5.69	79.18	0.25	60	74.93	8.51	11.59
12.7	1/2"	0.2184	7.28	71.90	0.149	100	56.94	6.47	5.12
9.52	3/8"	0.1125	3.75	68.14	0.074	200	38.00	4.32	0.80
4.76	No. 4	0.3400	11.33	56.81		Pasa 200	7.08	0.80	0.00
	Pasa No. 4	1.7043	56.81	0.00		SUMA	500.00	56.81	
	SUMA	3.000	100.00						



DENSIDAD

Volumen Desalojado - Peso seco - Densidad Relativa Aparente -

D 10 =	0.22	Cu = D60 / D10 =	26.36	MAYOR 3"=	0.00%
D 30 =	0.60	Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.		G =	43.2%
D 60 =	5.80	Cc = $(D30)^2$ / (D10*D60) =	0.28	S =	56.0%
		Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3		F =	0.8%

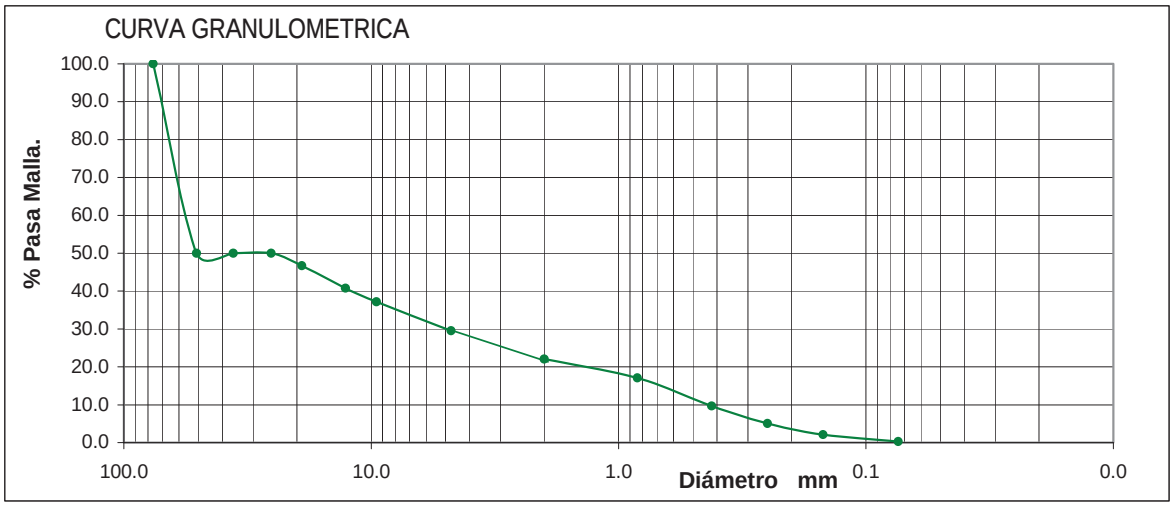
CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: SP Arena mal graduada

ISDECON
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/457/2006

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA	SONDEO 2 ESTRATO 1	DESPERDICIO % RET 2"		FECHA:	
LOCALIZACION:		PESO HUMEDO (grm)	200.00		
ENSAYE No.	SONDEO No.	PESO SECO (grm)	194.16	% W NAT.	3.01
MUESTRA No.	PROF (CM):	PESO NETO DE MAT. "kg"	7.400	OPERADOR:	
DESCRIPCION MATER.		VOLUMEN MOLDE "m3"	0.00386	CÁLCULO:	
TIPO DE GRANULOMETRIA :	POR LAVADO	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3"	1.917	Vo. Bo.:	

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	1.5000	50.00	50.00	2	10	126.96	7.50	22.03
36.1	1 1/2"	0.0000	0.00	50.00	0.84	20	83.94	4.96	17.08
25.4	1"	0.0000	0.00	50.00	0.42	40	124.67	7.36	9.71
19.05	3/4"	0.0988	3.29	46.71	0.25	60	78.41	4.63	5.08
12.7	1/2"	0.1783	5.94	40.76	0.149	100	49.94	2.95	2.13
9.52	3/8"	0.1069	3.56	37.20	0.074	200	30.64	1.81	0.32
4.76	No. 4	0.2300	7.67	29.53		Pasa 200	5.44	0.32	0.00
	Pasa No. 4	0.8860	29.53	0.00		SUMA	500.00	29.53	
	SUMA	3.000	100.00						



DENSIDAD

Volumen Desalojado - Peso seco - Densidad Relativa Aparente -

D_{10} =	0.42	Cu = D60 / D10 =	135.71	MAYOR 3"=	0.00%
D 30 =	4.70	Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.		G =	70.5%
D 60 =	57.00	$Cc = (D30)^2 / (D10*D60)$ =	0.92	S =	29.2%
		Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3		F =	0.3%

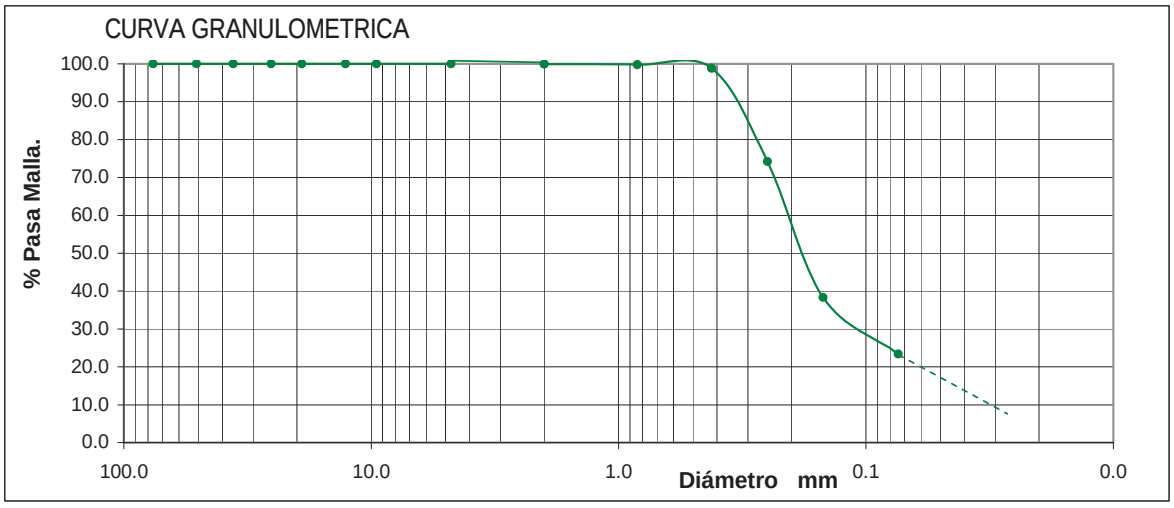
CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: GP Grava mal graduada

ISDECON
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/457/2006

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA	SONDEO 2 ESTRATO 2	DESPERDICIO % RET 2"		FECHA:	
LOCALIZACION:		PESO HUMEDO (grm)	200.00		
ENSAYE No.	SONDEO No.	PESO SECO (grm)	167.54	% W NAT.	19.37
MUESTRA No.	PROF (CM):	PESO NETO DE MAT. "kg"	1.200	OPERADOR:	
DESCRIPCION MATER.		VOLUMEN MOLDE "m3"	0.001	CÁLCULO:	
TIPO DE GRANULOMETRIA :	POR LAVADO	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3"	1.200	Vo. Bo.:	

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"								
50.8	2"				2	10	0.19	0.04	99.96
36.1	1 1/2"				0.84	20	0.86	0.17	99.79
25.4	1"				0.42	40	4.94	0.99	98.80
19.05	3/4"				0.25	60	123.11	24.62	74.18
12.7	1/2"				0.149	100	179.22	35.84	38.34
9.52	3/8"				0.074	200	74.91	14.98	23.35
4.76	No. 4					Pasa 200	116.77	23.35	0.00
	Pasa No. 4					SUMA	500.00	100.00	
	SUMA								



DENSIDAD

Volumen Desalojado - Peso seco - Densidad Relativa Aparente -

D 10 =	0.03	Cu = D60 / D10 =	6.67	MAYOR 3"=	0.00%
D 30 =	0.12	Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.		G =	0.0%
D 60 =	0.20	Cc = $(D30)^2$ / (D10*D60) =	2.20	S =	76.6%
		Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3		F =	23.4%

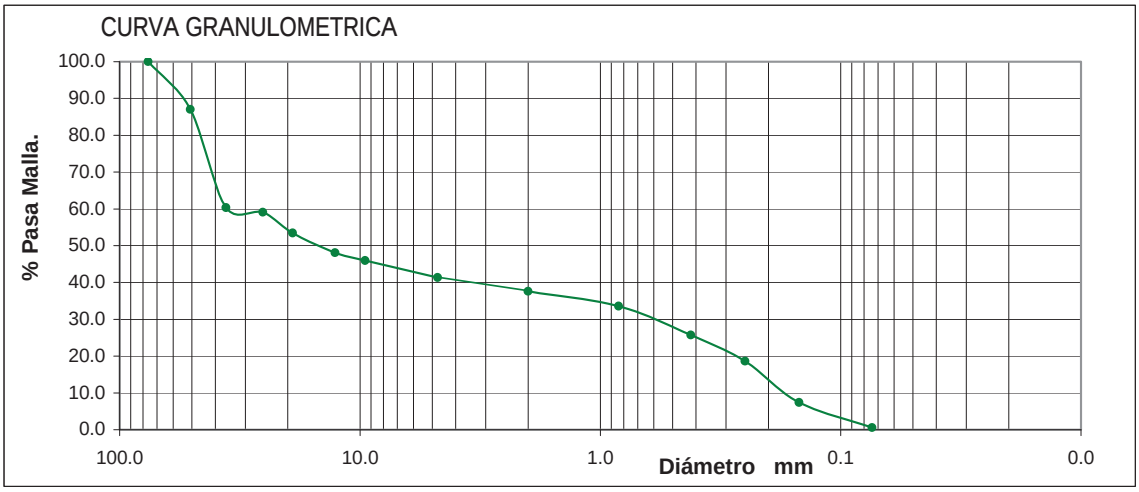
CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: Arena con finos mayor al 12% (SM o SC)

ISDECON
INGENIERIA DE SUELOS, DISEÑO ESTRUCTURAL,
CONTROL DE CALIDAD Y CONSTRUCCIONES.
18 DE MARZO # 23 COL. E. ZAPATA URUAPAN, MICH. TEL 5192404
REGISTRO SCOP: GEM/SCOP/PC/457/2006

GRANULOMETRIA O CLASIFICACION POR TAMAÑOS DEL SUELO

OBRA	SONDEO 2 ESTRATO 3	DESPERDICIO % RET 2"		FECHA:	
LOCALIZACION:		PESO HUMEDO (grm)	0.00		
ENSAYE No.	SONDEO No.	PESO SECO (grm)	0.00	% W NAT.	#¡DIV/0!
MUESTRA No.	PROF (CM):	PESO NETO DE MAT. "kg"	7.480	OPERADOR:	
DESCRIPCION MATER.		VOLUMEN MOLDE "m3"	0.00386	CÁLCULO:	
TIPO DE GRANULOMETRIA :	POR LAVADO	PESO VOLUMETRICO "Ton/m3"	1.938	Vo. Bo.:	

GRANULOMETRIA GRUESA HASTA MALLA No. 4					GRANULOMETRIA FINA POR LAVADO HASTA MALLA No. 200				
Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla	Abertura	Malla	Peso retenido	% Retenido	% Pasa malla
Malla mm.	pulgadas	Parcial (kgs)	Parcial	Parcial	Malla mm.	No.	Parcial (gms)	Parcial	Parcial
76.2	3"	0.0000	0.00	100.00					
50.8	2"	0.3900	13.00	87.00	2	10	45.80	3.79	37.59
36.1	1 1/2"	0.8000	26.67	60.33	0.84	20	48.88	4.05	33.55
25.4	1"	0.0382	1.27	59.06	0.42	40	94.30	7.80	25.74
19.05	3/4"	0.1688	5.63	53.43	0.25	60	86.40	7.15	18.59
12.7	1/2"	0.1593	5.31	48.12	0.149	100	135.30	11.20	7.39
9.52	3/8"	0.0646	2.15	45.97	0.074	200	82.65	6.84	0.55
4.76	No. 4	0.1376	4.59	41.38		Pasa 200	6.67	0.55	0.00
	Pasa No. 4	1.2415	41.38	0.00		SUMA	500.00	41.38	
	SUMA	3.000	100.00						



DENSIDAD

Volumen Desalojado - Peso seco - Densidad Relativa Aparente -

D 10 =	0.17	Cu = D60 / D10 =	217.65	MAYOR 3"=	0.00%
D 30 =	0.60	Gravas Cu > 4 Arenas, Cu > 6.		G =	58.6%
D 60 =	37.00	Cc = $(D30)^2$ / (D10*D60) =	0.06	S =	40.8%
		Gravas y Arenas Cc entre 1 y 3		F =	0.6%

CLASIFICACIÓN GRANULOMETRICA: GP Grava mal graduada

CAPÍTULO V

CARACTERÍSTICAS DEL PUENTE CUATE I

5.1 UBICACIÓN DEL PUENTE

EL Puente Cuate II está localizado sobre la carretera Carapan – Playa Azul (ruta 37), en el tramo Nueva Italia - Arteaga en el kilómetro 160.312, su posición geográfica: Latitud 018 grados 49.14 minutos, Longitud 102 grados 07.10 minutos, y Altitud 697 metros.

5.2 DESCRIPCIÓN

En la tablas 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 y 5.5 se describen las características del puente en estudio:

Tabla 5.1 Superestructura del tipo del puente

Diseño tipo	S
Diseño de la sección transversal	14 Losa/Viga. 4 ó más vigas
Diseño de la elevación	10 Simplemente apoyada, sección construida
Material	41 Concreto preesforzado prefabricado en in situ

Tabla 5.2 Superestructura del tipo secundario

Diseño tipo	S
Diseño de la sección transversal	12 Losa/Viga. 4 ó más vigas
Diseño de la elevación	10 Simplemente apoyada, sección construida
Material	20 Concreto preesforzado prefabricado en in situ

Tabla 5.3 Subestructura en los estribos

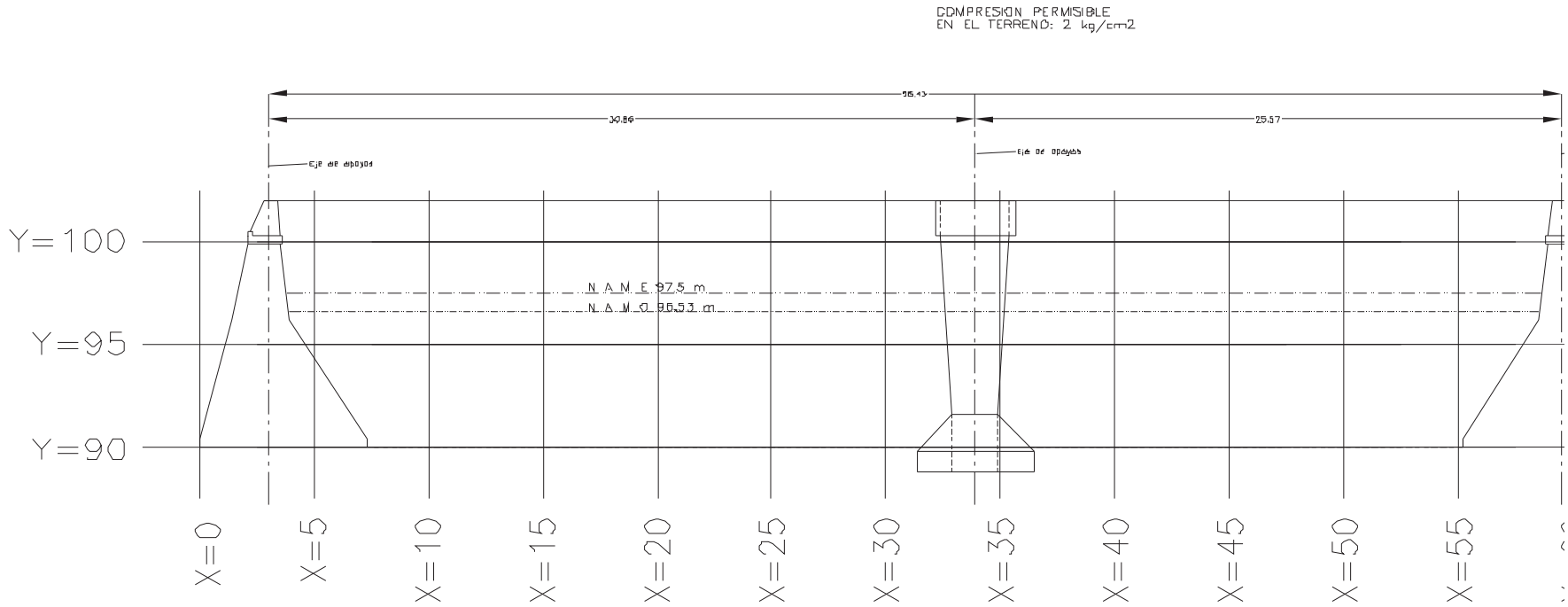
Tipo	21 Enterrados / Pilotes con cabeza
Material	21 Concreto reforzado
Tipo de cimentación	Cimentación directa

Tabla 5.4 Subestructura de las pilas

Tipo	30 Columna sola con cabezal
Material	21 Concreto reforzado
Tipo de cimentación	Cimentación directa

Tabla 5.5 Detalles del Puente Cuate II

Tipo de parapeto	30 Vigas concreto, pilastras de concreto
Tipo de superficie de desgaste	10 Asfalto
Tipo de juntas de expansión	12 Ángulos/ Placas verticales de acero
Tipo de apoyos fijos sobre soportes	30 Placas de neopreno
Tipo de apoyos móviles sobre soportes	30 Placas de neopreno
Tipo de apoyos fijos en trabes	91 No aplicable
Tipo de apoyos móviles en trabes	91 No aplicable


COMPRESION PERMISIBLE
EN EL TERRENO: 2 kg/cm2
55.43
30.86
25.57
Eje de apoyos
Y=100
Y=95
Y=90
N.A.M.E. 97.5 m
N.A.M.O. 96.53 m
X=0
X=5
X=10
X=15
X=20
X=25
X=30
X=35
X=40
X=45
X=50
X=55

5.2.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Número de claros	3
Longitud de claro mínimo (m)	12.7
Longitud de claro máximo (m)	30.7
Longitud total (m)	56.43
Ancho total (m)	8.1
Ancho de camellón (m)	0.0
Ancho de la banqueta izquierda (m)	0.3
Ancho de la banqueta derecha (m)	0.3
Ancho de la calzada (m)	6.2
Ancho entre bordillos (m)	7.9
Área (m^2)	517

5.3 CARACTERÍSTICAS HIDRÁULICAS

La longitud de un puente que ocupe todo el ancho del cauce en algunos casos puede resultar antieconómico, por otro lado conviene siempre considerar la posibilidad de colocar terraplenes de acceso que provoquen un cierto estrechamiento en la sección del cruce estudiado, con lo que se lograría una longitud menor del puente con la correspondiente economía, pero no se debe olvidar que esta longitud es función directa de la cimentación, de las obras de protección y encauzamiento, a mayor estrechamiento se desarrolla una velocidad más elevada en el agua y en consecuencia más grande será la socavación y la cimentación se desplazará a mayor profundidad por lo anterior un estrechamiento excesivo puede resultar costoso.

El estrechamiento que se produce con la construcción de un puente produce una pérdida de energía que se traduce en una sobreelevación de la superficie libre del agua, a esta sobreelevación se le conoce como remanso; si éste es fuerte puede producir inundaciones aguas arriba de la construcción. Es recomendable por lo tanto, limitarlo a

0.35 m como máximo para evitar daños graves, este criterio es seguido por algunas dependencias relacionadas en el ramo. Por otro lado el aumento considerable de energía cinética producida por el flujo en el estrechamiento hace que se produzcan profundidades de socavación excesivas en los apoyos del puente, siendo necesarios desplantar su cimentación a mayor profundidad y/o construir obras de protección contra dicho fenómeno, además sería necesario proteger los terraplenes de acceso contra la erosión del agua.

El caso contrario es decir que la longitud del puente no provoque estrechamiento o que éste sea casi nulo lo que conduce a un costo inicial muy elevado, entre los extremos está la solución económica. El estudio hidráulico salvo cosas raras se fundamenta en la fórmula de MANNING (método conocido como sección pendiente), aplicable a flujos uniformes. Su importancia es fundamental, ya que permite calcular la velocidad y el gasto para condiciones de diseño. Los formatos que se utilizan para realizar los cálculos hidráulicos se anexan más adelante, en ellos se incluyen el ejemplo de este trabajo. Para la elaboración adecuada del proyecto hidráulico de un puente es necesario hacer estudios preliminares para conocer las características del escurrimiento. El análisis hidráulico se efectúa basándose en los siguientes estudios.

Estudio hidráulico

A. Deberá incluir un informe que contenga
- Fuentes requeridas (mapas, fotografías aéreas, etc.)
- Nombre del río
- Nombre del camino y tramo
- Kilometraje del cruce
- Esviajamiento que tendrá la corriente con respecto a una normal al eje del trazo.

B. Principales características hidráulicas estimadas burdamente con base en un análisis visual de la zona del cruce
- Tirante
- Velocidad
- Afluencia posible remanso y distancia a las desembocaduras
- Si existen islas, barras, lagunas, esteros, cascadas, etc.

- Posibles afluencias de las mareas si el cruce se localiza cerca de la desembocadura al mar
- Funcionamiento hidráulico probable de la corriente recabando información con vecinos del lugar de la frecuencia de avenidas máximas niveles alcanzados por el agua durante las mismas, duración, época del año en que ocurren, daños provocados, etc.
- Indicar si el cauce es suficiente o si el agua inunda los terrenos adyacentes
- Si el cauce es estable o tiene tendencia a divagar
- Clasificación de los materiales de arrastre y sus dimensiones probables
- Tipo y dimensiones probables de los cuerpos flotantes
- Señalar el tipo de escurrimiento perenne, intermitente o torrencial
- Tendencia de la corriente a socavar o depositar en el lugar del cruce.

C. Descripción completa de la existencia de puentes cercanos al cruce
- Tipo de puente
- Longitud y número de claros horizontales
- Elevación de la rasante del puente
- Esviajamiento del puente
- Orientación de pilas
- Dirección de la corriente
- Corte longitudinal y transversal del puente
- Existencia de obras de encauzamiento y de protección contra la erosión
- Condiciones de funcionamiento.

