



1821
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

“ARAGON”

“PROYECTO DE CIMENTACION PARA
EL PUENTE COPALA”

T E S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

MARTIN RAFAEL ZAMORA QUEZADA

FALLA DE ORIGEN

México, D. F. 1990



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

PROYECTO DE CIMENTACION PARA EL PUENTE COPALA "

INDICE

	Páq.
CAPITULO 1: INTRODUCCION.	
1.1 Objetivo	1
1.2 Antecedentes	3
1.2.1 Estudios de campo	4
1.2.2 Estudios de gabinete	7
CAPITULO 2: SOCAVACION	
2.1 Naturaleza de la socavación	8
2.2 Socavación General	10
2.2.1 Generalidades	10
2.2.2 Tipos de socavación general	11
2.3 Teorías para cuantificar la socavación general	12
2.3.1 Método de Lischtvan-Levediev	14
2.4 Procedimientos para calcular la socavación general	14
2.4.1 Socavación general para suelos cohesivos en cau- ces definidos con rugosidad uniforme	15
2.4.2 Socavación general en suelos no cohesivos en -- cauces definidos con rugosidad uniforme	17
2.4.3 Cálculo de la socavación general en suelos homo- géneos	19
2.4.4 Cálculo de la socavación general en suelos no - homogéneos	19
2.4.5 Cálculo de la socavación general en cauces inde- finidos	21
2.4.6 Cálculo de la socavación general para cauces no definidos con material homogéneo	21
2.4.7 Cálculo de la socavación general para cauces no definidos, formados por material no homogéneo..	24
2.4.8 Efecto de la socavación cuando la corriente --- arresta mucho material en suspensión	24
2.4.9 Influencia de la rugosidad en el cálculo de la- socavación general	25

	Pág.
2.5 Socavación Local	30
2.5.1 Generalidades	30
2.5.2 Variables que influyen en el cálculo de la soca- vación local en pilas	33
2.5.3 Métodos propuestos por Melville para calcular - la socavación local	36
2.5.4 Descripción de los métodos recomendados por Mel- ville	38
2.5.4.1 Métodos para calcular la socavación sin --- transportar sedimentos (socavación en a--- guas claras)	41
2.5.4.1.1 Método de Chitale	41
2.5.4.1.2 Método de Bonasoundas	42
2.5.4.1.3 Método de Maza	42
2.5.4.1.4 Método de Laursen-Toch (Laursen III) ..	44
2.5.4.2 Métodos para calcular la profundidad de so- cavación al presentarse el arrastre de sedi- mentos	48
2.5.4.2.1 Método de Laursen-Toch (Laursen I) ..	48
2.5.4.2.2 Método de Laursen-Toch (Laursen II) ..	48
2.5.4.2.3 Método de Bonasoundas	50
2.5.4.2.4 Método de Maza	50
2.5.4.2.5 Método de Arunnachalam	50
2.5.4.2.6 Método de Shen (Shen II - 2)	51
2.5.4.2.7 Método de Shen (Shen II - 3)	52
2.5.4.3 Métodos para calcular la profundidad de so- cavación, en los que no se especifica si hu- bo o no arrastre de sedimentos	52
2.5.4.3.1 Método de Yaroslavtziev	53
 CAPITULO 3: REMANSO	
3.1 Conceptos básicos	58
3.2 Naturaleza del fenómeno de remanso	59
3.2.1 Tipos de flujo que puede adquirir el fenómeno - de remanso	61
3.3 Factores que intervienen en el cálculo del remanso ..	63
3.4 Método del Bureau of Public Roads (BPR) para cal- cular la altura de remanso	65

	Pág.
3.4.1 Método para flujo tipo I	67
3.4.2 Método para flujo tipo II	77
3.4.3 Aspectos importantes del flujo tipo III	80
CAPITULO 4: TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA.	
4.1 Breve descripción de los métodos usados para obtener la capacidad de carga	81
4.1.1 Teoría de Terzaghi	81
4.1.2 Teoría de Skempton	85
4.1.3 Teoría de Meyerhof	87
4.2 Influencia de la socavación en la capacidad de carga	90
4.3 Aspectos sobre asentamientos en arenas	92
CAPITULO 5: APLICACION A UN PROBLEMA REAL.	
5.1 Estudios de campo	94
5.1.1 Estudio topohidráulico del " Cruce Río Copala "	94
5.1.2 Exploración y muestreo	98
5.1.2.1 Generalidades	98
5.1.2.2 Métodos de exploración utilizados en el --- " Cruce Río Copala "	98
5.1.2.3 Descripción de los sondeos realizados en el " Cruce Río Copala "	108
5.2 Registros de exploración	115
5.3 Registros de granulometría; tablas de los d_m , D_{50} y D_{85} ; tablas de arenas y perfiles mojados del --- " Cruce Río Copala "	132
5.4 Columnas estratigráficas	173
5.5 Análisis de alternativas de cimentación	182
5.5.1 Elección del tipo de cimentación	186
5.6 Cálculo de la socavación	189
5.6.1 Socavación General	189
5.6.2 Socavación Local	195
5.6.3 Cálculo de la altura de remanso	205
5.6.3.1 Cálculo de la altura de remanso, siguiendo- el método del B.P.R.	206
5.7 Cálculo de la capacidad de carga	210
5.8 Conclusiones y recomendaciones	215
Bibliografía	

CAPITULO I

INTRODUCCION

1.1 Objetivo.

Una corriente de agua que se desplaza en su cauce tiene una cierta capacidad de suspender y arrastrar partículas sólidas que constituyen el lecho sobre el que ocurre el flujo. Este movimiento de material sólido - en corrientes aluviales, es un fenómeno complejo que depende de varios factores, tales como la configuración geológica y topográfica del cauce, las características del material de arrastre y las características hidráulicas de la corriente. Este fenómeno es lo llamado socavación general.

Cuando se coloca un obstáculo dentro del cauce, como una pila de apoyo de un puente, se modifican localmente las condiciones de escurrimiento, cambiando en consecuencia la capacidad de arrastre en la zona vecina a la obstrucción. Si esta capacidad es mayor que la proporción con que la corriente alimenta a la zona con material sólido, se producirá en ésta una socavación adicional a la normal de la corriente llamada socavación local, en caso contrario se producirá un depósito.

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

Innumerables fallas de puentes han ocurrido cuando la profundidad de desplante de las pilas ha quedado arriba del nivel alcanzado por la socavación general, más la local impuesta por los obstáculos que la cimentación representa.

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

El objetivo del presente trabajo es el de determinar la cimentación del puente Copala y para lograrlo es fundamentalmente importante - realizar el cálculo del fenómeno de socavación, tanto general como local, en el sitio del cauce.

Se han intentado soluciones teóricas del problema, pero dados las incertidumbres que existen en el fenómeno, su valor es hasta cierto punto dudoso. La otra fuente de conocimiento disponible es la que emana del

análisis de corrientes reales o de experimentos en laboratorios, estos - estudios son los más prometedores y de hecho han rendido ya resultados - prácticos muy satisfactorios.

En el capítulo 2 se describe el fenómeno de la socavación general y local, y conjuntamente se dan las ecuaciones que rigen a las mismas.

En el caso de la socavación general, la formulación de las ecuaciones depende de la forma del cauce (definido ó indefinido); del tipo de material del fondo del cauce; si es cohesivo, nos interesará saber su peso específico y si es friccionante, deberemos conocer el diámetro medio de las partículas que lo constituyen de acuerdo a los análisis de granulometría de las muestras obtenidas en los sondeos de exploración; de la distribución del material (homogéneo ó heterogéneo) en la zona del cauce y, de las condiciones hidráulicas (velocidad y tirante) del flujo de lluvia. La socavación general se calcula con el método de L. Levediev.

En lo que respecta a la socavación local y debido a la complejidad que representa conocer su magnitud, en este trabajo su cálculo se basa - en los estudios realizados por el investigador B.W. Melville en varios puentes de Nueva Zelanda, como se verá en el capítulo 2.

En esos estudios, Melville tomó medidas de las socavaciones en el momento en que ocurrían y después aplicaba los métodos existentes y los comparaba, para poder determinar cuales de ellos se acercaban al valor - real medido en campo.

Así, en el presente trabajo se aplican los métodos que Melville recomienda en sus estudios para el cálculo de la socavación local.

En las ecuaciones que rigen el cálculo de la socavación local, se puede observar que la forma y el ancho de la pila, así como el ángulo de ataque del flujo con respecto al eje de las pilas, juegan un papel importante igual a otros factores (capítulo 2), para conocer la magnitud aproximada del fenómeno.

El cálculo de la socavación (general y local) se presenta en el capítulo 5, de acuerdo a los métodos descritos en el capítulo 2.

En el capítulo 3, se describe un fenómeno no menos importante para la Ingeniería de Puentes : el Remanso, y su cálculo se presenta en el capítulo 5.

El régimen hidráulico de un río influye de gran manera en el proyecto de un puente. La longitud de éste será función de las necesidades de capacidad hidráulica, en cuanto que la corriente natural no pueda estre-

chase más allá de ciertos límites. Al estrechar un río con los terraplenes de acceso y al obstruir parte del área de escurrimiento con las pilas de apoyo, se incrementa innecesariamente la velocidad del flujo en la sección bajo el puente. Al estrechar el cauce se tienen dos consecuencias in mediatas:

1.- ~~Se produce un aumento en el nivel del agua, con la consiguiente~~ sobre-elevación del nivel del agua.

2.- Aumenta el poder de socavación de la corriente.

El cálculo de la altura de remanso se presenta en el capítulo 5 siguiendo el método del Bureau of Public Roads (BPR), descrito en el capítulo 3. Por lo tanto, el objetivo que se persigue es el de obtener mediante los cálculos necesarios (capítulo 5), resultados confiables para poder de terminar el tipo adecuado de cimentación en el Puente Copala y con ello tener la seguridad de que la estructura cumplirá con las funciones para las que fué concebida sin que se presente el temor de que llegue a ocurrir alguna falla del puente debido a un mal proyecto de cimentación.

1.2 Antecedentes.

Quando se proyecta la construcción de un puente en el cruce con la corriente de un río, se hacen necesarios una serie de estudios completos-verídicos y confiables, realizados en forma minuciosa, para llevar a cabo la ejecución de la obra.

Como en toda obra de ingeniería, en la construcción de puentes hay que tomar en cuenta dos aspectos fundamentales: el técnico y el económico, los cuales dependen de los resultados obtenidos en esos estudios, para llegar a una solución óptima antes de llevar a cabo una obra de tal magnitud.

Los estudios en la Ingeniería de Puentes se clasifican de la siguiente manera:

- Estudios de Campo.
- Estudios de Gabinete.

En el presente trabajo los dos estudios llevan el peso total y ofre-

cen los antecedentes necesarios para los trabajos de construcción.

1.2.1 Estudios de Campo.

Los estudios de campo sirven de base al proyecto y éste, a la construcción. Necesariamente estos estudios deben realizarse con mucho cuidado y buen criterio, pues de ellos depende el diseño óptimo de la estructura.

Los estudios de campo, cuya función es recabar los datos necesarios para hacer el proyecto, comprenden trabajos de naturaleza diferente, --- agrupados de la siguiente manera:

- Topográficos.
- Hidráulicos.
- De cimentación.
- De tránsito.
- De construcción.

- Estudios topográficos.

Están comprendidos esencialmente por los siguientes puntos:

- 1.- Reconocimiento de la zona de los cruces posibles.
 - 2.- Levantamiento general de la zona de los cruces ó croquis de la misma.
 - 3.- Levantamiento configurado del terreno en la zona de cada cruce.
 - 4.- Levantamiento topográfico de las secciones hidráulicas y del perfil del fondo del cauce.
 - 5.- Sección transversal del río, según el eje del cruce, indicando los niveles de aguas máximas extraordinarias, máximas ordinarias y mínimos.
- Estudios hidráulicos.

Los datos que deben tomarse en el campo son:

- 1.- Levantamiento de un mínimo de tres secciones transversales topográficas del río, en un tramo de alineamiento recto, de pendiente y sección tan uniforme como sea posible.
- 2.- Estimación del coeficiente de rugosidad (n) en cada sección y en cada parte de ellas (cauce principal y llanuras de inundación).

3.- Medir el diámetro de los máximos cuerpos arrastrados por la corriente en avenidas (cantos rodados, boleo, grava, etc.).

4.- Fijar en cada sección el N.A.M.C., el N.A.M.C. y el N.A.Mín.

5.- Levantamiento del perfil del fondo en una longitud mínima de 500m., del tramo en que se encuentran las secciones estudiadas.

6.- Observación en el terreno sobre posibles divagaciones ó socavamientos en él.

7.- Investigar la época, la duración y la frecuencia de las avenidas máximas extraordinarias y máximas ordinarias.

8.- Investigar la época de estiaje.

9.- Investigar las dimensiones de los cuerpos flotantes más grandes (árboles, ramas).

- Estudios de cimentación.

Las condiciones de cimentación de un cruce son trascendentales para decidir el tipo de puente a construir. Estas condiciones tienen influencia en los tres aspectos siguientes:

1.- El sistema de cimentación: por superficie, con pilotes, con cilindros, etc.

2.- La longitud de los claros parciales y total del puente.

3.- El tipo de superestructura, puesto que para una elevación dada de la rasante, para diferentes claros conviene en general emplear diferentes superestructuras: traveses de concreto reforzado, de concreto preesforzado, de acero; armaduras metálicas; arcos de concreto, arcos de acero, etc.

- Estudios de tránsito.

Por lo general, debe suponerse que cuando se decide la construcción de un camino, se han estudiado y fijado las características básicas de él, en lo que se refiere al tránsito para el que debe proyectarse: número de bandos de circulación, ancho de éstas, velocidad de operación del camino en sus diferentes tramos, tipo de vehículos que deben considerarse, etc..

- Viabilidad del proyecto.

Tanto los datos topográficos, los hidráulicos y los de cimentación, determinan algunas de las características básicas de la estructura que se proyecta: ubicación del puente, longitud total necesaria, longitud mínima de los claros (fijada por las dimensiones de los cuerpos flotantes) elevación de la rasante, tipo y dimensiones de la cimentación, etc. Pero al formular el proyecto debe tenerse en cuenta otras circunstancias que son también muy importantes y que se refieren a lo siguiente:

1.- Materiales disponibles, en calidad, cantidad y costo, fundamentalmente interesa saber, si existen bancos de grava y de arena que puedan explotarse económicamente en la construcción del puente. Debe investigarse también si existe piedra para mampostería en algún lugar cercano al cruce y si es posible explotar el banco y transportar la piedra al lugar de su aprovechamiento. Habrá que tomar muestras del agua disponible, y analizarla en el laboratorio para saber si se puede utilizar en la fabricación de concreto, o si habrá que saber transportarla e indicar la distancia de acarreo.

En lo que se refiere a la madera, ésta es indispensable para dar forma al concreto mediante obras falsas. La tendencia actual es usar obras falsas metálicas, que es muy recomendable.

Para las obras de esta naturaleza, el contratista comúnmente compra en forma directa, el acero de refuerzo en las laminadoras. Conviene recabar datos en el lugar que se deba construir el puente en lo que se refiere a diámetros, cantidades disponibles y precios locales, así como procedencia del material.

El contratista también se provee del cemento necesario para la obra por compra directa a las fábricas.

El herraje (clavos, tornillos y pernos) es indispensable para la construcción de obras falsas y fabricación de moldes, por lo que se debe averiguar si en las localidades cercanas al lugar de la obra se pueden conseguir y a qué precios.

En caso de que no se consiga herraje cerca de la obra, se necesita prever que habrá que transportarlo hasta el campamento de construcción, que se establece generalmente a un lado del cruce.

2.- Accesibilidad de la obra: vías de comunicación.- Deben tomarse en cuenta los medios de transporte disponibles para llevar a la obra los materiales de construcción, el equipo y la herramienta necesarios. El --

costo de la construcción y de la conservación de estos caminos provisionales de acceso elevan el presupuesto del puente.

En el estudio de campo se debe informar de las vías de transporte - existentes para llegar al sitio del cruce: ferrocarriles, caminos, brechas; consignando las distancias que haya que recorrer por camino petrolizado, camino revestido y por brecha para llegar al lugar de la obra. --
 También se debe informar si el lugar más próximo a la obra hay oficina de correo, telégrafo, radio, etc.

3.- Sueldos y jornales de la región para obreros calificados y peones.

4.- Existencia de talleres mecánicos en lugares próximos al cruce, - en donde pueden hacerse ciertas reparaciones al equipo o a la maquinaria empleada. Informar si hay alguna población cercana en cuyo comercio se puedan conseguir refacciones, combustibles, lubricantes o algunas herramientas.

La información de los estudios de campo descritos, se presenta en - el Informe para Proyecto de Puentes, el cual está comprendido en el capítulo 5 del presente trabajo.

En el mismo capítulo y como complemento del Informe de Puentes, se encuentran los sondeos de mecánica de suelos y los análisis de granulometrías.

1.2.2 Estudios de gabinete.

En los estudios de gabinete se van a realizar los trabajos de dibujo, laboratorio y cálculo necesarios, de acuerdo a los estudios de campo del proyecto.

Las muestras obtenidas en los sondeos de exploración son analizadas en el laboratorio, para determinar las características principales y poder identificar el tipo de suelo con el que se va a tratar.

Cuando se tienen en forma completa los dibujos y planos necesarios - así como los resultados de laboratorio, se proceden a hacer los cálculos necesarios del proyecto a realizar.

El calculista se basará en datos firmes para lograr la optimización en el funcionamiento de la estructura.

Así, con los datos y resultados obtenidos en los estudios de campo y gabinete, se procede a realizar los trabajos de construcción de la obra a ejecutar. Como ya se mencionó, en el presente trabajo se llevaron a cabo los dos primeros, y son el punto de partida para iniciar la construcción del Puente Copala.

CAPITULO 2

SOCAVACION

2.1 NATURALEZA DE LA SOCAVACION.

La socavación es una forma especial de erosión, que frecuentemente no puede ser determinada con exactitud. Este fenómeno consiste de tres fases:

- a) Desprendimiento de las partículas del fondo del cauce.
- b) Transporte de esas partículas, aún cuando el movimiento sea muy pequeño, y
- c) Depósito, que ocurre al disminuir la velocidad de la corriente del río.

En los ríos de todo el mundo, existen dos formas de erosión de materiales sólidos de sedimento, los cuales son transportados a lo largo del cauce por la acción de la corriente. A estas formas de transporte del material sólido de sedimento, se les ha llamado: arrastre de fondo y errestre en suspensión.

El arrastre de fondo, se identifica por la influencia de la corriente del río sobre los dos tipos de material que constituyen al fondo del cauce, y que son:

1.- Materiales formados por partículas mayores, las cuales son transportadas a lo largo del cauce, arrastrándolas ó rodándolas.

2.- Materiales formados por partículas menores, que son arrancadas de los taludes laterales del cauce y otras son levantadas del fondo. Ambas son mantenidas en suspensión a lo largo del proceso erosivo.

El arrastre en suspensión se caracteriza por el período de tiempo en el cual actúa, que es muy considerable, y en el que las partículas que constituyen el fondo del cauce son transportadas a grandes distancias, las cuales son mayores a las que se presentan en el arrastre de fondo.

La acción e influencia de la corriente de un río en el fondo de su cauce, produce un fenómeno de desgaste ó erosión en el mismo fondo, a ese fenómeno se le conoce como SOCAVACION.

Cuando se presenta la avenida de un río, los materiales que forman el fondo del cauce, son removidos y transportados en suspensión ó por arrastre, y al disminuir la velocidad del río, son depositados aguas abajo del mismo. Con el aumento de la velocidad de la corriente y de su tirante, el movimiento del flujo también se incrementa, haciendo que --

las partículas constituyentes del fondo caigan en un estado de suspensión ó inestabilidad, que hace que no pueden soportar carga alguna.

El fenómeno de la socavación ha provocado que un gran número de investigadores se dediquen a su estudio, el cual se ha llevado a cabo de in dos puntos de vista muy importantes, ya que es un fenómeno muy complejo por la diversidad de factores que intervienen en él (como se verá más adelante) y donde algunos de ellos son difíciles de cuantificar como la forma de las partículas y su cohesión.

Los dos puntos de vista, desde los cuales se ha estudiado el fenómeno de la socavación, son:

1.- TEORIAS ESPECULATIVAS O RACIONALES. Aquí se ha analizado por medio de las matemáticas, de los fuerzas y de los factores mecánicos, estableciendo hipótesis para explicar el fenómeno por medio de expresiones.

2.- TEORIAS DE EXPERIMENTACION EN LABORATORIOS. Son formuladas en base a hechos observados en el laboratorio y que arrojan resultados mediante expresiones matemáticas. Estas teorías han sido reconocidas en el mundo debido a que se obtienen resultados más cercanos a la realidad.

Al presentarse la avenida de un río, la velocidad de la corriente en el cauce aumenta, y ese aumento de la velocidad, se traduce en un incremento de la capacidad de arrastre de la misma corriente, empezando así la degradación del fondo.

Al aumentar el gasto aumenta la socavación, y con ello se incrementa el área hidráulica y la velocidad del flujo, hasta llegar a la socavación máxima de equilibrio, cuando el gasto es el máximo.

Al disminuir la avenida, la velocidad de la corriente y la capacidad de arrastre de material también decrecen, provocando que el material entre a la etapa de depósito.

Si existe un equilibrio entre la velocidad real y la velocidad erosiva de una corriente, se presentará un arrastre de material del fondo del cauce.

La velocidad real depende de los características del río (pendiente, rugosidad y tirante); la velocidad erosiva es función del material del fondo del cauce y del tirante de la corriente.

Para poder calcular la profundidad de socavación que produce la corriente de un río en el fondo de su cauce, es muy importante conocer el

gasto máximo que se presenta en la época de avenidas, así como su período de retorno. A éste gasto se le llama gasto de diseño.

2.2 SOCACCIÓN GENERAL.

2.2.1 Generalidades.

Se ha venido definiendo a la socacción como el descenso del fondo del cauce que se produce al presentarse una creciente del río en época de avenidas, y que es debida al aumento de la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad.

La socacción general es muy difícil de cuantificar, pues una vez que ha pasado el efecto de la avenida, el cauce toma nuevamente su configuración inicial, sin dejar huella aparente de la profundidad socacada.

La socacción general puede llegar a producirse inclusive, cuando el fondo del cauce es rocosa, con tal de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca.

El valor erosivo de una corriente se debe, tanto a la velocidad -- del agua, como al poder abrasivo de los materiales sólidos arrastrados.

Se ha tratado de diagnosticar la magnitud de la socacción general que, como se ha dicho, es muy difícil de cuantificar. Una de las pruebas hechas por los investigadores que se ocupan del fenómeno, consiste en la prueba de la penetración estándar, que es muy frecuente en el estudio para definir las características de cimentación de los puentes, -- como un criterio para obtener la socacción general probable.

Según los investigadores, tras la avenida, el material del fondo -- regresa a su posición inicial quedando en estado suelto, lo que se verifica con el número de golpes de la prueba y el nivel que no se afectó por la avenida, será aquél en que se alcanzan cifras de 30 ó más golpes en la hincada del penetrómetro. El inconveniente que se presenta, desgraciadamente, es la existencia de gravas y bolcos que son comunes en el lecho de los cauces, que finalmente altera los resultados de la prueba y por ende, su interpretación como medida de la socacción general.

Por lo tanto, la erosión del fondo de un cauce definido por el ---

cual fluye una corriente, es una cuestión de equilibrio entre el aporte sólido que puede llevar el agua hacia una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección. En avenidas aumenta la velocidad del agua y, por ende, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo es, a su vez, función de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas que constituyen el fondo del cauce.

Una sola avenida puede producir una erosión importante y el tiempo es un factor fundamental, así como que el fenómeno se repita dentro de un cierto lapso.

2.2.2 TIPOS DE SOCAVACION GENERAL.

A) Socavación en estrechamientos.

La socavación en estrechamientos, se caracteriza por el aumento en la capacidad de arrastre de material sólido que adquiere la corriente de un río, cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de áreas hidráulicas en su cauce. Este efecto es de gran importancia en lo que se refiere al proyecto de construcción de puentes, donde comúnmente y por razones de economía, ocurren las mencionadas reducciones.

La presencia de la estructura de un puente, provoca una serie de cambios en la corriente, siendo principalmente los siguientes:

1.- Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.

2.- Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre la avenida, ocurre un mayor arrastre de material sólido 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.

La presencia del puente es de por sí un incentivo para que se presente la socavación de fondo, por lo menos hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre la sección del cruce y las demás del río.

B) Socavación en curvas.

Quando un río describe una curva en su dirección normal, las venas líquidas más lejanas del centro de la curva, tienden a caminar más aprisa que las situadas en el interior, trayendo como consecuencia que la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la parte interior. El efecto es muy importante y tiene influencia en la divagación de corrientes, ya que al disminuir la velocidad en el interior de la curva, aumenta el depósito en esta zona, disminuyendo la zona útil para el flujo de agua, en tanto que en el exterior, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

C) Socavación en márgenes.

Es la degradación del fondo del cauce de un río, que produce el agua en los materiales térreos deleznablees ó solubles que forman sus orillas; el efecto es especialmente peligroso en crecientes, por el aumento del poder erosivo de la corriente a causa de su mayor velocidad. El fenómeno se presenta en cualquier tipo de corrientes, en ríos encañonados y también en corrientes marinas que bordean zonas costeras altas.

2.3 TEORIAS PARA CUANTIFICAR LA SOCAVACION GENERAL.

Para calcular la socavación general en el fondo del cauce de un río, se utilizará el método propuesto por Lischtsven-Levediev, y para aplicar este método se harán las siguientes consideraciones en la clasificación de los cauces de los ríos.