D. Existencia de obras de control de la corriente
- Presas reguladoras es conveniente investigar su política de operación entes de diseñar el puente
- Bordos de protección contra inundaciones
- Obras de desvíos de la corriente
- Dragado
- Cortes de meandros, etc.

Es importante investigar también las posibles ampliaciones o modificaciones de dichas estructuras, así como la posible construcción de nuevas obras. Un resumen de lo descrito anteriormente se presenta en la tabla 5.6.

Tabla 5.6 Resumen del informe de campo para proyectos de puentes

I. Datos de localización
Puente "Cuate II" sobre "Río grande".
Obra vial "Carapan-Playa Azul" sub-tramos "Nueva Italia-Arteaga".
Estación "160.312" Origen "Michoacán".
Esviajamiento "esta normal".
Elevación y descripción del banco de nivel "la referencia que se dejo en campo".
II. Datos hidráulicos
Nivel de aguas mínimas "NAMIN 96.53 m""Cauce seco"
Nivel de aguas máximas ordinarias "NAMAX 96.53 m".
Nivel de aguas máximas extraordinarias "97.5 m (Campo).
Fuente de información "de reporte de la SCT".
Velocidad superficial en el cruce "No se determino".
Nivel de agua al medir la velocidad superficial en el cruce "Cauce Seco".
Sí el río desborda en máximas avenida, indicar el ancho aproximado de llanuras de inundación y su longitud en margen derecho "50 m" margen izquierdo "50 m".
Fecha de la creciente máxima que se estudia "Noviembre 1985".
Frecuencia y duración de la misma "de 50 a 100 años".
Meses del año en que ocurren las crecientes extraordinarias "de Mayo a Octubre".
Características generales y dimensiones aproximadas de los materiales de arrastre y cuerpos flotantes "Ramas, Troncos, Animales muertos, Basura, etc.".
Es estable el cauce en la sección estudiada, o tiene tendencia a divagar "Divaga hacia las dos márgenes".
Cuál es la tendencia general de la corriente a largo plazo en el lugar del cauce, socavar o depositar "tiende a socavar en la pila y estribos".
Describir los materiales que forman el fondo y márgenes del cauce "Arena y Grava en el fondo y arcilla limosa en las márgenes".
Se recomienda hacer alguna canalización "Sí a base de un dique de cruzamiento o espigones".
Hay posibilidad de que el remanso que produzca los accesos perjudique las propiedades vecinas "No hay".
Si debe demolerse algún puente existente, construir uno provisional o afectar propiedades vecinas, estímense los costos aproximados.
Obstáculos (barras, isletas, etc.) distancia al cruce e influencia en el funcionamiento hidráulico "No hay".
Claro mínimo que deberán tener los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes "Los claros horizontales están bien, y los verticales aumentar un metro más o menos".
Distancia libre vertical que deberá dejarse entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura para permitir el paso de los cuerpos flotantes "Las normas de la SCT no dice que es de 1.5 m".
Si existe puente cercano al cruce sobre la misma corriente, proporcionar los datos." Puente Cuate I"

Continuación de la tabla 5.6

III. Datos de construcción
Los materiales necesarios para la construcción del puente pueden ser adquiridos en "Apatzingán que se ubica a 45 km del sitio del cruce".

5.3.2 ÁREAS Y PERÍMETROS MOJADOS

Es una medida de la capacidad del cauce para transportar agua, en cauces con sección transversal irregular, es necesario dividir el área hidráulica en subsecciones (tramos), asignando un coeficiente de rugosidad apropiado a cada una y calculando su gasto.

De acuerdo a la ecuación de Manning el gasto en una subsecciones es:

$$Q = \frac{A}{n} R_h^{\frac{2}{3}} S_h^{\frac{1}{2}} \qquad (5.1)$$

La rugosidad del fondo es el factor principal y depende del material del lecho del cauce, si el material es fino (n) es pequeño y cuando se tiene gravas ó boleos (n) es alto como se muestra, en la tabla 5.7.

Tabla 5.7 Valores básicos de (n) para materiales del fondo que forma el perímetro mojado en un tramo recto y uniforme. (Aparicio 1989)

MATERIAL DEL FONDO	TAMAÑO EN (mm)	FACTOR DE RUGOSIDAD (n)
Tierra firme		0.25 – 0.032
Arena	1 – 2	0.026 – 0.035
Grava	2 – 64	0.028 – 0.035
Guijarros	64 – 256	0.030 – 0.050
Boleos	256	0.050 – 0.070

Cuando el cauce presenta irregularidades como son: ondas de arena, rocas sobresalientes, cavidades, depresiones, etc., el valor de (n) se incrementa hasta un 20%. La vegetación puede considerarse como un tipo de superficie rugosa, que también reduce la capacidad del cauce y retarda el flujo, este efecto depende de la altura,

densidad, distribución y tipo de vegetación, incrementa el valor de (n) hasta en 0.04. Las curvas suaves pueden incrementar el valor de (n) hasta en un 0.003. Scobey sugiere que (n) se incremente 0.001 por cada 20° de curvatura en una longitud de cauce de 30 m. las curvas muy pronunciadas o la presencia de meandros incrementan el valor de (n) hasta un 30%. A continuación se muestra en la tabla 5.8, donde son tomados los valores (n).

Tabla 5.8 Valores aproximados de (n) para diferentes casos.

TIPO Y DESCRIPCIÓN DEL ARROYO	MINÍMO	MEDIO	MÁXIMO
Arroyo (ancho de la superficie libre en agua en avenidas menores que 30 m).			
a. Corriente en planicie			
1 Limpios, rectos, sin deslaves ni remanso profundos.	0.025	0.030	0.033
2 Igual al anterior pero más rocosos y con hierba	0.030	0.035	0.040
3 Limpio, curvo, algunas irregularidades del fondo.	0.033	0.040	0.045
4 Igual al anterior, algo de hierba y roca.	0.035	0.045	0.050
5 Igual al anterior pero menos profundo y secciones poco eficientes.	0.040	0.048	0.055
6 Igual que el 4 pero más rocas.	0.045	0.050	0.060
7 Tramos irregulares con hierba y estanques profundos.	0.050	0.070	0.080
8 Tramos con mucha hierba, estanques profundos o cauces de avenidas con raíces o plantas subacuáticas.	0.075	0.100	0.150
Corriente de montaña, sin vegetación en el cauce, con taludes muy pendientes, árboles y arbustos a lo largo de los márgenes que quedan sumergidos en las avenidas.			
1. Fondo de gravas, boleos y algunos cantos rodados.	0.030	0.040	0.050
2. Fondo de boleos y grandes rocas	0.040	0.050	0.070
A. Planicies de avenida			
a Pastura sin arbustos			
9 Pasto bajo	0.025	0.030	0.035
10 Pasto alto	0.030	0.035	0.050
b Áreas cultivadas			
1 Sin cosecha	0.020	0.030	0.040
2 Cosecha en tierra labrada	0.020	0.030	0.040
3 Cosecha de campo	0.030	0.040	0.050
c Arbustos			
1 Arbustos diseminados y mucha hierva.	0.035	0.050	0.070
2 Pocos arbustos y árboles, en invierno.	0.035	0.050	0.060
3 Pocos arbustos y árboles en verano.	0.040	0.060	0.080
4 Mediana a densa población de arbustos en verano.	0.070	0.100	0.160
d Árboles			
1 Poblaciones densas de sauces, en verano.	0.110	0.150	0.200
2 Terreno talado con troncos muertos.	0.030	0.040	0.050
3 Igual al anterior pero con troncos retoñables.	0.050	0.060	0.080

Continuación de la tabla 5.8

4 Árboles de sombra, niveles del agua debajo de las ramas.	0.080	0.100	0.120
5 Igual al anterior pero las avenidas alcanzan a las ramas	0.100	0.12	0.16
B. RÍOS (ancho de la superficie libre del agua en avenidas mayores que 30 m). el valor de (n) es menor que el correspondiente a arroyos menores de igual descripción ya que las márgenes ofrecen menor resistencia).			
a Secciones regulares sin cantos rodados ni arbustos.	0.025		0.060
b Secciones rugosas e irregulares	0.035		0.100

Para este estudio del Río Grande los coeficientes de rugosidad (n) para las secciones hidráulicas y divididas en sus respectivas subsecciones (tramos), se proponen a continuación en la tabla 5.9.

Tabla 5.9 Secciones de los coeficientes de rugosidad (n) en el cauce

SECCIÓN HIDRÁULICA NORMAL EN EL CAUCE		SECCIÓN HIDRÁULICA A Nº AGUAS ARRIBA	
	Valor de (n)		Valor de (n)
Tramos 1	0.035	Tramo 1	0.030
Tramos 2	0.040	Tramo 2	0.045
		Tramo 3	0.040
		Tramo 4	0.045

Como ya se mencionó anteriormente es muy importante la veracidad en cuanto a la información de los niveles máximos del agua. Otro parámetro de igual importancia es el coeficiente de rugosidad de Manning, la fórmula es muy sensible a sus variaciones, la elección de dicho coeficiente es muy subjetiva, por ello, su elección debe ser lo más cuidadosamente posible. Existe la tendencia en personal de brigadas de modificar arbitrariamente los dos parámetros anteriores, con el fin de que los gastos obtenidos con diferentes secciones sean prácticamente iguales esta tendencia debe evitarse de no ser así no serán genuinos los resultados obtenidos con el estudio hidráulico.

CAPÍTULO VI
APLICACIÓN FLUVIAL

6.1 APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN

6.1.1 MAZA Y SÁNCHEZ (1966)

Estos investigadores realizaron sus ensayes para condiciones de aguas claras y con arrastres de sedimentos, su método toma en cuenta el tirante de aguas arriba, el ancho de la pila y la velocidad media del flujo de llegada de acuerdo (figura 1.34, 1.35 y 1.36), para una pila rectangular sin esviajamiento se obtienen relaciones $\frac{d_S}{b}$ hasta de 2.82 m. En las figuras 1.34, 1.35 y 1.36 mencionadas se observan que para un tirante y una velocidad dados, la profundidad de socavación ya no aumenta aunque si lo haga la velocidad. Además para valores de las velocidades menores que $0.4\,V_C$, el método conduce a profundidades prácticamente nulas de la hoya de socavación, lo cual concuerda con lo que observaron los investigadores, Shen (1969), Nicollet (1971), Chabert y Engeldinger (1956).

6.1.2 LAURSEN (1963)

El método toma en cuenta el tirante de llegada y el ancho de la pila, sin considerar la velocidad de llegada, de acuerdo con los ensayes que se reportan Maza (1968), encontró que estos métodos dan buenos resultados sólo para condiciones extremas de velocidades, y obviamente conducirán a socavaciones muy grandes en el caso de ríos en planicies en que las velocidades no son muy fuertes.

6.1.3 YAROSLAVTZIEV (1968)

Propone la ecuación (1.20), en la cual toma en cuenta la forma y el ancho de la pila, el ángulo de esviajamiento, la velocidad media, el tirante del flujo de llegada y el diámetro D_{85}, del material del fondo. Este método sobreestima la profundidad de socavación cuando las velocidades son altas, ya que d_s, se presenta como una función directa de la velocidad elevada al cuadrado siendo que ya es un hecho conocido que la profundidad de socavación no aumenta más cuando la velocidad rebasa un cierto límite.

6.2 COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE SOCAVACIÓN

Los métodos presentados antes pueden dividirse en 3 grupos desde el punto de vista de las condiciones de arrastre de sedimentos para las cuales se realizaron los estudios que condujeron a ellos.

Grupo A	Aquellos que se desarrollaron para un arrastre nulo de sedimentos nulo de sedimentos (aguas claras).
Grupo B	Los correspondientes a movimientos continuos de sedimentos.
Grupo C	Aquellos para los cuales no se especifica si hubo arrastre o no.

De acuerdo con lo anterior, se propone realizar la metodología que se presenta en la tabla 6.1.

Tabla 6.1 Método aplicados a los grupos

Grupo A Socavación en aguas claras	Grupo B Socavación con transporte de sedimentos	Grupo C No se específica
Laursen - Toch	Maza - Sánchez	Yaroslavtziev

Siguiendo a Melville (1988), en este capítulo se aplican los métodos vistos al Puente Cuate II y los tipos que tiene la Secretaría Comunicaciones y Transporte (SCT), con las características Geométricas, Hidráulicas y de Socavación el reporte. Muchas de las ecuaciones propuestas valen para pilas alineadas con el flujo, por lo que cuando se tiene un ángulo de ataque diferente de cero se utilizan el criterio de Laursen y Toch (1956).

A. PUENTE CUATE II – RÍO GRANDE

Este puente es de concreto preesforzado prefabricado en in situ con 3 claros, localizado sobre la carretera Carapan – Playa Azul (ruta 37), en el tramo Nueva Italia – Arteaga en el kilometro 160.312, su posición geográfica latitud 18 grados 49.14 minutos, longitud 102 grados 07.10 minutos y una altitud 697 metros.

En este trabajo se realizo para analizar los Puentes Tipo que tiene la (SCT) para diferente tipo de capacidad carga del suelo 2, 3 y 4 kg/cm^2. Los datos hidráulicos son los siguientes:

Q = 1236.583 m^3/s.
A = 350.89 m^2.
V =3.524 m/s.
d_o =3.23 m
S =0.005
Fr =0.225
N =0.028

Las características del material del fondo son:

D_{84} = 35 mm Tamaño de la partícula
σ_g = 6.73
Distribución = Log – Normal

Espesor del Estrato = 4.0 m

γ_s = 2,250 kg/m^3

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.1), fue de 5.70 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 5.13 a 6.84 m.

Sin embargo aplicando los métodos antes mencionados se hizo una comparación y se tienen los resultados correspondientes.

Tabla 6.1 Resumen de los cálculos realizados

Puente 1-1			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.037	0.037	0.037
ARTAMONOV	4.81	-	4.81
MAZA-SÁNCHEZ	-	4.84	-
LAURSEN-TOUCH	-	0.73	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.92	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**4.90**	**5.70**	**4.90**

En las siguientes tablas los datos hidráulicos como el estrato final son iguales al puente (tabla 6.2), entonces la socavación local en pilas como en los estribos va a ser diferentes por la geometría del puente que son los siguientes.

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.2) fue de 5.80 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y

están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 5.22 a 6.96 m.

Tabla 6.2 Resumen de los cálculos realizados

Puente 1-2			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.173	0.173	0.173
ARTAMONOV	4.05	-	4.05
MAZA-SÁNCHEZ	-	4.93	-
LAURSEN-TOUCH	-	0.66	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.84	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**4.30**	**5.80**	**4.30**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.3), fue de 5.30 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 4.77 a 6.36 m.

Tabla 6.3 Resumen de los cálculos realizados

Puente 1-3			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.614	1.614	1.614
ARTAMONOV	2.49	-	2.49
MAZA-SÁNCHEZ	-	3.72	-
LAURSEN-TOUCH	-	0.003	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.08	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**4.10**	**5.30**	**4.10**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.4), fue de 6.60 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 5.94 a 7.92 m.

Tabla 6.4 Resumen de los cálculos realizados

Puente 2-1			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.419	0.419	0.419
ARTAMONOV	5.85	-	5.85
MAZA-SÁNCHEZ	-	5.26	
LAURSEN-TOUCH	-	0.88	
YAROSLAVTZIEV	-	4.08	
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**6.3**	**6.60**	**6.3**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.5), fue de 6.50 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 5.85 a 6.6 m.

Tabla 6.5 Resumen de los cálculos realizados

Puente 2-2			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.25	1.25	1.25
ARTAMONOV	4.50	-	4.50
MAZA-SÁNCHEZ	-	2.56	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.72	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.36	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**5.80**	**6.50**	**5.80**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.6), fue de 6.90 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 6.21 a 8.28 m.

Tabla 6.6 Resumen de los cálculos realizados

Puente 2-3			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.524	1.524	1.524
ARTAMONOV	3.69	-	3.69
MAZA-SÁNCHEZ	-	2.83	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.53	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.06	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**5.20**	**6.90**	**5.30**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.7), fue de 8.10 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 7.29 a 9.72 m.

Tabla 6.7 Resumen de los cálculos realizados

Puente 3-1			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.347	0.347	0.347
ARTAMONOV	5.78	-	5.08
MAZA-SÁNCHEZ	-	5.29	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.42	-
YAROSLAVTZIEV	-	4.04	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**6.10**	**8.10**	**5.40**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.8), fue de 7.50 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 6.75 a 9.0 m.

Tabla 6.8 Resumen de los cálculos realizados

Puente 3-2			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.25	1.25	1.25
ARTAMONOV	4.51	-	3.04
MAZA-SÁNCHEZ	-	3.76	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.51	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.29	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**5.80**	**7.5**	**4.3**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.9), fue de 7.0 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 6.30 a 8.4 m.

Tabla 6.9 Resumen de los cálculos realizados

Puente 3-3			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.623	1.623	1.623
ARTAMONOV	3.70	-	2.48
MAZA-SÁNCHEZ	-	2.82	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.53	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.07	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**5.30**	**7.0**	**4.10**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.10), fue de 8.10 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 7.29 a 9.72 m.

Tabla 6.10 Resumen de los cálculos realizados

Puente 4-1			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.371	0.371	0.371
ARTAMONOV	5.78	-	5.08
MAZA-SÁNCHEZ	-	5.29	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.42	-
YAROSLAVTZIEV	-	4.04	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**6.20**	**8.10**	**5.50**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.11), fue de 7.5 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 6.75 a 9.0 m.

Tabla 6.11 Resumen de los cálculos realizados

Puente 4-2			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.25	1.25	1.25
ARTAMONOV	4.51	-	3.04
MAZA-SÁNCHEZ	-	3.76	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.51	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.29	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**5.8**	**7.5**	**4.3**

La profundidad máxima de socavación local en las pilas (tabla 6.12), fue de 8.20 m son de nariz rectangular biselada y tienen un ancho de 3.0 m por una longitud de 12.0 m y están establecidas con un esviajamiento de 90° respecto al eje del cauce. Considerando que la máxima socavación son aceptables consideramos un 20% mayor y un 10% menor que la profundidad obtenida en campo entonces tendremos que el rango aceptable será: 7.38 a 9.84 m.

Tabla 6.12 Resumen de los cálculos realizados

Puente 4-3			
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.623	1.623	1.623
ARTAMONOV	3.70	-	2.48
MAZA-SÁNCHEZ	-	4.02	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.53	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.07	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	**5.30**	**8.20**	**4.10**

6.3 CONCLUSIONES

Al concluir los cálculos en los Puentes Tipo de la (SCT) con las características del Puente Cuate I se obtienen los siguientes comentarios:

1. En cuanto al grupo A al que pertenece el método de Laursen – Toch (1956) se considera que es adecuado para ser aplicado en los problemas de socavación para aguas claras y los resultados están muy cercanos a los datos que se encontraron en campo, (las marcas dejadas por el agua al paso en los estribos y la pila), así el ingeniero proyectista de puentes puede darse una idea para el diseño de la socavación y a que profundidad debe desplantar los elementos estructurales.

2. Respecto al grupo B que pertenece al método de Maza – Sánchez (1966), se observó que los resultados no se alejan mucho del parámetro que se considera

para ser aceptable dando un valor de la profundidad de socavación 3 veces menor que el real.

3. En este grupo C que pertenece el método de Yaroslavtziev (1968) se puede observar que está un poco arriba de los anteriores grupos, lo cual lo podemos considerar que esta dentro del rango y se acepta los resultados.

CAPÍTULO VI
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En el desarrollo de este trabajo, se identifica una serie de factores importantes para estudiar el fenómeno de socavación en puentes y tomar las medidas apropiadas. Existen una gran cantidad de expresiones para calcular la socavación local, el problema de esto es la falta de conocimiento sobre la exactitud de los métodos expuestos para estimar la profundidad de socavación local en las pilas, se puede concluir que los datos de campo presentados por Melville (1988) que aparentemente los métodos vistos para los diferentes tipos de condiciones: aguas claras y arrastre de sedimentos.

Laursen – Toch (1956), Melville (1988) y Shen (1966) recomiendan que para el factor de seguridad sea de 1.5 para la profundidad de socavación de local estimada. Neill (1973) no menciona factores de seguridad pero advierte que si el tirante del flujo de llegada es mayor que 5 veces el ancho de la pila, la profundidad estimada de socavación debe incrementarse a un 50%, además Melville (1988) recomienda que el ángulo de ataque que pueda esperarse que nunca se considere menor de 10°, por consiguiente debido a la incertidumbre en cuanto a la confiabilidad de los métodos, parece razonable aumentar en un 50% la profundidad de socavación estimada para cualquier relación entre ellos y su efecto en la socavación local los factores más importantes parecen ser: la Geometría y forma de la pila, Ángulo de ataque de la corriente, Tirante de agua, Velocidad de llegada, Graduación del material del cauce y la relación ancho de flujo / tirante de agua, esto último solo es en estribos.

Estos márgenes de errores se reducen al realizar estudios en zonas geográficas específicas, Jhonson y Miller (1993) obtienen expresiones para evaluar la socavación local en pilas y estribos de puentes ubicados en el Estado de Pennsylvania, E.U., el máximo valor calculado se reduce a 3.9 en estribos y 6.6 en pilas, el mínimo a 1.0 en las pilas, estos resultados son buenos, en nuestro país la socavación general se evalúa

con la expresión de Lischtvan – Lebediev (1959), para la socavación local se utiliza el método de Laursen – Toch (1956), y de Yarostlavziev (1968), si el valor de la socavación total calculado es pequeño. Hay un tercer método que puede definir un valor aproximado de la socavación, antes los dos anteriores, es de Maza (1968) aun cuando fue calibrado con sólo tres experimentos, presenta un nivel de exactitud parecido o mejor que otros.

El agujero de socavación presenta la forma de un cono invertido, cuya base inferior tiene la forma de la pila; circular, cuadrada, etc., la profundidad del cono de socavación es importante para definir la altura real de las pilas o el empotramiento.

Con relación a las obras de protección contra la socavación local, es recomendable adoptar soluciones a base de Pedraplenes por ser éstos los más ensayados por diferentes investigadores Bonasoundas (1975), Inglis (1977), Maza (1968), Neill (1973) y Shen (1969), las ventajas de este tipo de protecciones son:

a) Resta la intensidad a los vórtices

b) Si tienen una buena graduación evitan la extracción de finos

c) La estructura es flexible por lo que si se forma una depresión, esta será rellenada por las rocas impidiéndose así que progrese dicha depresión

d) Los movimientos o reacomodo de las rocas por efecto de algunas socavaciones menores no provocará problemas estructurales como en el caso de estructuras rígidas.

Como se mencionó anteriormente, la superficie del pedraplén debe quedar abajo del nivel del fondo después de ocurrir la socavación general, la transversal, en algunas otras causas. Para el diseño de la profundidad de desplante de las pilas deben tomarse en cuenta las siguientes recomendaciones.

1 Las estructuras en que se apoyan las pilas son de mayor ancho efectivo que éstas por lo que si quedan expuestas al flujo, la profundidad de socavación será mayor que la considerada para las pilas.

2 Si se atoran en las pilas los cuerpos que arrastra la corriente, tales como troncos, ramas, animales, etc., el ancho efectivo de las mismas se verá incrementado la profundidad de socavación.

3 Las dunas pueden hacer cambiar el ángulo de ataque de la corriente y aumenta la profundidad de socavación en las pilas. Shen (1969), propuso que hay que agregar un 50% de altura esperada de las dunas a la profundidad de socavación calculada.

4 En caso de tenerse una capa superior de material cohesivo la profundidad de socavación puede ser muy grande, ya que si abajo se tiene material arenoso fino y la socavación es mayor que el espesor del estrato superior, la erosión continuará en la arena fina sin depositar los sedimentos que provienen de aguas arriba.

5 Conviene recordar que deberá agregarse a la profundidad de la socavación local, que corresponde a la socavación general, transversal y debida a las curvas tal como lo indican Maza (1968) y Neill (1973).

Las cantidades encontradas en los laboratorios cuentan con escasa información en el campo que es necesario hacer una recopilación de datos para hacer prototipos a fin de compararlos con los métodos existentes y desarrollar formulas empíricas que permitan estimar la socavación en suelos cohesivos en función de la velocidad, el tirante de la corriente, el tamaño de los granos, la forma de la pila y el ángulo de ataque de la corriente.

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

- Breusers H.N.C., Nicollet G. y Shen H.W. "Local scour around cylindrical piers", I.A.H.R – A.I.R.H., Vol. 15, 1977, No 3, Journal of Hydraulic Research.
- Brice, J. C. "Assesment of chanel stability at bridge sites", Transportation Research Record 950, T.R.B., 1984.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Aguililla E13B67 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Ahuijullo E13B46 Jalisco y Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Apatzingán E13B48 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Coalcomán de Vázquez Pallares E13B56 Michoacán y Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Dos Aguas E13B57 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Gambara E13B59 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Jiquilpan E13B17 Michoacán y Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Los Reyes E13B28 Michoacán y Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Mazamitla E13B16 Jalisco y Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Nueva Italia E13B49 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Paracho E13B29 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Rancho Nuevo E13B37 Jalisco y Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Sahuayo de Morelos F13D87 Michoacán y Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 San José de Chila E13B58 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Santa María Del Oro E13B27 Michoacán y Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Tamazula E13B26 Jalisco.

- Carta Edafológicas 1:50 000 Tancítaro E13B38 Michoacán y Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Tarécuato E13B18 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Tecalitlán E13B36 Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Tepalcatepec E13B47 Michoacán y Jalisco.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Tumbiscatío de Ruiz E13B68 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Uruapan E13B39 Michoacán.
- Carta Edafológicas 1:50 000 Zamora E13B19 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Aguililla E13B67 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Ahuijullo E13B46 Jalisco y Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Apatzingán E13B48 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Coalcomán de Vázquez Pallares E13B56 Michoacán y Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Dos Aguas E13B57 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Gambara E13B59 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Jiquilpan E13B17 Michoacán y Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Los Reyes E13B28 Michoacán y Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Mazamitla E13B16 Jalisco y Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Nueva Italia E13B49 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Paracho E13B29 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Rancho Nuevo E13B37 Jalisco y Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Sahuayo de Morelos F13D87 Michoacán y Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 San José de Chila E13B58 Michoacán.

- Carta Topográfica 1:50 000 Santa María Del Oro E13B27 Michoacán y Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Tamazula E13B26 Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Tancítaro E13B38 Michoacán y Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Tarécuato E13B18 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Tarécuato E13B18 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Tecalitlán E13B36 Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Tepalcatepec E13B47 Michoacán y Jalisco.
- Carta Topográfica 1:50 000 Tumbiscatío de Ruiz E13B68 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Uruapan E13B39 Michoacán.
- Carta Topográfica 1:50 000 Zamora E13B19 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Aguililla E13B67 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Ahuijullo E13B46 Jalisco y Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Apatzingán E13B48 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Coalcomán de Vázquez Pallares E13B56 Michoacán y Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Dos Aguas E13B57 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Gambara E13B59 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Jiquilpan E13B17 Michoacán y Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Los Reyes E13B28 Michoacán y Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Mazamitla E13B16 Jalisco y Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Nueva Italia E13B49 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Paracho E13B29 Michoacán.

- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Rancho Nuevo E13B37 Jalisco y Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Sahuayo de Morelos F13D87 Michoacán y Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 San José de Chila E13B58 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Santa María Del Oro E13B27 Michoacán y Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Tamazula E13B26 Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Tancítaro E13B38 Michoacán y Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Tecalitlán E13B36 Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Tepalcatepec E13B47 Michoacán y Jalisco.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Tumbiscatío de Ruiz E13B68 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Uruapan E13B39 Michoacán.
- Carta Uso del Suelo 1:50 000 Zamora E13B19 Michoacán.
- Chabert, J. and Engeldinger, P. "Etude des affouillements autour des piles des ponts". Laboratoire Nacional d'Hydraulique. Chato, France, 1956.
- Chee, R.K.W. "Live-bed Scour at bridge piers". University of Auckland, School of Engineering, Report Nº 290.
- Chiew, Y M. "Local Scour at bridge piers". University of Auckland, Department of Civil Engineering, Report Nº 355, 1984.
- Cunha, L. V., "Time evolution of local scour". Proc. 16th Congress I.A.H.R. Sao Paulo, Vol. 2, pp. 285 – 299, 1975.
- Datos obtenidos del programa CICLOM de la CAN, 1998.
- Estimación y Aprovechamiento del escurrimiento, Daniel Francisco, Campos Aranda, Enero 2007.
- Ettema, R. "Influence of bed gradation on local Scour". University of Auckland, School of Engineering, Report Nº 124, 1976.

- Ettema, R. "Scour at Bridge piers". University of Auckland, School of Engineering, Report Nº 216, 1980.

- Fiel, W. G. "Flood protection at Highway bridge openings". University of Newcastle, NSW, Engineering Bulletin CE3, 1971.

- Fundamentos de hidrología de superficie, Francisco J. Aparicio Mijares, Limusa 1989.

- Hidrología en la ingeniería, Germán Monsalve Sáenz, 2da Edición, Alfaomega, 2000.

- INEGI. Dirección general de geografía. superficie del país por entidad y municipio. 2005. inédito.

- INEGI. Marco geoestadístico, 2005.

- Jensen, Pedro Diego. "Evolución de la socavación en pilas". V Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Lima, Perú. Octubre 1972.pp c6-1-c6-12.

- Johnson, D. and Miller, A. C. "Bridge scour prediction methods applicable to streams in Pennsylvania". Hydraulic Engineering, pp 1882 – 1887, 1993.

- Juárez Badillo Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. "Socavación". Mecánica de Suelos, tomo III. Limusa, 1980.

- Kwan, T. F. "Study of abutment scour". University of Auckland, Department of Civil Engineering Report N° 328, 1984.

- Laursen, E. M. "Analysis of relief Bridge Scour". Proc. A.S.C.E., Vol. 89, HY3, pp 93-118, 1963.

- Laursen, E. M. "Scour at Bridge Crossings". Proc. A.S.C.E., Vol. 86, HY2, 1960.

- Laursen, E. M. and Toch, A. "Scour around bridges piers and abutments". Iowa Highway Res. Board, Bulletin Nº 4, 1956.

- Lemos, F. O. General Report. Proc. 16th Congress IAHR, Sao Paulo, Brazil, 1975.

- Liu, H. K., Chang, F. M., and Skinner, M. M. "Effect of Bridge construction on scour and backwater". Engineering Research Centre, Colorado State University, CER 60 KHL 22, 1961.

- López Modernización y ampliación del sistema de riego de la margen izquierda del río Tepalcatepec, resumen ejecutivo, elaborado por: Sogreah Ingeniería, para la comisión nacional del agua., 1978.

- Manual de Diseño de Obras Civiles Hidrotecnia, A.2.1.1. Hidráulica Fluvial, Comisión Federal de Electricidad (C.F.E.) (Instituto de Investigaciones Eléctricas), 1981.

- Maza Álvarez J.A. "Socavación en cauce naturales", Instituto de Ingeniería, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M., Junio 1968.

- Maza Álvarez J.A. y García, M. "Anteproyecto de Manual de Ingeniería de ríos. Erosión en ríos y obras de protección". México, D.F. 1989.

- Maza Álvarez J.A. y J.L. Sánchez Bribiesca, "Socavación y protección al pie de pilas de puentes". Segundo Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Caracas, Venezuela, 1966.

- Melih, A. and Dogan, H. "Study of time-dependent local Scour around Bridge piers". Journal of Hydraulic Engineering. Vol. 117, Nº 10, October 1991, pp1247-1268.

- Melville, B.W. "Scour at Bridges Site". Civil Engineering Practice (Chapter 15) of Hydraulics Mechanics 2. Cheremisinoff, P. y Cheremisinoff, N., 1988.

- Melville, B.W. "Scour at Bridges Site". University of Auckland, Report. No 104, 1975.

- Neill, C.R., "Guide to Bridge Hydraulics", Univ. of Toronto, 1973.

- Nicollet G. y Ramette M., "Affouillements au voisinage de Piles de Pont Cylindriques Circulaires", Proc. 14 Congreso de la IAHR, Paris 1971.

- Proceso del ciclo hidrológico, D.F., Campos Aranda, 1988, Universidad de San Luis Potosí.

- Raisz Prospecciones geológica y geofísica en la zona de Tepalcatepec, los Reyes Michoacán, preparado por geope, S.A., 1959.

- Raudkivi, A. J et al. "IAHR Hydraulics structures Desing Manual, Monograph Nº A8.

- Richardson, E. V. and Abed, L. "Top width of pier Scour holes in free and pressure flow". Hydraulic Engineering, pp. 911-915, 1993.

- Seminario de Titulación en Hidrología, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del I.N.P., 1981.

- Shen, H. W., Schneider, V. R., and Karaki, S. "Local Scour Around Bridge Piers", Journal of the Hydraulics Division, Proc A.S.C.E., Vol. 95, HY6, pp. 1919-1940, 1969.

- Shen, H. W., Schneider, V. R., and Karaki, S. "Mechanics of local Scour". Colorado State University Rep. CER66, HWS-VRS-SK22, 1966.

- Wong, W. H. "Scour at Bridge abutments". University of Auckland, Department of Civil Engineering, Report Nº 275, 1982.

SOCAVACIÓN DE PILAS Y ESTRIBOS DE LOS PUENTES CUATES II

ANEXO A

- Resultados de los métodos para calcular el Gasto de diseño de la Cuenca Hidrológica.
- Resultados de las hojas de cálculo para calcular la Socavación en los Puentes modelados.
- Dibujos de los Puentes de la Socavación.
- Dibujos del Puente Cuate II
- Disco compacto de la tesis.

Aguililla, Aguililla 16003	Precipitación Máxima	Apatzingán, Apatzingán 16007	Precipitación Máxima	Chaparaco, Zamora 16031	Precipitación Máxima	Tepalcatepec, Tepalcatepec 16128	Precipitación Máxima	Coalcoman, Coalcoman 16154	Precipitación Máxima	Estación 14029	Precipitación Máxima	Estación 14034	Precipitación Máxima	Estación 14172	Precipitación Máxima
		1923	129.7												
		1924	60.5												
		1925	58												
		1926	64.5					1926							
		1927	65					1927							
		1928	58.7					1928							
		1929	72.5					1929							
		1930	69.5					1930							
		1931	110					1931							
		1932	67					1932							
		1933	63					1933							
		1934	55					1934							
		1935	86					1935							
		1936	64					1936	52.3						
		1937	95					1937	53.6						
		1938	90					1938	68.8						
		1939	65					1939	53.6						
		1940	95					1940	44.5						
		1941	33					1941	70						
		1942	49					1942	54.8						
1943	50	1943	61			1943	52	1943	61.3						
1944	67	1944	48.5			1944	46.5	1944	70						
1945	65	1945	61			1945	33.5	1945	151.1						
1946	53	1946	54			1946	50.5	1946	75.1						
1947	69	1947	52.5			1947	45.5	1947	60.3						
1948	106	1948	92	1948	38.6	1948	57	1948	60						
1949	103	1949	107	1949	58.4	1949	55	1949	85						
1950	60	1950	81	1950	34.9	1950	36	1950	41.2						
1951	69	1951	76	1951	71.5	1951	45	1951	85						
1952	60	1952	110	1952	47.1	1952	44	1952	60						
1953	48.5	1953	47	1953	43.7	1953	54	1953	53.5						
1954	75	1954	65	1954	50.6	1954	50.5	1954	75						
1955		1955	90	1955	43.9	1955	90	1955	67.8						
1956	70	1956	60	1956	51	1956	41.5	1956	90						
1957	52	1957	46	1957	30.7	1957	45.5	1957	56						
1958	38	1958	67	1958	39.8	1958	46	1958	82						
1959	100	1959	50	1959	36.5	1959	90	1959	76.5						
1960	60	1960	44	1960	35.6	1960	76	1960	86						
1961	72	1961	40	1961	60	1961	51	1961	50					1961	6.8
1962	68	1962	113	1962	30.4	1962	63.5	1962	65					1962	38.5
1963	67	1963	66	1963	38	1963	79	1963	80					1963	8.6
1964	58.5	1964	63	1964	69.5	1964	58	1964	61					1964	3.4
1965	192.5	1965	45	1965	42.5	1965	74.5	1965	80					1965	74.5
1966	76	1966	70	1966	50.5	1966	89	1966	64.5					1966	20.5
1967	135	1967	80	1967	49.5	1967	62.5	1967	78					1967	62.5
1968	85	1968	118	1968	46.2	1968	78	1968	60					1968	31
1969	67	1969	62	1969	31	1969	63.5	1969	92					1969	101
1970	123	1970	56	1970	48.4	1970	3.5	1970	65	1970	42	1970	0	1970	137
1971	94	1971	75	1971	58.7	1971	61.5	1971	95	1971	60.4	1971	66.4	1971	78
1972	75.1	1972	88	1972	35.8	1972	42	1972	90	1972	87.4	1972	58.2	1972	61.5
1973	66	1973	108	1973	35.5	1973	80	1973	80	1973	40.7	1973	75.4	1973	57
1974	61.9	1974	90	1974	53.5	1974	77.5	1974	95	1974	51	1974	66.3	1974	75.5
1975	95	1975	69	1975	46.5	1975	29.3	1975	80	1975	44.5	1975	37.7	1975	91.5
1976	58.5	1976	60	1976	40.3	1976	80	1976	80	1976	66	1976	77.1	1976	127.5
1977		1977	42	1977	31.7	1977	60	1977	80	1977	34	1977	46.7	1977	32
1978	2.5	1978	87	1978	67.5	1978		1978	67	1978	43.2	1978	49.9	1978	22
1979		1979	65	1979	47.9	1979		1979	90	1979	11.3	1979	10	1979	45.5
1980		1980	45	1980	78	1980		1980	56	1980	60	1980	68.3	1980	62.5
1981	70.2	1981		1981	51.3	1981	110	1981	80	1981	40	1981	58.5	1981	96
1982	45	1982		1982	47.5	1982	60	1982	82	1982	45	1982	74.5	1982	145
		1983	27.8	1983	39	1983	61.5	1983	80	1983	48	1983	69.9	1983	142.5
		1984	19	1984	53.5			1984	71.5	1984	19	1984		1984	35.5
		1985	103	1985	59			1985	100	1985	37.5	1985	83.1	1985	0
		1986	44.5	1986	55.3			1986	64	1986	0	1986	76.9	1986	46
		1987	88.7	1987	23			1987	65	1987	63.2	1987		1987	100
		1988	42	1988	41.5			1988	85	1988		1988			
		1989	57.8	1989	34			1989	44	1989		1989			
		1990	80	1990	39			1990	39	1990		1990			
		1991	48	1991	40.5			1991	40.5	1991	46	1991	53.2		
		1992	71	1992	40.8			1992	40.8						
		1993	37	1993	32			1993	32						
		1994	44.5	1994	42			1994	42						
		1995	111	1995	65			1995	65						
		1996	86	1996	41			1996	41						
		1997	182.5	1997	39.4			1997	39.4						
		1998	57	1998	55.7			1998	55.7						
		1999	84.5	1999	51.6			1999	51.6						
		2000	40.5	2000	38.5			2000	38.5						
		2001	44	2001	40.5			2001	40.5						
		2002	52	2002	37.2			2002	37.2						
		2003	0												

PERIDO DE RETORNO = 2 AÑOS

ESTACIÓN	P max (mm)	ÁREA PARCIAL (km2)	ÁREA PARCIAL (%)	% P max (mm)
16003	64.41	65432873.93	0.08977706	5.78254048
16007	66.49	134180661.9	0.18410234	12.2409648
16031	43.54	109676598.4	0.15048159	6.55196825
16128	59.02	212704642.1	0.29184103	17.2244578
16154	85.24	16168422.15	0.02218386	1.89095184
14029	46.62	4450732.82	0.00610662	0.28469063
14043	57.18	179255772.4	0.24594757	14.0632821
14172	56.55	6967634.31	0.00955993	0.54061407
	SUMA	**728837338.1**	1	**58.579**

ÉSTA ÉS LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 2 AÑOS

PERIDO DE RETORNO = 5 AÑOS

ESTACIÓN	P max (mm)	ÁREA PARCIAL (km2)	ÁREA PARCIAL (%)	% P max (mm)
16003	93.36	65432873.93	0.08977706	8.38158639
16007	87.78	134180661.9	0.18410234	16.1605037
16031	54.16	109676598.4	0.15048159	8.15008269
16128	76	212704642.1	0.29184103	22.1799186
16154	132.38	16168422.15	0.02218386	2.93669878
14029	61.12	4450732.82	0.00610662	0.37323663
14043	76.64	179255772.4	0.24594757	18.8494218
14172	95.87	6967634.31	0.00955993	0.91651054
	SUMA	**728837338.1**	1	**77.948**

ÉSTA ÉS LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 5 AÑOS.

PERIDO DE RETORNO = 10 AÑOS

ESTACIÓN	P max (mm)	ÁREA PARCIAL (km2)	ÁREA PARCIAL (%)	% P max (mm)
16003	118.58	65432873.93	0.08977706	10.6457639
16007	100.83	134180661.9	0.18410234	18.5630393
16031	61.19	109676598.4	0.15048159	9.20796824
16128	84.93	212704642.1	0.29184103	24.786059
16154	169.56	16168422.15	0.02218386	3.76149453
14029	68.74	4450732.82	0.00610662	0.41976907
14043	86.86	179255772.4	0.24594757	21.363006
14172	122.01	6967634.31	0.00955993	1.16640712
	SUMA	**728837338.1**	1	**89.914**

ÉSTA ÉS LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 10 AÑOS.

PERIDO DE RETORNO = 20 AÑOS

ESTACIÓN	P max (mm)	ÁREA PARCIAL (km2)	ÁREA PARCIAL (%)	% P max (mm)
16003	140.45	65432873.93	0.08977706	12.6091882
16007	112.62	134180661.9	0.18410234	20.7336059
16031	67.93	109676598.4	0.15048159	10.2222141
16128	92.3	212704642.1	0.29184103	26.9369274
16154	209.49	16168422.15	0.02218386	4.64729588
14029	75.04	4450732.82	0.00610662	0.45824078
14043	95.31	179255772.4	0.24594757	23.4412629
14172	146.58	6967634.31	0.00955993	1.40129462
	SUMA	**728837338.1**	1	**100.450**

ÉSTA ÉS LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 20 AÑOS.

PERIDO DE RETORNO = 50 AÑOS

ESTACIÓN	P max (mm)	ÁREA PARCIAL (km2)	ÁREA PARCIAL (%)	% P max (mm)
16003	166.72	65432873.93	0.08977706	14.9676316
16007	127.02	134180661.9	0.18410234	23.3846797
16031	76.66	109676598.4	0.15048159	11.5359184
16128	100.6	212704642.1	0.29184103	29.359208
16154	267.47	16168422.15	0.02218386	5.93351582
14029	82.12	4450732.82	0.00610662	0.50147565
14043	104.81	179255772.4	0.24594757	25.7777648
14172	177.36	6967634.31	0.00955993	1.69554928
	SUMA	**728837338.1**	1	**113.156**

ÉSTA ÉS LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS.

PERIDO DE RETORNO = 100 AÑOS

ESTACIÓN	P max (mm)	ÁREA PARCIAL (km2)	ÁREA PARCIAL (%)	% P max (mm)
16003	185.74	65432873.93	0.08977706	16.6751913
16007	137.29	134180661.9	0.18410234	25.2754107
16031	83.2	109676598.4	0.15048159	12.5200679
16128	106.13	212704642.1	0.29184103	30.9730889
16154	315.73	16168422.15	0.02218386	7.00410868
14029	86.84	4450732.82	0.00610662	0.5302989
14043	111.15	179255772.4	0.24594757	27.3370724
14172	199.39	6967634.31	0.00955993	1.90615455
	SUMA	**728837338.1**	1	**122.221**

ÉSTA ÉS LA PRECIPITACIÓN MEDIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS.

DATOS:

1. Área de la cuenca A = 729 km2
2. Longitud del cauce principal L = 57 km
3. Desnivel total del cauce principal H = 1720 m
4. Pendiente promedio del cauce principal (Figura 5.5)

1er Criterio: Fórmula de Taylor y Schwarz S = 4.5% 4.4% 4.382%

2° Criterio: Pendiente de la recta que iguala áreas S = 5.1%

5. Tiempo de concentración Tc = 0.75 hr. (45 minutos) 0.75 hrs.
6. Grupo hidrológico de suelos de la cuenca: C (95%) y A(5%).
7. Número de la curva de escurrimiento N = 71. Se consideró bosque natural con suelo tipo C en condición hidrológica buena el 65% y en condición hidrológica regular el 35%, además, cultivó 5% en suelo tipo A y condición hidrológica pobre.