En lo que se refiere a la primera clasificación, se atiende un criterio en el que se define si existe un cauce principal perfectamente bien diferenciado, en el que se presente arrastre de fondo constante ó si, por el contrario, el río corre por una superficie casi plana, en la cual aparezca en varias zonas de una misma sección; en este último caso la capacidad de arrastre de material sólido será comparativamente menor, (figuras 1 y 2).

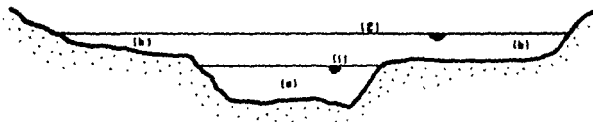


Figura 1

- a) Cauce principal con franco arrastre de material.
 b) Cauce de avenidas, en algunas ocasiones cubierto con algo de vegetación.
 1) Nivel de aguas mínimas ordinarias.
 2) Nivel de aguas máximas ordinarias.

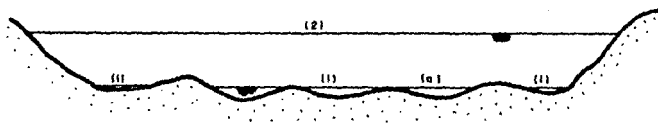


Figura 2

- a) Posible cauce principal.
 1) Nivel de aguas mínimos.
 2) Nivel de aguas máximas ordinarias.

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora Q | REV Y APROBO Ing Ruben Frias A
 TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 1.- Sección de un río con cauce principal definido.

Fig. 2.- Sección de un río con cauce principal indefinido.

La segunda clasificación, toma en cuenta la naturaleza de los materiales del fondo, en donde hay que distinguir a los suelos cohesivos -- (limos plásticos ó arcillosos) y los suelos no cohesivos ó friccionantes (limos no plásticos, arenas ó gravas).

Finalmente la tercera clasificación, distingue los cauces en que -- la distribución de los materiales en el fondo sea homogénea (un sólo material) ó heterogénea (estratos de varios materiales).

2.3.1 Método de Lichtvan-Levediev.

Para su aplicación requiere de datos que son relativamente fáciles de obtener en la naturaleza:

a) Gasto de diseño (Q_d), que se escoge con un determinado período de retorno y que se puede obtener mediante un método estadístico.

b) El perfil de la sección durante el estiaje, que es la época -- cuando más fácil resulta obtenerlo.

c) Características del material del fondo (γ_s, D), así como su -- distribución en el subsuelo, requiriéndose de algunos sondeos.

La hipótesis de partida fundamental, es que el gasto unitario permanece constante durante todo el proceso erosivo. Como el gasto unitario en las orillas es igual a cero, después de que ocurra la erosión deberá permanecer igual, desechando la posibilidad de cualquier corrimiento lateral.

A continuación se describirán brevemente los procedimientos para -- calcular la socavación general para cada una de las condiciones que presente el fondo del cauce. Todos estos métodos están basados en el método de Lichtvan-Levediev, descrito anteriormente.

2.4 PROCEDIMIENTOS PARA CALCULAR LA SOCAVACION GENERAL.

Los procedimientos que a continuación se describen, se basan en -- las clasificaciones hechas en el método de Lichtvan-Levediev, es decir, de acuerdo a las condiciones hidráulicas de la corriente y de las

propiedades del fondo del cauce.

Así, se expondrán en forma breve cada uno de ellos y se anotará la ecuación que los rige.

2.4.1 Socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme.

El problema que se presenta para el cálculo de la socavación máxima general en una sección, es cuando en ésta, pasa una avenida con un cierto gasto (gasto de diseño), al cual tendrá un período de frecuencia. Para determinar el gasto de diseño se consultarán los datos en el boletín hidrológico utilizando los métodos de Gumbel, Levediev, entre otros, y si no, con el de sección-pendiente.

La erosión que se produce en suelos cohesivos, está en función del peso volumétrico seco del material. Aquí, la velocidad media requerida para arrastrar material del fondo del cauce es igual a la velocidad crítica; así, se tiene que la ecuación que rige a éste método es:

$$v_e = 0.60 \gamma_b^{1.78} \beta d_b^x \quad (\text{m/seg}) \dots \dots \dots \text{Ec. 1}$$

donde:

- v_e .- Velocidad de erosión.
- γ_b .- Peso volumétrico del material seco a una profundidad d_b (ton/m³).
- β .- Coeficiente de peso, depende de la frecuencia con que se repite la avenida del río en estudio. Su valor está dado en la tabla 1.
- d_b .- Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer que valor de v_e se requiere para arrastrar y levantar el material (m).
- x .- Es un exponente variable. Si se trata de suelos cohesivos, está en función del peso volumétrico del material seco (ton/m³). Si se trata de suelos no cohesivos, está en función del diámetro medio de los granos. Este exponente se puede apreciar en la tabla 2.

Cuando en la sección de un cauce en estudio se encuentra localizado el cruce de un puente, la corriente va a generar un sistema de vórti

-Probabilidad anual (%) de que se presente el nivel de diseño.		Coefficiente β
100	1 año	0.77
50	2 años	0.87
20	5 años	0.95
10	10 años	0.98
5	20 años	0.99
2	50 años	1.00
1	100 años	1.01
0.5	200 años	1.02
0.2	500 años	1.03
0.1	1000 años	1.04

Fig. 1.2

Valores de x y $\frac{1}{1+x}$ en y para coeficientes β de cohesivos y de no cohesivos.											
β	x	$\frac{1}{1+x}$	β	x	$\frac{1}{1+x}$	β	x	$\frac{1}{1+x}$	β	x	$\frac{1}{1+x}$
0.00	0.50	0.66	1.20	0.75	0.75	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
0.03	0.51	0.66	1.20	0.75	0.75	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
0.05	0.52	0.66	1.20	0.75	0.75	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
0.08	0.45	0.69	1.24	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
0.09	0.45	0.69	1.24	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
0.93	0.19	0.84	1.40	0.71	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
0.95	0.45	0.69	1.24	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
0.99	0.45	0.69	1.24	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
1.00	0.44	0.69	1.24	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
1.04	0.43	0.70	1.24	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
1.08	0.43	0.70	1.24	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
1.12	0.41	0.71	1.26	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
1.15	0.40	0.71	1.26	0.70	0.71	0.70	0.40	0.70	0.60	0.50	0.67
Suelos Cohesivos						Suelos no Cohesivos					

ces ó remolinos (descritos posteriormente en lo referente a socavación-local), los cuales afectan a las pilas y a los estribos de la estructura, entonces, al encontrarse el flujo de la corriente con estas obstáculos e su peso, es necesario que el gasto de diseño (Q_d) sea afectado -- por un coeficiente μ , llamado coeficiente de contracción. Si no existe la estructura del puente, entonces $\mu = 1$. Por lo tanto:

$$Q = \frac{\mu}{n} S^{1/2} d_o^{5/3} B_e \dots\dots\dots \text{Ec 2.}$$

donde:

Q.- Gasto en la sección transversal del puente.

μ .- Coeficiente de contracción, dado en la tabla 3.

n.- Coeficiente de rugosidad de Manning.

S.- Pendiente del fondo del cauce.

d_o .- Tirante medio de la sección original.

$$d_o = \frac{\text{Area hidráulica efectiva}}{B_e} \dots\dots\dots \text{Ec 3.}$$

B_e .- Ancho efectivo de la superficie líquida de la - sección transversal, es decir, del ancho total- menos ancho de las pilas, cuando el ángulo de - incidencie de la corriente con respecto al eje- de pilas sea igual a 0° .

2.4.2 Socavación general en suelos no cohesivos, en cauces definidos con rugosidad uniforme.

La erosión en suelos formados por granos gruesos (no cohesivos) es ta dada por:

$$v_e = 0.68 \beta d_o^{0.28} \dots\dots\dots \text{Ec 4.}$$

donde:

v_e .- Velocidad de erosión.

β .- Coeficiente de paso, su valor está dado por la- tabla 1.

d_o .- Diámetro medio (mm) de los granos del fondo.

d_o .- Tirante para el que se desea conocer v_e (m).

x.- Exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la tabla 2.

T A B L A 3

Coeficiente de Contracción (μ)													
Vel. de flujo L seg. cm ² /cm ²	Longitud (para error de 0,1" (milim), en metros)												
	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34
0,00	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	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
2,00	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98
3,00	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
4,00	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96	0,96
5,00	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95	0,95
6,00	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
7,00	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93	0,93
8,00	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
9,00	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
10,00	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90

2.4.3 Cálculo de la socavación general en suelos homogéneos.

Dentro de la clasificación de los suelos homogéneos se distinguen los suelos cohesivos y los suelos no cohesivos.

Para calcular la profundidad de socavación en suelos cohesivos se tiene la siguiente ecuación:

$$d_B = \left(\frac{1/n \cdot S^{1/2} \cdot d_0^{5/3}}{0.60 \gamma_B \cdot 1.18 \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots \dots \dots \text{Ec 5.}$$

donde:

- d_B .- Profundidad de socavación (m).
- n .- Coeficiente de rugosidad de Manning.
- S .- Pendiente del fondo del cauce.
- d_0 .- Tirante del flujo de llegada.
- γ_B .- Peso volumétrico seco del material (ton/m^3).
- β .- Coeficiente de paso, está dado por la tabla 1.

En lo que se refiere a los suelos no cohesivos, la profundidad de socavación se calcula con la siguiente expresión:

$$d_B = \left(\frac{1/n \cdot S^{1/2} \cdot d_0^{5/3}}{0.68 D \cdot 0.28 \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots \dots \dots \text{Ec 6.}$$

donde:

- d_B .- Profundidad de socavación (m).
- n .- Coeficiente de rugosidad de Manning.
- S .- Pendiente del fondo del cauce.
- d_0 .- Tirante del flujo de llegada (m).
- D .- Diámetro medio (mm) de los granos del fondo.
- β .- Coeficiente de paso, dado en la tabla 1.

2.4.4 Cálculo de la socavación general en suelos no homogéneos.

Los suelos no homogéneos son aquellos que se encuentran en estratos ó capas diferentes. Estos suelos están formados por:

- 1.- Superposición de estratos, en donde unos sean de materiales cohesivos y otros sean no cohesivos sin importar como están distribuidos en el subsuelo.

2.- Existencia de materiales granulares, donde la diferencia por-
mentos estriba en diferentes diámetros ó diferentes densidades, etc..

Para obtener la profundidad de equilibrio, arriba de la cual los -
granos son arrastrados físicamente por el agua, se conocen dos métodos:

- Método analítico por tanteos.

En este método, se utilizará la fórmula 5 para suelos cohesivos y
la fórmula 6 para suelos no cohesivos. El método consiste en escoger un
punto cualquiera P_1 (donde se desea conocer la posible socavación), co-
nociendo la distribución geológica de la sección en estudio, y se prog-
de por estratos aplicando las fórmulas correspondientes.

El cálculo se inicia con el estrato superior de material hacia los
estratos ó capas inferiores ó profundas.

Los tanteos son suspendidos inmediatamente después de verificar --
que la d_B calculada se encuentra dentro de los límites del estrato que
se está analizando.

- Método gráfico-analítico.

En este método se toma la vertical de un punto cualquiera P_1 a una
profundidad determinada, en donde se conoce la formación geológica del
terreno bajo él.

Al definir las fronteras entre los estratos diferentes, se calcula
la velocidad de erosión con las fórmulas 1 y 4 para cada material de c_B
da estrato con las correspondientes fronteras entre ellos. Se continúa-
para distintas profundidades que se escogen al azar y se determina v_r :

$$v_r = \frac{1}{n} S^{1/2} d_o^{5/3} \dots\dots\dots \text{Ec 7.}$$

Donde:

- v_r - Velocidad real del flujo (m/seg).
- n - Coeficiente de rugosidad de Manning.
- S - Pendiente del fondo del cauce.
- d_o - Tirante del flujo (m).
- d_B - Profundidad de socavación (m).

Al hacer los cálculos, éstos se llevan a un sistema de ejes, donde
se grafica la velocidad contra la profundidad de socavación y se dibuja
ve y v_r .

El punto donde se interseccionan, es la profundidad de equilibrio de-
la erosión y la velocidad media a la que se obtiene.

2.4.5 Cálculo de la socavación general en cauces indefinidos.

Cuando nos encontramos con un río que no tiene un cauce bien definido, se va a presentar una actividad erosiva mucho menor. En estos ríos se van a emplear las siguientes condiciones:

1) Que $\frac{Q_p}{Q_b} < 0.25$ Ec 8.

donde: Q_p .- Gasto que pasa por el cauce formado en épocas de estiaje, que se llamará cauce principal.
 Q_b .- Gasto sumado que pasa por los otros cauces.

2) Que $\frac{B_o}{B_r} = 0.80$ Ec 9.

donde: B_o .- Ancho del cauce para niveles normales de agua
 B_r .- Ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas.

Para el cálculo de la socavación general en cauces indefinidos, se debe tomar en cuenta a la velocidad no erosionable (v_o), que depende del material del fondo y del tirante de la corriente. Los valores de v_o se encuentran en la tabla 4 para suelos cohesivos y en la tabla 5 para suelos no cohesivos. Así:

$$v_o = v_{o1} d_o^{0.2} \text{Ec 10.}$$

donde:

v_o .- Velocidad no erosionable.
 v_{o1} .- Máxima velocidad no erosionable, cuando el tirante es de 1 m. Los valores se aprecian en las tablas 4 y 5.
 d_o .- Profundidad de socavación para el tirante del flujo en un punto dado.

2.4.6 Cálculo de la socavación general para cauces no definidos con material homogéneo.

En el caso en que el fondo del cauce esté constituido por material homogéneo, la profundidad de socavación se calcula con la siguiente expresión:

T A B L A 4

Velocidades medias de la corriente del agua que son admisibles (no erosivos) para suelos cohesivos, m/seg.									
Denominación de los suelos.	Porcentaje del contenido de arcilla.	Suelos poco compactos, pero volúmenes del agua 1 cca/m ³ = 1.0-1.6 T/m ³ .	Suelos medianamente compactos, pero volúmenes del material seco, = 1.10-1.66 T/m ³ .	Suelos compactos pero volúmenes del material seco, de 1.66-2.04 T/m ³ .	Suelos muy compactos, - el peso volúmetrics del material seco de 2.04 - 2.14 T/m ³ .				
Profundidades medias de la corriente en m.									
Piedras, bloques	10-20	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
Cuestaciones arcillosas.	10-20	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
Piedras, ligeros o espalidos.	10-20	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
Suelos de lluvia.	10-20	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
Piedras macizas.	10-20	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
Piedras suaves.	10-20	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
		1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
<p>Nota: 1. a 11. - entiendo en relación con el tamaño de las fracciones de arena.</p>									

T A B L A 5

Velocidades medias de la corriente del agua, (en m/s) admisibles (no erosivas) para suelos no cohesivos, m/s.

	Dif. esp. D. y esp. trfoul. mm	Viento medio de la corriente, en (m/s)					
		0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	1/6 de 10
Pelva y línea roca fina	0.000-0.000	0.15-0.15	0.3-0.3	0.45-0.45	0.60-0.60	0.75-0.75	0.9-0.95
arena media	0.05-0.05	0.25-0.25	0.5-0.5	0.75-0.75	1.0-1.0	1.25-1.25	1.5-1.55
arena gruesa	0.1-0.1	0.35-0.35	0.75-0.75	1.1-1.1	1.5-1.5	1.75-1.75	2.1-2.15
Gravilla fina	0.2-0.2	0.5-0.5	1.1-1.1	1.6-1.6	2.2-2.2	2.75-2.75	3.3-3.35
Gravilla media	0.3-0.3	0.7-0.7	1.5-1.5	2.2-2.2	3.0-3.0	3.75-3.75	4.5-4.55
Gravilla gruesa	0.4-0.4	1.0-1.0	2.1-2.1	3.0-3.0	4.0-4.0	5.0-5.0	6.0-6.05
Gravilla gruesa	0.5-0.5	1.3-1.3	2.7-2.7	3.8-3.8	5.0-5.0	6.25-6.25	7.5-7.55
Gravilla gruesa	0.6-0.6	1.6-1.6	3.4-3.4	4.6-4.6	6.0-6.0	7.5-7.5	9.0-9.05
Gravilla gruesa	0.7-0.7	2.0-2.0	4.2-4.2	5.6-5.6	7.5-7.5	9.0-9.0	10.5-10.55
Gravilla gruesa	0.8-0.8	2.4-2.4	5.1-5.1	6.8-6.8	9.0-9.0	11.0-11.0	13.0-13.05
Gravilla gruesa	0.9-0.9	2.8-2.8	6.0-6.0	8.0-8.0	10.5-10.5	12.5-12.5	15.0-15.05
Gravilla gruesa	1.0-1.0	3.2-3.2	7.0-7.0	9.3-9.3	12.0-12.0	15.0-15.0	18.0-18.05
Gravilla gruesa	1.1-1.1	3.6-3.6	8.1-8.1	10.8-10.8	14.0-14.0	17.0-17.0	21.0-21.05
Gravilla gruesa	1.2-1.2	4.0-4.0	9.3-9.3	12.4-12.4	16.0-16.0	19.5-19.5	24.0-24.05
Gravilla gruesa	1.3-1.3	4.4-4.4	10.6-10.6	14.1-14.1	18.0-18.0	22.0-22.0	27.0-27.05
Gravilla gruesa	1.4-1.4	4.8-4.8	12.0-12.0	16.0-16.0	20.0-20.0	24.5-24.5	30.0-30.05
Gravilla gruesa	1.5-1.5	5.2-5.2	13.5-13.5	18.0-18.0	23.0-23.0	28.0-28.0	33.0-33.05
Gravilla gruesa	1.6-1.6	5.6-5.6	15.0-15.0	20.0-20.0	26.0-26.0	31.5-31.5	36.0-36.05
Gravilla gruesa	1.7-1.7	6.0-6.0	16.6-16.6	22.0-22.0	29.0-29.0	35.0-35.0	39.0-39.05
Gravilla gruesa	1.8-1.8	6.4-6.4	18.3-18.3	24.0-24.0	32.0-32.0	38.5-38.5	42.0-42.05
Gravilla gruesa	1.9-1.9	6.8-6.8	20.1-20.1	26.0-26.0	35.0-35.0	42.0-42.0	45.0-45.05
Gravilla gruesa	2.0-2.0	7.2-7.2	22.0-22.0	28.0-28.0	38.0-38.0	46.0-46.0	48.0-48.05
Gravilla gruesa	2.1-2.1	7.6-7.6	24.0-24.0	30.0-30.0	41.0-41.0	50.0-50.0	51.0-51.05
Gravilla gruesa	2.2-2.2	8.0-8.0	26.1-26.1	32.0-32.0	44.0-44.0	54.0-54.0	54.0-54.05
Gravilla gruesa	2.3-2.3	8.4-8.4	28.3-28.3	34.0-34.0	47.0-47.0	58.0-58.0	57.0-57.05
Gravilla gruesa	2.4-2.4	8.8-8.8	30.6-30.6	36.0-36.0	50.0-50.0	62.0-62.0	60.0-60.05
Gravilla gruesa	2.5-2.5	9.2-9.2	33.0-33.0	38.0-38.0	53.0-53.0	66.0-66.0	63.0-63.05
Gravilla gruesa	2.6-2.6	9.6-9.6	35.5-35.5	40.0-40.0	56.0-56.0	70.0-70.0	66.0-66.05
Gravilla gruesa	2.7-2.7	10.0-10.0	38.1-38.1	42.0-42.0	59.0-59.0	74.0-74.0	69.0-69.05
Gravilla gruesa	2.8-2.8	10.4-10.4	40.8-40.8	44.0-44.0	62.0-62.0	78.0-78.0	72.0-72.05
Gravilla gruesa	2.9-2.9	10.8-10.8	43.6-43.6	46.0-46.0	65.0-65.0	82.0-82.0	75.0-75.05
Gravilla gruesa	3.0-3.0	11.2-11.2	46.5-46.5	48.0-48.0	68.0-68.0	86.0-86.0	78.0-78.05
Gravilla gruesa	3.1-3.1	11.6-11.6	49.5-49.5	50.0-50.0	71.0-71.0	90.0-90.0	81.0-81.05
Gravilla gruesa	3.2-3.2	12.0-12.0	52.6-52.6	52.0-52.0	74.0-74.0	94.0-94.0	84.0-84.05
Gravilla gruesa	3.3-3.3	12.4-12.4	55.8-55.8	54.0-54.0	77.0-77.0	98.0-98.0	87.0-87.05
Gravilla gruesa	3.4-3.4	12.8-12.8	59.1-59.1	56.0-56.0	80.0-80.0	102.0-102.0	90.0-90.05
Gravilla gruesa	3.5-3.5	13.2-13.2	62.6-62.6	58.0-58.0	83.0-83.0	106.0-106.0	93.0-93.05
Gravilla gruesa	3.6-3.6	13.6-13.6	66.2-66.2	60.0-60.0	86.0-86.0	110.0-110.0	96.0-96.05
Gravilla gruesa	3.7-3.7	14.0-14.0	70.0-70.0	62.0-62.0	89.0-89.0	114.0-114.0	99.0-99.05
Gravilla gruesa	3.8-3.8	14.4-14.4	73.9-73.9	64.0-64.0	92.0-92.0	118.0-118.0	102.0-102.05
Gravilla gruesa	3.9-3.9	14.8-14.8	78.0-78.0	66.0-66.0	95.0-95.0	122.0-122.0	105.0-105.05
Gravilla gruesa	4.0-4.0	15.2-15.2	82.2-82.2	68.0-68.0	98.0-98.0	126.0-126.0	108.0-108.05
Gravilla gruesa	4.1-4.1	15.6-15.6	86.6-86.6	70.0-70.0	101.0-101.0	130.0-130.0	111.0-111.05
Gravilla gruesa	4.2-4.2	16.0-16.0	91.2-91.2	72.0-72.0	104.0-104.0	134.0-134.0	114.0-114.05
Gravilla gruesa	4.3-4.3	16.4-16.4	96.0-96.0	74.0-74.0	107.0-107.0	138.0-138.0	117.0-117.05
Gravilla gruesa	4.4-4.4	16.8-16.8	101.0-101.0	76.0-76.0	110.0-110.0	142.0-142.0	120.0-120.05
Gravilla gruesa	4.5-4.5	17.2-17.2	106.2-106.2	78.0-78.0	113.0-113.0	146.0-146.0	123.0-123.05
Gravilla gruesa	4.6-4.6	17.6-17.6	111.6-111.6	80.0-80.0	116.0-116.0	150.0-150.0	126.0-126.05
Gravilla gruesa	4.7-4.7	18.0-18.0	117.2-117.2	82.0-82.0	119.0-119.0	154.0-154.0	129.0-129.05
Gravilla gruesa	4.8-4.8	18.4-18.4	123.0-123.0	84.0-84.0	122.0-122.0	158.0-158.0	132.0-132.05
Gravilla gruesa	4.9-4.9	18.8-18.8	129.0-129.0	86.0-86.0	125.0-125.0	162.0-162.0	135.0-135.05
Gravilla gruesa	5.0-5.0	19.2-19.2	135.2-135.2	88.0-88.0	128.0-128.0	166.0-166.0	138.0-138.05
Gravilla gruesa	5.1-5.1	19.6-19.6	141.6-141.6	90.0-90.0	131.0-131.0	170.0-170.0	141.0-141.05
Gravilla gruesa	5.2-5.2	20.0-20.0	148.2-148.2	92.0-92.0	134.0-134.0	174.0-174.0	144.0-144.05
Gravilla gruesa	5.3-5.3	20.4-20.4	155.0-155.0	94.0-94.0	137.0-137.0	178.0-178.0	147.0-147.05
Gravilla gruesa	5.4-5.4	20.8-20.8	162.0-162.0	96.0-96.0	140.0-140.0	182.0-182.0	150.0-150.05
Gravilla gruesa	5.5-5.5	21.2-21.2	169.2-169.2	98.0-98.0	143.0-143.0	186.0-186.0	153.0-153.05
Gravilla gruesa	5.6-5.6	21.6-21.6	176.6-176.6	100.0-100.0	146.0-146.0	190.0-190.0	156.0-156.05
Gravilla gruesa	5.7-5.7	22.0-22.0	184.2-184.2	102.0-102.0	149.0-149.0	194.0-194.0	159.0-159.05
Gravilla gruesa	5.8-5.8	22.4-22.4	192.0-192.0	104.0-104.0	152.0-152.0	198.0-198.0	162.0-162.05
Gravilla gruesa	5.9-5.9	22.8-22.8	200.0-200.0	106.0-106.0	155.0-155.0	202.0-202.0	165.0-165.05
Gravilla gruesa	6.0-6.0	23.2-23.2	208.2-208.2	108.0-108.0	158.0-158.0	206.0-206.0	168.0-168.05
Gravilla gruesa	6.1-6.1	23.6-23.6	216.6-216.6	110.0-110.0	161.0-161.0	210.0-210.0	171.0-171.05
Gravilla gruesa	6.2-6.2	24.0-24.0	225.2-225.2	112.0-112.0	164.0-164.0	214.0-214.0	174.0-174.05
Gravilla gruesa	6.3-6.3	24.4-24.4	234.0-234.0	114.0-114.0	167.0-167.0	218.0-218.0	177.0-177.05
Gravilla gruesa	6.4-6.4	24.8-24.8	243.0-243.0	116.0-116.0	170.0-170.0	222.0-222.0	180.0-180.05
Gravilla gruesa	6.5-6.5	25.2-25.2	252.2-252.2	118.0-118.0	173.0-173.0	226.0-226.0	183.0-183.05
Gravilla gruesa	6.6-6.6	25.6-25.6	261.6-261.6	120.0-120.0	176.0-176.0	230.0-230.0	186.0-186.05
Gravilla gruesa	6.7-6.7	26.0-26.0	271.2-271.2	122.0-122.0	179.0-179.0	234.0-234.0	189.0-189.05
Gravilla gruesa	6.8-6.8	26.4-26.4	281.0-281.0	124.0-124.0	182.0-182.0	238.0-238.0	192.0-192.05
Gravilla gruesa	6.9-6.9	26.8-26.8	291.0-291.0	126.0-126.0	185.0-185.0	242.0-242.0	195.0-195.05
Gravilla gruesa	7.0-7.0	27.2-27.2	301.2-301.2	128.0-128.0	188.0-188.0	246.0-246.0	198.0-198.05
Gravilla gruesa	7.1-7.1	27.6-27.6	311.6-311.6	130.0-130.0	191.0-191.0	250.0-250.0	201.0-201.05
Gravilla gruesa	7.2-7.2	28.0-28.0	322.2-322.2	132.0-132.0	194.0-194.0	254.0-254.0	204.0-204.05
Gravilla gruesa	7.3-7.3	28.4-28.4	333.0-333.0	134.0-134.0	197.0-197.0	258.0-258.0	207.0-207.05
Gravilla gruesa	7.4-7.4	28.8-28.8	344.0-344.0	136.0-136.0	200.0-200.0	262.0-262.0	210.0-210.05
Gravilla gruesa	7.5-7.5	29.2-29.2	355.2-355.2	138.0-138.0	203.0-203.0	266.0-266.0	213.0-213.05
Gravilla gruesa	7.6-7.6	29.6-29.6	366.6-366.6	140.0-140.0	206.0-206.0	270.0-270.0	216.0-216.05
Gravilla gruesa	7.7-7.7	30.0-30.0	378.2-378.2	142.0-142.0	209.0-209.0	274.0-274.0	219.0-219.05
Gravilla gruesa	7.8-7.8	30.4-30.4	390.0-390.0	144.0-144.0	212.0-212.0	278.0-278.0	222.0-222.05
Gravilla gruesa	7.9-7.9	30.8-30.8	402.0-402.0	146.0-146.0	215.0-215.0	282.0-282.0	225.0-225.05
Gravilla gruesa	8.0-8.0	31.2-31.2	414.2-414.2	148.0-148.0	218.0-218.0	286.0-286.0	228.0-228.05
Gravilla gruesa	8.1-8.1	31.6-31.6	426.6-426.6	150.0-150.0	221.0-221.0	290.0-290.0	231.0-231.05
Gravilla gruesa	8.2-8.2	32.0-32.0	439.2-439.2	152.0-152.0	224.0-224.0	294.0-294.0	234.0-234.05
Gravilla gruesa	8.3-8.3	32.4-32.4	452.0-452.0	154.0-154.0	227.0-227.0	298.0-298.0	237.0-237.05
Gravilla gruesa	8.4-8.4	32.8-32.8	465.0-465.0	156.0-156.0	230.0-230.0	302.0-302.0	240.0-240.05
Gravilla gruesa	8.5-8.5	33.2-33.2	478.2-478.2	158.0-158.0	233.0-233.0	306.0-306.0	243.0-243.05
Gravilla gruesa	8.6-8.6	33.6-33.6	491.6-491.6	160.0-160.0	236.0-236.0	310.0-310.0	246.0-246.05
Gravilla gruesa	8.7-8.7	34.0-34.0	505.2-505.2	162.0-162.0	239.0-239.0	314.0-314.0	249.0-249.05
Gravilla gruesa	8.8-8.8	34.4-34.4	519.0-519.0	164.0-164.0	242.0-242.0	318.0-318.0	252.0-252.05
Gravilla gruesa	8.9-8.9	34.8-34.8	533.0-533.0	166.0-166.0	245.0-245.0	322.0-322.0	255.0-255.05
Gravilla gruesa	9.0-9.0	35.2-35.2	547.2-547.2	168.0-168.0	248.0-248.0	326.0-326.0	258.0-258.05
Gravilla gruesa	9.1-9.1	35.6-35.6	561.6-561.6	170.0-170.0	251.0-251.0	330.0-330.0	261.0-261.05
Gravilla gruesa	9.2-9.2	36.0-36.0	576.2-576.2	172.0-172.0	254.0-254.0	334.0-334.0	264.0-264.05
Gravilla gruesa	9.3-9.3	36.4-36.4	591.0-591.0	174.0-174.0	257.0-257.0	338.0-338.0	267.0-267.05
Gravilla gruesa	9.4-9.4	36.8-36.8	606.0-606.0	176.0-176.0	260.0-260.0	342.0-342.0	270.0-270.05