(P24h) 50 = 113.16 mm

(P24h) 100 = 122.22 mm

GASTOS DE DISEÑO

METODO DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR SINTETICO (MOCKUS O BUREAU OF RECLAMATION)

DATOS:

L = 57000 m
AREA = 729 km2
S = 0.044

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN CON KIRPICH

$$t_c = 0.000325 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

tc = 4.976 hr

$$t_r = t_c * 0.6$$

tr = 2.985 hr

$$t_p = t_c^{0.5} * t_r$$

tp = 5.216 hr

$$t_b = 2.67 * t_p$$

tb = 13.927 hr

$$q_p = \frac{0.555A}{t_b}$$

qp = 29.051 m3/s/mm

PARA Tr =
5
10
25
50
100
500
1000
10000

DETERMINACIÓN DE LA PRECIPITACIÓN DE DISEÑO A PARTIR DEL NÚMERO DE ESCURRIMIENTO (SCS)
Conforme a los datos N = 78.5

hpe = [P - 508/N + 5.08]^2 / [P + 2032/N - 20.32]

De acuerdo con lo anterior se tiene que:

	(P24h) 50	(P24h) 100
PARA Tr =	50	100
hp (mm) =	113.156 mm	122.221 mm
hpe (mm) =	58.344 mm	65.948 mm
GASTO (m3/s) =	1,694.965	1,915.867

T (hrs)	Q_{50} (m3/s)	Q_{100} (m3/s)
0	0	0
5.216	1,694.965	1,915.867
13.927	0	0

T (hrs)	Q_{50} (m3/s)	Q_{100} (m3/s)
0.000	0.000	0.000
0.522	25.424	28.738
1.043	127.122	143.690
1.565	271.194	306.539
2.086	474.590	536.443
2.608	728.835	823.823
3.130	1016.979	1149.520
4.173	1508.519	1705.122
5.216	1694.965	1915.867
6.259	1559.368	1762.598
7.303	1271.224	1436.901
8.346	949.180	1072.886
9.389	711.885	804.664
10.432	542.389	613.078
11.475	406.792	459.808
12.519	305.094	344.856
13.562	220.345	249.063
14.605	166.107	187.755
15.648	127.122	143.690
18.256	61.019	68.971
20.865	30.509	34.486
23.473	13.560	15.327
26.081	6.780	7.663

0	0
0.1	0.015
0.2	0.075
0.3	0.16
0.4	0.28
0.5	0.43
0.6	0.6
0.8	0.89
1	1
1.2	0.92
1.4	0.75
1.6	0.56
1.8	0.42
2	0.32
2.2	0.24
2.4	0.18
2.6	0.13
2.8	0.098
3	0.075
3.5	0.036
4	0.018
4.5	0.008
5	0.004

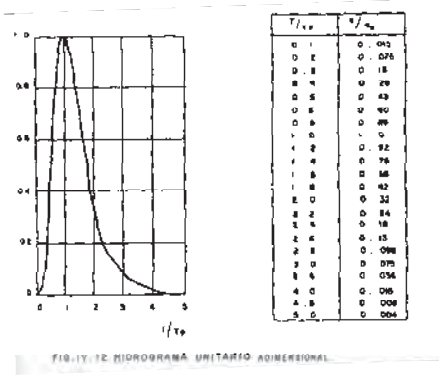


FIG. IT. 12 HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL

0

GASTOS DE DISEÑO

MÉTODOS COMPARATIVOS

DATOS:

L = 57000 m
AREA = 729 km2
S = 0.044

MÉTODOS DE ENVOLVENTES

MÉTODO DE CREAGER

$Q = 1.303\ Cc(0.386\ Ac)^{\alpha}$

Para la región hidrológica Noroeste, zona sur Nº 4 b), se tiene Cc = 64

$\alpha = 0.936/Ac^{0.048}$

α = 0.682
Q = 3,907.212 m3/s

MÉTODO DE LOWRY

$Q = C_L * Ac / (Ac + 259)^{0.85}$

Para la región hidrológica Noroeste, zona sur Nº 4 b), se tiene C_L = 1969

Q = 4,087.237 m3/s

MÉTODOS EMPIRICOS

MÉTODO DE GETE (ESPAÑA)

Q = (4 + 16 log Tr) Ac^0.5

PARA Tr =	50	100
GASTO (m3/s	841.955	972.000

MÉTODO DE MORGAN (ESCOCIA)

Q = 52.787 C Ac^0.5

C=1.00,Tr=500años;C=0.464,Tr=50años
C=0.585,Tr=100años;C=0.215,Tr=5años

PARA Tr =	50	100
C =	0.215	0.585
GASTO (m3/s	306.429	833.771

MÉTODO DE BRANSBY WILLIAMS

$Q_M = 79.412\ A^{0.52}$

26 km2 =< A

GASTO (m3/s) = 2,446.270

MÉTODO DE FRANCIA

$Q = 200\ A^{0.4}$

30 =< A =<10,000 km2

GASTO (m3/s) = 2,793.322

0

GASTOS DE DISEÑO

MÉTODOS COMPARATIVOS

MÉTODO DE RYVES (INDIA)

Q = 10.106 Ac^0.87

Q = 3,127.175 m3/s

MÉTODO DE VALENTINI (ITALIA)

Q = 27 Ac^0.5

Q = 729.000 m3/s

MÉTODO DE SCIMEMI (ITALIA)

$$Q_M = \left(\frac{600}{A+10}+1\right)A$$

Q = 1,320.881 m3/s

MÉTODO DE BARATTA (ITALIA)

Q = (280/Ac + 2) Ac

Q = 1,738.000 m3/s

MÉTODO DE GIANDOTTI (ITALIA)

$$Q_M = \left(\frac{532\ .5}{A+16\ .2}+5\right)A$$

Q = 4,165.924 m3/s

MÉTODO DE FORTI (ITALIA)

$$Q = \left(2.35\,\frac{500}{A+125}+0.5\right)A$$

Q = 1,367.515 m3/s

MÉTODO DE HYDERABAD (INDIA)

$$Q_M = 49.554\,(0.3861\,A)^{(0.9495-\frac{1}{4}\log A)}$$

GASTOS DE DISEÑO

$Q_M = 49.554(A)^{0.916A^{-0.046}}$ MÉTODOS COMPARATIVOS

Q = 185.267 m3/s

MÉTODO DE CREAGER (USA)

$$Q = 39.077(0.3861A)^{0.916A^{-0.046}}$$

Q = 1,773.121 m3/s

MÉTODO DE GANGILLET (ITALIA)

Q = 25A / (5+A^0.5)

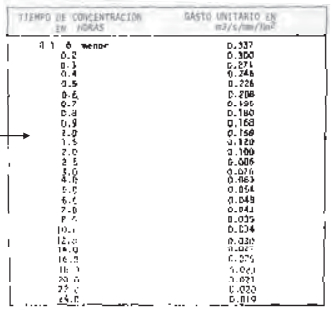
Q = 569.531 m3/s

MÉTODOS LLUVIA-ESCURRIMIENTO

MÉTODO DE SOIL CONSERTION SERVICE (USA)

Q = q Pe Ac Para un Tc = 4.976 hrs. q = 0.05421778

PARA Tr =	50	100
hp (mm) =	113.156	122.221
hpe (mm) =	58.344	65.948
GASTO (m3/s	2,306.051	2,606.595



4.000	0.063
4.976	**0.054**
5.000	0.054
1.000	-0.009
0.976	-0.009

MÉTODO DE INDICE-AREA (ORGANIZACIÓN METEREOLÓGICA MUNDIAL)

Q = 0.278 * Pe Ac/tc

PARA Tr =	50	100
hp (mm) =	113.156	122.221
hpe (mm) =	58.344	65.948
GASTO (m3/s	2,376.341	2,686.047

MÉTODOS HIDROLOGICOS (HIDROGRAMA UNITARIO)

MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO DE I-PAI WU

Qp = 0.278 * (Ac*Pe)/tp f(n,tp)

SIENDO: n = 4*tp / K1

K1 = 0.73 * A^0.937 * L^-1.474 * S^-1.473

POR LO QUE:

tp =	3.026 hrs
K1 =	0.103
n =	117.656
f(n,tp) =	0.28

$$Q_p = 0.278\,\frac{APe}{t_p}\,f(n,t_p)$$

$$n = \frac{4t_p}{K_1}$$

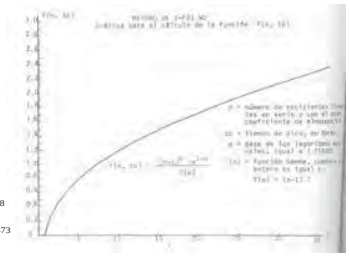
$$f\left(n,t_p = \frac{(n-1)^n (e)^{1-n}}{\Gamma(n)}\right)$$

$$f(n,tp) = \text{función .de.n.y.t}_p$$

$$\Gamma(n) = \text{función .Gamma .de.n}$$

$$t_p = 0.93(A)^{1.085}(L)^{-1.233}(S)^{-0.668}$$

$$K_1 = 0.73(A)^{0.937}(L)^{-1.474}(S)^{-1.473}$$



PARA Tr =	50	100
hp (mm) =	113.156	122.221
hpe (mm) =	58.344	65.948
GASTO (m3/s	1,094.003	1,236.583

T (hrs)	Q_{50} (m3/s)	Q_{100} (m3/s)
0	0	0
0.605	1.094	1.237
1.211	63.452	71.722
1.816	403.687	456.299
2.421	888.330	1004.105
3.026	1094.003	1236.583
3.632	933.184	1054.805
4.237	618.112	698.669
4.842	339.141	383.341
5.447	161.912	183.014
6.053	68.922	77.905
6.658	27.350	30.915
7.263	9.846	11.129
7.868	3.282	3.710
8.474	0.000	0.000

MÉTODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO ADIMENSIONAL S.C.S

$$q_p = \frac{A}{4.878T_p}$$

PARA Tr =	50	100
hp (mm) =	113.156	122.221
hpe (mm) =	58.344	65.948
GASTO (m3/s	1,671.617	1,889.477

T (hrs)	Q_{50} (m3/s)	Q_{100} (m3/s)
0.000	0.000	0.000
0.522	25.074	28.342
1.043	125.371	141.711
1.565	267.459	302.316
2.086	468.053	529.053
2.608	718.795	812.475
3.130	1002.970	1133.686
4.173	1487.739	1681.634
5.216	1671.617	1889.477
6.259	1537.887	1738.318
7.303	1253.713	1417.107
8.346	936.105	1058.107
9.389	702.079	793.580
10.432	534.917	604.632
11.475	401.188	453.474
12.519	300.891	340.106
13.562	217.310	245.632
14.605	163.818	185.169
15.648	125.371	141.711
18.256	60.178	68.021
20.865	30.089	34.011
23.473	13.373	15.116
26.081	6.686	7.558
0.000	0.000	0.000

VALORES DE Q/Qp PARA EL H.U.I. DE I-PAI-WU

t/t_p	VALORES DEL PARAMETRO "n"											
	1.4	1.6	1.8	2	2.2	2.5	3	4	5	6	7	10
0.2	0.723	0.615	0.523	0.445	0.364	0.297	0.198	0.088	0.039	0.017	0.006	0.001
0.4	0.881	0.827	0.776	0.729	0.673	0.622	0.531	0.387	0.228	0.206	0.15	0.058
0.6	0.957	0.936	0.715	0.895	0.871	0.847	0.801	0.717	0.642	0.575	0.514	0.369
0.8	0.991	0.986	0.982	0.997	0.971	0.966	0.955	0.933	0.912	0.891	0.87	0.812
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
1.2	0.993	0.989	0.986	0.982	0.976	0.974	0.965	9.48	0.932	0.915	0.899	0.853
1.4	0.975	0.963	0.95	0.93	0.924	0.909	0.881	0.826	0.776	0.728	0.683	0.565
1.6	0.949	0.925	0.901	0.879	0.85	0.823	0.771	0.677	0.595	0.522	0.458	0.31
1.8	0.919	0.88	0.844	0.809	0.767	0.727	0.654	0.529	0.428	0.346	0.28	0.148
2	0.884	0.832	0.782	0.736	0.681	0.631	0.541	0.398	0.293	0.216	0.159	0.063
2.2	0.848	0.781	0.719	0.663	0.598	0.539	0.439	0.291	0.193	0.128	0.085	0.025
2.4	0.811	0.73	0.657	0.592	0.519	0.455	0.35	0.207	0.123	0.073	0.043	0.009
2.6	0.773	0.679	0.597	0.525	0.447	0.38	0.276	0.145	0.076	0.04	0.021	0.003
2.8	0.735	0.63	0.54	0.463	0.382	0.315	0.214	0.099	0.046	0.021	0.1	0
3	0.697	0.582	0.486	0.406	0.324	0.259	0.165	0.067	0.027	0.011	0	
3.2	0.561	0.537	0.436	0.355	0.274	0.211	0.126	0.045	0.016	0.006		
3.4	0.625	0.494	0.39	0.308	0.23	0.171	0.095	0.029	0.009	0		
3.6	0.59	0.459	0.348	0.267	0.192	0.138	0.071	0.019	0			
3.8	0.557	0.415	0.31	0.231	0.16	0.111	0.053	0.012				
4	0.524	0.36	0.275	0.199	0.133	0.089	0.04	0.008				
4.2	0.494	0.347	0.244	0.171	0.11	0.071	0.029	0				
4.4	0.464	0.316	0.216	0.147	0.091	0.056	0.022					
4.6	0.436	0.268	0.19	0.126	0.075	0.045	0.016					
4.8	0.41	0.262	0.168	0.107	0.061	0.035	0.012					
5	0.384	0.239	0.148	0.092	0.05	0.028	0.008					
5.2	0.327	0.167	0.107	0.061	0.03	0.015	0					
6	0.277	0.146	0.007	0.04	0.018	0.008						
6.5	0.234	0.113	0.055	0.027	0.011							
7	0.198	0.088	0.039	0.017								
7.5	0.166	0.068	0.028	0.011								
8	0.14	0.052	0.02	0								
8.5	0.117	0.04	0.014									
9	0.098	0.031	0.01									
9.5	0.082	0.024	0									
1	0.069	0.018										
11	0.048	0.01										
12	0.033	0										
13	0.023											
14	0.016											
15	0.011											
16	0											

GASTOS DE DISEÑO

RESUMEN DE GASTOS DE DISEÑO (m3/s)

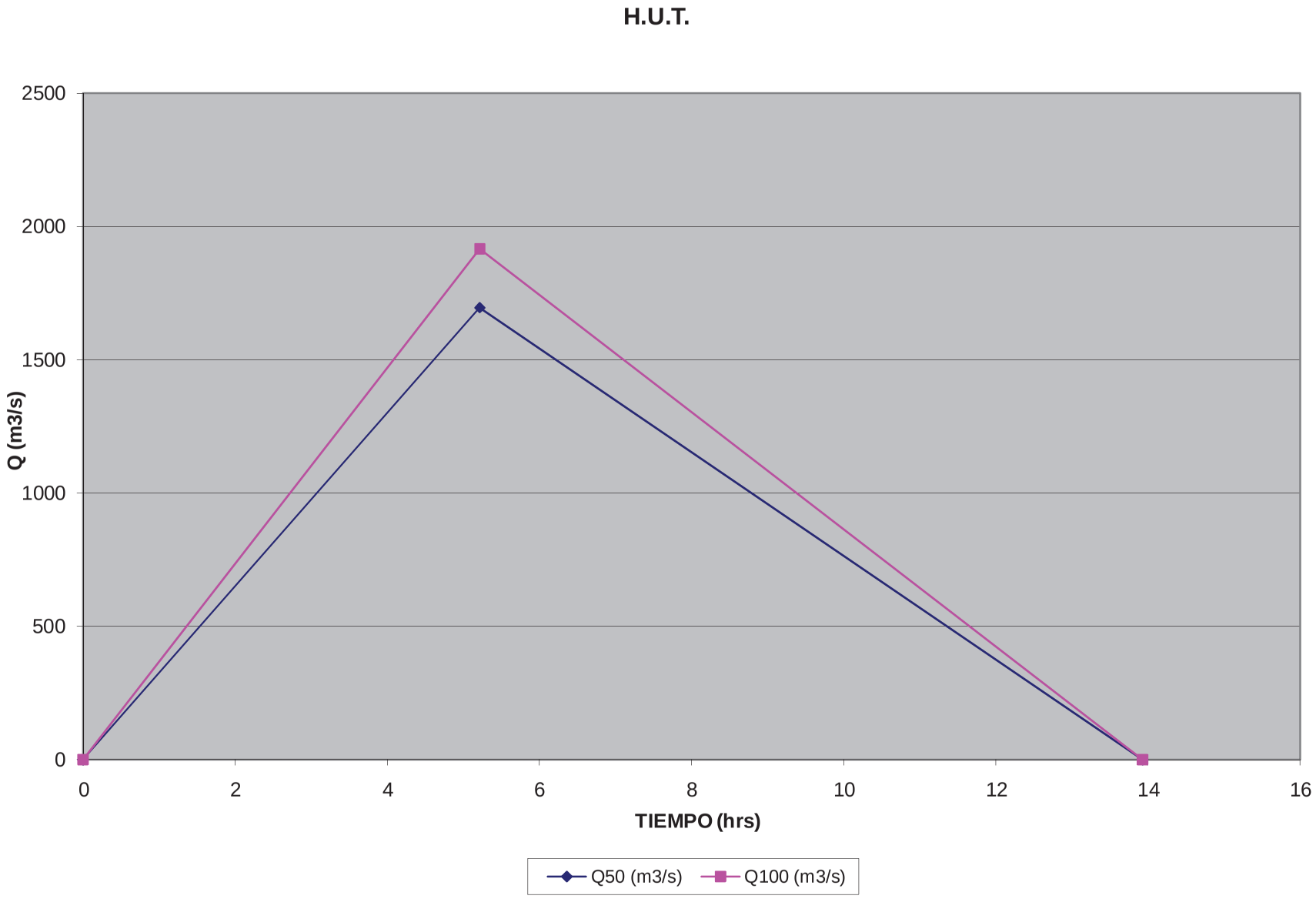
METODO	PERIODO DE RETORNO (años)		SIN Tr	
	50	100		
CREAGER			3,907.212	
LOWRY			4,087.237	
GETE	841.955	972.000		
MORGAN	306.429	833.771		
BRANSBY WILLIAMS			2,446.270	M
FRANCIA			2,793.322	M
RYVES			3,127.175	N
VALENTINI			729.000	N
SCIMEMI			1,320.881	M
BARATTA			1,738.000	M
GIANDOTTI			4,165.924	M
FORTI			1,367.515	N
HYDERABAD			185.267	N
CREAGER			1,773.121	N
GANGILLET			569.531	
MÉTODO DE LA SCS	2,306.051	2,606.595		
ÍNDICE-ÁREA (OMM)	2,376.341	2,686.047		
I-PAI WU	1,094.003	1,236.583		
H.U.A. DE LA SCS	1,671.617	1,889.477		
H.U.T.	1,694.965	1,915.867		

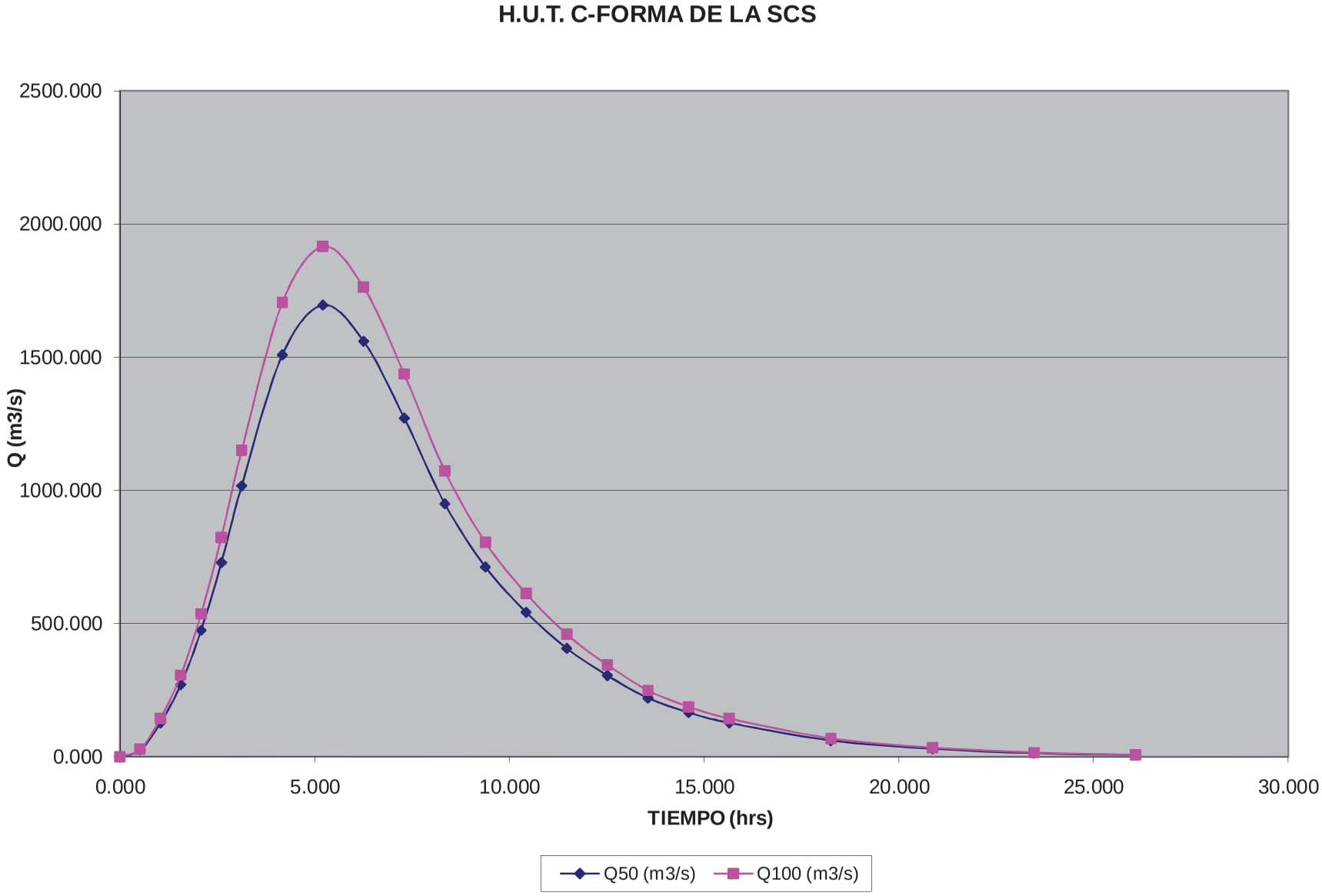
CONCLUSIÓN

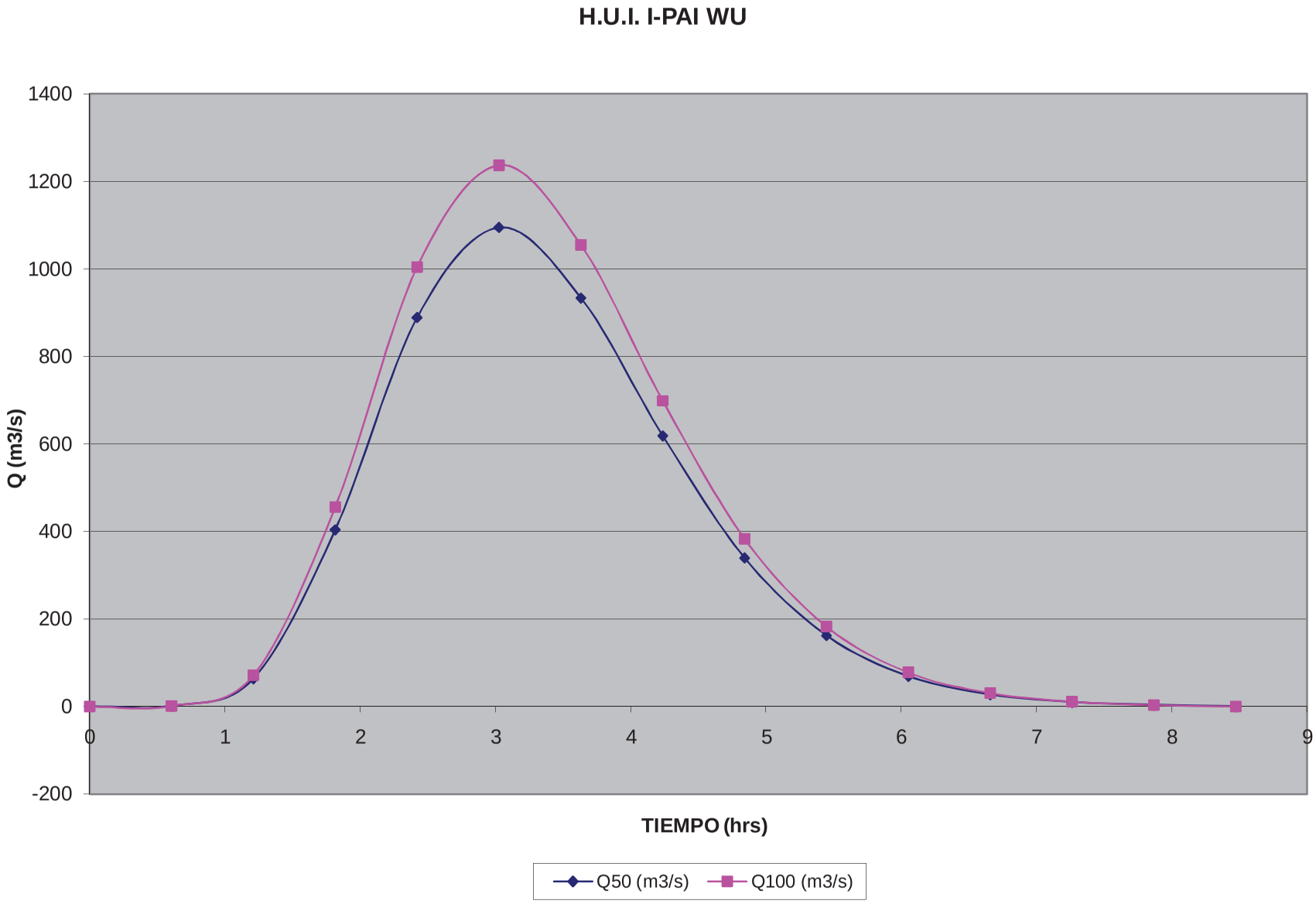
CONFORME A LOS RESULTADOS DE LOS MÉTODOS ANTERIORES SE TOMA COMO GASTOS DE DISEÑO LOS QUE PROPORCIONA EL MÉTODO DE I-PAI WU, ES DECIR:

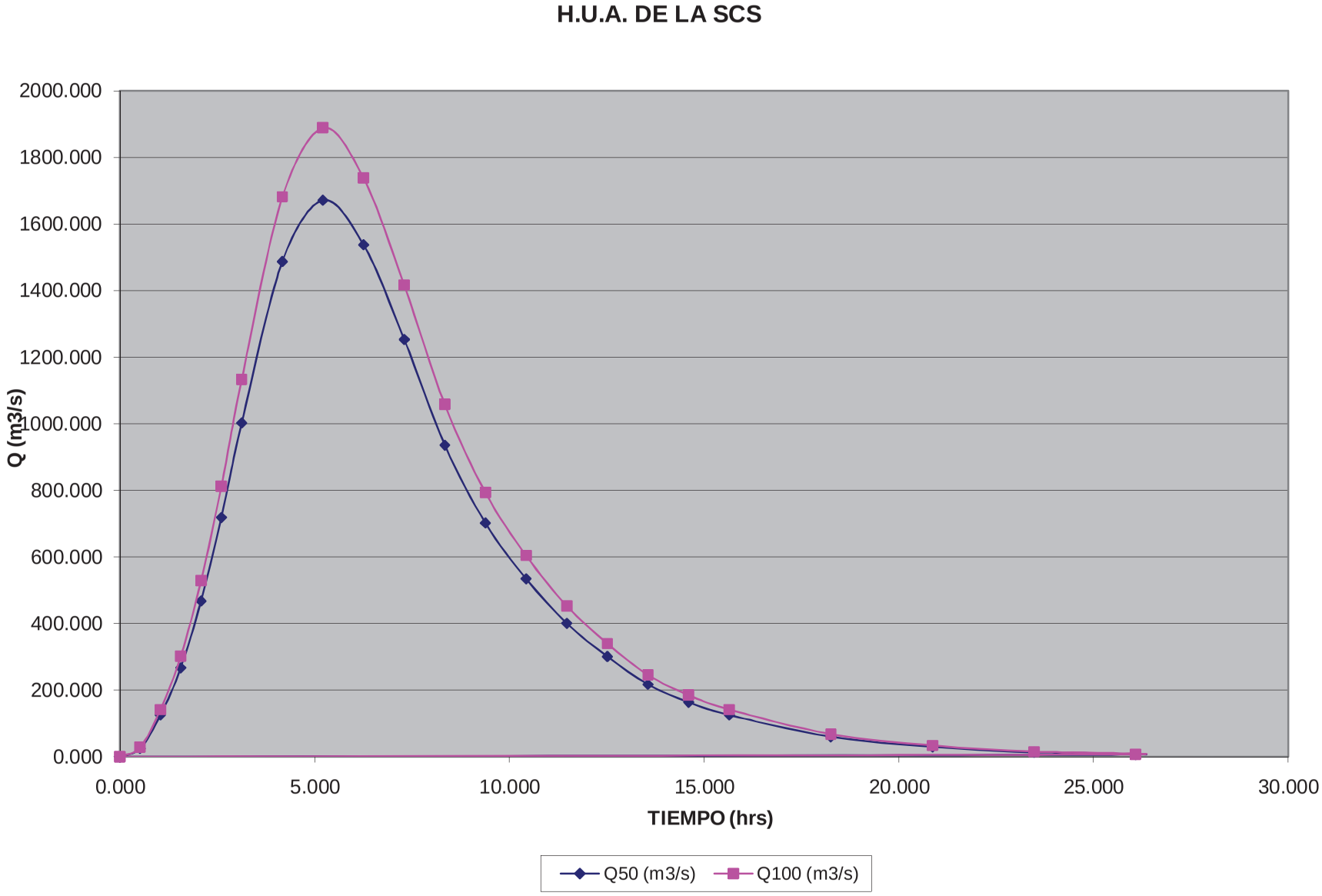
GASTOS DE DISEÑO EN m3/s PARA LOS PERIODOS DE RETORNO SIGUIENTE:

Tr (AÑOS)	**50**	**100**
Q (m3/s)	**1,094.003**	**1,236.583**


H.U.T.
2500
2000
1500
1000
500
0
Q (m3/s)
0
2
4
6
8
10
12
14
16
TIEMPO (hrs)
Q50 (m3/s)
Q100 (m3/s)


H.U.T. C-FORMA DE LA SCS
2500.000
2000.000
1500.000
1000.000
500.000
0.000
Q (m3/s)
0.000
5.000
10.000
15.000
20.000
25.000
30.000
TIEMPO (hrs)
Q50 (m3/s)
Q100 (m3/s)


H.U.I. I-PAI WU
1400
1200
1000
800
600
400
200
0
-200
Q (m3/s)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
TIEMPO (hrs)
Q50 (m3/s)
Q100 (m3/s)


H.U.A. DE LA SCS
2000.000
1800.000
1600.000
1400.000
1200.000
1000.000
800.000
600.000
400.000
200.000
0.000
Q (m3/s)
0.000
5.000
10.000
15.000
20.000
25.000
30.000
TIEMPO (hrs)
Q50 (m3/s)
Q100 (m3/s)

Puente 1-1

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	350.890	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\overline{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \; d_o^{5/3}}{4.7 \; D_m^{0.28} \; \beta}$$

$$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 5.180 m
U = 3.524 m/seg

De la tabla 12

μ = 1.000
α = 1.177

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

1 er estrato : Granular
Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m
ds = 1.138 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular
Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m
ds = 1.528 x do^ 1.178

3 er estrato :
Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m
ds = 0.713 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 (m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.760 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.530

6.730 > 4.760 Socavación en estrato 4.76 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 (m)= 3.000

do = 3.230 m

ds = 6.086 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 2.856

6.230 > 6.086 Socavación en estrato 6.086 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 (m) =

do = 3.230 m

ds = 3.187 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.043

3.230 > 3.187 Socavación en estrato 3.187 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 (m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.760 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.530

6.730 > 4.760 Socavación en estrato 4.76 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 (m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 6.086 m

d_o + Estratos = 6.230
Socavación = 2.856
6.230 > 6.086 Socavación en estrato 6.086 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 (m) = 0.000

do = 3.230 m

ds = 3.187 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = 0.043
3.230 > 3.187 Socavación en estrato 3.187 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 (m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.760 m

d_o + Estratos = 6.730
Socavación = 1.530
6.730 > 4.760 Socavación en estrato 4.76 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 (m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 6.086 m

d_o + Estratos = 6.230
Socavación = 2.856
6.230 > 6.086 Socavación en estrato 6.086 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 (m) = 0.000

do = 3.230 m

ds = 3.187 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = 0.043
3.230 > 3.187 Socavación en estrato 3.187 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m 23-Feb-08

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 350.890 m2

Be = 62.33 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 5.630 m

U = 3.524 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.870

α = 0.757

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	3.020	25.000
3.5	0.940		0.950
3.524	0.930	0.870	0.940
4	0.930		0.940

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.824 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.119 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.509 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.445 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.215

6.730 > 3.445 Socavación en estrato 3.445 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 4.454 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.224

6.230 > 4.454 Socavación en estrato 4.454 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.273 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.957

3.230 > 2.273 Socavación en estrato 2.273 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.445 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.215

6.730 > 3.445 Socavación en estrato 3.445 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.454 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.224

6.230 > 4.454 Socavación en estrato 4.454 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.273 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.957

3.230 > 2.273 Socavación en estrato 2.273 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.445 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.215

6.730 > 3.445 Socavación en estrato 3.445 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 4.454 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.224

6.230 > 4.454 Socavación en estrato 4.454 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.273 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.957

3.230 > 2.273 Socavación en estrato 2.273 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
U =	3.524	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.76	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 49.700 m2

Qi =	175.143	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.142	
P_q =	2.351	

S_T = 9.57 m Socavción= 4.81 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.76	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 49.700 m2

Qi = 175.143 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.142

$P_q =$ 2.351

S_T = 9.57 m Socavación= 4.81 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.524 m/seg

$\bar{d} =$ 5.630 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.474 Fr^2 = 0.225

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.76 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.587 $\frac{S_T}{b_1} =$ 3.2

S_T = 9.60 m

socavación= 4.84 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$$So = K_1 K_2 b$$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m	
h =	4.760	m	
h / b =	1.587		
k_1 =	1.721	De la fig 8.7	
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6	biselada

So = 4.028 m Socavación= 0.732

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V \left(C + K_H\right)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9		
ϕ =	90.000			
b_1 =	3.000	m		
C =	0.600	(cauce principal)		
h =	4.760	m		
h/b =	1.587			
Kv =	0.762			
U =	3.524	m/seg		
K_H =	0.430	De la fig. 8.13		
So =	0.844	m	Socavación=	3.916

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.524	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.76	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 49.700 m2

Qi =	175.143	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.142	
P_q =	2.351	

S_T = 9.57 m Socavción= 4.81 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.76	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 49.700 m2

Qi = 175.143 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.142

$P_q =$ 2.351

S_T = 9.57 m Socavación= 4.81 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.524 m/seg

$\bar{d} =$ 5.630 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.474 Fr^2 = 0.225

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.76 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.587 $\frac{S_T}{b_1} =$ 3.2

S_T = 9.60 m

socavación= 4.84 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m	
h =	4.760	m	
h / b =	1.587		
k_1 =	1.721	De la fig 8.7	
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6	biselada

So = 4.028 m Socavación= 0.732 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	4.760	m
h/b =	1.587	
Kv =	0.762	
U =	3.524	m/seg
K_H =	0.430	De la fig. 8.13

So =	0.844	m	Socavación=	3.916	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.215	0.215	0.215
ARTAMONOV	4.81	-	4.81
MAZA-SÁNCHEZ	-	4.84	-
LAURSEN-TOUCH	-	0.73	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.92	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	5.100	5.800	5.100

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 1-2

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	355.970	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ =	5.260	m
U =	3.474	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	1.148

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 1.117 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.501 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.699 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 (m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.671 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.441

6.730 > 4.671 Socavación en estrato 4.671 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.977 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 2.747

6.230 > 5.977 Socavación en estrato 5.977 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 3.125 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.105

3.230 > 3.125 Socavación en estrato 3.125 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.671 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.441

6.730 > 4.671 Socavación en estrato 4.671 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.977 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 2.747

6.230 > 5.977 Socavación en estrato 5.977 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 3.125 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.105

3.230 > 3.125 Socavación en estrato 3.125 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.671 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.441

6.730 > 4.671 Socavación en estrato 4.671 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.977 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 2.747

6.230 > 5.977 Socavación en estrato 5.977 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 3.125 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.105

3.230 > 3.125 Socavación en estrato 3.125 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 355.970 m2

Be = 62.34 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 5.710 m

U = 3.474 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.954

α = 0.643

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3	0.950	0.955	0.960
3.474	0.941	0.954	0.951
3.5	0.940	0.945	0.950

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.731 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.997 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.449 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.057 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.173

6.730 > 3.057 Socavación en estrato 3.057 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 3.969 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.739

6.230 > 3.969 Socavación en estrato 3.969 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.006 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 1.224

3.230 > 2.006 Socavación en estrato 2.006 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.057 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.173

6.730 > 3.057 Socavación en estrato 3.057 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 3.969 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.739

6.230 > 3.969 Socavación en estrato 3.969 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.006 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 1.224

3.230 > 2.006 Socavación en estrato 2.006 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.057 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.173

6.730 > 3.057 Socavación en estrato 3.057 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 3.969 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.739

6.230 > 3.969 Socavación en estrato 3.969 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.006 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 1.224

3.230 > 2.006 Socavación en estrato 2.006 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
U =	3.474	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.671	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 43.000 m2

Qi =	149.382	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.121	
P_q =	2.182	

S_T = 8.72 m Socavción= 4.05 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.671	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 43.000 m2

Qi = 149.382 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.121

$P_q =$ 2.182

S_T = 8.72 m Socavación= 4.05 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.474 m/seg

$\bar{d} =$ 5.710 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.464 Fr^2 = 0.215

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.671 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.557 $\frac{S_T}{b_1} =$ 3.2

S_T = 9.60 m

socavación= 4.93 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m	
h =	4.671	m	
h / b =	1.557		
k_1 =	1.713	De la fig 8.7	
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6	biselada

So = 4.008 m Socavación= 0.663 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	4.671	m
h/b =	1.557	
Kv =	0.768	
U =	3.474	m/seg
K_H =	0.440	De la fig. 8.13

So =	0.835	m	Socavación=	3.836	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.173	0.173	0.173
ARTAMONOV	4.05	-	4.05
MAZA-SÁNCHEZ	-	4.93	-
LAURSEN-TOUCH	-	0.66	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.84	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	4.300	5.800	4.300

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 1-3

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	423.560	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ =	6.250	m
U =	2.919	m/seg

De la tabla 12

$\mu =$ 1.000

$\alpha =$ 0.861

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.905 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.225 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.561 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.785 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.555

6.730 > 3.785 Socavación en estrato 3.785 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.878 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.648

6.230 > 4.878 Socavación en estrato 4.878 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 2.508 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.722

3.230 > 2.508 Socavación en estrato 2.508 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.785 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.555

6.730 > 3.785 Socavación en estrato 3.785 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.878 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.648

6.230 > 4.878 Socavación en estrato 4.878 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.508 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.722

3.230 > 2.508 Socavación en estrato 2.508 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.785 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.555

6.730 > 3.785 Socavación en estrato 3.785 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.878 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.648

6.230 > 4.878 Socavación en estrato 4.878 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.508 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.722

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 423.560 m2

Be = 62.4 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 6.790 m

U = 2.919 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.959

α = 0.269

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
2.5	0.960	0.960	0.960
2.919	0.951	0.959	0.960
3	0.950	0.955	0.960

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.386 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.538 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.230 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.616 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.614

6.730 > 1.616 Socavación en estrato 1.616 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.144 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.086

6.230 > 2.144 Socavación en estrato 2.144 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 1.029 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 2.201

3.230 > 1.029 Socavación en estrato 1.029 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 1.616 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.614

6.730 > 1.616 Socavación en estrato 1.616 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 2.144 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.086

6.230 > 2.144 Socavación en estrato 2.144 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 1.029 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 2.201

3.230 > 1.029 Socavación en estrato 1.029 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.616 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.614

6.730 > 1.616 Socavación en estrato 1.616 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.144 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.086

6.230 > 2.144 Socavación en estrato 2.144 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 1.029 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 2.201

3.230 > 1.029 Socavación en estrato 1.029 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	2.919	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.785	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 40.660 m2

Qi =	118.687	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.096	
P_q =	1.938	

S_T = 6.27 m Socavción= 2.49 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.785	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 40.660 m2

Qi = 118.687 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.096

$P_q =$ 1.938

S_T = 6.27 m Socavación= 2.49 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 2.919 m/seg

$\bar{d} =$ 6.790 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.358 Fr^2 = 0.128

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 3.785 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.262 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.5

S_T = 7.50 m

socavación= 3.72 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	3.785	m
h / b =	1.262	
k_1 =	1.619	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 3.788 m Socavación= 0.003 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	3.785	m
h/b =	1.262	
Kv =	0.830	
U =	2.919	m/seg
K_H =	0.550	De la fig. 8.13

So =	0.704	m	Socavación=	3.081	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.614	1.614	1.614
ARTAMONOV	2.49	-	2.49
MAZA-SÁNCHEZ	-	3.72	-
LAURSEN-TOUCH	-	0.00	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.08	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	4.100	5.300	4.100

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 2-1

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	340.060	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ =	5.020	m
U =	3.636	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	1.241

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 1.183 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.586 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.742 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.945 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.715

6.730 > 4.945 Socavación en estrato 4.945 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 6.315 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 3.085

6.230 < 6.315 El estrato es socavado

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 3.317 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = -0.087

3.230	<		3.317	El estrato es socavado

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 1 =	3.500
		do =	3.230	m	
		ds =	4.945	m	
d_o + Estratos =	6.730				
Socavación =	1.715				
6.730	>		4.945	Socavación en estrato 4.945 m	

Para el 2do estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 2 =	3.000
		do =	3.230	m	
		ds =	6.315	m	
d_o + Estratos =	6.230				
Socavación =	3.085				
6.230	<		6.315	El estrato es socavado	

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m	
		ds =	3.317	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	-0.087				
3.230	<		3.317	El estrato es socavado	

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 1 =	3.500
		do =	3.230	m	
		ds =	4.945	m	
d_o + Estratos =	6.730				
Socavación =	1.715				
6.730	>		4.945	Socavación en estrato 4.945 m	

Para el 2do estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 2 =	3.000
		do =	3.230	m	
		ds =	6.315	m	
d_o + Estratos =	6.230				
Socavación =	3.085				
6.230	<		6.315	El estrato es socavado	

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 2 =	0.000
		do =	3.230	m	
		ds =	3.317	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	-0.087				
3.230	<		3.317	El estrato es socavado	

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 340.060 m2

Be = 62.33 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 5.460 m

U = 3.636 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.938

α = 0.819

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3.5	0.940	0.945	0.950
3.636	0.930	0.938	0.940
4	0.930	0.935	0.940

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.873 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.182 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.540 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.649 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.419

6.730 > 3.649 Socavación en estrato 3.649 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 4.708 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.478

6.230 > 4.708 Socavación en estrato 4.708 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.413 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.817

3.230 > 2.413 Socavación en estrato 2.413 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.649 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.419

6.730 > 3.649 Socavación en estrato 3.649 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.708 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.478

6.230 > 4.708 Socavación en estrato 4.708 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m
ds = 2.413 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = 0.817
3.230 > 2.413 Socavación en estrato 2.413 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m
ds = 3.649 m

d_o + Estratos = 6.730
Socavación = 0.419
6.730 > 3.649 Socavación en estrato 3.649 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m
ds = 4.708 m

d_o + Estratos = 6.230
Socavación = 1.478
6.230 > 4.708 Socavación en estrato 4.708 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m
ds = 2.413 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = 0.817
3.230 > 2.413 Socavación en estrato 2.413 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.636	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.945	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 58.160 m2

Qi =	211.470	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.171	
P_q =	2.552	

S_T = 10.79 m Socavción= 5.85 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.945	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 58.160 m2

Qi = 211.470 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.171

$P_q =$ 2.552

S_T = 10.79 m Socavación= 5.85 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.636 m/seg