$$d_B = \left(\frac{1}{n} S^{1/2} d_0^{5/3} \right)^{0.833} \dots\dots\dots \text{Ec 11.}$$

donde:

- d_B .- Profundidad de socavación (m).
 n .- Coeficiente de rugosidad de Manning.
 S .- Pendiente del fondo del cauce.
 d_0 .- Tirante del flujo de llegada.
 v_{01} .- Velocidad máxima no erosionable, los valores se encuentran en las tablas 4 y 5, según correspondan.

2.4.7 Cálculo de la socavación general para cauces no definidos -- formados por material no homogéneo.

Para un suelo heterogéneo y para un subsuelo geológicamente estratificado, la erosión general se obtiene mediante cualquiera de los dos procedimientos descritos al tratar cauces definidos con suelos no homogéneos.

Tanto en el método analítico por tanteos como en el gráfico-analítico las expresiones a tomar en cuenta son:

$$v_0 = v_r$$

$$v_r = \frac{1}{n} S^{1/2} d_0^{5/3}$$

Por lo tanto : $v_0 = v_{01} d_0^{0.20} \dots\dots\dots \text{Ec 12.}$

2.4.8 EFECTO DE LA SOCAVACION CUANDO LA CORRIENTE ARRASTRA MUCHO MATERIAL EN SUSPENSION.

En los cauces de los ríos constituidos por materiales cohesivos y con condiciones hidráulicas aguas arriba, el arrastre producido por una corriente sobre los materiales arcillosos ó limosos y que los mantiene en suspensión, va a provocar una reducción en la profundidad de socavación para la misma velocidad media en que actúa la corriente.

Para que la corriente tenga la capacidad de poder levantar una per

tífica, debe producirse una alteración del grado de turbulencia, el cual es función de la velocidad de la corriente entre la viscosidad cinemática del líquido.

Este líquido lleva limo ó arcilla en suspensión propiciado que el peso específico y la viscosidad aumenten, disminuyendo el grado de turbulencia de la corriente. Por lo tanto se necesita un tirante que provoque que la misma erosión que en aguas más limpias, trayendo con ello que la velocidad media del flujo aumente. Esto se toma en cuenta al introducir en la fórmula 4 el coeficiente ψ que depende de γ_m de la mezcla agua-material en suspensión. Los valores de ψ se muestran en la tabla 6.

$$V_c = 0.68 D^{0.28} \psi \beta d_0^x$$

haciendo que para los suelos homogéneos la expresión sea:

$$H_0 = \left(\frac{1}{n} \frac{1/2}{s} \frac{5/3}{d_0} \right) \frac{1}{1+x} \dots \dots \dots \text{Ec 13.}$$

2.4.9 INFLUENCIA DE LA RUGOSIDAD EN EL CALCULO DE LA SOCACION GENERAL.

La rugosidad en el fondo de un cauce, puede variar entre un claro y otro, los cuales son formados por la presencia de las pilas de un puente.

El coeficiente de rugosidad se valúa para cada cauce ó para cada claro, con la siguiente expresión:

$$E_1 = \frac{B_1}{d_1^{5/3} B_{e1} \mu} \dots \dots \dots \text{Ec 14.}$$

donde:

$$E_1 = Qd / d_0^{5/3} B_e \mu$$

d₁.- Tirante medio en el tramo considerado del cauce

B₁.- Ancho efectivo, si una corriente incide paralelamente al eje de las pilas, esa longitud será: ancho de la sección transversal menos el ancho de las pilas (fig. 3). Si la corriente incide -

TABLA 6

VALOR DEL COEFICIENTE ψ EN FUNCION DE γ_m

γ_m (T/m^3)	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.05	1.13	1.20	1.27	1.31	1.42	1.50	1.60

con un ángulo θ cualquiera contra el eje de las pilas, la ecuación para el cálculo del ancho efectivo, cuando las pilas son rectangulares ó puedan tomar esa forma, es:

$$Be_1 = (B - \sum b_i) \cos \theta - (p+1 - P) \lambda \sin \theta \quad \text{..Ec 15.}$$

donde : Be_1 .- Ancho efectivo de la sección transversal.

B .-Ancho total de la sección transversal en estudio.

$\sum b_i$.- Suma de los anchos de las pilas dentro del ancho B de la sección transversal.

p .- Número de caras de las pilas y/o estribos dentro del ancho B .

P .- Número de pilas y/o estribos considerados al tomar en cuenta a p .

Si X es el claro entre dos pilas, entonces:

$$X_e = X \cos \theta - \lambda \sin \theta \quad (\text{fig 4}) \dots \dots \dots \text{Ec 16.}$$

Donde Q_i es el gasto que fluye bajo el tramo considerado i , y que se calcula de la siguiente manera:

$$Q_i = \frac{Q_d \sum (A_{e_i} C_i \sqrt{d_i})}{\sum (A_{e_i} C_i \sqrt{d_i})} \quad \dots \dots \dots \text{Ec 17.}$$

donde:

$\sum (A_{e_i} C_i \sqrt{d_i})$ = Suma del producto indicado y se calcula para todos los tramos abajo del puente.

A_{e_i} .- Área hidráulica efectiva (m^2) en cada tramo antes de la erosión, es decir, área hidráulica de la sección menos el área de la sección transversal de las pilas, bajo la superficie del líquido. Si el flujo de la corriente incide con un ángulo θ al eje de las pilas, el área que se debe tomar en cuenta será:

$$A_{e_i} = A \text{ (transversal) } \cos \theta \quad \dots \dots \dots \text{Ec 18.}$$

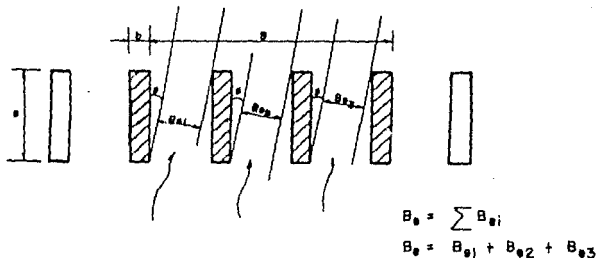


Figura 3

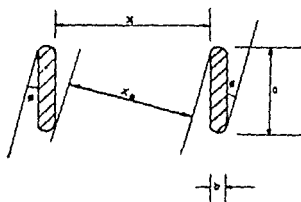


Figura 4

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora G. | REV Y APROBO mg Rubén Frijas A.
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 3.- Reducción del ancho efectivo debido al esviamiento de la corriente en el cruce.

Fig. 4.- Reducción entre dos pilas.

Ci.- Coeficiente de rugosidad de Chezy, el cual se desprende de la ecuación de Manning:

$$C_i = \frac{41.47}{n_i} \dots\dots\dots \text{Ec 19.}$$

n_i.- Coeficiente de rugosidad de Manning del tramo - en estudio.

Calculado el valor de Σ i para cada uno de los tramos de la sección transversal, se sustituye en las ecuaciones 5 y 6, según sea la característica del material del fondo, para calcular la erosión producida.

2.5 SUCAVACION LOCAL.

2.5.1 Generalidades.

La socavación local de un cauce se produce cuando al paso de la corriente de un río se presentan como obstáculo al flujo las pilas de un puente.

Al interponerse las pilas a la trayectoria de la corriente, van a provocar en ésta, un cambio en sus condiciones hidráulicas de llegada en la sección donde se encuentra la obstrucción. Así mismo, se presentará un cambio en la capacidad de la corriente para transportar material sólido, el cual constituye al fondo del cauce.

La socavación local en pilas ocurre cuando la capacidad de la corriente, para arrastrar ó transportar material sólido fuera de la hoya de socavación, es mayor que su capacidad para apartar material a la misma hoya.

A esta diferencia de capacidades por parte de la corriente de un río, se la llama rapidez de socavación, y se expresa de la siguiente manera:

$$q_s = q_{s1} - q_{s2} \dots \dots \dots \text{Ec 20.}$$

donde:

q_s .- Es la rapidez de socavación (vol/tiempo).

q_{s1} .- Capacidad de la corriente para extraer material sólido fuera de la hoya de socavación (vol/t).

q_{s2} .- Capacidad de la corriente para apartar material sólido a la hoya de socavación (vol/t).

Analizando los posibles resultados que se pueden obtener al resolver la ecuación anterior, se van a presentar tres casos particulares, y son los siguientes:

1) Si $q_{s1} = q_{s2}$, se presentará una socavación nula ó fluctuante, - donde la rapidez de socavación (q_s) es igual a cero. En este caso, la acción erosionante de la corriente en ciertos momentos es visible, pero se recupera inmediatamente debido a la capacidad de aportación de material sólido por la misma corriente.

2) Si $q_{s2} = 0$, se producirá la socavación máxima, también llamada-

socavación en aguas claras. En este caso, la rapidez de socavación (qs) será igual a la capacidad de la corriente para extraer material sólido de la hoya de socavación, sin que se presente el arrastre de material - como aportación a la hoya misma.

Por lo tanto:

$$qs = qs1$$

Así, se observa que al presentarse el fenómeno de socavación en -- aguas claras, la profundidad erosionada del cauce, se obtendrá de una -- forma asintótica con respecto al tiempo, como se ve en la figura 5.

3) Si $qs1 > qs2 > 0$, se presentará una socavación con movimiento -- continuo de material sólido que constituye al fondo del cauce, es de-- cir, que el flujo mismo de la corriente provocará una erosión tal, que -- en forma simultánea se presentará una recuperación de material por la -- capacidad de arrastre de la corriente del río. Así, como la extracción -- de material fuera de la hoya de socavación es mayor que la aportación -- de material a la hoya misma, se observará que el fondo del cauce irá -- perdiendo elevación en una forma paulatina.

En este caso, se valorará a la socavación de acuerdo a un valor que oscila alrededor de lo que se llama profundidad de socavación de equi-- lio (d_{se}), como se ve en la figura 6.

La presencia de las pilas de un puente al paso de la corriente de -- un río, no sólo va a provocar los cambios en las condiciones hidrául-- cas del flujo y en la capacidad de transportar y arrastrar material sól-- lido de sedimentación, sino que también va a provocar la formación de -- un sistema de vórtices en la base de las pilas de cimentación.

El sistema de vórtices que se forman al pie de las pilas, va a pro-- vocar una disminución de la elevación del fondo del cauce, única y ex-- clusivamente en la zona alrededor de la pila.

Los investigadores que se han dedicado al estudio del fenómeno de -- la socavación, han concluido que los sistemas de vórtices son los cau-- santes de que llegue a presentarse la socavación local en pilas.

Los sistemas de vórtices han sido clasificados en tres tipos, que -- son:

1.- Vórtices de herradura: según las conclusiones a las que han -- llegado los investigadores, estos vórtices se forman cuando en la pila -- el flujo provoca un campo de presiones, que es suficientemente fuerte, --

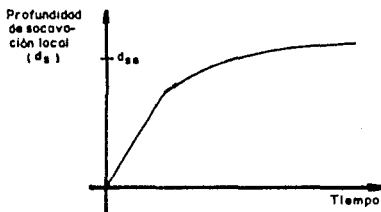


Figura 5

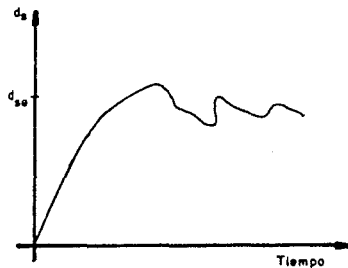


Figura 6

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M. Zamora O. REV. Y APROBO Ing. Rubén Frías A.
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 5.- Socavación local en aguas claras

Fig. 6.- Socavación local con movimiento de materiales

a tal grado, que separará las capas límite que van a enrollarse adelante de la pila, figura 7.

El vértice de herradura disminuye con la profundidad del agua, es decir, que en la hoya se ha alcanzado un límite de profundidad socavada, presentándose así el estado de equilibrio.

El estado de equilibrio se caracteriza por la razón de que la profundidad de socavación, aguas arriba de la pila, es la necesaria para que aguas abajo, el flujo no tenga la capacidad de poder levantar material del fondo del cauce.

2.- Vértices de estela: se forman al enrollarse las capas límite que se generan en la superficie de la pila. La profundidad de socavación, así como la intensidad de la misma, van a depender de la forma de la pila y del flujo de llegada.

La particularidad de este tipo de vértices, es que la socavación se produce aguas abajo de la pila.

3.- Vértices de zurco: se forman únicamente en pilas totalmente sumergidas.

2.5.2 Variables que influyen en el cálculo de la socavación local en pilas.

Por la gran dificultad que existe para manejar las diferentes variables que intervienen en el fenómeno de la socavación local, y de acuerdo a las observaciones realizadas por los investigadores que se ocupan en su estudio, las variables más significativas que influyen en este proceso erosivo son las siguientes:

1.- De acuerdo a las propiedades hidráulicas del flujo.- Se tomará en cuenta a la velocidad media de llegada (v) y al tirante (do), considerando un canal que sea lo suficientemente ancho para que la pila no obstruya al flujo. Si esto llegase a suceder, la socavación total sería la suma de la socavación local y la provocada por la obstrucción.

2.- De acuerdo a las propiedades del fluido.- Principalmente se --

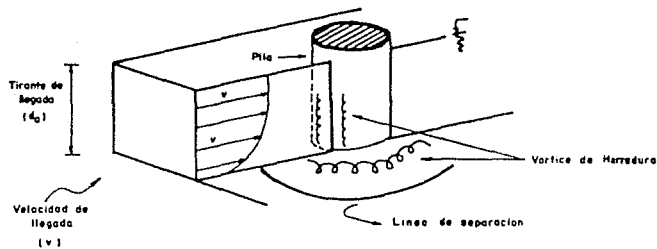


Figura 7

U.N.A.M. ENER. ARAGON	
INGENIERIA CIVIL	
DIBUJO: M Zamora Q. REV. Y APROBO: Ing Rubén Fries A.	
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"	
Esquema del Vórtice de Herradura	

consideran dos parámetros: el peso específico (γ_w) y su viscosidad cinemática (ν).

3.- De acuerdo al material sólido que constituye el fondo del cauce.- Se considerarán: el diámetro (D) de las partículas, y el peso específico seco del material (γ_s). Se tomará en cuenta que el fondo del canal tiene una rugosidad que está en función del diámetro del material - del fondo y que ese diámetro será uniforme.

4.- De acuerdo al tipo de pila.- para el cálculo de la socavación- este punto es muy importante, a la vez que esencial. Se considerarán: el ancho (b) y la forma de la pila, así como considerar a ésta totalmente lisa. Se considerará la acción de la fuerza de la gravedad, ya que - se está hablando de flujo en canales.

Entonces, de acuerdo a lo anteriormente expuesto, se puede escribir que la profundidad de socavación es:

$$d_s = f(d_0, v, \gamma_w, \nu, D, \gamma_s, b, g) \dots \dots \dots \text{Ec 21.}$$

Estas variables fueron consideradas como suficientes y elementales para los investigadores, para poder atacar al problema de la socavación local en pilas.

Como ya se mencionó anteriormente, los investigadores que se ocupan del estudio de la socavación local, no toman en cuenta algunas variables, que de un modo u otro, actúan durante el proceso erosivo, no porque sean poco importantes, sino que presentan una gran dificultad para poder cuantificarlas, como por ejemplo, la forma de esas partículas- constitutivas del fondo del cauce y la cohesión de las mismas.

Por otra parte, la influencia de la relación entre la velocidad media del flujo de llegada (v) y la velocidad crítica (v_c) de arrastre de material del fondo, puede presentarse de tres formas, que son:

1.- Si $v/v_c = 0.4$, la socavación en el fondo del cauce es muy pequeña ó tal vez no llega a presentarse la erosión.

2.- Si $0.4 \leq v/v_c \leq 1.0$, se presenta una socavación en aguas claras, es decir, sin arrastre de material del fondo. Aquí la profundidad de socavación aumenta linealmente con respecto a la velocidad media (v).

3.- Si $v/v_c > 1.0$, se presenta la socavación con arrastre de material del fondo y la profundidad de socavación varía con la velocidad, - hasta que en un momento dado es máxima, aunque la velocidad de la corriente siga en ascenso.

La influencia que tiene la forma de la pila en el proceso de socavación es muy importante.

Se ha observado mediante experimentos realizados en laboratorio, - que las pilas de nariz redondeada, las circulares y las rectangulares - escaflanadas, producen prácticamente la misma socavación para condiciones iguales del flujo en cada caso. Y basándose en la forma de estas pilas, se ha llegado a la conclusión, de que pueden tenerse reducciones - hasta de un 30% de la profundidad de socavación, si las pilas son de -- forma lenticular, triangular ó elíptica. Al tratarse de pilas rectangulares, se ha observado que se tiene un aumento en la profundidad de socavación hasta de un 40%.

En pilas esviadas respecto a la dirección del flujo, la socavación es mayor en la esquina, de aguas abajo que está expuesta al flujo - que en el frente de la nariz de la misma pila, cuando ésta se encuentra alineada con la corriente.

La influencia que tiene el ganto de diseño, como una de las variables para que ocurra la socavación en el fondo de un cauce, es que el - flujo podrá provocarla, siempre y cuando las características de diseño del flujo permanezcan constantes durante un tiempo considerable en una sección del cauce.

2.5.3 Métodos propuestos por Melville para calcular la socavación local.

Como se vió en su oportunidad, la socavación local al pie de las pilas de puente, depende de una serie de factores ó parámetros propios de la naturaleza del fondo del cauce, como también de las condiciones y propiedades hidráulicas del río.

Los investigadores que han estudiado el fenómeno de la socavación, han propuesto un gran número de métodos, con el fin de conocer la profundidad de erosión en el fondo del cauce, mediante un cálculo aproximado, ya que es muy difícil que el resultado teórico que se obtenga al --

aplicar los métodos, coincide con la magnitud real de la profundidad de socavación que se presenta al medir directamente en el sitio donde se localiza el puente.

Los diferentes métodos y sus respectivas ecuaciones, se derivan de las observaciones hechas directamente en el campo y de las desarrolladas en modelos de laboratorio, y especialmente del criterio tomado por cada uno de los investigadores, desde el punto de vista del uso y participación de los diferentes parámetros que intervienen para que ocurra la degradación del fondo del cauce, a la cual se le conoce como socavación local.

Para algunos de los investigadores, hay parámetros que influyen -- más que otros, basándose en sus observaciones, pero lo que sí es un hecho, dentro y en lo que se refiere a la socavación local, es, que la forma de la pila es uno de los más importantes, sino el que más, ya que, de acuerdo a lo expuesto anteriormente, la forma de la pila es la que provoca los sistemas de vórtices, que a su vez, son los causantes de que se presente la socavación local.

El número considerable de métodos que existen para determinar la profundidad de socavación local, han sido clasificados, por sus características, en tres grupos, que son los siguientes:

1.- Métodos para determinar la profundidad de socavación en aguas claras, es decir, sin que se presente el transporte de sedimentos.

2.- Métodos para determinar la profundidad de socavación con arrastre ó transporte de material sólido del fondo del cauce.

3.- Métodos para determinar la profundidad de socavación en los cuales, no se especifica si hubo ó no arrastre de material sólido del fondo del cauce.

Entre los métodos que existen, hay algunos que son aplicables a -- las dos primeras clasificaciones, siempre y cuando satisfagan las condiciones necesarias para su aplicación.

Los métodos que se ocupan del cálculo de la profundidad de socavación local, como ya se expuso, tratan de obtener un resultado lo más -- aproximado posible al valor real de la magnitud del fenómeno, y éste -- cálculo va a depender de los parámetros que los investigadores conside-

ran que son los causantes de que se presente la socavación.

Así que, para reforzar la hipótesis de los diferentes métodos exigentes y reforzar su veracidad en el cálculo de la socavación, sus resultados deben compararse con mediciones de la misma en el lugar en que ocurre, para observar que tan aproximado es el cálculo.

Para realizar el cálculo de la socavación local en pilas para este trabajo, se decidió tomar en cuenta los métodos que S. W. Melville comparó con mediciones directas tomadas por él mismo en diversos puentes de Nueva Zelanda.

Con esta comparación entre las profundidades reales de socavación medidas directamente en campo y las calculadas por Melville con los métodos existentes, nos podemos dar una idea de cuales son los recomendables para valuar la profundidad de socavación local que puede llegar a presentarse en las pilas de cimentación de un puente, y así, tomar una decisión para determinar la profundidad de socavación.

Esto no quiere decir que sólo estos métodos son válidos, sino que son los que arrojan los resultados más aproximados con respecto a los medidas directamente en campo por Melville en dicho estudio.

2.5.4 Descripción de los métodos recomendados por Melville.

En su estudio, Melville presenta los datos de varios puentes de Nueva Zelanda en los que midió la profundidad de socavación en forma directa. Compare los resultados obtenidos por diversos métodos con los datos reales. Cuando hubo esvianamiento aplicó el criterio de Laursen-Tach (fig. 8), y cuando se encontró con pilas circulares utilizó el coeficiente de forma, dado por Arunachalam (tabla 7).

Así, Melville llegó a la conclusión de que los métodos más recomendables para calcular la profundidad de socavación local en pilas, son los siguientes:

1.- Métodos recomendables para calcular la profundidad de socavación sin que se presente transporte de sedimentos (socavación en aguas claras):

- De Chitale
- De Bonasoundas
- De Meza
- De Laursen III (Laursen-Tach)

Método de Laursen-Toch

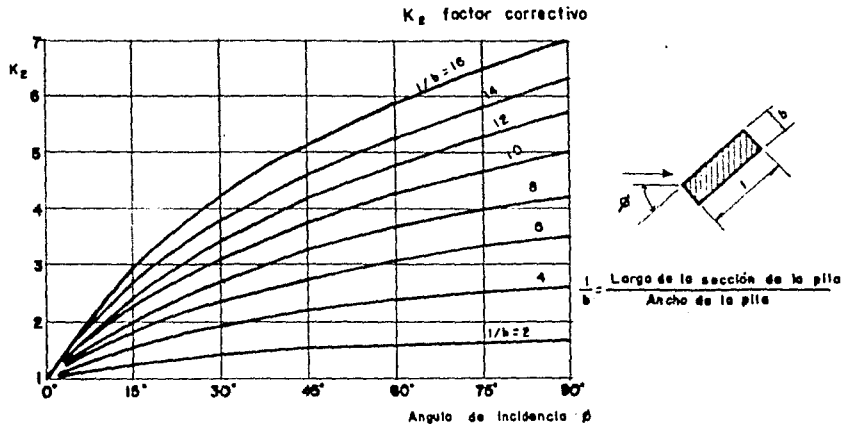


Figura 8

UNAM. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora O. REV Y APROBO Ing Rubén Frías A
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Coefficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

T. B. L. 7

Factor de Forma de la parte de la pila

Forma de la pila	Sol. pila largo-ancho	INDICADORES DE FORMA			
		Ch. tos	Longitud	Flan	Ext. tan
		Factor de Forma			
Circular		0.79	1.00	1.00	1.00
Barra redonda		1.00	1.00	1.00	
Elíptica	2:1		0.71		
	3:1		0.63		
Lenticular	2:1		0.71		
	3:1		0.71		
	4:1	0.71		0.79	
	5:1			0.64	
Rectangular con flange				1.00	
Rectangular		1.00	1.00	1.00	

T. B. L. 8

Eficiencia de Forma de la pila

Tipo de estructura	Forma de la pila	Relación largo-ancho	K _f
Pila	Rectangular		1.00
	Redondeada		0.98
	Elíptica	2:1	0.80
		3:1	0.75
	Lenticular	2:1	0.80
	3:1	0.70	

2.- Métodos para calcular la profundidad de socavación, al presentarse arrastre ó transporte de sedimentos.

- De Laursen I (Laursen-Toch)
- De Laursen II (Laursen-Toch)
- De Bonasoundas
- De Maze
- De Arunachalam
- De Shen II-2
- De Shen II-3

3.- Métodos para calcular la socavación donde no se define si hubo ó no arrastre de material sólido del fondo, Melville no menciona ningún método recomendable para esta clasificación, pero se mencionará el método propuesto por el investigador ruso Yaroslavtziev, dada su importancia dentro del estudio del fenómeno de la socavación local.

2.5.4.1 Métodos para calcular la socavación sin transportar sedimentos (socavación en aguas claras).

2.5.4.1.1 Método de Chitale.

Se basó en las investigaciones realizadas en laboratorios de Poona India, utilizando también, arenas de 0.16, 0.24, 0.68 y 1.51 mm de diámetro y realizando las pruebas sin arrastre de sedimentos, llegando a la siguiente ecuación:

$$\frac{ds}{do} = 6.65 Fr - 0.51 - 5.49 Fr^2 \dots \dots \dots \text{Ec 22.}$$

donde:

ds.- Profundidad de socavación abajo del fondo normal del cauce (m).

do.- Tirante del flujo de llegada (m).

Fr.- Número de Froude, y está dado por:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gdo}} ; \quad g = \text{fuerza de gravedad.}$$

v.- Velocidad del flujo aguas arriba de la pila --- (m/s).

El método de Chitale presenta el inconveniente de que no considera el ancho de la pila, el cual es un parámetro muy importante. Aún así, - Melville lo recomienda por arrojar resultados muy aproximados a la magnitud real de la socavación local.

2.5.4.1.2 Método de Bonasoundas.

Los estudios realizados por Bonasoundas, están basados en algunos rangos utilizados en experimentos de laboratorio. Los rangos son los siguientes: No. de Froude del flujo = 0.2, 0.3, 0.4 y 0.6; Ancho de las pilas = 5, 10, 12 y 15 cm; D_{50} = 0.63, 1.15 y 3.3 mm. Las pilas que fueron utilizadas en estos ensayos fueron de sección circular.

En base a sus estudios, combinó varias gráficas para obtener la profundidad de socavación, donde también indica las características de los pedraplenes para la protección de las pilas.

En la gráfica de la fig. 9, que rige a éste método, Bonasoundas toma en cuenta a los parámetros siguientes: d_{st}/d_0 , b/d_0 , v_c/v y d_{oe}/d_{st} , donde:

- d_{st} .- Profundidad de socavación después de estar 2 horas expuesta la pila al flujo de diseño.
- d_0 .- Tirante del flujo de llegada.
- b .- Ancho de la pila.
- v_c .- Velocidad crítica ó de arrastre.
- v .- Velocidad media del flujo de llegada.
- d_{oe} .- Profundidad de socavación de equilibrio (socavación máxima).

El método propuesto por Bonasoundas, tiene la desventaja de que para cualquier relación v_c/v menor que 0.5, la profundidad de socavación calculada será constante, salvo el caso en que $f_t = d_{oe}/d_{st}$ sea mayor que 1.0; donde:

f_t .- Factor de tiempo.

Aún así, este factor considera el tiempo de exposición de la pila al flujo, y no la velocidad de éste.

2.5.4.1.3 Método de Maza.

El Ing. Maza estudió la socavación local en pilas de sección circun-

lar, rectangular y de nariz redondeada, en arance con diámetros de 0.17, 0.56 y de 1.3 mm. En las Figs. 10, 11 y 12, se presentan las curvas que propone para el diseño y toma en cuenta también, los casos en que la pila no está alineada con el flujo. El Ing. Maza concluye que, para un tirante y una velocidad dados, la profundidad de socavación ya no aumenta aunque sí lo haga la velocidad.

Del método propuesto por Maza, se desprenden las consideraciones que a continuación se enlistan:

A.- Si el valor de la velocidad del flujo es menor que $0.4 v_c$ (velocidad crítica), se presentará una profundidad de socavación nula en la -- hoya.

B.- Si el ancho de la pila y la velocidad del flujo permanecen constantes, entonces:

a.- Si la velocidad es de 4 m/s ó más, al aumentar la relación d_0/b de 2 a 4.5, la relación profundidad de socavación/ ancho de la pila tendrá una variación de 1.7 a 2.25, por lo que se tendrá un aumento de la socavación, y concluye que casi no influye el tirante cuando la relación d_0/b es de 2 a 3.

b.- Si se tienen velocidades de 1 m/s ó menos, y si se aumenta la relación d_0/b , los valores de la relación profundidad de socavación/ancho de la pila, permanecen constantes.

Maza realizó sus ensayos para condiciones en aguas claras y con --- arrastre de sedimentos, tomando en cuenta el tirante aguas arriba, el ancho de la pila y la velocidad media del flujo de llegada.

De acuerdo al estudio realizado por Melville, el método de Maza es el más completo comparado con los demás métodos, ya que sus resultados se acercan a los valores reales medidos directamente en campo.

2.5.4.1.4 Método de Laursen-Foch (Laursen III).

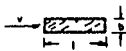
El método Laursen III toma en cuenta la velocidad del flujo de llegada, el tirante del flujo de llegada y el ancho de la pila.

Laursen-Foch proponen la siguiente ecuación para el cálculo de la -- profundidad de socavación bajo condiciones de aguas claras:

$$\frac{b}{d_0} = 5.5 \left(\frac{d_s}{d_0} \right) \left[\frac{\left(\frac{d_0}{d_{0r}} + 1 \right)^{7/6} - 1}{\left(\frac{V_0}{V_c} \right)^{1/2}} \right] \dots \text{Ec. 23.}$$

PILA RECTANGULAR

a) Si la pila está alineada con el flujo.



45

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



$\frac{h_1}{b_1}$; $f_1 f_c \frac{v^2}{g d_0}$; $\frac{S_T}{b_1}$

en donde:
 h_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo.

El coeficiente f_1 es variable y depende del ángulo de incidencia

α	0°	15°	30°	45°
f_1	1	1.28	1.40	1.45

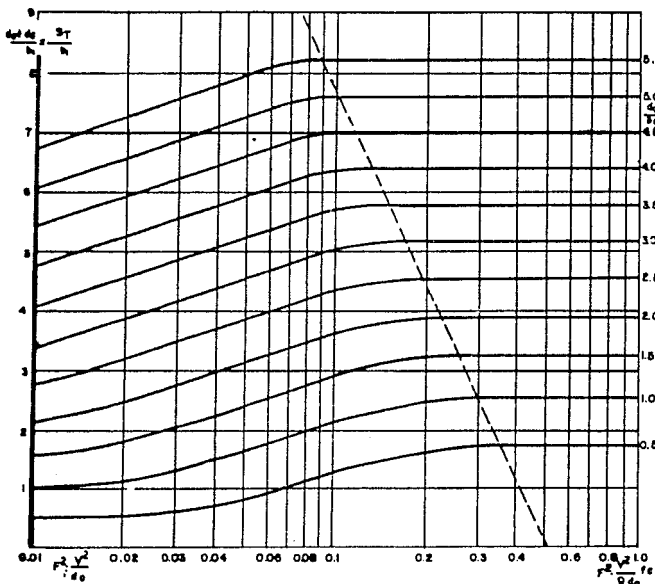
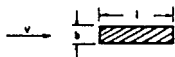
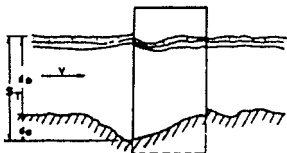
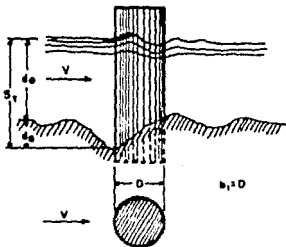


FIG. 10

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

DIBUJO: M. Zamora O. REV. Y APROBO: Ing. Rubén Frías A.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

METODO DE MAZA



PILA CIRCULAR

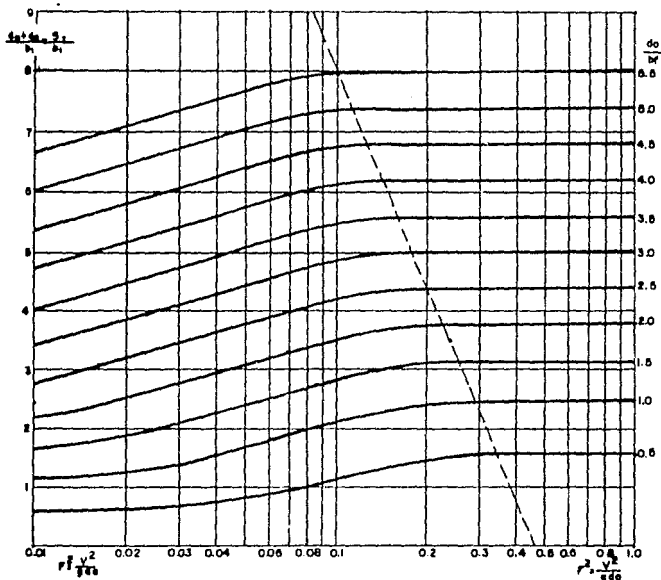


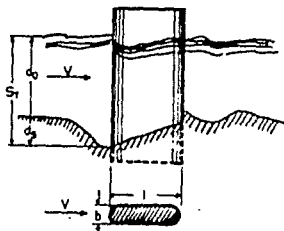
FIG. II

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

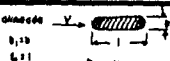
DIRIGIDO M. Zamora G. REV. Y APROBADO por Rubén Frías A.
TESIS PROFESIONAL "CRUCET P.O. COPALCA"

METODO DE MAZA

PILA REDONDEADA



a) Si la pila está alineada con el flujo



4.7

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

$$d_0 \cdot f_c \cdot \frac{V^2}{g \cdot h_0} = \frac{S_f}{b_1}$$



en que:

\$b_1\$ es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo
El coeficiente de variación y depende del ángulo de inclinación

$$\beta \quad 0^\circ \quad 15^\circ \quad 30^\circ \quad 45^\circ$$

$$f_c \quad 1 \quad 1.25 \quad 1.40 \quad 1.45$$

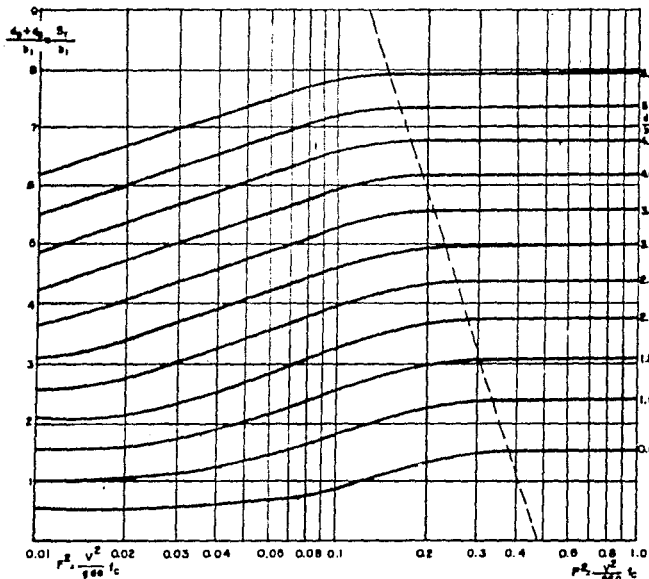


FIG. 12

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora O REV Y APROBO Ing Rubén Frías_A
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

METODO DE MAZA

- donde:
- b.- Ancho de la pila (m).
 - do.- Tirante del flujo de llegada (m).
 - da.- Profundidad de socavación abajo del fondo de --
aguas arriba (m).
 - r.- Relación definida en la fig. 13.
 - τ_o / τ_c .- Relación entre el esfuerzo cortante del fondo -
y el esfuerzo cortante crítico del mismo.

$$\frac{\tau_o}{\tau_c} = \frac{v^2}{36 D d_o} \dots\dots\dots \text{Ec 24.}$$

- donde:
- v.- Velocidad media del flujo de llegada (m/s).
 - D.- Diámetro medio de las partículas constitutivas-
del fondo del cauce.

2.5.4.2 Métodos para calcular la profundidad de socavación al pre- sentarse el arrastre ó transporte de sedimentos.

2.5.4.2.1 Método de Laursen-Toch (Laursen I).

El método llamado Laursen I, toma en cuenta el tirante de llegada y el ancho de la pila, sin considerar la velocidad del flujo de llegada.

Para este método, los ensayos se realizaron en arena de 0.44, --
0.58, 0.97, 1.30 y 2.25 mm, con una pila rectangular de 6 cm de ancho.-
La ecuación que rige a este método es la siguiente:

$$d_s = 1.5 b^{0.7} d_o^{0.3} \dots\dots\dots \text{Ec 25.}$$

- donde:
- ds.- Profundidad de socavación respecto al fondo del-
cauce, (m).
 - b.- Ancho de la pila (m).
 - do.- Tirante del flujo de llegada.

2.5.4.2.2 Método de Laursen-Toch (Laursen II).

El método Laursen II, al igual que el Laursen I, no toma en cuenta
la velocidad del flujo de llegada, tomando en cuenta solamente el tiran-
te del flujo de llegada y el ancho de la pila.

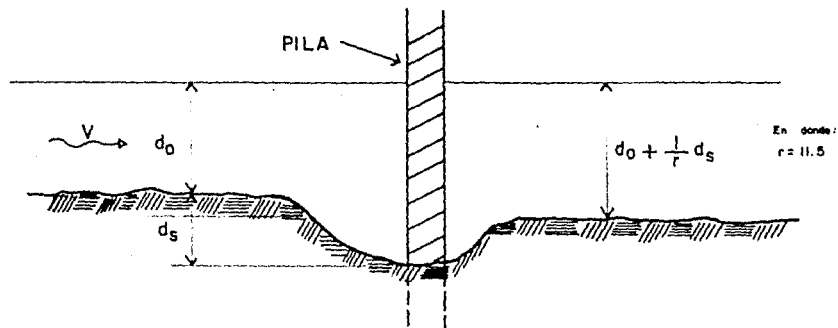


Fig. 13

57

UNAM. E.N.E.P. ARAGÓN
INGENIERIA CIVIL

DEBUNO, M. Ismael G. REV. Y APROBO Ing. Rubén Frías A.
TESIS PROFESIONAL. "CRUCE RÍO COPALA"

Definición del término r en el método de Laursen.

Según las comparaciones hechas por Melville basándose en su estudio el método Laursen II es el más confiable dentro de los que se encuentran en la clasificación del cálculo de la socavación local con arrastre de sedimentos.

Para el método Laursen II, utilizaron la misma graduación de las arenas que en el Laursen I, así como el empleo de pilas rectangulares. La ecuación que resulta al método es:

$$\frac{b}{d_0} = 5.5 \frac{d_0}{d_r} \left[\left(\frac{d_0}{d_r} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \dots \dots \dots \text{Ec. 26.}$$

- donde: b.- Ancho de la pila (m).
 d₀.- Tirante del flujo de llegada (m).
 d_s.- Profundidad de socavación local (m).
 r.- Relación definida en la fig. 13.

Laursen-Tech proponen factores de corrección tanto para la forma de la pila, k₁ (tabla 8), como para el ángulo de ataque del flujo con respecto al eje de las pilas, k₂ (fig. 8) el cual se multiplica por el término ds.

2.5.4.2.3 Método de Bonasounda.

En este método descrito en la sección 2.5.4.1.2, es válido tanto para calcular la socavación en aguas claras como para la socavación con arrastre de material.

2.5.4.2.4 Método de Maza.

El método de Maza para calcular la profundidad de socavación cuando se presente el arrastre de sedimentos, también es válido para calcular la socavación en aguas claras. Por lo tanto, el criterio a seguir es el mismo que en la sección 2.5.4.1.3.

2.5.4.2.5 Método de Arunachalam.

El método propuesto por Arunachalam, para el cálculo de la profundidad de socavación con arrastre de sedimentos, se rige por la siguiente ecuación:

$$\frac{ds}{dr} = 1.95 \left(\frac{b}{dr} \right)^{1/6} - 1 \dots \dots \dots \text{Ec 27.}$$

donde: d_s .- Profundidad de la socavación abajo del nivel medio del fondo (m).
 b_s .- Ancho de la pila (m).
 dr .- Factor dado por:

$$dr = 1.33 \sqrt[3]{\frac{q^2}{f}} \dots \dots \dots \text{Ec 28.}$$

donde: q .- Gasto unitario (m^2/seg).
 f .- Factor de sedimento = $1.76 \sqrt{D}$.
 D .- Diámetro medio del material del fondo.

Arunachalam propone factores que toman en cuenta la forma de la pila, y el ángulo de ataque de la corriente. El factor de forma de la pila, está dado por la tabla 7, el cual se debe multiplicar por la profundidad de socavación obtenida para una pila de nariz redondeada.

El factor que toma en cuenta el ángulo de ataque de la corriente con respecto al eje de las pilas, está dado por:

$$K_D = \left(\frac{l}{b} \sin \alpha + 1 \right)^{1/6} \dots \dots \dots \text{Ec 29.}$$

donde: l .- Longitud de la pila (m).
 b .- Ancho de la pila (m).
 α .- Angulo agudo entre la dirección del flujo y el eje de las pilas.

El factor K_D debe multiplicarse por la profundidad de socavación y corregida por el factor de forma.

El método de Arunachalam conducirá a buenos resultados si la velocidad del flujo es mayor a la velocidad que inicie el transporte de sedimentos, incluso cuando la velocidad del flujo es un poco menor. En este método se puede llegar a sobreestimar la profundidad de socavación si la velocidad del flujo es menor que $0.5 v_c$ (velocidad crítica de arrastre).

2.5.4.2.6 Método de Shen (Shen II-2).

El método Shen II-2, se fundamenta en la siguiente expresión:

$$\frac{d_{se}}{b} = 3.4 Fr^{0.67} \dots\dots\dots Ec 30.$$

donde:

d_{se} .- Profundidad de socavación de equilibrio (m).

b .- Ancho de la pila (m).

v .- Velocidad media de llegada del flujo (m/s).

Fr .- Número de Froude:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gdo}}$$

2.5.4.2.7 Método de Shen (Shen II-3).

En este método, Shen propone la siguiente ecuación, para el cálculo de la profundidad de socavación con arrastre de sedimentos:

$$\frac{d_{se}}{do} = 2 \left[Fr^2 \left(\frac{b}{do} \right)^3 \right]^{0.215} \dots\dots\dots Ec 31.$$

donde: d_{se} .- Profundidad de socavación de equilibrio (m).

do .- Tirante del flujo de llegada (m).

Fr .- Número de Froude:

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gdo}}$$

b .- Ancho de la pila (m).

La ecuación que rige al método, también puede escribirse de la siguiente manera:

$$\frac{d_{se}}{b} = 2 Fr^{0.43} \left(\frac{do}{b} \right)^{0.355} \dots\dots\dots Ec 31'.$$

2.5.4.3. Métodos para calcular la profundidad de socavación, en -- los que no se especifica si hubo ó no arrastre de sedimentos.

Por la razón de que no se especifica si hubo arrastre ó transporte de material de sedimentación, Melville no los compara con los mediciones directas de la socavación, correspondientes al estudio que realizó en varios puentes de Nueva Zelanda, por lo cual, tampoco recomienda algún método en especial.

Dentro de todos los métodos que existen en esta tercera clasifica-

ción, destaca uno, el cual se describe a continuación, y se debe al investigador ruso Yaroslavtziev.

2.5.4.3.1 Método de Yaroslavtziev.

La ecuación que rige al método de Yaroslavtziev, fué propuesta al término de una serie de observaciones efectuadas en diferentes puentes de la U.R.S.S., la cual se expresa de la siguiente manera:

$$d_s = K_F K_V (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 D_{85} \dots \dots \dots \text{Ec 32.}$$

donde:

d_s .- Profundidad de socavación (m).

K_F .- Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de ataque del flujo de llegada con respecto al eje de las pilas. Figuras 14a, 14b y 14c.

K_V .- Coeficiente definida por la relación:

$$\log K_V = -0.28 \sqrt[3]{v^2/gb} \quad (\text{Fig. 15}) \dots \dots \dots \text{Ec 33.}$$

a .- 0.6 para pilas en el cauce principal.

1.0 para pilas fuera del cauce principal.

K_H .- Coeficiente que depende del tirante del flujo de llegada y del ancho de la pila. Fig. 16.

v .- Velocidad del flujo de llegada (m/s).

D_{85} .- Diámetro tal que el 85 % del material del fondo es menor, en metros. Se recomienda que cuando D_{85} es menor que 0.5 cm, el segundo término del lado derecho de la ecuación se desprecie.

Todos los términos están dados en unidades métricas.

Yaroslavtziev menciona que su método puede conducir a errores cuando la relación tirante del flujo de llegada (d_0)/ancho de la pila (b_1) es menor que 2.0.

El método de Yaroslavtziev 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, la profundidad de socavación no aumenta, aunque la velocidad del flujo sí lo haga.