$\bar{d} =$ 5.460 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.497 Fr^2 = 0.247

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.945 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.648 $\frac{S_T}{b_1} =$ 3.4

S_T = 10.20 m

socavación= 5.26 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	4.945	m
h / b =	1.648	
k_1 =	1.738	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 4.067 m Socavación= 0.878 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	4.945	m
h/b =	1.648	
Kv =	0.749	
U =	3.636	m/seg
K_H =	0.410	De la fig. 8.13

So =	0.866	m	Socavación=	4.079	m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.636	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.945	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 58.160 m2

Qi =	211.470	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.171	
P_q =	2.552	

S_T = 10.79 m Socavción= 5.85 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.945	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 58.160 m2

Qi = 211.470 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.171

$P_q =$ 2.552

S_T = 10.79 m Socavación= 5.85 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.636 m/seg

$\bar{d} =$ 5.460 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.497 Fr^2 = 0.247

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.945 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.648 $\frac{S_T}{b_1} =$ 3.4

S_T = 10.20 m

socavación= 5.26 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	4.945	m
h / b =	1.648	
k_1 =	1.738	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 4.067 m Socavación= 0.878 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	4.945	m
h/b =	1.648	
Kv =	0.749	
U =	3.636	m/seg
K_H =	0.410	De la fig. 8.13

So =	0.866	m	Socavación=	4.079	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.419	0.419	0.419
ARTAMONOV	5.85	-	5.85
MAZA-SÁNCHEZ	-	5.26	-
LAURSEN-TOUCH	-	0.88	-
YAROSLAVTZIEV	-	4.08	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	6.300	6.600	6.300

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 2-2

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	401.560	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ =	5.930	m
U =	3.079	m/seg

De la tabla 12

$\mu =$ 1.000

$\alpha =$ 0.940

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.965 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.303 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.600 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.036 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.806

6.730 > 4.036 Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.189 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.959

6.230 > 5.189 Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 2.682 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.548

3.230 > 2.682 Socavación en estrato 2.682 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.036 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.806

6.730 > 4.036 Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.189 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.959

6.230 > 5.189 Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.682 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.548

3.230 > 2.682 Socavación en estrato 2.682 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.036 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.806

6.730 > 4.036 Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.189 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.959

6.230 > 5.189 Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.682 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.548

3.230	>	2.682	Socavación en estrato 2.682 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 401.560 m2

Be = 62.33 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 6.440 m

U = 3.079 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.947

α = 0.355

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3	0.950	0.955	0.960
3.079	0.940	0.947	0.950
3.5	0.940	0.945	0.950

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.474 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.655 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.285 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.980 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.250

6.730 > 1.980 Socavación en estrato 1.98 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.609 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.621

6.230 > 2.609 Socavación en estrato 2.609 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 1.273 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 1.957

3.230 > 1.273 Socavación en estrato 1.273 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 1.980 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.250

6.730 > 1.980 Socavación en estrato 1.98 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 2.609 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.621

6.230 > 2.609 Socavación en estrato 2.609 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m		
		ds =	1.273	m		
d_o + Estratos =	3.230					
Socavación =	**1.957**					
3.230	>		1.273	Socavación en estrato 1.273 m		

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 1 =	3.500	m
		do =	3.230	m			
		ds =	1.980	m			
d_o + Estratos =	6.730						
Socavación =	**1.250**						
6.730	>		1.980	Socavación en estrato 1.98 m			

Para el 2do estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 2 =	3.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	2.609	m			
d_o + Estratos =	6.230						
Socavación =	**0.621**						
6.230	>		2.609	Socavación en estrato 2.609 m			

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	1.273	m			
d_o + Estratos =	3.230						
Socavación =	**1.957**						
3.230	>		1.273	Socavación en estrato 1.273 m			

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.079	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 63.840 m2

Qi =	196.563	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.159	
P_q =	2.474	

S_T = 8.54 m Socavción= 4.50 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 63.840 m2

Qi = 196.563 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.159

$P_q =$ 2.474

S_T = 8.54 m Socavación= 4.50 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.079 m/seg

$\bar{d} =$ 6.440 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.387 Fr^2 = 0.150

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.036 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.345 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.2

S_T = 6.60 m

socavación= 2.56 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	4.036	m
h / b =	1.345	
k_1 =	1.738	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 4.067 m Socavación= 2.722 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	4.036	m
h/b =	1.345	
Kv =	0.812	
U =	3.079	m/seg
K_H =	0.410	De la fig. 8.13

So =	0.674	m	Socavación=	3.362	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.250	1.250	1.250
ARTAMONOV	4.50	-	4.50
MAZA-SÁNCHEZ	-	2.56	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.72	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.36	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	5.800	6.500	5.800

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 2-3

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	424.510	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\overline{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$$

Para material granular

SOLUCION

$\overline{d}$ =	6.270	m
U =	2.913	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	0.856

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.902 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.220 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.559 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.770 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.540

6.730 > 3.770 Socavación en estrato 3.77 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.859 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.629

6.230 > 4.859 Socavación en estrato 4.859 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 2.498 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.732

3.230 > 2.498 Socavación en estrato 2.498 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.770 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.540

6.730 > 3.770 Socavación en estrato 3.77 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.859 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.629

6.230 > 4.859 Socavación en estrato 4.859 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.498 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.732

3.230 > 2.498 Socavación en estrato 2.498 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.770 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.540

6.730 > 3.770 Socavación en estrato 3.77 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.859 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.629

6.230 > 4.859 Socavación en estrato 4.859 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.498 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.732

3.230 > 2.498 Socavación en estrato 2.498 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 424.510 m2

Be = 63.41 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 6.690 m

U = 2.913 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.959

α = 0.290

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
2.5	0.960	0.960	0.960
2.913	0.951	0.959	0.960
3	0.950	0.955	0.960

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.408 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.567 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.244 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.706 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.524

6.730 > 1.706 Socavación en estrato 1.706 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.259 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.971

6.230 > 2.259 Socavación en estrato 2.259 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 1.089 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 2.141

3.230 > 1.089 Socavación en estrato 1.089 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 1.706 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.524

6.730 > 1.706 Socavación en estrato 1.706 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 2.259 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.971

6.230 > 2.259 Socavación en estrato 2.259 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m
ds = 1.089 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = 2.141
3.230 > 1.089 Socavación en estrato 1.089 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m
ds = 1.706 m

d_o + Estratos = 6.730
Socavación = 1.524
6.730 > 1.706 Socavación en estrato 1.706 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m
ds = 2.259 m

d_o + Estratos = 6.230
Socavación = 0.971
6.230 > 2.259 Socavación en estrato 2.259 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m
ds = 1.089 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = 2.141
3.230 > 1.089 Socavación en estrato 1.089 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	2.913	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.77	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 57.970 m2

Qi =	168.867	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.137	
P_q =	2.313	

S_T = 7.46 m Socavción= 3.69 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.77	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 57.970 m2

Qi = 168.867 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.137

$P_q =$ 2.313

S_T = 7.46 m Socavación= 3.69 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 2.913 m/seg

$\bar{d} =$ 6.690 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.360 Fr^2 = 0.129

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 3.77 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.257 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.2

S_T = 6.60 m

socavación= 2.83 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	3.770	m
h / b =	1.257	
k_1 =	1.617	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 3.784 m Socavación= 2.527 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V \left(C + K_H\right)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9			
ϕ =	90.000				
b_1 =	3.000	m			
C =	0.600	(cauce principal)			
h =	3.770	m			
h/b =	1.257				
Kv =	0.830				
U =	2.913	m/seg			
K_H =	0.560	De la fig. 8.13			
So =	0.708	m	Socavación=	3.062	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.524	1.524	1.524
ARTAMONOV	3.69	-	3.69
MAZA-SÁNCHEZ	-	2.83	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.53	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.06	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	5.200	6.900	5.300

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 3-1

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	341.820	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$ ***Para material granular***

SOLUCION

$\bar{d}$ =	5.050	m
U =	3.618	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	1.228

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 1.174 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.575 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.737 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.909 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.679

6.730 > 4.909 Socavación en estrato 4.909 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 6.271 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 3.041

6.230 < 6.271 El estrato es socavado

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 3.292 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = -0.062

3.230	<		3.292	El estrato es socavado

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

			Esp. Estrato 1 =	3.500
		do =	3.230	m
		ds =	4.909	m
d_o + Estratos =	6.730			
Socavación =	1.679			
6.730	>		4.909	Socavación en estrato 4.909 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

			Esp. Estrato 2 =	3.000
		do =	3.230	m
		ds =	6.271	m
d_o + Estratos =	6.230			
Socavación =	3.041			
6.230	<		6.271	El estrato es socavado

Para el 3er estrato, sustituyendo

			Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m
		ds =	3.292	m
d_o + Estratos =	3.230			
Socavación =	-0.062			
3.230	<		3.292	El estrato es socavado

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

			Esp. Estrato 1 =	3.500
		do =	3.230	m
		ds =	4.909	m
d_o + Estratos =	6.730			
Socavación =	1.679			
6.730	>		4.909	Socavación en estrato 4.909 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

			Esp. Estrato 2 =	3.000
		do =	3.230	m
		ds =	6.271	m
d_o + Estratos =	6.230			
Socavación =	3.041			
6.230	<		6.271	El estrato es socavado

Para el 3er estrato, sustituyendo

			Esp. Estrato 2 =	0.000
		do =	3.230	m
		ds =	3.292	m
d_o + Estratos =	3.230			
Socavación =	-0.062			
3.230	<		3.292	El estrato es socavado

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 341.820 m2

Be = 62.31 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 5.490 m

U = 3.618 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.937

α = 0.797

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3.5	0.940	0.945	0.950
3.618	0.930	0.937	0.940
4	0.930	0.935	0.940

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.856 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.160 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.529 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.577 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.347

6.730 > 3.577 Socavación en estrato 3.577 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 4.619 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.389

6.230 > 4.619 Socavación en estrato 4.619 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.364 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.866

3.230 > 2.364 Socavación en estrato 2.364 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.577 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.347

6.730 > 3.577 Socavación en estrato 3.577 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.619 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.389

6.230 > 4.619 Socavación en estrato 4.619 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m		
		ds =	2.364	m		
d_o + Estratos =	3.230					
Socavación =	**0.866**					
3.230	>		2.364	Socavación en estrato 2.364 m		

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 1 =	3.500	m
		do =	3.230	m			
		ds =	3.577	m			
d_o + Estratos =	6.730						
Socavación =	**0.347**						
6.730	>		3.577	Socavación en estrato 3.577 m			

Para el 2do estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 2 =	3.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	4.619	m			
d_o + Estratos =	6.230						
Socavación =	**1.389**						
6.230	>		4.619	Socavación en estrato 4.619 m			

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	2.364	m			
d_o + Estratos =	3.230						
Socavación =	**0.866**						
3.230	>		2.364	Socavación en estrato 2.364 m			

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 341.820 m2

Be = 62.31 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 5.490 m

U = 3.618 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.937

α = 0.797

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3.5	0.940	0.945	0.950
3.618	0.930	0.937	0.940
4	0.930	0.935	0.940

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.856 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.160 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.529 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.577 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.347

6.730 > 3.577 Socavación en estrato 3.577 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 4.619 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.389

6.230 > 4.619 Socavación en estrato 4.619 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.364 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.866

3.230 > 2.364 Socavación en estrato 2.364 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.577 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.347

6.730 > 3.577 Socavación en estrato 3.577 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.619 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.389

6.230 > 4.619 Socavación en estrato 4.619 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m		
		ds =	2.364	m		
d_o + Estratos =	3.230					
Socavación =	**0.866**					
3.230	>		2.364	Socavación en estrato 2.364 m		

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 1 =	3.500	m
		do =	3.230	m			
		ds =	3.577	m			
d_o + Estratos =	6.730						
Socavación =	**0.347**						
6.730	>		3.577	Socavación en estrato 3.577 m			

Para el 2do estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 2 =	3.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	4.619	m			
d_o + Estratos =	6.230						
Socavación =	**1.389**						
6.230	>		4.619	Socavación en estrato 4.619 m			

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	2.364	m			
d_o + Estratos =	3.230						
Socavación =	**0.866**						
3.230	>		2.364	Socavación en estrato 2.364 m			

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.618	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.909	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 58.160 m2

Qi =	210.423	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.170	
P_q =	2.546	

S_T = 10.69 m Socavción= 5.78 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.909	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 49.700 m2

Qi = 179.815 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.145

$P_q =$ 2.379

S_T = 9.99 m Socavación= 5.08 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.618 m/seg

$\bar{d} =$ 5.490 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.493 Fr^2 = 0.243

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.909 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.636 $\frac{S_T}{b_1} =$ 3.4

S_T = 10.20 m

socavación= 5.29 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	4.909	m
h / b =	1.636	
k_1 =	1.735	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 4.059 m Socavación= 2.423 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	4.909	m
h/b =	1.636	
Kv =	0.751	
U =	3.618	m/seg
K_H =	0.420	De la fig. 8.13

So =	0.868	m	Socavación=	4.041	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.347	0.347	0.347
ARTAMONOV	5.78	-	5.08
MAZA-SÁNCHEZ	-	5.29	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.42	-
YAROSLAVTZIEV	-	4.04	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	6.100	8.100	5.400

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 3-2

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	401.350	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$ ***Para material granular***

SOLUCION

$\bar{d}$ =	5.930	m
U =	3.081	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	0.940

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.965 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.303 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.600 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.036 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.806

6.730 > 4.036 Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.189 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.959

6.230 > 5.189 Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 2.682 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.548

3.230	>		2.682	Socavación en estrato 2.682 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

	do =	3.230	m
	ds =	4.036	m
d_o + Estratos =	6.730		
Socavación =	0.806		
6.730	>	4.036	Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

	do =	3.230	m
	ds =	5.189	m
d_o + Estratos =	6.230		
Socavación =	1.959		
6.230	>	5.189	Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

	do =	3.230	m
	ds =	2.682	m
d_o + Estratos =	3.230		
Socavación =	0.548		
3.230	>	2.682	Socavación en estrato 2.682 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

	do =	3.230	m
	ds =	4.036	m
d_o + Estratos =	6.730		
Socavación =	0.806		
6.730	>	4.036	Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

	do =	3.230	m
	ds =	5.189	m
d_o + Estratos =	6.230		
Socavación =	1.959		
6.230	>	5.189	Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

	do =	3.230	m
	ds =	2.682	m
d_o + Estratos =	3.230		
Socavación =	0.548		
3.230	>	2.682	Socavación en estrato 2.682 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 401.350 m2

Be = 62.34 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 6.440 m

U = 3.081 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.947

α = 0.355

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3	0.950	0.955	0.960
3.081	0.940	0.947	0.950
3.5	0.940	0.945	0.950

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.474 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.655 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.285 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.980 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.250

6.730 > 1.980 Socavación en estrato 1.98 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.609 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.621

6.230 > 2.609 Socavación en estrato 2.609 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 1.273 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 1.957

3.230 > 1.273 Socavación en estrato 1.273 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 1.980 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.250

6.730 > 1.980 Socavación en estrato 1.98 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 2.609 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.621

6.230 > 2.609 Socavación en estrato 2.609 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m	
		ds =	1.273	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**1.957**				
3.230	>		1.273	Socavación en estrato 1.273 m	

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 1 =	3.500 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.980	m	
d_o + Estratos =	6.730				
Socavación =	**1.250**				
6.730	>		1.980	Socavación en estrato 1.98 m	

Para el 2do estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 2 =	3.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	2.609	m	
d_o + Estratos =	6.230				
Socavación =	**0.621**				
6.230	>		2.609	Socavación en estrato 2.609 m	

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.273	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**1.957**				
3.230	>		1.273	Socavación en estrato 1.273 m	

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.081	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 63.840 m2

Qi =	196.691	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.159	
P_q =	2.475	

S_T = 8.54 m Socavción= 4.51 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 42.900 m2

Qi = 132.175 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.107

$P_q =$ 2.052

S_T = 7.08 m Socavación= 3.04 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.081 m/seg

$\bar{d} =$ 6.440 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.388 Fr^2 = 0.150

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.036 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.345 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.6

S_T = 7.80 m

socavación= 3.76 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m	
h =	4.036	m	
h / b =	1.345		
k_1 =	1.648	De la fig 8.7	
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6	biselada

So = 3.856 m Socavación= 2.511 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V \left(C + K_H\right)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9			
ϕ =	90.000				
b_1 =	3.000	m			
C =	0.600	(cauce principal)			
h =	4.036	m			
h/b =	1.345				
Kv =	0.812				
U =	3.081	m/seg			
K_H =	0.520	De la fig. 8.13			
So =	0.748	m	Socavación=	3.288	m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.081	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 63.840 m2

Qi =	196.691	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.159	
P_q =	2.475	

S_T = 8.54 m Socavción= 4.51 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 42.900 m2

Qi = 132.175 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.107

$P_q =$ 2.052

S_T = 7.08 m Socavación= 3.04 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.081 m/seg

$\bar{d} =$ 6.440 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.388 Fr^2 = 0.150

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.036 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.345 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.6

S_T = 7.80 m

socavación= 3.76 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m	
h =	4.036	m	
h / b =	1.345		
k_1 =	1.648	De la fig 8.7	
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6	biselada

So = 3.856 m Socavación= 2.511 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V \left(C + K_H\right)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9			
ϕ =	90.000				
b_1 =	3.000	m			
C =	0.600	(cauce principal)			
h =	4.036	m			
h/b =	1.345				
Kv =	0.812				
U =	3.081	m/seg			
K_H =	0.520	De la fig. 8.13			
So =	0.748	m	Socavación=	3.288	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.250	1.250	1.250
ARTAMONOV	4.51	-	3.04
MAZA-SÁNCHEZ	-	3.76	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.51	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.29	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	5.800	7.500	4.300

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 3-3

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	424.030	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$ ***Para material granular***

SOLUCION

$\bar{d}$ =	6.260	m
U =	2.916	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	0.859

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.904 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.223 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.560 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.778 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.548

6.730 > 3.778 Socavación en estrato 3.778 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.869 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.639

6.230 > 4.869 Socavación en estrato 4.869 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 2.503 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.727

3.230 > 2.503 Socavación en estrato 2.503 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.778 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.548

6.730 > 3.778 Socavación en estrato 3.778 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.869 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.639

6.230 > 4.869 Socavación en estrato 4.869 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.503 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.727

3.230 > 2.503 Socavación en estrato 2.503 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.778 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.548

6.730 > 3.778 Socavación en estrato 3.778 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.869 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.639

6.230 > 4.869 Socavación en estrato 4.869 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

do = 3.230 m

ds = 2.503 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.727

3.230 > 2.503 Socavación en estrato 2.503 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 424.030 m2

Be = 62.34 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 6.800 m

U = 2.916 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.959

α = 0.267

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
2.5	0.960	0.960	0.960
2.916	0.951	0.959	0.960
3	0.950	0.955	0.960

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.384 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.536 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.229 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.607 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.623

6.730 > 1.607 Socavación en estrato 1.607 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.133 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.097

6.230 > 2.133 Socavación en estrato 2.133 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 1.023 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 2.207

3.230 > 1.023 Socavación en estrato 1.023 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 1.607 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.623

6.730 > 1.607 Socavación en estrato 1.607 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 2.133 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.097

6.230 > 2.133 Socavación en estrato 2.133 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m	
		ds =	1.023	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**2.207**				
3.230	>		1.023	Socavación en estrato 1.023 m	

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 1 =	3.500 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.607	m	
d_o + Estratos =	6.730				
Socavación =	**1.623**				
6.730	>		1.607	Socavación en estrato 1.607 m	

Para el 2do estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 2 =	3.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	2.133	m	
d_o + Estratos =	6.230				
Socavación =	**1.097**				
6.230	>		2.133	Socavación en estrato 2.133 m	

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.023	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**2.207**				
3.230	>		1.023	Socavación en estrato 1.023 m	

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	2.916	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.778	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 57.970 m2

Qi =	169.041	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.137	
P_q =	2.314	

S_T = 7.48 m Socavción= 3.70 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.778	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 40.660 m2

Qi = 118.565 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.096

$P_q =$ 1.937

S_T = 6.26 m Socavación= 2.48 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 2.916 m/seg

$\bar{d} =$ 6.800 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.357 Fr^2 = 0.127

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 3.778 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.259 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.2

S_T = 6.60 m

socavación= 2.82 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	3.778	m
h / b =	1.259	
k_1 =	1.618	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 3.786 m Socavación= 2.527 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	3.778	m
h/b =	1.259	
Kv =	0.830	
U =	2.916	m/seg
K_H =	0.560	De la fig. 8.13

So =	0.709	m	Socavación=	3.069	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.623	1.623	1.623
ARTAMONOV	3.70	-	2.48
MAZA-SÁNCHEZ	-	2.82	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.53	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.07	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	5.300	7.000	4.100

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 4-1

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	341.820	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\overline{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$ ***Para material granular***

SOLUCION

$\overline{d}$ =	5.050	m
U =	3.618	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	1.228

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 1.174 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.575 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.737 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.909 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.679

6.730 > 4.909 Socavación en estrato 4.909 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 6.271 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 3.041

6.230 < 6.271 El estrato es socavado

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 =

do = 3.230 m

ds = 3.292 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = -0.062

3.230 < 3.292 El estrato es socavado

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.909 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.679

6.730 > 4.909 Socavación en estrato 4.909 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m
ds = 6.271 m

d_o + Estratos = 6.230
Socavación = 3.041
6.230 < 6.271 El estrato es socavado

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

do = 3.230 m
ds = 3.292 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = -0.062
3.230 < 3.292 El estrato es socavado

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m
ds = 4.909 m

d_o + Estratos = 6.730
Socavación = 1.679
6.730 > 4.909 Socavación en estrato 4.909 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m
ds = 6.271 m

d_o + Estratos = 6.230
Socavación = 3.041
6.230 < 6.271 El estrato es socavado

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

do = 3.230 m
ds = 3.292 m

d_o + Estratos = 3.230
Socavación = -0.062
3.230 < 3.292 El estrato es socavado

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 341.820 m2

Be = 62.35 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 5.480 m

U = 3.618 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.937

α = 0.804

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3.5	0.940	0.945	0.950
3.618	0.930	0.937	0.940
4	0.930	0.935	0.940

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.861 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.167 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.533 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 3.601 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.371

6.730 > 3.601 Socavación en estrato 3.601 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 4.649 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.419

6.230 > 4.649 Socavación en estrato 4.649 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.380 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.850

3.230 > 2.380 Socavación en estrato 2.38 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.601 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.371