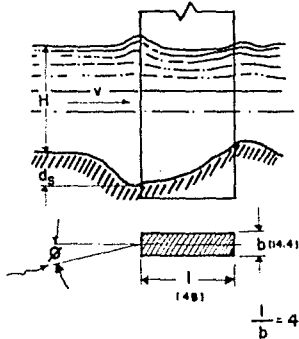
METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{90}$

PILA TIPO I

$K_f = 12.4$

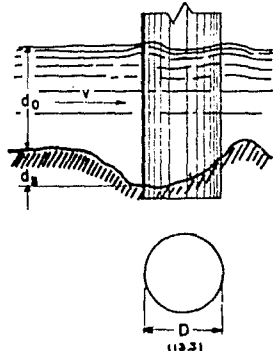
$b_1 = l \sin \phi + b \cos \phi$



PILA TIPO II

$K_f = 10.0$

$b_1 = D$



PILA TIPO III

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

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

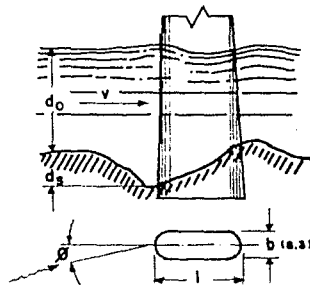


FIG. 140

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO: M. Zamora Q. REV. Y APROBO: Ing. Rubén Frías A.
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

VALORES DE K_f Y b_1 PARA DIFERENTES
PILAS Y DISTINTOS ANGULOS

PILA TIPO IV		COEFICIENTE K_f					
ϕ	C/d_0						
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	
8	8.8	9.9	11.8	14.1	17.4	17.4	
10	8.7	10.1	11.9	14.1	17.4	17.4	
15	8.5	10.5	11.7	14.0	17.4	17.4	
30	8.0	11.2	12.1	14.4	17.4	17.4	
40	11.3	11.0	12.4	14.4	17.4	17.4	

$b_f = (1 - b_0) \text{sen } \phi + b_0$ para $C/d_0 \leq 0.3$

$b_f = 1 \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$ para $C/d_0 > 0.3$

en donde $b_0 = b + (b_2 - b)C/d_0$

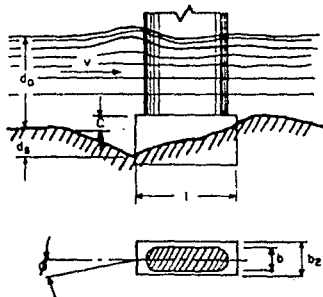


FIG. 14b

METODO DE YAROSLAVTZIEV

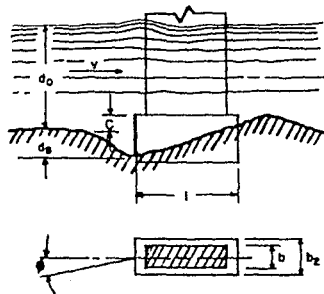
EXPRESION GENERAL $S_0 + K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30 d_{80}$

PILA TIPO V

Coefficiente $K_f = 12.4$

$b_f = 1 \text{ sen } \phi + b_0 \text{ cos } \phi$

en donde $b_0 = b + (b_2 - b)C/d_0$



U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DBUJO M Zamora O. REV Y APRORO Ing Rubén Fries A
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

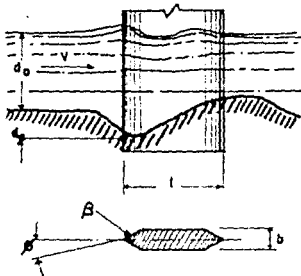
Valores de K_f y b_f

METODO DE YAROSLAVTZIEV
 EXPRESION GENERAL $S_g K_f K_v (e + K_w) \frac{v^2}{g} - 30 d_{90}$

PILA TIPO VI

β°	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$$b_1 = (1 - \beta) \text{ sen } \beta + b$$



PILA TIPO VII

β	COEFICIENTE K_f				
	t/b				
	0	2	4	6	12
0	8.5	7.8	6.78	5.98	5.4
10	8.7	7.7	6.40	5.10	4.5
20	9.0	7.8	6.18	4.70	4.2
30	10.3	8.9	7.00	5.30	4.7
40	11.8	9.7	7.60	6.70	5.9

$$b_1 = (1 - \beta) \text{ sen } \beta + b$$

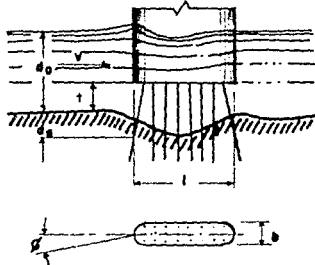


Figura 14 c

U.N.A.M. ENER. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora Q. REV Y APROBADO Ing Rubén Frías A.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Valores de K_f y b_1

METODO DE YAROSLAVTZIEV

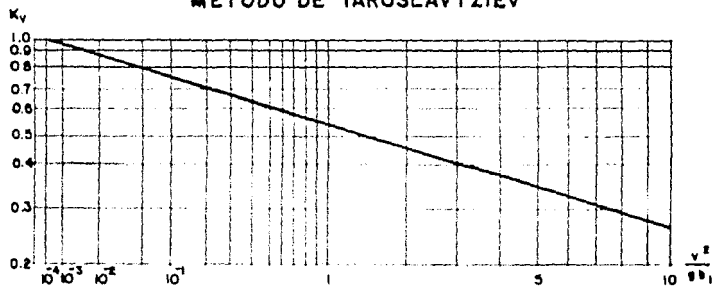


Figura 15

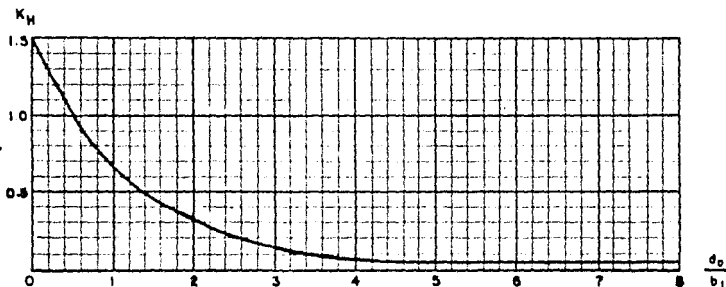


Figura 16

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DBUJO M Zamora O REV Y APROBO Ing Rubén Frios A
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 15. Coeficiente K_v

Fig. 16. Coeficiente K_H

CAPITULO 3

REMANSO

3.1 CONCEPTOS BASICOS.

La construcción de un puente en el cruce con un río, nos hace pensar que su sola presencia, cambiará las condiciones hidráulicas iniciales que presente el flujo aguas arriba de la estructura, ante la presencia de las pilas de apoyo y de los terraplenes de acceso.

Independientemente de que las pilas juegan un papel importante en el fenómeno de la socavación, también participan como elementos esenciales al producirse el remanso que se forma aguas arriba de la estructura, ya que su presencia, así como la de los terraplenes de acceso, -- provocarán una contracción ó estrechamiento en la sección transversal del cauce bajo el puente.

Al existir dicho estrechamiento del cauce, en la época de avenidas del río se va a presentar una sobre-elevación de la superficie libre del agua, y con ello, se provocará una pérdida de energía aguas arriba del estrechamiento. A esa sobre-elevación se le conoce como remanso ó altura de remanso.

El cálculo de la altura del remanso es trascendental cuando se desea proyectar la construcción de un puente, ya que de éste cálculo van a depender las magnitudes, tanto vertical como horizontal de la estructura, las cuales es importante determinarlas, para tener la seguridad de que en época de avenidas el nivel del río no sobrepase la superficie de rodamiento de la superestructura del puente.

Lo anterior, depende del grado de contracción de la sección del cauce en el cruce con el puente, ya que si la longitud del puente es muy corta se tiene una contracción brusca de dicha sección y se pueden presentar inundaciones, tanto sobre el mismo puente como para las zonas que se encuentran a su alrededor, las cuales pueden resultar de consecuencias considerables. En este caso la altura de remanso sería muy grande.

Cuando se tiene una contracción de la sección, no muy brusca, se tendrán longitudes largas del puente y con ello surge la necesidad de utilizar pilas para el apoyo de la estructura. Las pilas harán de esa longitud larga, una serie de claras más cortas.

Hay que tener en cuenta la posibilidad de que si, aguas arriba del estrechamiento el flujo empieza a tener un aumento considerable en su energía cinética, en ese momento va a producirse el fenómeno de socava-

ción en el fondo del cauce, provocando su desgaste. En éste caso se pensará en dos alternativas: construir obras de protección para anular la socavación ó pensar en profundidades mucho mayores para el desplante de los elementos de apoyo.

Una reducción poco considerable de la socavación bajo el puente, - traerá como consecuencia una longitud muy larga de éste y por ende un mayor costo de construcción.

Se puede afirmar que el cálculo de la altura del remanso aguas arriba de una sección transversal bajo el puente, producido por el estrechamiento del cauce de un río, es de gran importancia para determinar la elevación del puente con respecto al nivel de la superficie libre del agua, así como para conocer el efecto que tiene sobre el fenómeno de socavación en el fondo del cauce, provocado por la ocurrencia de avenidas extraordinarias.

3.2 Naturaleza del fenómeno de Remanso.

Para entender cómo es y cómo se forma el remanso en el cauce de un río, aguas arriba de una sección bajo el puente, se expondrá una descripción breve de este fenómeno:

En la fig. 17, se puede apreciar una vista en planta del cauce de un río, el cual está dividido en cuatro secciones en las que actúa el fenómeno de remanso.

La sección (0) es aquella hasta la cual influye el remanso aguas arriba del puente. Entre ésta sección y la sección (1) el flujo es de tipo gradualmente variado.

La sección (1) está limitada por una distancia "L" aguas arriba, a partir de los terraplenes de acceso y de las pilas de apoyo, es decir, a partir del estrechamiento del cauce, en donde el flujo se va acelerando.

Al acercarse el flujo a la sección (2), donde se encuentra el estrechamiento, empieza a tener una aceleración y adquiere las condiciones de un flujo rápidamente variado.

Al comenzar a acelerarse el flujo en la sección (1), se produce el remanso máximo hasta antes de la contracción.

A partir de la sección (3), lo que aguas arriba era y actuaba como una contracción, ahora, aguas abajo funciona como una expansión, donde se forman una serie de remolinos que actúan hacia afuera de la direc---

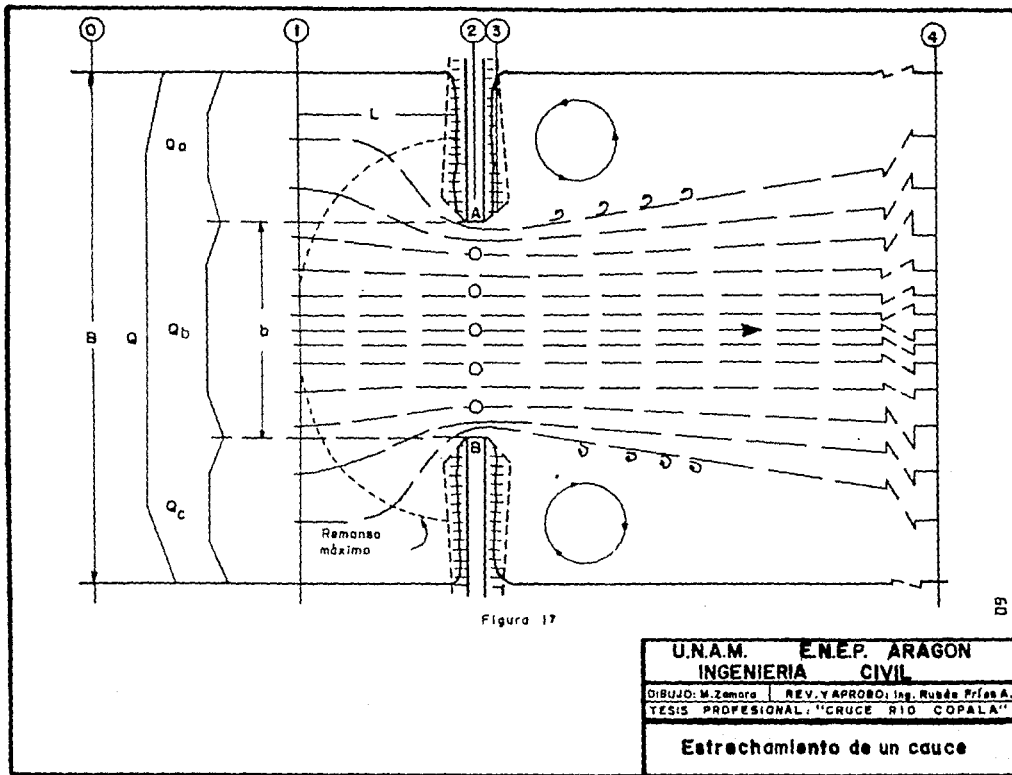


Figura 17

D9

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO: M. Zamora | REV. Y APROBO: Ing. Rueda Prieto A.
YESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Estrechamiento de un cauce

ción del flujo.

En ésta sección el flujo puede tener un régimen gradual ó rápidamente graduado hasta antes de la sección (4).

La sección (3) se caracteriza porque el tirante del flujo alcanza su altura mínima.

En la sección (4), el flujo vuelve a su régimen para flujo uniforme.

Hay que hacer notar que el ancho "b", en este caso, es el ancho -- efectivo de la contracción, es decir, es el ancho reducido por los terraplenes de exceso y las pilas de apoyo del puente.

3.2.1 Tipos de flujo que puede adquirir el fenómeno del remanso.

El fenómeno del remanso se puede presentar de cuatro formas según el tipo de flujo, y son los siguientes:

1.- Flujo tipo I. Es el que más se encuentra en la práctica, y se caracteriza porque sus tirantes son mayores que el crítico.

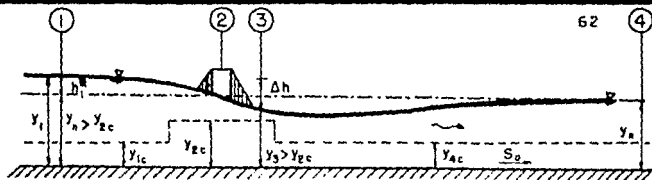
a.- Flujo tipo II. Se tienen dos variantes:

II.a.- Aguas arriba de la contracción, los tirantes son mayores -- que el crítico. En la sección del estrechamiento (sección 2), el flujo pasa por el régimen crítico; y en la sección 3, el tirante del flujo es menor que el tirante crítico correspondiente al del estrechamiento.

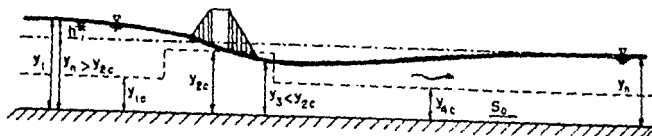
II.b.- Aguas abajo de la contracción ó estrechamiento, el tirante normal es mayor que el crítico, produciéndose un salto hidráulico aguas abajo de la sección (3), y el tirante en ésta sección es menor que el crítico del ensanchamiento.

3.- Flujo tipo III. Los tirantes son menores que el crítico. En -- teoría, no se presenta el remanso, ya que no se tiene información tanto de campo como de laboratorio para los casos en que existe un puente. El flujo tipo III es de régimen supercrítico.

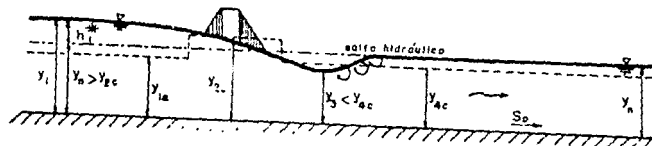
Los cuatro tipos de flujo descritos, se aprecian en la fig. 18.



Flujo tipo I (subcrítico)



Flujo tipo II A (paso por flujo crítico)



Flujo tipo II B (paso por flujo crítico)



Flujo tipo III (supercrítico)

Figura 16

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén Frías A.
TESIS PROFESIONAL: " CRUCE RIO COPALA "

Tipos de flujo que pueden presentarse en un estrechamiento

3.3 FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL CALCULO DEL REMANSO.

Para poder determinar la altura de remanso aguas arriba de un puente, es necesario conocer algunos factores que intervienen en su cálculo. A continuación se describirán brevemente dichos factores.

a) **Conducción.**- Es la capacidad que tiene el cauce para transportar agua. Si el cauce es irregular, se divide en subsecciones su sección transversal, aplicando a cada una de ellas el coeficiente de rugosidad apropiado. El gasto en una subsección está dado por:

$$q = \frac{a}{n} r^{2/3} S_o^{1/2} \dots\dots\dots Ec 34.$$

donde:

- q.- Gasto en una subsección del cauce.
- a.- Area hidráulica de la subsección.
- n.- Coeficiente de rugosidad de cada subsección.
- r.- Radio hidráulico de la subsección ó $\frac{a}{p}$, donde p, es el perímetro mojado de la subsección.
- S_o.- Pendiente media del cauce principal del tramo en estudio.

La conducción en cada subsección es:

$$k = \frac{a}{n} r^{2/3} \dots\dots\dots Ec 35.$$

es el coeficiente que se utiliza en los cálculos hidráulicos de puentes, para aproximar la distribución del flujo en el cauce aguas arriba de la estructura.

b) **Relación de abertura (M) del puente.**- Es el grado de estrechamiento del cauce, es decir, es la relación entre el gasto que puede pasar por el estrechamiento del cauce y el gasto total del río. Esta relación se expresa de la siguiente manera:

$$M = \frac{Q_b}{Q_a + k_b + Q_c} = \frac{Q_b}{Q} \dots\dots\dots Ec 36.$$

ó:

$$M = \frac{k_b}{k_a + k_b + k_c} = \frac{k_b}{K_1} \dots\dots\dots Ec 36'.$$

donde:

M.- Relación de abertura del puente.

Q.- Gasto total del río.

K.- Conducción total en la sección.

c) Relación de contracción (m).- Es función de la relación de ----
abertura (M) del puente, y se expresa de la siguiente manera:

$$m = 1 - M \dots\dots\dots \text{Ec 37.}$$

d) Coeficiente de energía cinética.- Para obtenerlo, se presentan en el cálculo dos parámetros, donde uno de ellos depende del otro. En toda la sección transversal del cauce, la distribución de las velocidades de un río es muy variable, que es lo que se toma en cuenta con los parámetros α_1 y α_2 .

Un valor promedio de la energía cinética se obtiene al multiplicar α_1 por la carga de velocidad definida como:

$$(Q/A_1)^2 / 2g \dots\dots\dots \text{Ec 38.}$$

donde:

Q.- Gasto total de la sección del cauce.

A₁.- Área de la sección 1.

g.- Aceleración de la gravedad.

y se expresa de la siguiente manera:

$$\alpha_1 = \frac{\sum (q v^2)}{Q v n_1^2} = \frac{\sum (k^3 / n^2)}{K_1^3 / A_{n1}^2} \dots\dots \text{Ec 39.}$$

donde:

q.- Gasto en la subsección.

v.- Velocidad media en la misma subsección.

Q.- Gasto total en el río.

Vn₁.- Velocidad media en la sección 1 ó Q/A_{n1}.

k.- Conducción en una subsección.

a.- Área hidráulica de la misma subsección.

K₁.- Conducción total en la sección 1 ó $\sum k$.

A_{n1}.- Área hidráulica normal de la sección 1 ó $\sum a$.

El parámetro α_2 se utiliza para corregir las distribuciones de -- las velocidades que no son uniformes bajo el puente. Como ya se dijo, - este valor no se puede calcular, pero se obtiene en función de α_1 y M- (relación de abertura del puente), y es estimado en la fig 19.

e) Distancia del estrechamiento a la sección 1 (L^*).- Para fines prácticos, éste coeficiente se toma igual a una longitud del puente, es decir:

$$L^* = b \dots\dots\dots Ec 40.$$

donde b es el ancho del estrechamiento del cauce.

f) Coeficiente de rugosidad " n " de Manning.- Es muy difícil determinar este coeficiente en el cauce de un río, ya que éste no tiene un solo valor de " n ", pues éste es muy variable y depende de varios factores como las irregularidades del cauce, el tirante y el gasto del flujo, vegetación (reduce la capacidad del cauce y retarda el flujo), alineamiento del cauce, obstrucciones (que incrementan el valor de " n "), etc..

En lo que se refiere a la rugosidad del fondo, generalmente, cuando el material es fino, " n " es bajo en su valor, y cuando se tiene material grueso como constituyente del fondo del cauce, el valor de " n " es grande.

3.4 METODO DEL BUREAU OF PUBLIC ROADS (BPR) PARA CALCULAR LA ALTURA DE REMANSO.

Para efectos del presente trabajo, el cálculo del fenómeno del remanso se realizará bajo el procedimiento del método desarrollado por el Bureau of Public Roads (BPR), que consiste en un método basado en modelos con pendiente en el fondo del cauce. El otro método que existe, el del U.S. Geological Survey, se basa en cauces con fondo horizontal. Es por ésta razón que se ha decidido calcular la altura de remanso que se origina aguas arriba de la estructura de un puente de acuerdo al método del BPR.

Para llevar a cabo el cálculo del remanso por el método del BPR, se describen a continuación los pasos a seguir:

1.- Determinar el gasto " Q " con el cual se diseñará el puente.

2.- Antes de proceder a la construcción del puente, se debe determinar la elevación de la superficie del agua para el gasto de diseño en el sitio del puente.

3.- Se debe dibujar una sección transversal para el gasto de diseño en la sección (1), fig. 17. Si se presenta el caso de que el cauce es recto y la sección transversal es uniforme cerca del puente, se puede usar la sección transversal en el cruce.

4.- Se subdivide la sección transversal dibujada, según el paso anterior, de acuerdo al cambio en tirantes y rugosidad, estableciendo valores de "n" para cada una de las subsecciones.

5.- Calcular la conducción "k" y el gasto unitario "q" para cada subsección.

6.- Calcular el Número de Froude de la sección 1 (fig. 17), para conocer el tipo de régimen que tiene el flujo fuera del estrechamiento. El Número de Froude en esta sección puede calcularse como si se tratara de una sección rectangular.

$$Fn_1 = \frac{v_{n1}}{\sqrt{g \bar{y}_1}} \dots\dots\dots Ec 41.$$

donde:

v_{n1} .- Velocidad media en la sección 1 ó Q/A_{n1} .

g.- Aceleración de la gravedad.

\bar{y}_1 .- Tirante medio de la sección 1 ó A_{n1}/B , donde B es el ancho aproximado del espejo de agua en esa sección.

7.- Calcular el perímetro α_1 en la sección 1 (fig. 17).

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

9.- Calcular el Número de Froude en el estrechamiento para conocer el régimen en la sección 2, tomando a la sección como si se tratara de una sección rectangular.

$$Fn_2 = \frac{v_{n2}}{\sqrt{g \bar{y}_2}} \dots\dots\dots Ec 42.$$

donde: v_{n2} .- Velocidad media en la sección 2 ó Q/A_{n2} .
 \bar{V}_2 .- Tirante medio en el estrechamiento ó A_{n2}/b .

De esto se desprenden los siguientes casos:

Si el Número de Froude en la sección 2 (fig. 17), es menor que uno, el flujo será de tipo I, y si es mayor que uno, será flujo de tipo II, -

Lo anterior es válido para flujo subcrítico aguas arriba del estrechamiento (sección 1, fig. 17), es decir, $F_{n1} < 1$. Si el flujo es de régimen supercrítico en el lado de aguas arriba de la contracción, es decir, $F_{n1} > 1$, se tratará de un flujo de tipo III.

Entonces, retomando al punto 9, de acuerdo al valor que tome el Número de Froude (que sea mayor ó menor que uno), se tiene un método especial para cada caso, los cuales se describen a continuación.

3.4.1 Método para flujo tipo I.

Para aplicar el método del BPR, se deben cumplir los siguientes puntos:

- Que el flujo sea subcrítico, es decir, que $F_{n1,2} < 1$, tanto en el estrechamiento del cauce como aguas arriba del mismo.
- Que el cauce sea aproximadamente recto en las cercanías del puente.
- Que el área de la sección transversal sea lo más uniforme posible.
- Que el fondo del cauce tenga una pendiente aproximadamente constante.
- Que el flujo no tenga contracciones y expansiones fuera del puente.

Si se cumplen todos éstos puntos, el método del BPR puede aplicarse, y antes de continuar con los siguientes pasos del método para el cálculo del remanso, se definirá en qué consiste el procedimiento del BPR.

La altura de remanso (h_1^*), de acuerdo a la fig. 17, es el resultado de la diferencia de tirantes ($y_1 - y_2$) al aplicar la ecuación de la conservación de la energía entre las secciones 1 y 4. Así:

$$h_1^* = Z^* \alpha_2 \frac{v_{n2}^2}{2g} + \alpha_1 \left[\left(\frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{v_{n2}^2}{2g} \dots\dots Ec 43'.$$

donde:

- h_1^* .- Altura de remanso total (m).
- Z^* .- Coeficiente total de remanso (posteriormente se describirá cómo se obtiene).
- α_1, α_2 .- Coeficientes de energía cinética en las secciones 1 y 2 (fig. 17).
- A_{n2} .- Área hidráulica del estrechamiento, para flujo normal. Incluye el área ocupada por las pilas.
- v_{n2} .- Velocidad media en el estrechamiento ó Q/A_{n2} .
- A_4 .- Área hidráulica de la sección 4, sección donde se restablece el flujo normal.
- A_1 .- Área hidráulica de la sección 1, incluyendo la h_1^* producida por el remanso.

Para obtener el valor del remanso, se necesita un primer valor --- aproximado de h_1^* , utilizando la primera parte de la ecuación, es decir:

$$h_1^* = Z^* \alpha_2 \frac{v_{n2}^2}{2g} \dots\dots\dots Ec 43'.$$

El valor de A_1 , que depende de h_1^* , puede entonces determinarse y sustituirlo en la segunda parte de la ecuación:

$$\alpha_1 \left[\left(\frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left(\frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{v_{n2}^2}{2g} \dots\dots\dots Ec 43''.$$

Esta parte de la ecuación representa la diferencia en la energía cinética entre las secciones 4 y 1 (fig. 17), expresada en función de áreas y de la carga de velocidad $v_{n2}^2 / 2g$.

Para obtener el coeficiente de remanso, se pueden utilizar dos símbolos: Z_b si solo se considera la relación de abertura del puente (M) y la forma de los estribos; se le conoce como coeficiente de base y las curvas para obtenerlo se conocen como curvas base. Z^* considera además el número, tamaño, forma y orientación de las pilas en el estrechamiento, excentricidad y esviamiento del puente.

Con las curvas base de la fig. 20, se obtiene Z_b en función de M y de la presencia ó no de aleros ya sea rectos ó curvos. En el caso de --- puentes con longitudes mayores de 60 m se recomienda la curva inferior---

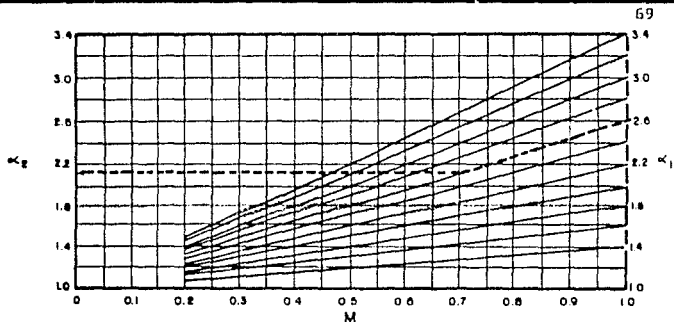


Figura 19

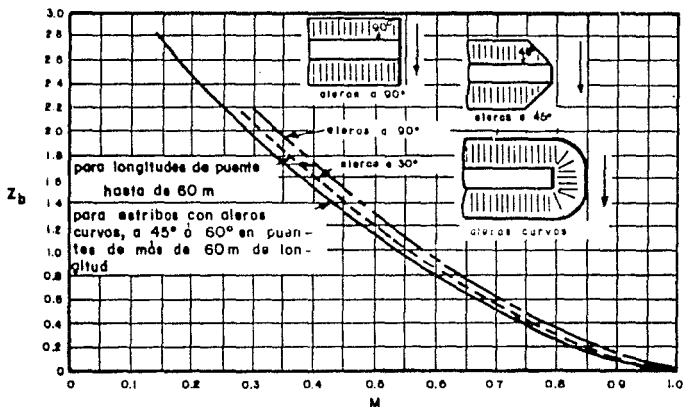


Figura 20

U.N.A.M.	E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA	CIVIL
DIBUJO: M. Zamora Q. REV. Y APROB.: Ing. Rubén Frías A.	
TESTIS PROFESIONAL "CAUCE RIO COPALA"	
Fig. 19.- Gráfica para estimar K_g	
Fig. 20.- Curvas base para el coeficiente de remanso (f. suber)	

de la gráfica, ya que la geometría del estribo influye menos en el remanso conforme la longitud del puente sea mayor.

El coeficiente Z^* se obtiene al sumar algebraicamente el coeficiente que se obtiene de la fig. 20, los coeficientes por efecto de esviajamiento, presencia de pilas, y/o rozles y excentricidad.

Así, lo que compone a esa suma algebraica se expone en seguida:

El efecto de esviajamiento se calcula con la expresión:

$$M = b_B \cos \vartheta \dots\dots\dots \text{Ec 44.}$$

donde:

b_B .- Longitud del estrechamiento esviajado.

ϑ .- Angulo de esviajamiento del puente (fig. 21).

El área A_{n2} (área hidráulica del estrechamiento ó sección 2), se basa en esa longitud $b_B \cos \vartheta$. La carga de velocidad

$$\frac{v_{n2}^2}{2g}$$

que se sustituirá en la ecuación para calcular h_1^* , se basa en el área proyectada A_{n2} .

Con la fig. 22 se obtiene el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_B por el efecto de esviajamiento para estribos con aleros curvos ó rectos. Este coeficiente depende de M y ϑ , de acuerdo a la figura misma.

Los valores negativos resultan del método de cálculo y no necesariamente indican que el remanso se reducirá empleando un estrechamiento esviajado, ya que dependerá de los otros efectos mencionados.

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

$$J = \frac{A_p}{A_{n2}} \dots\dots\dots \text{Ec 45.}$$

las áreas están referidas al flujo normal.

Si el cruce es esviajado, J , A_{n2} y M dependen de la distancia $b_B \cos \vartheta$ como se ve en la fig. 21.

El área de pila de un cruce esviajado A_p , es la suma de las áreas individuales de pilas normales a la dirección general del flujo, como se puede apreciar en la fig. 23. Con esta figura se obtiene el valor de ΔZ_p , entrando primero en la sección A con el valor de J y el tipo de pila obteniendo ΔZ en las ordenadas. En la sección B se obtiene el factor de corrección σ para $M \neq 1$. El coeficiente ΔZ_p será:

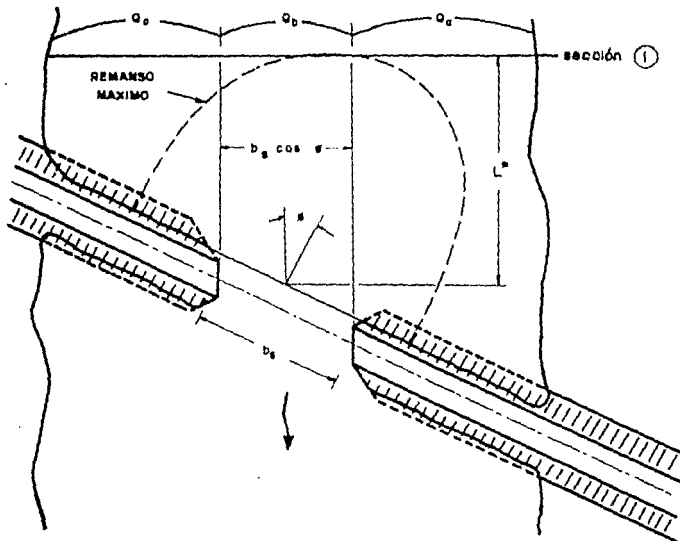


Figura 21

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO: M. Zamora C. REV Y APROBO: Ing. Rubén Frios A.
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Cruce esvaziado

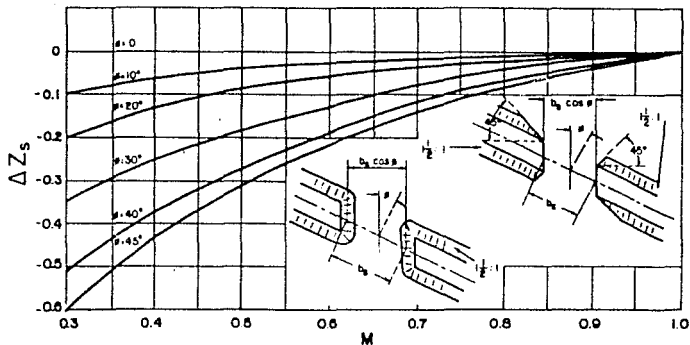


Figura 22

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DBUJO: M Zamora Q. REV Y APROBO: Ing Rubén Frías A
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Coefficiente de incremento de remanso
por esviamiento

W_p - Ancho de pila normal al flujo (metros) 73

h_{n2} - Altura de pila expuesta al flujo (metros)

N - Número de pilas

$A_p = \sum N W_p h_{n2}$ - Área total de pilas proyectada normal al flujo (m^2)

A_{n2} - Área hidráulica en el estrechamiento basada en la superficie normal del agua (para cruces esviados, usar la longitud proyectada del puente normal al flujo)

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

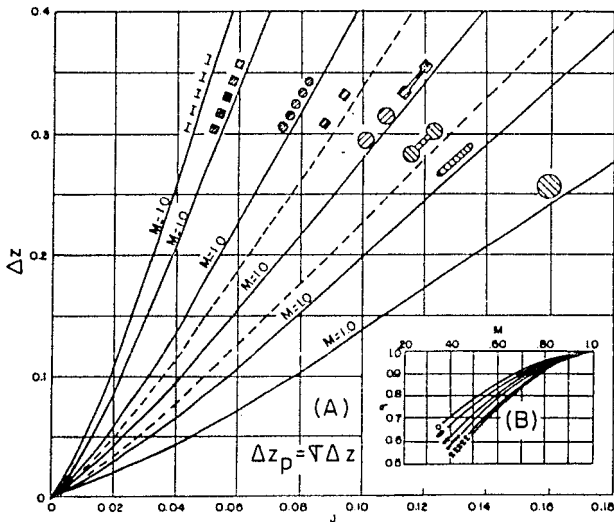
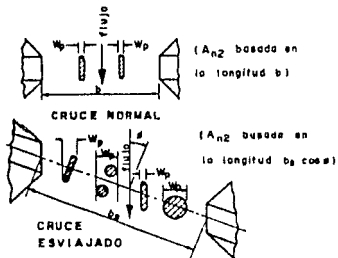


Figura 23

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora O REV Y APROBO Ing Rubén Frijas A
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Coefficiente de incremento de re-
manso por pilas

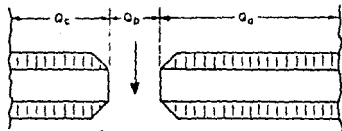
$$\Delta Z_p = \sqrt{\Delta Z} \dots \dots \dots \text{Ec 46.}$$

En lo que se refiere al efecto de excentricidad, en la fig. 24 se puede observar que Q_a y Q_c son obstrucciones a la dirección del flujo, por parte de los terraplenes de acceso. Si en la sección transversal del cauce $Q_a < 0.20 Q_c$ ó viceverso, se tendrá que considerar un coeficiente, que tome en cuenta dicho efecto. La excentricidad (e') se puede calcular como se indica en el croquis de la fig. 24. El coeficiente de incremento del remanso por excentricidad ΔZ_e , se puede evaluar de acuerdo a la fig. 24. Generalmente si existe una planicie de inundación a un solo lado del puente con lo cual $e' = 1$.

Para obtener una abertura b_g necesaria en un puente esviado, para que haya un remanso igual al de un puente no esviado, se utilizará la fig. 25, entrando con el ángulo de esviado y con M .

Entonces, si se tiene un puente esviado con respecto a la dirección del flujo y calculados los primeros nueve pasos, se prosigue con los siguientes en el proceso de cálculo:

- 10.- Calcular la relación de abertura (M) para cruces esviados.
- 11.- Estimar el parámetro α_2 de la fig. 19.
- 12.- Obtener Z_b para cruces simétricos y normales a la dirección del flujo. Z_b se obtiene a partir de la curva base de la figura 20.
- 13.- Si el cruce es esviado, obtener ΔZ_s , de acuerdo al tipo de estribos a partir de la fig. 22.
- 14.- Calcular el valor de J y obtener el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_p de la fig. 23 (seguir el método descrito para cruces esviados si es el caso).
- 15.- Calcular e' y si es mayor que 0.8 obtener el coeficiente de incremento de remanso ΔZ_e de la fig. 24.
- 16.- Determinar el coeficiente total de remanso Z^* , sumando los coeficientes de incremento de remanso al coeficiente de la curva base Z_b .
- 17.- Calcular el remanso h_1^* .



$$e' = \left(1 - \frac{Q_c}{Q_a}\right) \quad \text{donde } Q_c < Q_a \quad \acute{o}$$

$$e' = \left(1 - \frac{Q_a}{Q_c}\right) \quad \text{donde } Q_a < Q_c$$

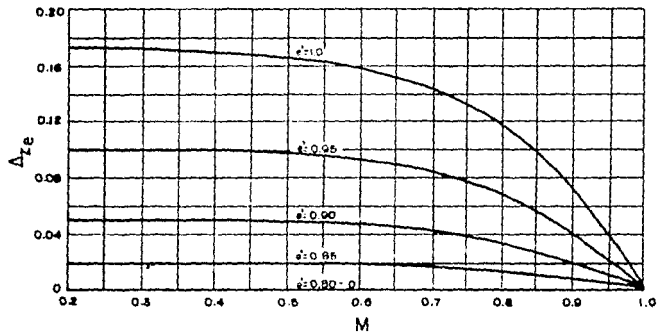


Figura 24

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

Dibujó: M. Zamora Q. REV Y APROBO: Ing. Rubén Frijas A.
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RÍO COPALA"

Coefficiente de incremento de reman-
so por excentricidad

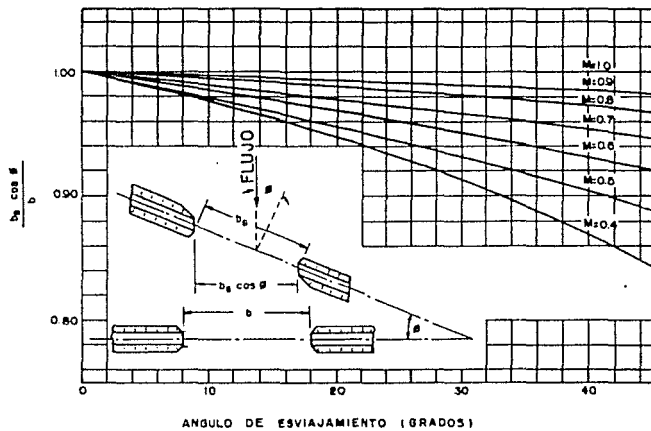


Figura 25

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora O. REV Y APROBO Ing Rubén Fries A

TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Relacion de la longitud de puente proyectada
a la normal para remansos equivalentes
(cruces esviados)

3.4.2 Método para flujo tipo II.

Si el número de Froude es mayor que 1 en la sección 2 ó en la sección del estrechamiento del cauce, es un indicio de que el flujo es de tipo II. Y como ya se vió, este flujo presenta dos variaciones para las cuales, el BPR ha propuesto un método basado en el siguiente rango de relaciones de abertura:

$$0.253 < M < 0.580$$

El método aplicable a este tipo de flujo, se dedujo de la aplicación de la ecuación de la energía entre la sección 1 y una sección del estrechamiento. Así:

$$h_1^* = \alpha_2 \frac{v_{2c}^2}{2g} \left[C_b + 1 \right] - \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} + y_{2c} - \bar{y}_2 \dots \text{Ec 47.}$$

donde:

h_1^* .- Remanso Total.

α_1, α_2 .- Coeficientes de energía cinética en las secciones 1 y 2.

v_{2c} .- Velocidad crítica en el estrechamiento ó ----
 q_c/y_{2c} siendo que $q_c = Q/b$ (m/seg).

C_b .- Coeficiente de remanso obtenida a partir de -
 la fig. 26.

v_1 .- Velocidad media en la sección 1, ó Q/A_1 ----
 (m/seg).

donde:

A_1 .- Area hidráulica en la sección 1, ó -----
 $A_{n1} + h_1^* B$ (m^2).

y_{2c} .- Tirante crítico en el estrechamiento ó -----
 $(q_c^2/g)^{1/3}$ (m).

\bar{y}_2 .- Tirante normal en el estrechamiento ó -----
 A_{n2} / b (m).

Para la fig. 26 no se tomaron en cuenta los efectos de esviajamiento, pilas y excentricidad.

Al coeficiente de remanso se le ha asignado la nomenclatura C_b para diferenciarlo del coeficiente para flujo subcrítico. Para la obtención de este coeficiente se presenta una curva tentativa basada en información relativamente escasa de modelos (Fig. 26), la cual considero únicamente la relación de abertura (M) por ser el factor que más interviene; los efectos de esviajamiento, pilas y excentricidad no se pu

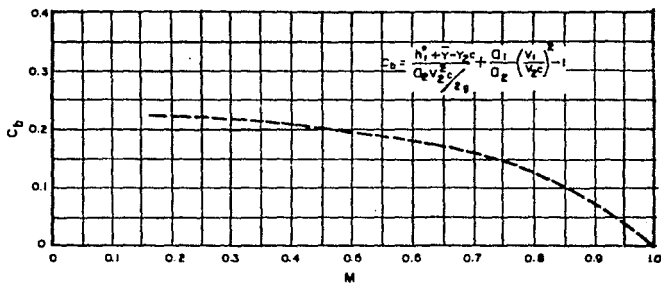


FIG. 26

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M Zamora G. | REV. Y APROBO Ing Rubén Fries A
TESIS PROFESIONAL. "CRUCE RIO COPALA"

CURVA TENTATIVA PARA OBTENER EL COE-
FICIENTE DE REMANSO PARA FLUJO T.II

den considerar ya que no se tomaron en cuenta para la obtención de la - curva. Los coeficientes de incremento de remanso de las figs. 22, 23 y- 24 para ensanchamiento, pilas y excentricidad no son aplicables a proble- mas de flujo tipo II. Una manera de tomar en cuenta el efecto de pilas, es hacer una compensación usando el área hidráulica neta bajo el puente en lugar del área total, considerando que:

$$b_n = b - \text{ancho de pilas} \dots\dots\dots \text{Ec 48.}$$

aunque esta aproximación no considera al sistema de vértices que provo- can las mismas pilas al presentarse como una obstrucción a la dirección del flujo.

Por lo tanto este método es aplicable solamente a cruces normales- sin excentricidad muy notable, es decir, que e' sea menor que 0.8, defi- niendo a e' según el croquis de la fig. 24. Entonces el método para flu- jo tipo II consiste en lo siguiente:

Se aplican los primeros nueve pasos descritos en la sección 3.4 y:

10.- Calcular la relación de abertura (M) del puente.

11.- Estimar de la fig. 19 el parámetro α_2 , tomando en cuenta si existe una topografía poco usual, vegetación ó condiciones de llegada - que puedan llevar a una distribución de velocidades más asimétrica en - el estrechamiento.

12.- En caso de que existan pilas, se debe calcular el ancho neto- del estrechamiento, ó $b_n = b - \text{ancho de pilas}$.

13.- Calcular el gasto por unidad de ancho en el estrechamiento, ó

$$q_n = \frac{Q}{b_n} \dots\dots\dots \text{Ec 49.}$$

14.- Calcular el tirante crítico en el estrechamiento, ó

$$y_{2c} = \left[\frac{q_n^2}{g} \right]^{1/3} \dots\dots\dots \text{Ec 50.}$$

15.- Calcular la velocidad crítica en el estrechamiento, ó

$$V_{2c} = \frac{q_n}{y_{2c}} \dots\dots\dots \text{Ec 51.}$$

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

16.- Calcular el tirante normal en el estrechamiento, δ

$$v_2 = \frac{A_{n2}}{b_n} \dots\dots\dots \text{Ec 52.}$$

17.- Con el valor de M , obtener el coeficiente de remanso C_b a partir de la fig. 26.

18.- Sustituir todos los resultados obtenidos con los pasos anteriores en la ecuación 47 para calcular h_1^* de la sección para flujo tipo II, con lo cual ésta quedará expresada en función de v_1 .

19.- Suponer una altura de remanso h_1^* .

20.- Calcular el área hidráulica en la sección 1, ó $A_1 = A_{n1} + h_1^* \cdot B$.

21.- Calcular la velocidad media en la sección 1, ó $v_1 = Q/A_1$.

22.- Sustituir v_1 en la expresión obtenida en el paso 18, calcular h_1^* . Si el remanso calculado es igual al supuesto, éste será el resultado final, en caso contrario volver al paso 19.

3.4.3 Aspectos importantes del flujo tipo III.

Teóricamente, no se presenta remanso aguas arriba del estrechamiento para un flujo tipo III.

No se tienen estudios de campo ni de laboratorio para el flujo supercrítico tanto para aguas arriba como para aguas abajo de la estructura de un puente. Las condiciones de cimentación deberán ser excelentes y las obras de protección contra la socavación serían muy costosas, debido a que al presentarse la avenida de diseño, el agua correrá a velocidades supercríticas.

Además, se tendría que proveer al puente con un claro vertical muy elevado para no permitir inundaciones en su superficie de rodamiento.

CAPITULO 4

TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA

4.1 Breve descripción de los métodos usuales para obtener la capacidad de carga.

Las teorías de capacidad de carga, desarrolladas a partir del año -- 1920, proporcionaron una base más o menos científica al estudio de las ci mentaciones. Combinadas con el creciente conocimiento de los suelos y sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo, han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones mucho más racional y avanzada que la que nunca había tenido el ingeniero. De lo anterior, no debe se--- guirse que las teorías recientemente desarrolladas resuelven los proble--- mas por completo, pues tienen aún limitaciones muy grandes. Pero tales -- teorías, auxiliadas por la clasificación y el estudio de los suelos y por mediciones de cimentaciones construídas, que permiten encasillarlas y así mi lar correctamente las experiencias adquiridas, proporcionan una base co mún, que hace posible el intento de generalizar el conocimiento sobre ci--- mentaciones, convirtiendo el arte de cimentar en una disciplina que tien--- de a lo científico cada vez más.

En un problema de capacidad de carga, se trata de conocer el nivel - de esfuerzo que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un- col pso o falla brusca, generalmente por esfuerzo cortante y, por otro la do, será necesario hacer el cálculo de asentamientos o expansiones que el- suelo va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando que estos queden en nive- les tolerables para la estructura de que se trate.

4.1.1 Teoría de Terzaghi.

La teoría de Terzaghi es la más usada para el cálculo de capacidad - de carga, especialmente en el caso de cimentas poco profundas, es decir, en el que el ancho B es igual o mayor a la distancia vertical entre el te rreno natural y la base de cimiento (profundidad de desplante, DP). Terza- ghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de de splante del cimiento, tomándola sólo en cuenta de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que sólo produce un efec- to que puede representarse por una sobre carga, $q = \gamma DP$, que actúa precisa- mente en un plano horizontal que pasa por la base del cimiento, en donde γ es el peso específico del suelo. (Fig. 27a)

Terzaghi propuso un mecanismo de falla (fig. 27b) para un cimiento poco profundo.

La zona I es una cuña que se mueve como cuerpo rígido con el cimiento, verticalmente hacia abajo.

La zona II es de deformación tangencial radial; la frontera AC de esta zona forma con la horizontal el ángulo $\frac{\phi}{2}$, cuando la base del cimiento es rugosa, si fuera idealmente lisa, el ángulo ϕ sería $45-\frac{\phi}{2}$. La frontera AD forma un ángulo de $45-\frac{\phi}{2}$ con la horizontal en cualquiera de los dos casos.

La zona III es de estado plástico pasivo de Rankine.

Después de realizar algunos cálculos y basándose en sus experiencias, Terzaghi llegó a la siguiente ecuación :

$$q_c = Cnc + \gamma \theta_p N_q + \frac{1}{2} \gamma B^2 N_c \dots\dots\dots \text{Ec 53.}$$

donde:

q_c .- Es la presión máxima que puede darse al cimiento por unidad de longitud, sin provocar su falla, es decir, representa la capacidad de carga última del cimiento. (ton/m²)

N_c, N_q y N_γ .- Son coeficientes adimensionales que dependen sólo del valor del ángulo de fricción interna del suelo (ϕ) y se denominan "factores de capacidad de carga" debidos a la resistencia al esfuerzo cortante, a la sobrecarga y al peso del suelo, respectivamente.

La ecuación 53 es la fundamental de la teoría de Terzaghi y permite calcular la capacidad de carga última de un cimiento poco profundo de longitud infinita.

Para aplicar dicha ecuación se deben conocer los valores de N_c , N_q y N_γ del problema que se trate, los cuales se obtienen de la figura 27c.

En la fig. 27c aparecen tres curvas en las que se obtienen los valores de N_c , N_q y N_γ en función de ϕ y se observan otras tres curvas con líneas discontinuas, y que dan valores modificados de los mismos factores, N_c' , N_q' y N_γ' .

Estos valores modificados se deben a que el mecanismo de falla mostrado en la fig. 27b, supone que al ir penetrando el cimiento en el suelo al mismo tiempo se produce un desplazamiento lateral de modo que los estados plásticos que empiezan a desarrollarse bajo la carga se amplían, de forma que, toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite.

En materiales arenosos sueltos o arcillosos blandos, con curva es--- fuerzo-deformación como la C₂ de la fig. 27d, en la cual la deformación - crece mucho para cargas próximas a la de la falla, Terzaghi considera que al penetrar el cimiento, no logra desarrollarse el estado plástico hasta puntos lejanos como el E y E' (fig. 27b), sino que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el ci--- miento, que, para fines prácticos, equivale a la falla del mismo.

Este último tipo de falla Terzaghi lo ha denominado como falla local contrariamente a la falla en desarrollo completo, a la que llama falla ge--- neral.

Para obtener la capacidad de carga última con respecto a falla local de un modo razonable y aproximado, Terzaghi corrigió su teoría de un modo sencillo, introduciendo nuevos valores de "c" y "B" para efectos de cálculo, así:

$$C' = 2/3 c \dots\dots\dots Ec 54-A.$$

$$\text{tg } \beta' = 2/3 \text{ tg } \beta \dots\dots\dots Ec 54-B.$$

Dado un ángulo β , en un suelo en que la falla local sea de temer, se puede calcular el β' equivalente con la ecuación 54-B. Si con este valor de β' se entrara a las curvas llenas de la fig. 27c se obtendrían valores de los factores N iguales a los que se obtienen entrando con el β original en las curvas discontinuas, para los factores N'.

Por tanto, la ecuación de la capacidad de carga última respecto a fa--- lla local será:

$$q_c = 2/3 c N'c + \gamma' D_f N'q + 1/2 \gamma' B N' \gamma \dots\dots\dots Ec 55.$$

La teoría expuesta es únicamente para cimientos continuos, es decir, de longitud infinita normal al plano del papel. Para cimientos cuadrados o redondos, no existe teoría alguna, ni siquiera aproximada. Terzaghi ha propuesto fórmulas que son modificaciones de la expresión fundamental, basados en resultados experimentales, y son:

Zapata cuadrada:

$$q_c = 1.2 c Nc + \gamma' D_f N_q + 0.4 \gamma' B N \gamma \dots\dots\dots Ec 56.$$

Zapata circular:

$$q_c = 1.2 c Nc + \gamma' D_f N_q + 0.6 \gamma' R N \gamma \dots\dots\dots Ec 57.$$

En estas dos ecuaciones los factores de capacidad de carga se obtienen de la fig. 27c, sean correspondientes a falla general ó local, cuando este último sea de temer. En la ec. 57, R es el radio del cimiento.

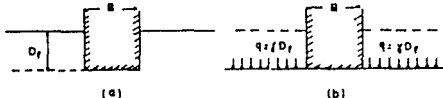


Fig. 27a. Equivalencia del sistema sobre el nivel de desplante de un cilindro con una periferia de radio $q \cdot D_f$ sobre un suelo

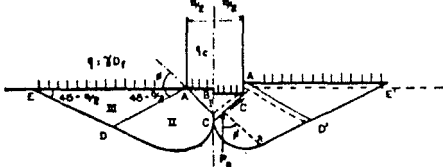


Fig. 27b. Mecanismo de falla de un pilote continuo para prueba según Terzaghi

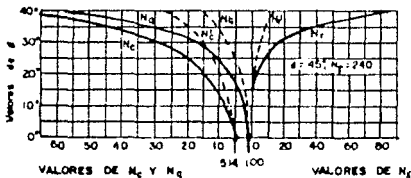


Fig. 27c. Factores de capacidad de carga para aplicación de la teoría de Terzaghi

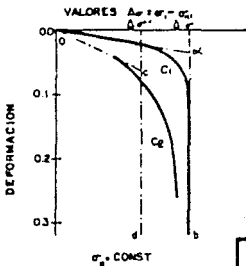


Fig. 27d. Curvas de esfuerzo deformación típicas para mecanismo de falla general (I) y local (II) según Terzaghi

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

Dr. DOM ZAMORA C. REV Y ALVARO ng BUDEN FRIAS A.
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Teoría de Terzaghi

Todas estas fórmulas son para cimientos sujetos a carga axial y sin excentricidad.