6.730 > 3.601 Socavación en estrato 3.601 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.649 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.419

6.230 > 4.649 Socavación en estrato 4.649 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m		
		ds =	2.380	m		
d_o + Estratos =	3.230					
Socavación =	**0.850**					
3.230	>		2.380	Socavación en estrato 2.38 m		

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 1 =	3.500	m
		do =	3.230	m			
		ds =	3.601	m			
d_o + Estratos =	6.730						
Socavación =	**0.371**						
6.730	>		3.601	Socavación en estrato 3.601 m			

Para el 2do estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 2 =	3.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	4.649	m			
d_o + Estratos =	6.230						
Socavación =	**1.419**						
6.230	>		4.649	Socavación en estrato 4.649 m			

Para el 3er estrato, sustituyendo

					Esp. Estrato 3 =	0.000	m
		do =	3.230	m			
		ds =	2.380	m			
d_o + Estratos =	3.230						
Socavación =	**0.850**						
3.230	>		2.380	Socavación en estrato 2.38 m			

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.618	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.909	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 58.160 m2

Qi =	210.423	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.170	
P_q =	2.546	

S_T = 10.69 m Socavción= 5.78 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.909	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 49.710 m2

Qi = 179.851 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.145

$P_q =$ 2.380

S_T = 9.99 m Socavación= 5.08 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.618 m/seg

$\bar{d} =$ 5.480 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.493 Fr^2 = 0.243

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.909 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.636 $\frac{S_T}{b_1} =$ 3.4

S_T = 10.20 m

socavación= 5.29 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	4.909	m
h / b =	1.636	
k_1 =	1.735	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 4.059 m Socavación= 2.423 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	4.909	m
h/b =	1.636	
Kv =	0.751	
U =	3.618	m/seg
K_H =	0.420	De la fig. 8.13

So =	0.868	m	Socavación=	4.041	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	0.371	0.371	0.371
ARTAMONOV	5.78	-	5.08
MAZA-SÁNCHEZ	-	5.29	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.42	-
YAROSLAVTZIEV	-	4.04	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	6.200	8.100	5.500

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 4-2

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	401.350	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$ ***Para material granular***

SOLUCION

$\bar{d}$ =	5.930	m
U =	3.081	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	0.940

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.965 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.303 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.600 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 4.036 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.806

6.730 > 4.036 Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2(m) = 3.000

do = 3.230 m

ds = 5.189 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.959

6.230 > 5.189 Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3(m) =

do = 3.230 m

ds = 2.682 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.548

3.230	>		2.682	Socavación en estrato 2.682 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

	do =	3.230	m
	ds =	4.036	m
d_o + Estratos =	6.730		
Socavación =	0.806		
6.730	>	4.036	Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

	do =	3.230	m
	ds =	5.189	m
d_o + Estratos =	6.230		
Socavación =	1.959		
6.230	>	5.189	Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

	do =	3.230	m
	ds =	2.682	m
d_o + Estratos =	3.230		
Socavación =	0.548		
3.230	>	2.682	Socavación en estrato 2.682 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

	do =	3.230	m
	ds =	4.036	m
d_o + Estratos =	6.730		
Socavación =	0.806		
6.730	>	4.036	Socavación en estrato 4.036 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

	do =	3.230	m
	ds =	5.189	m
d_o + Estratos =	6.230		
Socavación =	1.959		
6.230	>	5.189	Socavación en estrato 5.189 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

	do =	3.230	m
	ds =	2.682	m
d_o + Estratos =	3.230		
Socavación =	0.548		
3.230	>	2.682	Socavación en estrato 2.682 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 401.350 m2

Be = 62.36 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\bar{d}$ = 6.440 m

U = 3.081 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.947

α = 0.355

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med. (m/s)	Long. (m)		
	21.000	24.020	25.000
3	0.950	0.955	0.960
3.081	0.940	0.947	0.950
3.5	0.940	0.945	0.950

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.474 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.655 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.285 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.980 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.250

6.730 > 1.980 Socavación en estrato 1.98 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.609 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.621

6.230 > 2.609 Socavación en estrato 2.609 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 1.273 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 1.957

3.230 > 1.273 Socavación en estrato 1.273 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 1.980 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.250

6.730 > 1.980 Socavación en estrato 1.98 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 2.609 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 0.621

6.230 > 2.609 Socavación en estrato 2.609 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m	
		ds =	1.273	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**1.957**				
3.230	>		1.273	Socavación en estrato 1.273 m	

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 1 =	3.500 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.980	m	
d_o + Estratos =	6.730				
Socavación =	**1.250**				
6.730	>		1.980	Socavación en estrato 1.98 m	

Para el 2do estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 2 =	3.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	2.609	m	
d_o + Estratos =	6.230				
Socavación =	**0.621**				
6.230	>		2.609	Socavación en estrato 2.609 m	

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.273	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**1.957**				
3.230	>		1.273	Socavación en estrato 1.273 m	

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	3.081	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 63.840 m2

Qi =	196.691	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.159	
P_q =	2.475	

S_T = 8.54 m Socavción= 4.51 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	4.036	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 42.900 m2

Qi = 132.175 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.107

$P_q =$ 2.052

S_T = 7.08 m Socavación= 3.04 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 3.081 m/seg

$\bar{d} =$ 6.440 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.388 Fr^2 = 0.150

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 4.036 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.345 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.6

S_T = 7.80 m

socavación= 3.76 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m	
h =	4.036	m	
h / b =	1.345		
k_1 =	1.648	De la fig 8.7	
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6	biselada

So = 3.856 m Socavación= 2.511 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V \left(C + K_H\right)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9			
ϕ =	90.000				
b_1 =	3.000	m			
C =	0.600	(cauce principal)			
h =	4.036	m			
h/b =	1.345				
Kv =	0.812				
U =	3.081	m/seg			
K_H =	0.520	De la fig. 8.13			
So =	0.748	m	Socavación=	3.288	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.250	1.250	1.250
ARTAMONOV	4.51	-	3.04
MAZA-SÁNCHEZ	-	3.76	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.51	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.29	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	5.800	7.500	4.300

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

Puente 4-3

DATOS

Ancho del puente =		9.80	m
Pilas =	3.00	m ancho	
	3.23	m largo	
S =	0.005		
TR =	100	años	
n =	0.028	para el 1er estrato	

1er Estrato	D_{84} =	3.85	mm	
	σ_g =	2.57		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.5		
2do Estrato	D_{84} =	0.85	mm	
	σ_g =	0.53		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	3.0		
3er Estrato	D_{84} =	35.00	mm	
	σ_g =	6.73		Distribucion log-normal
	Espesor estrato	4.0		

Qd =	1,236.583	m3/seg
A_T =	424.030	m2
Bt =	67.72	m

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\bar{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \frac{\alpha \quad d_o^{5/3}}{4.7 \quad D_m^{0.28} \quad \beta}$$

$\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232+D_{84}^{0.082}}$ ***Para material granular***

SOLUCION

$\bar{d}$ =	6.260	m
U =	2.916	m/seg

De la tabla 12

μ =	1.000
α =	0.859

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$\beta =$ 0.996

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.904 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 1.223 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.560 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1(m) = 3.500

do = 3.230 m

ds = 3.778 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 0.548

6.730 > 3.778 Socavación en estrato 3.778 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 4.869 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.639

6.230 > 4.869 Socavación en estrato 4.869 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 =

do = 3.230 m

ds = 2.503 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 0.727

3.230	>		2.503	Socavación en estrato 2.503 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

	do =	3.230	m
	ds =	3.778	m
d_o + Estratos =	6.730		
Socavación =	0.548		
6.730	>	3.778	Socavación en estrato 3.778 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

	do =	3.230	m
	ds =	4.869	m
d_o + Estratos =	6.230		
Socavación =	1.639		
6.230	>	4.869	Socavación en estrato 4.869 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000

	do =	3.230	m
	ds =	2.503	m
d_o + Estratos =	3.230		
Socavación =	0.727		
3.230	>	2.503	Socavación en estrato 2.503 m

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

	do =	3.230	m
	ds =	3.778	m
d_o + Estratos =	6.730		
Socavación =	0.548		
6.730	>	3.778	Socavación en estrato 3.778 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

	do =	3.230	m
	ds =	4.869	m
d_o + Estratos =	6.230		
Socavación =	1.639		
6.230	>	4.869	Socavación en estrato 4.869 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 0.000

	do =	3.230	m
	ds =	2.503	m
d_o + Estratos =	3.230		
Socavación =	0.727		
3.230	>	2.503	Socavación en estrato 2.503 m

DATOS

Ancho del puente = 9.80 m

Pilas = 3.00 m ancho

3.23 m largo

S = 0.005

TR = 100 años

n = 0.028 para el 1er estrato

1er Estrato D_{84} = 3.85 mm

σ_g = 2.57 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.5 m

2do Estrato D_{84} = 0.85 mm

σ_g = 0.53 Distribucion log-normal

Espesor estrato 3.0 m

3er Estrato D_{84} = 35.00 mm

σ_g = 6.73 Distribucion log-normal

Espesor estrato 4.0 m

Qd = 1,236.583 m3/seg

A_T = 424.030 m2

Be = 62.4 **m**

FORMULAS **SOCAVACION GENERAL**

METODO DE LITSHVAN-LEBEDIEV

$$\alpha = \frac{Qd}{\overline{d}^{5/3} * Be * \mu}$$

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

$$ds = \left[\frac{\alpha \cdot d_o^{5/3}}{4.7 \cdot D_m^{0.28} \cdot \beta} \right]^{\left(\frac{D_{84}^{0.082}}{0.232 + D_{84}^{0.082}} \right)}$$

Para material granular

SOLUCION

$\overline{d}$ = 6.800 m

U = 2.916 m/seg

De la tabla 12

μ = 0.959

α = 0.267

$$\beta = 0.8416 + 0.03342 * Ln(Tr)$$

β = 0.996

Vel. Med.	Long. (m)		
(m/s)	21.000	24.020	25.000
2.5	0.960	0.960	0.960
2.916	0.951	0.959	0.960
3	0.950	0.955	0.960

1 er estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00385 m

ds = 0.384 x do^ 1.220

2 do estrato : Granular

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.00085 m

ds = 0.536 x do^ 1.178

3 er estrato :

Distrib. Log-normal

D_{84} = 0.035 m

ds = 0.229 x do^ 1.277

Estribo izquierdo:

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500 m

do = 3.230 m

ds = 1.607 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.623

6.730 > 1.607 Socavación en estrato 1.607 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000 m

do = 3.230 m

ds = 2.133 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.097

6.230 > 2.133 Socavación en estrato 2.133 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 3 = 0.000 m

do = 3.230 m

ds = 1.023 m

d_o + Estratos = 3.230

Socavación = 2.207

3.230 > 1.023 Socavación en estrato 1.023 m

Pila 1

Para el 1er estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 1 = 3.500

do = 3.230 m

ds = 1.607 m

d_o + Estratos = 6.730

Socavación = 1.623

6.730 > 1.607 Socavación en estrato 1.607 m

Para el 2do estrato, sustituyendo

Esp. Estrato 2 = 3.000

do = 3.230 m

ds = 2.133 m

d_o + Estratos = 6.230

Socavación = 1.097

6.230 > 2.133 Socavación en estrato 2.133 m

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000
		do =	3.230	m	
		ds =	1.023	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**2.207**				
3.230	>		1.023	Socavación en estrato 1.023 m	

Estribo derecho:

Para el 1er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 1 =	3.500 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.607	m	
d_o + Estratos =	6.730				
Socavación =	**1.623**				
6.730	>		1.607	Socavación en estrato 1.607 m	

Para el 2do estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 2 =	3.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	2.133	m	
d_o + Estratos =	6.230				
Socavación =	**1.097**				
6.230	>		2.133	Socavación en estrato 2.133 m	

Para el 3er estrato, sustituyendo

				Esp. Estrato 3 =	0.000 m
		do =	3.230	m	
		ds =	1.023	m	
d_o + Estratos =	3.230				
Socavación =	**2.207**				
3.230	>		1.023	Socavación en estrato 1.023 m	

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE ARTAMONOV

ESTRIBO

$$S_T = P_\alpha \cdot P_q \cdot P_K \cdot d_O \qquad P_\alpha = 0.782 \cdot e^{0.0028\alpha} \qquad P_q = 4.429 + 1.063 \cdot Ln\left(\frac{Q_i}{Q_d}\right)$$

$$P_k = 1.027 \cdot e^{-0.24K}$$

SOLUCION

k =	1	(Talud del estribo)
P_k =	0.85	
V =	2.916	m/seg
Qd =	1236.583	m3/seg

Para el estribo izquierdo

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.778	m

$A_{estribo\ izquierdo}$ = 57.970 m2

Qi =	169.041	m3/seg
$\frac{Q_i}{Q_d}$ =	0.137	
P_q =	2.314	

S_T = 7.48 m Socavción= 3.70 m

Para el estribo derecho

α =	90.00	en grados
Pα=	1.006	
h =	3.778	m

$A_{estribo\ derecho}$ = 40.660 m2

Qi = 118.565 m3/seg

$\frac{Q_i}{Q_d} =$ 0.096

$P_q =$ 1.937

S_T = 6.26 m Socavación= 2.48 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE MAZA-SANCHEZ
PILA

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g\bar{d}}}$$

SOLUCION

U = 2.916 m/seg

$\bar{d} =$ 6.800 m (cuando se tiene diferentes tirantes se tomo el medio)

Fr = 0.357 Fr^2 = 0.127

Para la Pila

b1 = 3.00 m (ancho efectivo)

d = 3.778 m

$\frac{d}{b_1} =$ 1.259 $\frac{S_T}{b_1} =$ 2.6

S_T = 7.80 m

socavación= 4.02 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE LAURSEN-TOCH
PILAS

$So = K_1 K_2 b$

FIG 8.6 Y 8.7

SOLUCION

b =	3.000	m
h =	3.778	m
h / b =	1.259	
k_1 =	1.618	De la fig 8.7
K_2 =	0.780	De la fig. 8.6 biselada

So = 3.786 m Socavación= 2.527 m

SOCAVACION LOCAL

FORMULAS

METODO DE YAROSLAVTZIEV
PILAS

$$S_O = K_f K_V (C + K_H)\frac{U^2}{g} - 30D_{85}$$

$$b_1 = a \cdot sen\phi + b \cdot \cos\phi$$

SOLUCION

K_f =	0.850	De la fig. 8.9
ϕ =	90.000	
b_1 =	3.000	m
C =	0.600	(cauce principal)
h =	3.778	m
h/b =	1.259	
Kv =	0.830	
U =	2.916	m/seg
K_H =	0.560	De la fig. 8.13

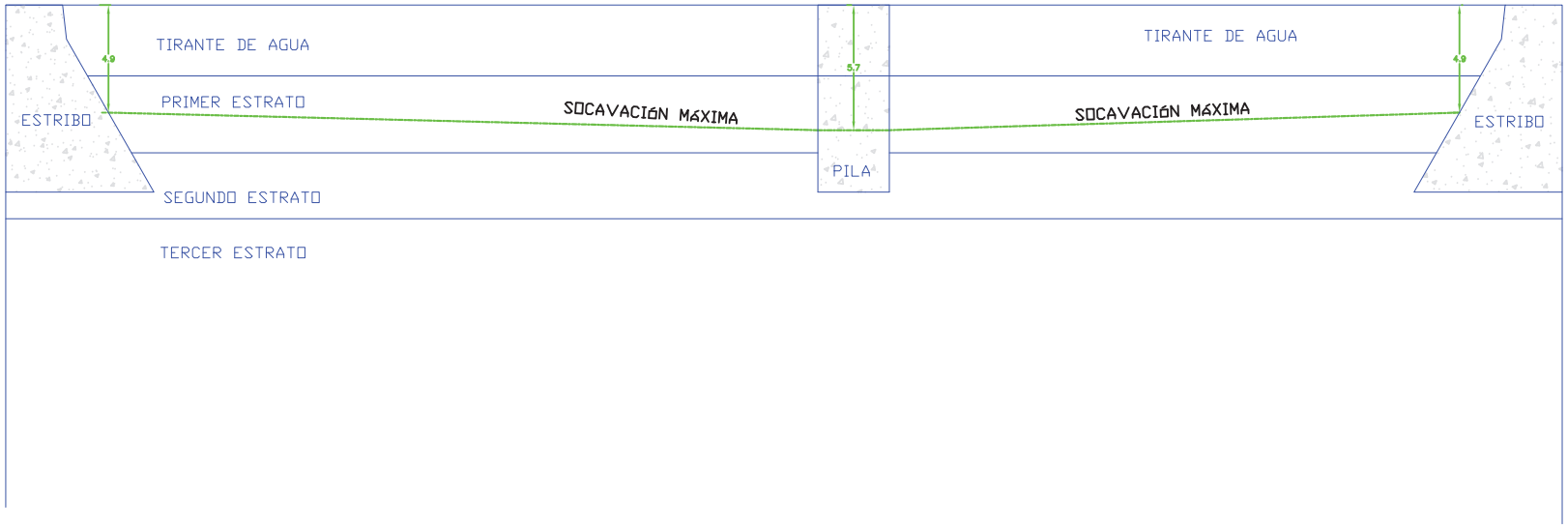
So =	0.709	m	Socavación=	3.069	m

RESUMEN DE LAS SOCAVACIONES (m)

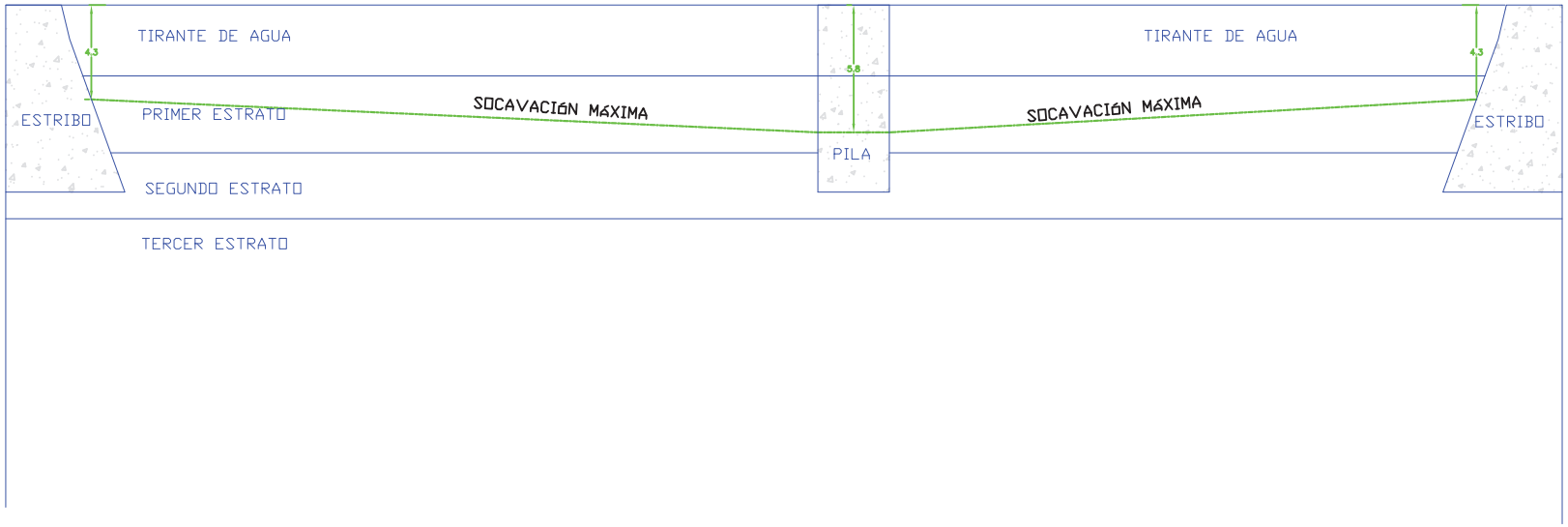
MÉTODO	ESTRIBO IZQUIERDO	PILA	ESTRIBO DERECHO
LITSCHVAN-LEVEDIEV	1.623	1.623	1.623
ARTAMONOV	3.70	-	2.48
MAZA-SÁNCHEZ	-	4.02	-
LAURSEN-TOUCH	-	2.53	-
YAROSLAVTZIEV	-	3.07	-
SOCAVACIÓN MÁXIMA	5.300	8.200	4.100

Nota: En los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev según el ingeniero Maza - Sánchez se toma el mas pequeño

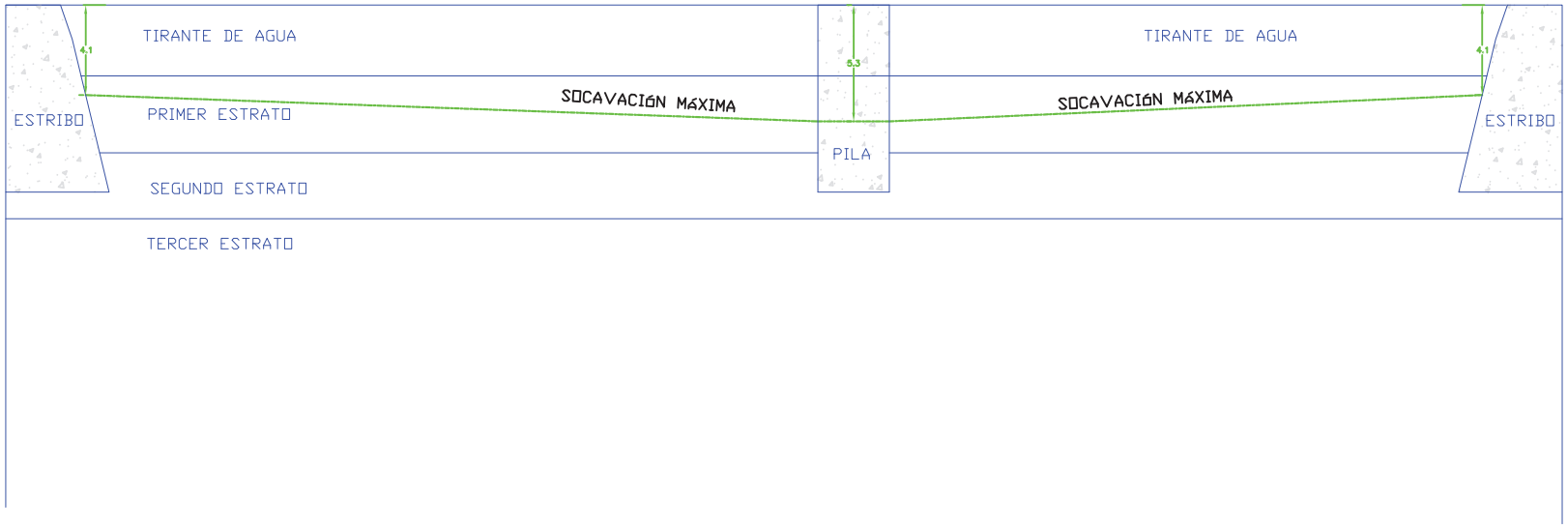
1-1


TIRANTE DE AGUA
4.9
PRIMER ESTRATO
ESTRIBO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
5.7
PILA
TIRANTE DE AGUA
4.9
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