Cuando se trate de suelos puramente cohesivos y en el caso de un cimiento de base rugosa, los factores de capacidad de carga resultan:

$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

Con estos valores la ecuación 53 queda:

$$q_c = 5.7 c + \delta D_f \dots\dots\dots Ec 58.$$

que también se acostumbra escribir como:

$$q_c = 2.85 q_u + \delta D_f \dots\dots\dots Ec 59.$$

que tratándose de suelos cohesivos $q_u = 2c$, donde q_u es la resistencia a la compresión simple del material, siendo válida la ec. 55 para cimientos de longitud infinita. Su equivalente para un cimiento cuadrado y circular se obtiene de inmediato a partir de las ecs. 56 y 57 y vale:

$$q_c = 1.3 \times 5.7c + \delta D_f \dots\dots\dots Ec 60.$$

En la práctica, es frecuente utilizar la siguiente fórmula aproximada, cuya justificación descansa en las dos expresiones anteriores

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L}\right) + \delta D_f \dots\dots\dots Ec 61.$$

o sea, para el cimiento infinitamente largo $B/L=0$ y resulta la ec. 59; para el cimiento cuadrado, $B/L=1$ y la ec. 61 deviene en la 60. En rigor, la aproximación de la ec. 61 consiste en establecer una interpolación lineal entre ambos casos extremos, para cimientos largos, pero de longitud finita.

La teoría de Terzaghi es recomendable para toda clase de cimentaciones superficiales en cualquier suelo, pudiéndose aplicar con gran confiabilidad hasta el límite $D_f \leq 2B$.

4.1.2 Teoría de Skempton.

La teoría de Terzaghi en su aplicación a los suelos puramente cohesivos no toma en cuenta la profundidad de desplante del cimiento para fijar el valor de N_c , por lo que en la fig. 28a los dos cimientos tendrían la -



Fig. 28c. Influencia de la profundidad de desplante en el valor de N_c , en suelos puramente cohesivos

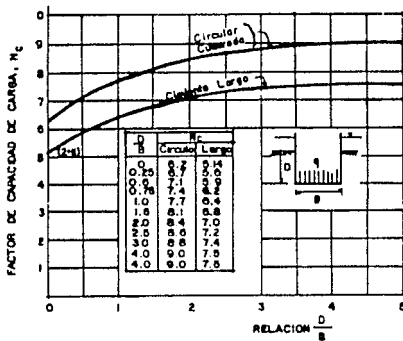


Fig. 28b. Valores de N_c según Skempton, para suelos puramente cohesivos

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIJUG M Zamora G. | sEV Y APROBAC mg Rubén Frios A
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Teoría de Skempton

misma capacidad en lo que se refiere a la influencia de la cohesión o sea al valor de N_c .

En términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tiene una superficie de mayor desarrollo, en donde la cohesión trabajará más correspondiendo un valor mayor de N_c .

Al realizar Skempton sus experimentos encontró lo siguiente:

1.- El valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante.

2.- El valor de N_c crece al aumentar la profundidad de desplante del cimiento. A una cierta profundidad del desplante en adelante, el valor de N_c permanece constante.

Para suelos puramente cohesivos, Skempton propone la siguiente ecuación:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f \dots \dots \dots E_c 62'$$

El valor de N_c varía con la relación A/B , donde A es la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y B es el ancho del mismo elemento. En la fig. 28b, se observan los valores de N_c para cimientos -- largos y de cimientos cuadrados o circulares.

En los casos de suelos heterogéneos estratificados el término γD_f , requiere de cuidado al aplicarse, pues representa la presión del suelo al nivel de desplante, por lo que deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos con sus respectivos pesos específicos, más cualquiera otra sobrecarga distribuida en la superficie del suelo --- (fig. 28d).

La teoría de Skempton es apropiada para cimentaciones en arcilla cohesiva ($\phi=0$), sean superficiales o profundas, incluyendo el cálculo de capacidad de carga en cilindros y pilotes.

4.1.3 Teoría de Meyerhof.

En esta teoría y para el caso de cimientos largos, se supone que la superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento tiene la forma que se muestra en la fig. 29a.

Según Meyerhof, se presentan las siguientes zonas:

- La zona de esfuerzos uniformes está comprendida en la cuña $A'B'C'$.
- La cuña $A'B'C$, representa a la zona de esfuerzo cortante radial, que se encuentra limitada por un arco de espiral logarítmica.
- La cuña $BCDE$ es una zona de transición que presenta dos caracte

ficados:

- 1.- Los esfuerzos varían desde los que corresponden al estado de cor

te radial, hasta los que corresponden a los de una zona en estado plástico pasivo.

2.- La extensión del estado plástico depende de la profundidad del cimiento y de la rugosidad de la cimentación.

La línea BD representa la superficie libre equivalente y en ella actúan tanto los esfuerzos tangenciales como los esfuerzos normales que corresponden al efecto del material contenido en la cuna BDE.

En un nuevo trabajo, Meyerhof vuelve a una ecuación parecida matemáticamente, para el caso de cimientos superficiales, a la ecuación de Terzaghi:

$$q_c = cN_c + \gamma \sum D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \dots \dots \dots \text{Ec 63.}$$

En la fig. 29b aparecen con líneas llenas las gráficas para obtener los valores de N_c , N_q y N_γ que son válidas para cimientos superficiales largos, y que están en función del ángulo de fricción interna (θ).

Para el caso de cimientos superficiales circulares o cuadrados ($B=L$) los valores de los coeficientes (N_c, N_q y N_γ) son los que se presentan en la gráfica con las líneas discontinuas largas en la misma fig. 29b.

Cuando se trate de cimientos superficiales rectangulares, con una relación de largo a ancho igual a B/L no han sido obtenidos factores de capacidad de carga por métodos teóricos. Para esto, Meyerhof propone que en ese caso, se obtengan por interpolación de los dos tratados en la fig. -- 29b (cimientos largos, $B/L=0$ y cuadrados $B=L$).

La capacidad de carga por punta de un pilote aislado, Meyerhof lo expresa como:

$$q_c = C N'_c + \gamma \sum D_f N'_q \dots \dots \dots \text{Ec 64.}$$

Valor que multiplicado por el área de la sección transversal de la base del pilote aislado da su capacidad de carga total por punta a la falla.

C y γ tienen los sentidos usuales, D es la profundidad a la que está el estrato resistente de apoyo; adicionalmente el pilote deberá penetrar en dicho estrato una magnitud D' .

$$D' = 4B \tan (45^\circ + \theta/2) \dots \dots \dots \text{Ec 65.}$$

Los factores N'_c y N'_q de la ecuación 64 corresponden a pilotes hincados al golpe de sección cuadrada o circular, se obtienen en la figura -- 29b.

Cuando el pilote no logra penetrar en el estrato resistente el valor dado por la expresión 65 sino uno menor, Meyerhof recomienda interpolar -

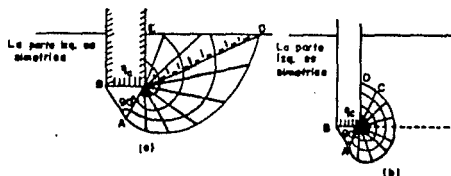


Fig. 28a. Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof
 a) A poca profundidad
 b) A gran profundidad

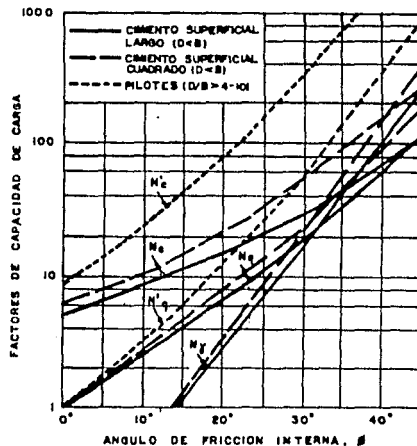


Fig. 28b. Factores de capacidad de carga para cimentaciones superficiales y pilotes.

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

DISEÑO M Zamora O REV Y APROBO mg R. Ben Pinos A
 TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Teoría de Meyerhof

linealmente los factores de capacidad entre los N_c^i y N_q^i de la fig. 29b- y los correspondientes a las cimentaciones superficiales (misma figura), - que deben regir si $D'=0$. Así :

$$N_{cp} = N_c + \frac{(N_c^i - N_c) D}{D'}$$

$$N_{qp} = N_q + \frac{(N_q^i - N_q) D}{D'}$$

La teoría de Meyerhof puede usarse para determinar la capacidad de - carga de cimientos profundos en arenas y gravas, incluyendo cilindros y - pilotes, aunque ejerciendo vigilancia cuidadosa, ya que en ocasiones se - ha observado que proporciona valores muy altos con respecto a los prudentes.

4.2 Influencia de la succión en la capacidad de carga.

Cuando se tiene el proyecto de una obra de ingeniería como el de la - cimentación del Puente Copala, se debe tener en cuenta que dicha obra cum - pla y ofrezca el requisito primordial de seguridad para evitar que llegue a presentarse alguna falla que provoque el colapso de la estructura.

Para poder tener una cierta seguridad en el diseño de cualquier tipo de cimentación para obras de esta magnitud, se hace necesario el empleo - de un Estudio de Mecánica de Suelos, el cual, mediante sondeos de exploración realizados en el sitio en que se llevará a cabo la obra, determine - la estratigrafía que permita conocer el tipo de material que se encuentra distribuido bajo la sección en estudio y con el número necesario de esos sondeos, construir el perfil de suelos de la misma sección.

Los sondeos de exploración son complementados por los estudios de la - boratorio, analizando las muestras obtenidas para conocer las caracterís - ticas y el tipo de material que existe en los estratos del subsuelo.

Conociendo el perfil de suelos y la resistencia a la penetración que - ofrece el suelo (obtenido en los sondeos de exploración) se pueden dar las bases para determinar la profundidad de desplante necesaria para una - cimentación de la naturaleza como la que se necesita para el Puente Copala, en este tipo de suelos arenosos. El saber a qué profundidad se localiza - el estrato resistente, en el cual pueda apoyarse la cimentación de la es -

estructura, no es suficiente en este caso, ya que un puente que se encuentra al paso de la corriente de un río, va a provocar que se presente un fenómeno, que será el que determine finalmente la profundidad de desplante de dicha cimentación, ese fenómeno ya ha sido expuesto en el capítulo 2 y es el de socavación.

La magnitud de la socavación va a depender de las condiciones hidráulicas de la corriente aguas arriba de la estructura y va a provocar el descenso del nivel del fondo del cauce. Conociendo la magnitud de este fenómeno y teniendo el perfil de suelos se podrá decidir la profundidad de desplante necesaria y conveniente para la cimentación.

La socavación puede ser tan grande, que puede arrastrar partículas ó material que de acuerdo al perfil de suelos, se encuentra en un estrato resistente capaz de soportar la cimentación del puente, o también que la profundidad de desplante de la misma sea menor que la que se podría considerar como necesaria.

Si ocurriera el primer caso, es decir, que basándonos en la prueba de penetración estándar encontráramos un estrato de arena compacta (que se podría considerar como el estrato capaz de albergar el desplante de cimentación) y que se presentara una avenida que provocara una socavación (tanto general como local) de tal magnitud que arrastrara el material de los estratos superiores al de arena y consiguiera arrastrar partículas de este estrato, la cimentación quedaría sin apoyo suficiente -- quedando la posibilidad de que se presente el colapso de la estructura, pues la capacidad de carga tendería a disminuir al mismo tiempo que los esfuerzos transmitidos al suelo aumentan, al no existir un confinamiento necesario del suelo contra la cimentación.

Si se presentara el segundo caso, la capacidad de carga disminuya, pero sin perder totalmente el apoyo de la cimentación en el suelo, no obstante, no se debe descartar la posibilidad de que la estructura falle.

Es por eso que cuando se proyecta la cimentación de un puente al paso de la corriente de un río, se hace necesario en primer lugar un estudio de Mecánica de Suelos y en segundo lugar el cálculo de la socavación (general y local), ya que con el perfil de suelos conocemos los estratos capaces de ofrecer el desplante de la cimentación, mientras que con la magnitud de la socavación se reafirma esa profundidad ó en su defecto, se va más abajo para desplantar y con ello garantizar la capacidad de carga con una adecuada distribución de esfuerzos al suelo y evitar, el -

mismo tiempo, la falla de la estructura por sobrecarga.

Todas las capacidades de carga tratadas en este capítulo, corresponden a valores a la falla, es decir, a valores tales que si esos esfuerzos se comunicaran al material, este quedaría en estado de falla incipiente. Nace así el concepto de capacidad de carga admisible o de trabajo que es con la que se diseña y se construye. La capacidad de carga admisible en un caso dado será siempre menor que la de la falla y deberá estar suficientemente lejos de ésta como para dar los márgenes de seguridad necesarios para cubrir todos los incertidumbres referentes a las propiedades de los suelos, a la magnitud de las cargas actuantes, a la teoría específica de capacidad de carga que se use y a los problemas y desviaciones de la construcción.

En el caso de suelos puramente friccionantes (en nuestro caso, del Puente Copala), la capacidad de carga es mucho mayor que la presión actual que al nivel de desplante, por esta razón la capacidad admisible de un suelo friccionante suele obtenerse en la práctica con la expresión:

$$q_{ad} = \frac{q_c}{F_s}$$

donde:

- q_{ad} .- Capacidad de carga admisible (ton/m^2).
 q_c .- Capacidad de carga de falla (ton/m^2).
 F_s .- Factor de seguridad = 3.

4.3 Aspectos sobre asentamientos en arenas.

En todo problema de cimentaciones se presentan dos conceptos a considerar: la capacidad de carga (que se calcula de acuerdo al tipo de suelo del que se trate, utilizando las teorías ya expuestas) y el de asentamientos, según el cual la cimentación no debe sufrir hundimientos o expansiones que pongan en peligro la función de la estructura.

En el caso de la cimentación para el Puente Copala, ésta se apoyará en un estrato de arena, de acuerdo al perfil estratigráfico de la sección en estudio.

De acuerdo a la prueba de penetración estándar utilizada en los sondeos de exploración de la sección en estudio, el arenito o estrato de arena tiene una capacidad relativa alta, que se refleja en el valor del ángulo de fricción interna (ϕ) influyendo a la vez, en los valores de los factores de capacidad de carga N_q y N_{γ} , pues estos aumentan cuando lo hace la compacidad relativa.

Así, en arena compacta una cimentación superficial fallará por corte general, en tanto que esa misma cimentación fallará por punzonamiento en una arena suelta.

Con esto se puede observar que, una cimentación profunda en arena -- compacta requiere niveles de esfuerzos mucho más altos para llegar a la falla, tanto que la arena compacta pasa a comportarse como una arena suelta; por esto, puede presentarse en la cimentación profunda una falla por punzonamiento, aunque también debe considerarse la fricción lateral.

Los suelos arenosos finos y limosos de estructura suelta, son susceptibles de experimentar fuerte compresión volumétrica por efecto de carga -- combinada con una condición de saturación rápida.

El diseño de una cimentación poco profunda construida sobre suelos -- friccionantes, es particularmente complicado cuando se atiende el aspecto de asentamientos de la estructura, por lo que el cálculo de asentamientos -- en arenas dista de estar razonablemente resuelto.

A continuación se mencionarán algunas ideas, basadas en el empirismo, que han probado su utilidad en varios casos prácticos.

El asentamiento bajo un cimiento en arena dependerá, como es natural, de las características esfuerzo-deformación de éste; particularmente de la rigidez que presenta a los esfuerzos cortantes, la cual depende del confinamiento del material y de su propia compacidad.

El primer concepto aumenta en forma lineal con la profundidad en una arena, por lo que la rigidez seguirá una ley más o menos similar. Teniendo en cuenta que el peso específico de una arena sumergida es del orden de la mitad del no sumergido, puede concluirse que el asentamiento bajo una cimentación en arena sumergida, debido a que la presión de confinamiento en el primer caso depende de γ_m en vez de γ , y, por ello, la rigidez del material al esfuerzo cortante se reduce prácticamente a la mitad. De esta manera, se observa como la posición del nivel freático influye en los asentamientos de la arena.

En el caso de la cimentación del Puente Copala y atendiendo los casos prácticos basados en el empirismo y con los conceptos arriba mencionados, se espera que no lleguen a presentarse asentamientos, o mejor dicho, serán mínimos y se manifestarán en forma instantánea, sin que haya peligro de que la estructura falle y se provoque el colapso de la misma, por la razón de que en el suelo en la sección bajo el puente, a una cierta profundidad, se encuentran los estratos de arena de compacidad relativa alta, en la cual deberán presentarse esfuerzos muy grandes para poder provocar asentamiento alguno en la estructura.

CAPITULO 5

APLICACION A UN PROBLEMA REAL

5.1.1 Estudio Topográfico del "CRUCE RIO COPALA".

A) Información general.

El río Copala nace aproximadamente a 30 km del cruce en estudio, - originado por los arroyos El Velero y El Potrero.

Aguas arriba del cruce se le unen arroyos sin importancia, entre - los que se encuentran, entre otros, Poza Verde, Cuilutla, El Salto, El- Organo, Barranca Honda y El Zapatero, éste último a 4 km del cruce.

A partir de ésta última confluencia, durante las crecientes máxi- mas, se ramifica, además de formar una extensa zona de inundación. Por- su margen izquierda derrama parte de sus escurrimientos a un arroyo que cruza el camino actual en el lugar conocido como Paraje de Montegrande- y por su margen derecha derrama hacia el arroyo El Carrizo, el que cru- za el camino aproximadamente a 5 km del sitio en estudio hacia Acapul- co, Guerrero.

En la zona del cruce, durante las crecientes máximas rebasa tam- -- bién sus márgenes hasta aproximadamente 100 m aguas arriba de éste, --- constituyendo una zona de inundación con escurrimiento lento con zonas- sin movimiento, predominando éstas últimas. Este efecto se presenta --- principalmente del lado de la margen izquierda del cruce y hacia 200 m- aproximadamente aguas abajo del mismo.

El río desemboca al Océano Pacífico, aproximadamente a 4 km aguas- abajo del cruce.

B) Funcionamiento Hidráulico.

Por datos proporcionados por vecinos del lugar, se han tenido cin- co crecientes máximas extraordinarias en los años de 1909, 1933, 1946, - 1954 y 1958, todas de carácter ciclónico. Consideran que la crecien- te de 1909 ha sido la mayor de todas pero no se obtuvieron datos de hue- -- llas precisas. Las crecientes de 1933 y 1946 se produjeron cuando no -- existía obra alguna en el cruce, su duración fué de 12 horas aproxima- mente. La de 1954 tuvo una duración similar a las dos anteriores, pero- en esta ocasión ya existía un puente-vado construido aguas abajo del --

cruce actual, el cual falló.

Por último, en la creciente de 1968, el nivel máximo alcanzado fué de 1m abajo de las traves del puente. Por la margen izquierda, entre los kilómetros 115 + 300 y 115 + 900, el agua pasó sobre las terracerías con un tirante aproximado de 0.80m, estimándose que las velocidades fueron bajas, ya que no se observan huellas de erosión en toda esta zona.

El estudio hidráulico se hizo por el método de sección y pendiente-con tirantes de 4.20m (promedio), dato obtenido por huellas observadas y de información de los habitantes de Copala, Guerrero. Se levantaron dos secciones aguas arriba del cruce, una a 50 y otra a 5m, así como una tercera a 100m aguas abajo del mismo. La primera y la tercera reportaron un gasto promedio de 1600 m³/seg. y la segunda (la más cercana al cruce) reportó un gasto de 1200 m³/seg., de lo que se deduce que, 1200 m³/seg. pasaron por el puente y 400 m³/seg. sobre el camino, con un tirante aproximado de 1.00m y velocidades bajas.

En el estudio hidrológico se obtuvo un gasto máximo de 1971 m³/seg. para un período de retorno de 100 años, considerando que este dato es el más adecuado para diseño, ya que los datos de N.A.M.E. de campo fueron obtenidos de una manera indirecta y basados en datos que probablemente están afectados por el fenómeno de remanso y por zonas de inundación tanto de aguas abajo como aguas arriba.

C) Informe para proyecto de puentes.

A continuación se describirá la información para proyecto de puentes que es necesaria para el cruce en estudio:

C1) Datos de Localización.

El "Cruce Río Copala" tiene los siguientes datos de localización:

Nombre del puente : Copala.

Sobre : Río Copala.

Camino : Costero del Pacífico.

Tramo : Acapulco-Ometepec.

KM : 115 + 170

Origen : Acapulco, Guerrero.

Ensayamiento : 0° 00'.

C2) Datos hidrúlicos.

La elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias (N.A.M.E.)- es de 100.96m.

El flujo tiene una velocidad superficial de 1 m/seg. en la sección- en el cruce.

Los crecientes máximas extraordinarias tienen una frecuencia de cada 10 años y una duración de 12 horas.

La época del año en que ocurren estas crecientes es de mayo a septiembre.

La corriente arrastra materiales y cuerpos flotantes como arena y árboles de 3 a 15m.

El cauce de la sección en estudio es estable, es decir, sin tendencia a divagar.

La tendencia de la corriente, en general, es la de socavar el fondo del cauce y de depositar material en la sección del cruce en estudio.

El remanso que produce el puente actual, afecta a los terrenos de cultivo de aguas arriba del cruce.

Para que los cuerpos flotantes que son arrastrados por la corriente puedan pasar entre los tramos del puente, éstos deberán tener un claro mínimo de 15m.

Así mismo, la distancia libre vertical que deberá existir entre el nivel de aguas máximas extraordinarias y la parte inferior de la superestructura, estará definida por el cálculo del remanso aguas arriba del puente y no ser menor de 1.50m.

El puente actual tiene cuatro tramos de aproximadamente 25m de largo y 7m de alto cada uno.

C3) Datos hidrológicos.

La cuenca del río Copala tiene una área de 466 km², siendo la fuente de información para obtener este dato, las fotografías aéreas.

La pendiente media de la cuenca es 0.0750; la precipitación media anual en la cuenca es de 1500mm.

La región hidrológica a la que pertenece la cuenca es la del Pacífico Sur, de acuerdo a la distribución de la Secretaría de Recursos Hídricos.

La distribución de la vegetación es abundante en la mayor parte de la cuenca.

La creciente máxima extraordinaria ha tenido un gasto de $1600 \text{ m}^3/\text{s}$. y ocurrió en el año de 1909, de acuerdo a la información proporcionada por la gente del lugar.

En la cuenca no existe alguna obra de captación que modifique el gasto técnico de diseño.

C4) Datos de cimentación.

En una forma general, los materiales que forman el fondo del cauce son arenas finas y gruesas, en la margen derecha aflora roca granítica y en la margen izquierda arena limosa.

El estudio de Mecánica de Suelos describirá en forma más detallada los materiales que constituyen al suelo y al subsuelo del cruce en estudio.

C5) Datos de Construcción.

Para la construcción del nuevo puente, se tendrá que considerar el abastecimiento del material necesario para ello, tomando en cuenta, tanto el lugar de abastecimiento y la distancia de acarreo, como las condiciones del mismo. La calidad y marca de los materiales las determinará el proyectista.

De acuerdo a lo anterior tenemos que:

El cemento, la cal, la madera de primera, madera de segunda y madera rolliza, pueden abastecerse desde Acapulco y la distancia de acarreo sería de 115 km.

En lo que respecta al agregado fino, a la grava para agregado grueso y a la piedra quebrada para obtener a ambas, así como a la piedra para mampostería y al agua potable, se pueden obtener en la zona misma en que se localiza el cruce en estudio.

Por último, el acero estructural y el de refuerzo será necesario ser abastecido desde la ciudad de México, para su mayor control de calidad, siendo la distancia de acarreo de 615 km.

Como parte fundamental de los datos de construcción, los costos de la mano de obra necesario, serán los jornales acostumbrados en la región por turno de ocho horas.

C6) Datos de tránsito.

En el puente por construir se espera la circulación de todo tipo -- de vehículos (ligeros, trailers, vehículos especiales, etc.).

Así también se prevé el tránsito de peatones en el puente, por lo -- que se prevé que el ancho de las banquetas sea de 1.00 m.

5.1.2 EXPLORACION Y MUESTREO.

5.1.2.1 Generalidades.

Durante las etapas de proyecto y ejecución de las obras, desde el -- punto de vista de cimentación, se debe de contar con datos firmes, seguros y suficientes con respecto al tipo de suelo con el que se está tratando.

Con estos datos, el proyectista adquiere una visión razonable de -- las propiedades físicas del suelo, como son resistencia y deformabili--dad.

Para determinar las características mencionadas, se deben obtener -- muestras de suelo apropiadas para realizar las pruebas correspondientes.

Estas muestras se pueden obtener por medio de la exploración del -- suelo, consistente en sondeos preliminares, definitivos ó métodos geofísicos.

Para la elaboración del presente trabajo, en el proyecto de Mecánica de Suelos en el "Cruce Río Copala", se utilizaron los métodos de Penetración Estándar y Livado (preliminares) y el de Rotación o Rotatorio en roca (definitivo), los cuales se describen a continuación.

5.1.2.2 Métodos de exploración utilizados en el "Cruce Río Copala".

A) Método de Penetración Estándar.

De entre todos los métodos preliminares, el de penetración estándar es el que mejores resultados arroja en la práctica y es también, el más utilizado en México por la información valiosa del subsuelo.

Para suelos puramente friccionantes, permite conocer su compacidad,

característica fundamental de su comportamiento mecánico.

En suelos plásticos o cohesivos, permite conocer la resistencia a la compresión simple.

El método de penetración estándar también proporciona muestras alteradas del suelo que se estudia. Se realiza con muestreador especial o penetrometro estándar (fig. 30).

El penetrometro es de media caña, facilitando la extracción de la muestra que se haya introducido en su interior. El penetrometro se enroscas al extremo de la tubería de perforación.

La prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes con un martinete de 63.5 Kg. (140 lbs.) de peso, que cae desde una altura de 76cm (30 in), debiéndose contar el número de golpes necesarios para penetrar 30cm ---- (1 ft).

El martinete es hueco, guiado por la tubería de perforación y es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y se deja caer desde la altura requerida, directamente a un ensanchamiento de la tubería misma de perforación. En cada avance de 60cm debe retirarse el penetrometro, removiendo la muestra de suelo de su interior.