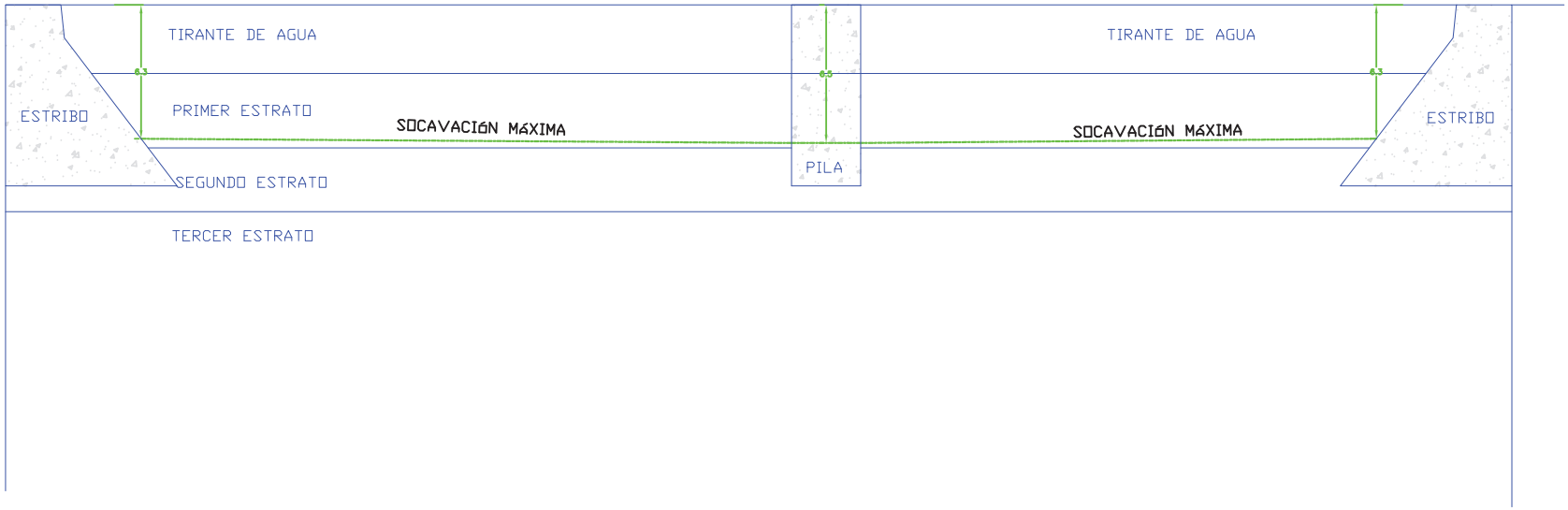
1-2


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
4.3
5.8
4.3
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
PILA
ESTRIBO
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

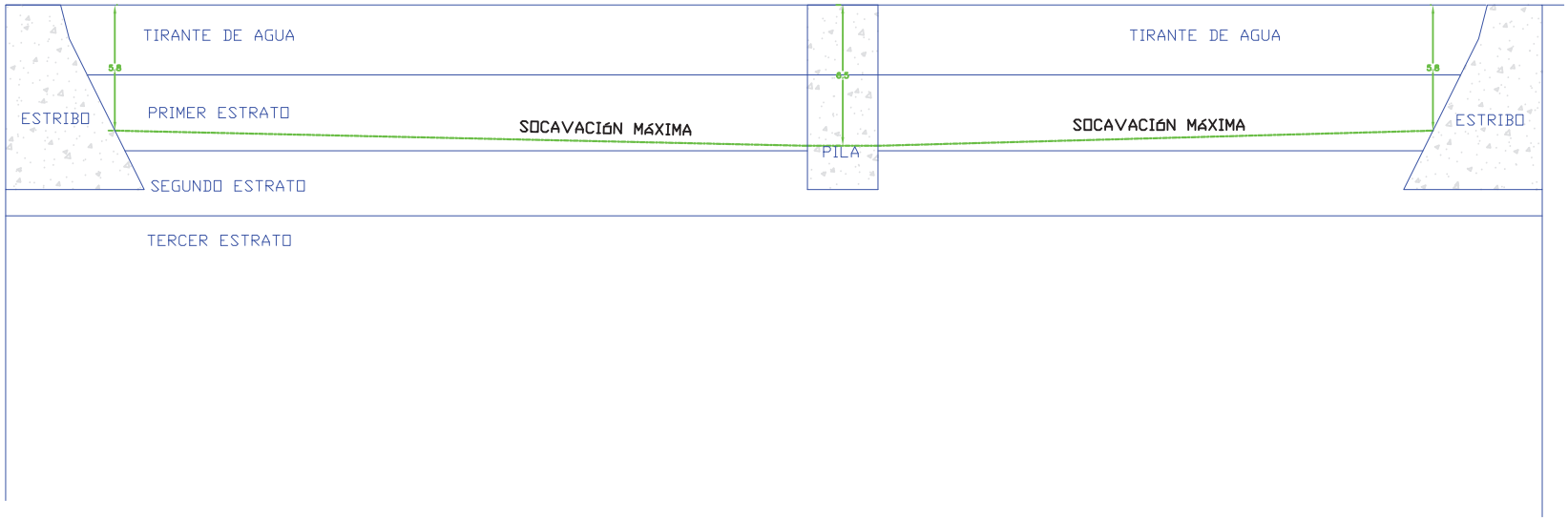
1-3


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
4.1
6.3
4.1
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
PILA
ESTRIBO
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

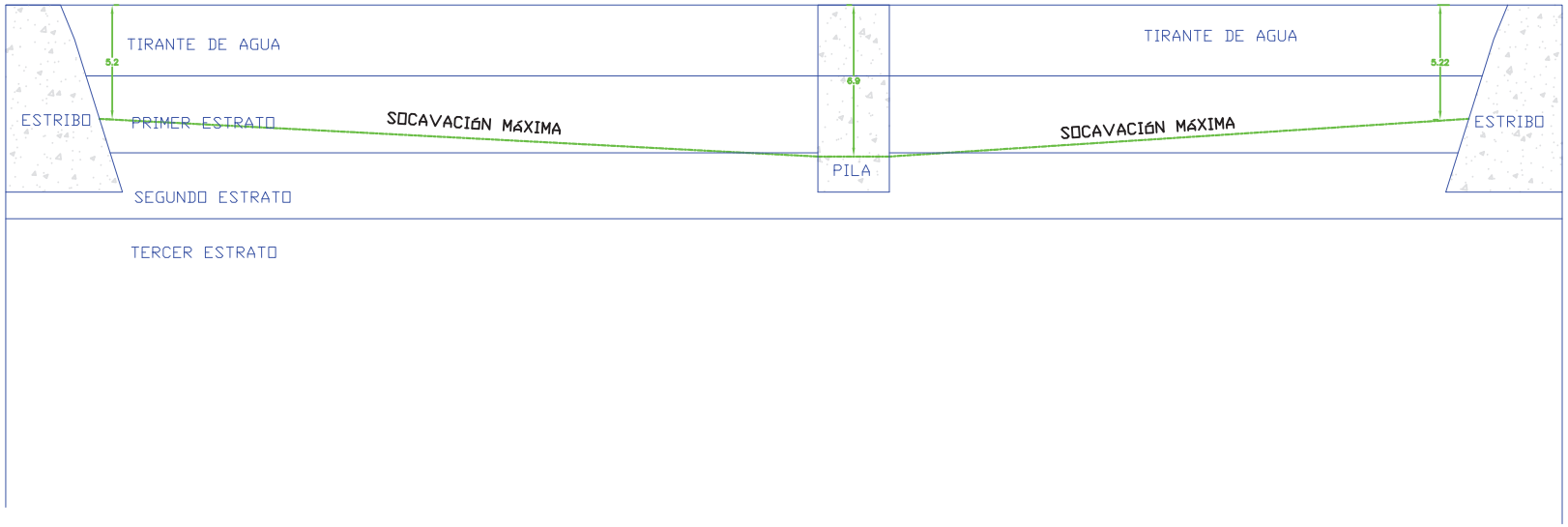
2-1


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
6.3
6.5
6.3
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
PILA
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

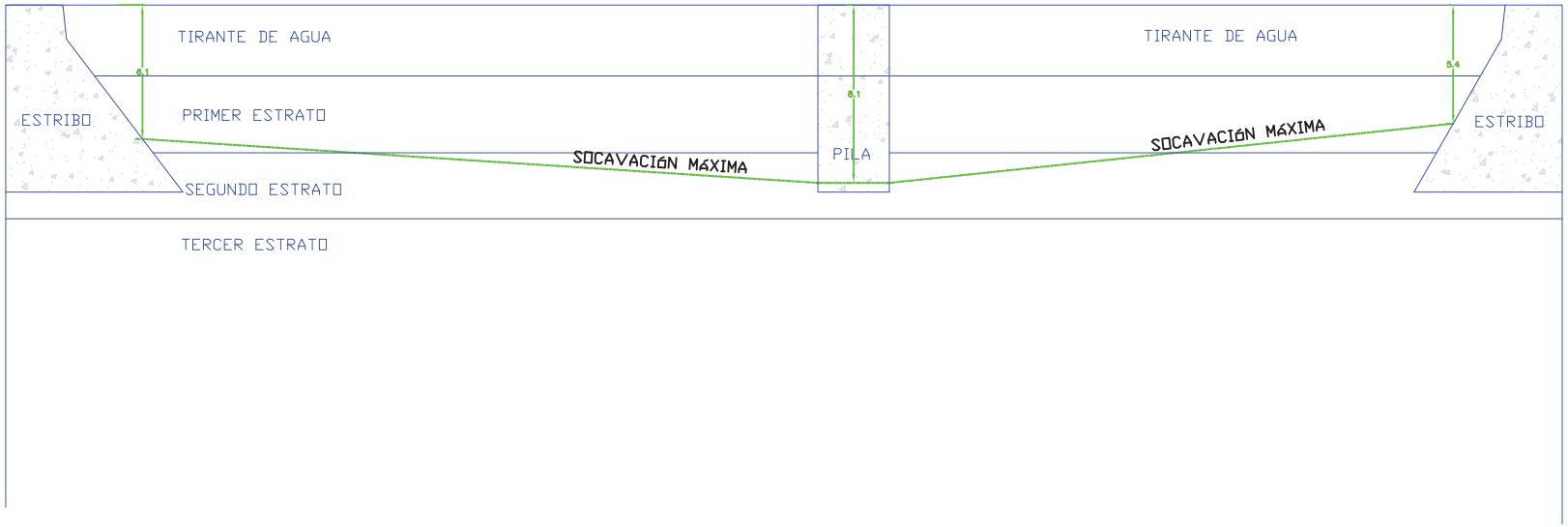
2-2


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
5.8
6.5
5.8
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
PILA
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

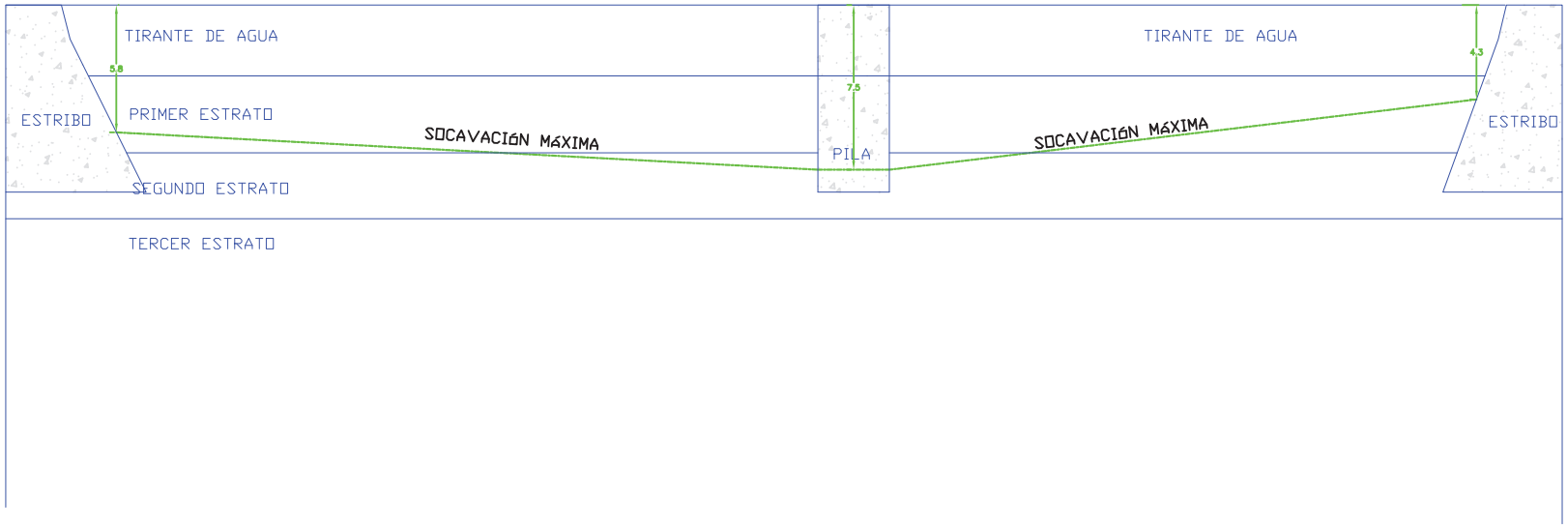
2-3


TIRANTE DE AGUA
5.2
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO
6.9
PILA
TIRANTE DE AGUA
5.22
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO

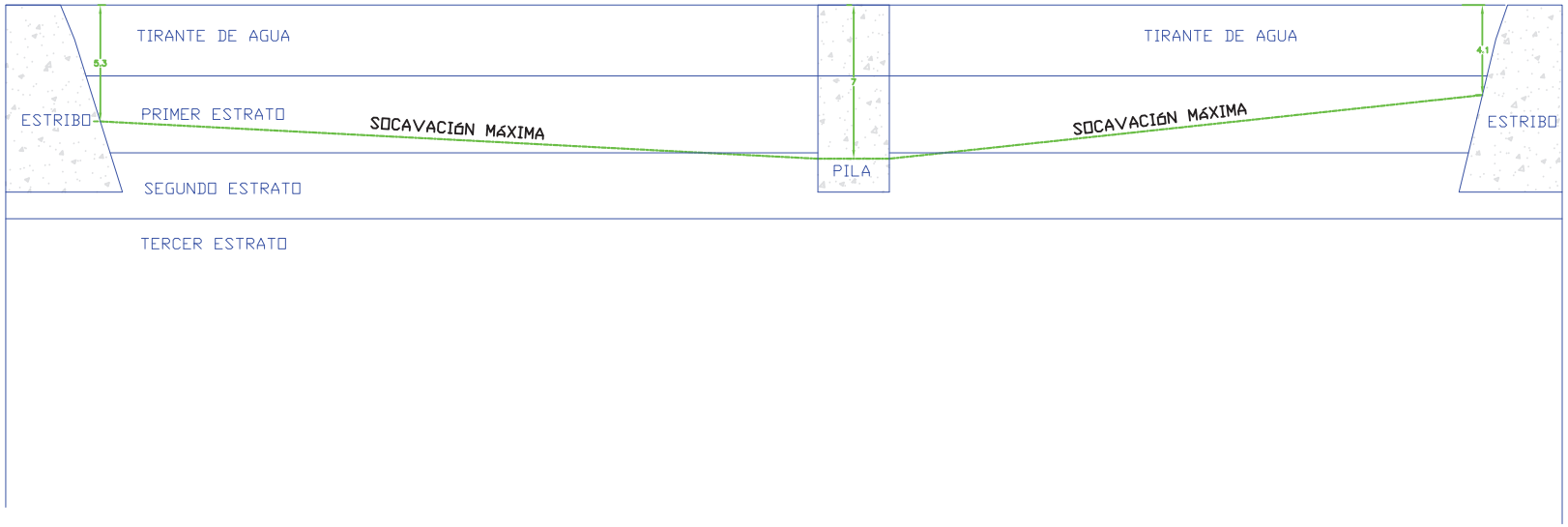
3-1


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
6.1
8.1
5.4
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
PILA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

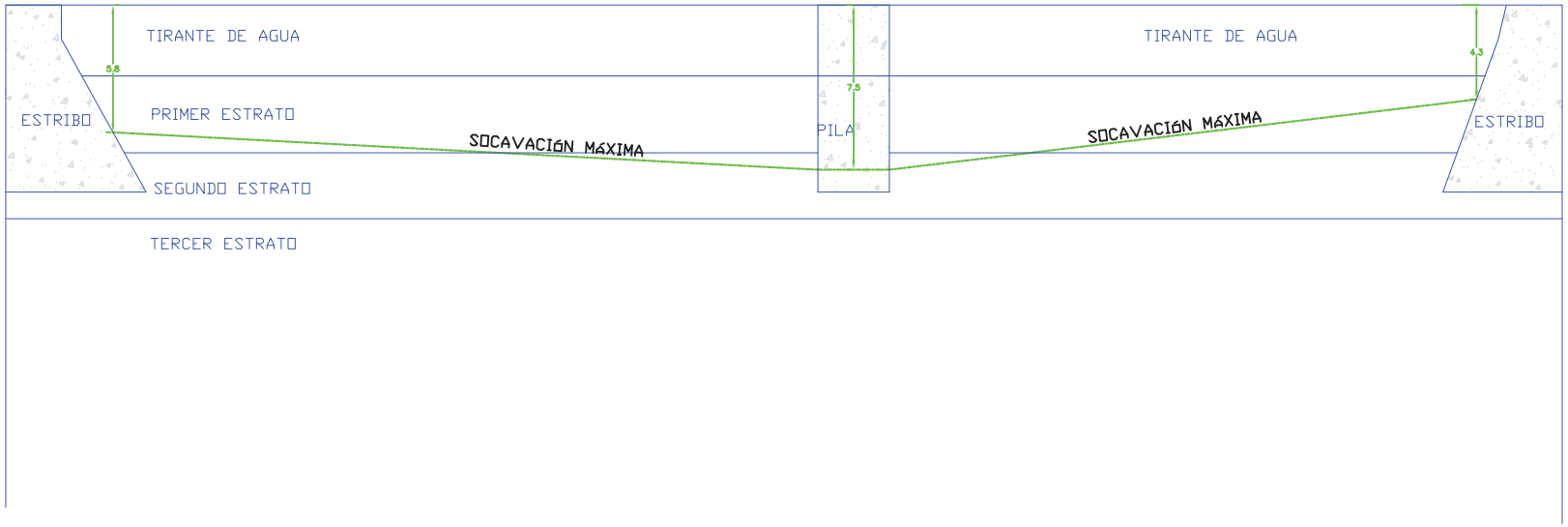
3-2


TIRANTE DE AGUA
5.8
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO
7.5
PILA
TIRANTE DE AGUA
4.3
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO

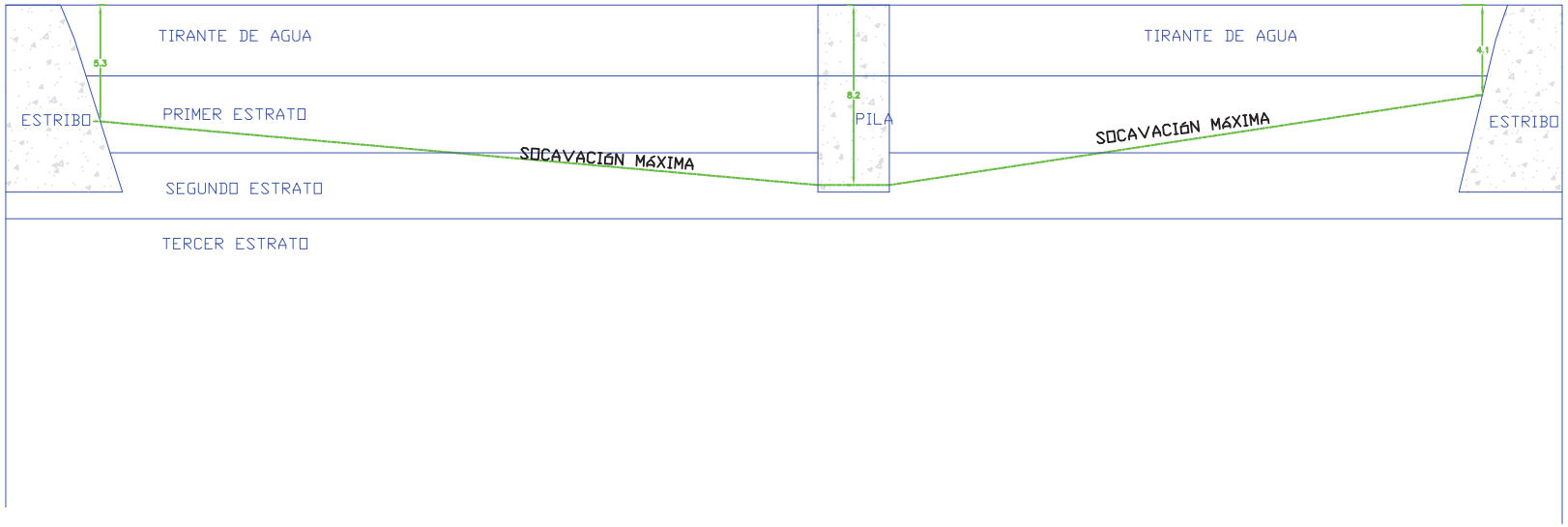
3-3


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
5.3
7
4.1
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
PILA
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

4-2


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
5.8
7.5
4.3
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
SOCAVACIÓN MÁXIMA
PILA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO

4-3


TIRANTE DE AGUA
TIRANTE DE AGUA
5.3
4.1
8.2
ESTRIBO
PRIMER ESTRATO
PILA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
SOCAVACIÓN MÁXIMA
ESTRIBO
SEGUNDO ESTRATO
TERCER ESTRATO