El fondo del pozo, de donde se va a extraer la muestra, debe estar limpio, utilizando para ello posteadora o una cuchara (fig. 31).

Al estar limpio el pozo, se hace descender el penetrometro hasta tocar fondo, para que, a golpes, entre 15cm dentro del suelo. Desde este momento, se deben contar los golpes necesarios para que logre penetrar los 30cm siguientes, continuando hasta penetrar el muestreador en toda su longitud. Así, se retira el penetrometro y el suelo que haya en su interior constituye la muestra alterada obtenida por este procedimiento.

Es de gran utilidad este procedimiento, tanto en el campo como en el laboratorio para los diversos tipos de suelo, pero sobre todo cuando se trate de arenas, pues permite relacionar, aproximadamente, la compactad y el ángulo de fricción interna, ϕ , contra el número de golpes para penetrar 30cm, y cuando se trata de arcillas, permite conocer el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u).

Para fines prácticos, existen correlaciones confiables que son aplicables cuando se trata de suelos friccionantes ó cohesivos.

Para el caso en que se trate de materiales friccionantes como se observa en la fig. 32, al aumentar el número de golpes, también aumenta la compactad relativa de las arenas y como consecuencia hay un mayor ángulo de fricción interna. Al mismo tiempo se aprecia que para un mismo nú-

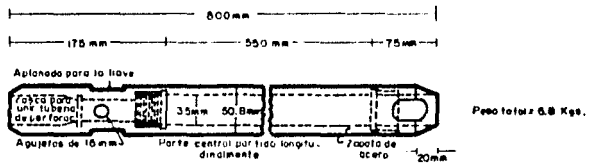


Figura 30

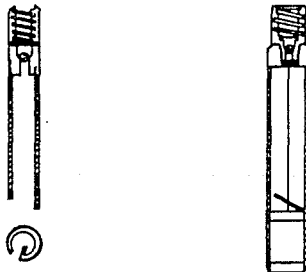


Figura 31

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO M. Zamora Q | REV. Y APROBO: Ing. Rubén Frías A.
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 30.- Penetrómetro estándar
Fig. 31.- Cuchetas muestreadoras

mero de golpes, el ángulo de fricción interna es mayor en arenas medianas o gruesas y menor en arenas finas ó en arenas limosas.

En la fig. 32 no se toma en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes, según investigaciones hechas. En la fig. 33 se presentan resultados experimentales, donde, para un número de golpes en la prueba de penetración estándar corresponden diferentes compactades relativas, según la presión vertical que actúa sobre la arena, la cual es función de la profundidad a la cual se realiza la prueba.

Quando se trata con arenas muy finas situadas bajo el nivel freático, el valor de N dado por la prueba de penetración estándar resulta mayor que el que se tendría con arena seca, debido a la baja permeabilidad de la arena, que impide que el agua emigre a través de los huecos al producirse el impacto. Los valores obtenidos en la prueba en estos casos -- (N') se corrigen, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$N = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) = \frac{N' + 15}{2} \dots \text{Ec 66.}$$

La ecuación anterior se hace sólo si $N' > 15$.

En la tabla 9, se da la correlación para pruebas en arcilla, propuesta por Terzaghi, las cuales deben usarse sólo como norma de criterio no definitivo, ya que los resultados obtenidos en la práctica demuestran que existen dispersiones, y como consecuencia, las resistencias obtenidas no sirven como base para proyecto.

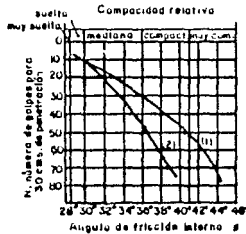
B) Método de Lavado.

Se realiza con un procedimiento muy económico y rápido que permite conocer aproximadamente, la estratigrafía del subsuelo, con la advertencia de que la práctica ha observado que se puede llegar a tener un error hasta de un metro al establecer la frontera entre los estratos del subsuelo.

El método es usado como auxiliar de avance rápido en otros métodos de exploración.

Las muestras que se obtienen con este método son muy alteradas, y prácticamente, no pueden ser consideradas como suficientemente representativas para realizar alguna prueba de laboratorio.

Para realizar la perforación, el equipo necesario se compone de un trípode con polea y martinete suspendido, de 80 a 150 kg. de peso, cuya-



(1) Relación para arenas de grano anguloso o redondeado, de mediana a gruesa.

(2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

Figura 32

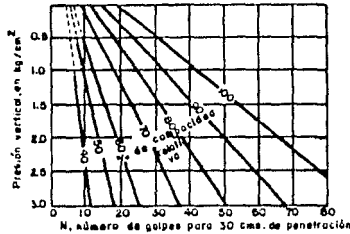


Figura 33

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIBUJO: M Zamora O. REV Y APROBO: Ing. Huelin Frías A.
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 32.- Correlación entre el número de golpes para 30 cms. de penetración y el ángulo de fricción interno de las arenas.
Fig. 33.- Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compactación (Swainson, 1929).

TABLA 9

Consistencia	No. de golpes	Resistencia a la compresión simple kg/cm ²
Muy blanda	2	0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.00
Firme	8 - 15	1.00 - 2.00
Muy firme	15 - 30	2.00 - 4.00
Dura	30	4.00

TABLA 10

Broca	Diámetro exterior ademe		Diámetro exterior broca		Diámetro interior broca	
	mm	in	mm	in	mm	in
Ex	46	1 13/16	37.5	1 15/32	20.5	27/32
Ax	57	2 1/4	47.5	1 7/8	20.5	13/16
Bx	73	2 7/8	51.5	2 11/32	42.0	1 21/32
Nx	89	3 1/2	75.5	2 61/64	55.0	2 5/32

finalidad es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación, siendo el ademe de mayor diámetro que la tubería que vaya a usar se para la inyección del agua.

En el extremo inferior de la tubería de inyección debe ir un trépano de acero perforado, para permitir el paso del agua a presión. El agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba. El procedimiento es el siguiente:

Se inyecta agua en la perforación, una vez hincado el ademe, lo cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección, al estar fuera el agua, ésta es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento.

Este procedimiento debe ser acompañado por un muestreo realizado con una cuchara saca muestras, colocada en el extremo de la tubería en lugar del trépano. Si las características del suelo no cambian será suficiente una muestra cada 1.50m aproximadamente, sin embargo, si se nota un cambio en el agua eyectada se debe hacer un nuevo muestreo. Al detener las operaciones para un muestreo, se debe permitir que el agua alcance en el pozo un nivel de equilibrio, que corresponde al nivel freático, el cual debe registrarse, debiéndose reportar cualquier alteración de dicho nivel.

En la fig. 34 se presenta el equipo de perforación y algunas modalidades de trépanos perforados.

En la fig. 35 se presentan varios tipos de muestreadores, que se colocan en el extremo inferior de la tubería de inyección a fin de obtener muestras representativas.

Los muestreadores tipos a, b y c se introducen a golpes en el suelo y de ellos, el más común es el de media caña, que facilita la extracción de la muestra.

C) Método de Rotación o Rotatorio en Roca.

Es uno de los varios métodos definitivos que existen, su finalidad es la de obtener muestras insalteradas, apropiadas para pruebas de compresibilidad, resistencia y muestras de roca, es decir, cuando la clasificación del suelo permita la posibilidad de que existan problemas, tanto de asentamientos como de la falta de una adecuada resistencia al esfuerzo cortante en suelos, el método es aplicable.

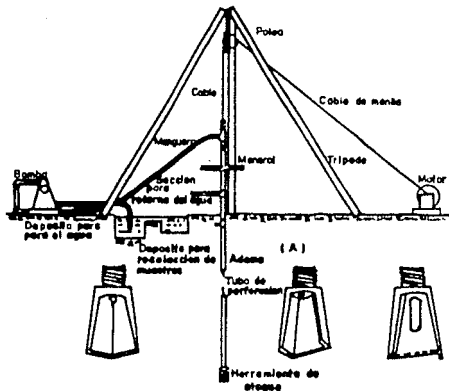


Fig. 34

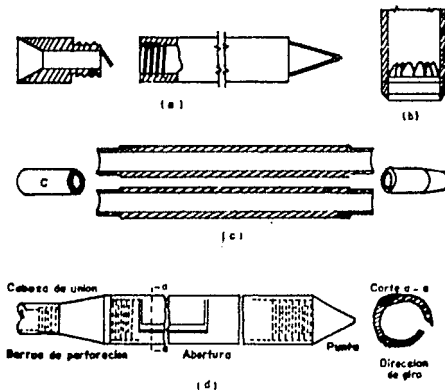


Fig. 35

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

DIRUJO: M. Zamora O. | REV. Y APROBO: Ing. Rubén Frías A.
TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 34.- Dispositivo para el sondeo por lavado.

Fig. 35.- Tipos de muestreadores.

El empleo de este método de sondeo se explica cuando un gran bloque o un estrato rocoso se presenta en la perforación, haciendo indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamantes o de tipo cóniz.

En las perforadoras con broca de diamantes, en la tubería de perforación, va colocado un muestreador llamado de corazón, en cuyo extremo se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, facilitando la perforación.

En las perforadoras de tipo cóniz, los muestreadores son de acero duro y la penetración es sencilla por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo.

En las perforadoras de broca de tipo cóniz, que han sido construidas hasta un diámetro para hacer perforaciones de 3m, donde la máquina penetra en el suelo con la misma broca.

Cuando se hace una penetración en roca dura, es recomendable usar brocas con diamantes en la corona y en el interior, con la finalidad de reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior, para agrandar la perforación y permitir el deslizamiento del muestreador con facilidad.

En rocas de mediana dureza, se emplean brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona. Si se trata de rocas nuevas, como lutitas, pizarras, etc., se usan brocas de acero duro con diente de sierra.

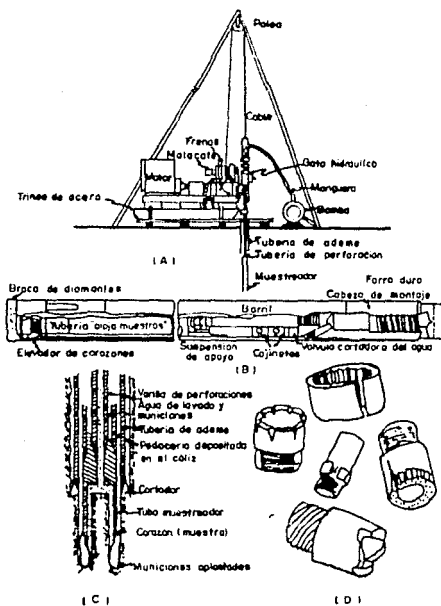
En la fig. 36 se pueden apreciar, tanto la máquina perforadora como dos muestreadores de corazón comunes y algunos tipos de brocas.

Las velocidades de rotación son variables. Así, a causa del calor que se genera por las grandes fricciones que se producen por la operación de muestreo, es indispensable que se inyecte agua por medio de una bomba que se encuentra en la superficie, en forma continua. Es importante darle presión vertical a la broca para facilitar la penetración. En la perforación rotatoria se obtienen resultados confiables cuando se combinan la velocidad de rotación, la presión de agua y la presión sobre la broca, de acuerdo al tipo de roca en estudio.

Cuando el muestreador ha penetrado completamente, es preciso desprender la muestra de roca ó corazón, que ha ido penetrando en su interior, de la roca matriz.

Las máquinas perforadoras pueden variar su velocidad de rotación, desde 40 a 100 rpm y su avance puede ser mecánico o hidráulico.

Si se de avance mecánico, gira a velocidad uniforme y la variación-



- A) Máquina perforadora
 B) Muestreador para braca de diamante
 C) Muestreador tipo caliz
 D) Algunos tipos de brocas

Fig. 36

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

DIBUJO: M. Zamora Q. REV Y APROBO: Ing. Hubert Filote A.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Fig. 36: Equipo para muestreo en roca

TABLA 11

Sondeo	Localización	Elevación	Tipo de perforación	Profundidad
1	2.50 m Der. 115 + 710.80	22.867m	P.E., Rotación	10.50m
2	1.70 m Der. 115 + 739.50	15.800m	P.E., Lavado y Rot.	20.20m
2 "A"	1.50 m Izq. 115 + 738.60	17.060m	Rotación	16.15m
2 "B"	1.50 m Izq. 115 + 738.05	17.060m	Rotación y P.E.	12.10m
3	1.50 m Izq. 115 + 764.20	16.295m	Rotación, P.E. y Lav.	20.30m
4	1.50 m Izq. 115 + 789.85	16.205m	Rotación, P.E. y Lav.	28.30m
4 "A"	1.50 m Izq. 115 + 789.30	16.205m	Rotación, P.E. y Lav.	21.80m
5	1.50 m Der. 115 + 800.20	20.150m	Rotación, P.E. y Lav.	37.89m
6	24.00 m Der. 115 + 822.80		P.E. y Lavado	37.55m

Los símbolos que corresponden a cada estrato identificable se encuentran en la parte inferior de cada perfil.

- Sondeo No 1.

Localización: 2.50m Der., estación 115 + 710.80

Elevación: 27.867m.

Tipo de perforación: Penetración estándar y rotación.

Profundidad: 10.50m.

Este sondeo se realizó en la margen derecha del río, y se observa -- que se tiene un estrato de arena limosa muy suelta con grava, debajo de -- éste, se encuentra una capa con fragmentos angulosos y subangulosos de -- granito de tamaños pequeños y medianos mal empacados en un 20 a 30 % de -- arena limosa granítica. Inmediatamente y hasta la profundidad de 10.50m, -- se encuentra un estrato de granito fracturado. No se observó el N.A.F..

- Sondeo No 2.

Localización: 1.70m Der., estación 115 + 739.50

Elevación: 15.800m.

Tipo de perforación: Penetración estándar, Lavado y rotación.

Profundidad: 20.20m.

De 0.00 a 1.80m aproximadamente, se tiene un estrato de arena, de -- suelta a muy suelta, del cual se obtuvo muestra lavada.

Debajo de la capa anterior, se encuentra un estrato de arena bien -- graduada con gravas, obteniendo muestra lavada.

Después tenemos una capa de arena bien graduada, de suelta a poco -- compacta con gravas y poca arcilla, cuya clasificación de acuerdo al ---- S.U.C.S. es la de SU.

A continuación se tiene una pequeña capa de arena mal graduada, de -- suelta a poco compacta con gravas, clasificada como SP.

Debajo de esta, tenemos unas capas muy delgadas que son: arcilla de -- alta plasticidad con poca materia orgánica, clasificada como CH; arena ar -- cillosa poco compacta, clasificada como SC; arena mal graduada con gravas -- y poca arcilla, SP; arcilla de bajo plasticidad, firme, CL.

Debajo, se encuentra un estrato de arena arcilloso poco compacta con -- pocas gravas, clasificada como SC.

Después se tiene una pequeña capa de arcilla de bajo plasticidad CL.

Y por último, se encuentra un estrato de arena arcillosa de poco compacta a compacta con pocas gravas producto de la alteración del granito y obteniéndose varias muestras lavadas a diferentes profundidades.

- Sondeo No. 2A.

Localización: 1.80 m Izq., estación 115 + 730.00

Elevación: 17.060 m.

Tipo de perforación: Rotación.

Profundidad: 16.15 m.

Este sondeo se realizó dentro del cilindro no. 3, para determinar la longitud del mismo. Se perforó el tapón superior de concreto, el material de relleno del cilindro y parte del terreno natural hasta la profundidad indicada, sin encontrar el tapón inferior.

Hasta la profundidad de 1 m. se tiene un relleno de grava, bolea y arena. Después se detecta la losa o tapón de concreto muy pobre del cilindro, con longitud de 1 m.; desde los dos metros y hasta la profundidad de 12.47 m se presenta una arena con pocas gravas y pequeños fragmentos aislados, muy suelta.

A continuación y hasta la profundidad del sondeo, se presenta granito descompuesto. Se perforó con tungsteno penetrando muy lento, después de la profundidad mencionada se suspendió el sondeo sin poder determinar la longitud del cilindro.

- Sondeo No. 2B.

Localización: 1.50 m Izq., estación 115 + 738.05

Elevación: 17.060 m.

Tipo de perforación: Rotación y Penetración estándar.

Profundidad: 12.10 m.

Este sondeo se realizó dentro de la pared del cilindro No. 3, determinándose su longitud (11.02 m).

En los primeros diez metros de este sondeo dentro de la pared del cilindro, se observa un concreto muy pobre compuesto de arena, cemento y algunas gravillas aisladas, con un tamaño máximo de hasta 1 cm.

De 10.00 hasta 11.02 m., tenemos un concreto de buena calidad formado por cemento, grava y arena.

Finalmente, tenemos la presencia de granito descompuesto, limoso muy compacto a la prueba de penetración estándar.

- Sondeo No. 3.

Localización: 1.50 m. Izq., estación 115 + 764.20

Elevación: 16.295 m.

Tipo de perforación: Rotación, Penetración estándar y Lavado.

Profundidad: 20.30 m.

Hasta los primeros noventa centímetros de profundidad, se encuentra el tapón de concreto del cilindro no. 2.

A la profundidad de 15.90 m., se nota la presencia de un estrato de arena suelta más o menos bien graduada (dentro del cilindro).

Abajo de este estrato de arena, se localiza el tapón inferior del cilindro, compuesto de arena y cemento con 30 % de grava con un tamaño -- máximo de hasta 2".

Debajo del tapón inferior del cilindro, se tiene un estrato de un metro de espesor de arena fina limosa de color gris oscuro, con indicios de materia orgánica, poco compacta.

Después se tiene un pequeño estrato de arcilla limosa de color gris oscuro, firme.

Bajo la arcilla, hay otro pequeño estrato de arena más o menos bien graduada con copas de arena fina, con indicios de materia orgánica.

Finalmente, se presenta un estrato de arena granítica poco limosa, más o menos bien graduada, muy compacta.

Las muestras obtenidas durante la exploración, son muestras de lavado del concreto del cilindro.

- Sondeo No. 4.

Localización: 1.50 m. Izq., estación 115 + 769.85

Elevación: 16.205 m.

Tipo de perforación: Rotación, Penetración estándar y Lavado.

Profundidad: 28.30 m.

Con este sondeo se perforó el tapón superior de concreto, el material de relleno del cilindro y el terreno natural, sin encontrar el tapón inferior del cilindro, por lo tanto no se determinó la longitud del mismo (pila No 1).

El tapón superior del cilindro es de aproximadamente, 1.35 m. Dentro del cilindro se tiene arena suelta. Enseguida se encuentra una capa de arena granítica bien graduada, y debajo de ésta, un estrato de arena granítica cuarzosa bien graduada, poco compacta.

Inmediatamente después, se tiene una capa de arena arcillosa compacta. Este estrato se encuentra a 21.50 m, que es la profundidad a la que todavía se encuentra concreto.

Después se tiene una capa de 0.40m aproximadamente de arcilla CL.

Debajo y hasta la profundidad del sondeo, se tiene un estrato de arena arcillosa, de poco compacta a compacta, producto de la alteración del granito, y la presencia de gravas donde se indican en el perfil estratigráfico. El N.A.F. se encontró a 0.40 m de profundidad.

- Sondeo No 4A.

Localización: 1.50 m Izq., Estación 115 + 789.30

Elevación: 16.205 m.

Tipo de perforación: Rotación, Penetración estándar y Lavado.

Profundidad: 21.80 m.

Este sondeo se realizó dentro de la pared del cilindro de la pila No 1, para poder determinar la longitud del cilindro, la cual es de --- 16.84 m.

Hasta la profundidad de 16.84 m se tiene concreto de la perforación en la pared del cilindro actual.

Enseguida y hasta la profundidad del sondeo, se tiene un estrato de grava arcillosa, de poco compacta a compacta, producto de la alteración de granito y gravas siladas. Se observa un tirante de 0.40 m.

- Sondeo No 5.

Localización: 1.50 m Der., Estación 115 + 820.20

Elevación: 20.150 m.

Tipo de perforación: Rotación, Penetración estándar y Lavado.

Profundidad: 37.89 m.

Este sondeo se realizó en la margen izquierda del río. El primer estrato presenta arena arcillosa, de suelta a poco compacta con gravas aisladas (SC). Enseguida, una pequeña capa de arena arcillosa poco compacta (SC). Debajo de esta capa, se encuentra un estrato de arena con poca arcilla poco compacta y gravas aisladas (SP y SW), encontrándose en este estrato el N.A.F. a una profundidad de 7.80 m.

Después, se tiene una pequeña capa de arena arcillosa poco compacta con gravas aisladas (SC).

Inmediatamente abajo, se tiene un estrato de arena poco arcillosa con abundante materia orgánica en capas.

Después se tiene una capa de arena arcillosa, de poco compacta a compacta y gravas aisladas. Debajo, se presenta una capa de arcilla arenosa de muy blanda a firme (CL).

Enseguida y hasta el final del sondeo, se tiene una arena arcillosa compacta a muy compacta, con gravas donde se indican en el perfil estereotráfico (SC y SP).

- Sondeo No 6.

Localización: 24.00 m D-r., Estación 115 + 822.80

Elevación:

Tipo de Perforación: Penetración estándar y Lavado.

Profundidad: 37.55 m.

Hasta la profundidad de 3.50 m se tiene un estrato de arena finísima con indicios de materia orgánica.

Debajo, se tiene una capa de arena que va de fina a gruesa, para después dar paso a una capa de arena fina limosa. Inmediatamente después se tiene un estrato de arena fina con capas de materia orgánica hasta de 5 cm.

Después se encuentran estratos alternados de arena fina limosa y arena de fina a gruesa.

Debajo de estos estratos se encuentra una capa de arena fina limosa con capas de materia orgánica y otras de arcilla orgánica.

Después se presenta un estrato de arena fina a gruesa con gravas chicas hasta de 3 cm de diámetro muy aisladas.

Por último se encuentra una pequeña capa de limo con poca arena fina.

5.2 Registros de Exploración

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacifico SONDEO No: 2 ELEV.: 15,800 m
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 1.70 m Derecha
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación: KM. 115 + 739, 50
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Penetración es-
 CLARO APROXIMADO: 102 m tándem, Llave y Rotación
 BARRA PERF.: 4x N A F -

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Alderaco.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No.2

W = 53.5 KG. H = 4840 / W = 76 cm ϕ EXT. = 5 cm ϕ INT. = 3.8 cm

PROF EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION	LONG. RECUPERADA cm	OBSERVACIONES	
0.00	Arroyo fino y homogéneo producido por acción de la arena media, muy suelta.	1	0.00	0.45	7.25 a 3.00	-	Se hiede a solo. NOTA: de 0.00 a 3.05 m, los golpes fueron sobre el agua con martinetes de 115 lb = 50 cm de altura.	
1.65	Arena bien graduada con un 25% de arena cuadrangular de 1" de fil. suelta.	1	0.00	1.60	3/30, 4/30, 5/30, 9/30	0/30	"	
3.05	Arena bien graduada con arena de mar, pero sin arena, se suelta a poco contacto, con un 10% de arena.	2	3.05	3.45	3	00	"	
					3.65	4	40	
					4.25	4.85	5	00
					4.85	5.45	11	30
					5.45	6.05	6	20
					6.05	6.65	11	30
6.05	Arena media con poca arena con indicios de materia orgánica.	5	6.05	6.30	-	-	Muestra de cambio	
6.30	Arena fina, ligera, gris clara, poco compacta.	6	6.30	6.45	-	-	Muestra de cambio	
6.45	Arena con arena bien graduada, poco ligera, gris obscura, con 25% de arena subcuadrada de 2" de fil., poco compacta.	5	6.45	6.00	-	-	Muestra de cambio	

MECANICA DE SUELOS

 CAMINO: Costero del Pacífico SONDEO No: 2 ELEV.: 15,800 m.

 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 1.70 m Derecha

 KM: 115 + 765 ORIGEN: Lqs Cruces, Gro. Estación: Km 115 + 739.50

 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Penetración es-
tática, Lavado y Rotación

 CLARO APROXIMADO: 102 m

 BARRA PERF.: Ax N A F -

 W = 3.5 KG.

 H = 4840 / W = 76 cm

 #EXT. = 5 cm

 #INT. = 3.8 cm

 U.N.A.M. ENE.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

 REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Alarcón.
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No.2

PROF. EN M	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOL- PES EN 30 cm DE PENETRA- CION	LONG. RECU- RADA cm	OBSERVACIONES
3.80	Fracción limosa gris oscuro de con- sistencia firme	6	6.80	7.10	-	-	Resaca de cambio
7.10	arena fina limosa gris claro, media- mente compacta	6 A	7.10	7.25	-	-	" " "
			7.25	7.60	-	-	
		7	7.60	8.20	13	30	
		8	8.20	8.60	22	36	
			8.80	9.40	25	40	
9.30	Fracción p. de arcilla, gris oscuro	9	9.00	9.30	-	-	Resaca de cambio
		10	9.30	9.50	-	-	" " "
			9.40	10.00	21	40	
10.50	arena limosa gris verdosa, mediana- mente compacta. Con pedregallos 6 pe- queños fragmentos de granito cilíndricos	10 A	9.50	10.00	-	-	" " "
		11	10.00	10.40	50/25	25	
		12	10.40	11.80	-	-	
			11.80	11.90	50/4	50/6	
10.40	arena arenosa / arenilla bastante alterada, gris verdosa y gris claro.	13	11.90	13.40	H	00	Con turrones (1.1 verde)
		14	13.40	13.45	50/3	50/2	
		15	13.45	15.00	H	00	" " "
			15.00	15.03	50/2	00	" " "
		16	15.03	16.50	H	00	" " "
			16.50	16.52	50/2	00	
		17	16.52	16.50	H	00	" " "
			16.50	16.52	50/2	00	
		18	16.52	20.00	H	00	" " "
			20.00	20.00	H	00	

20.20 FTS. DEL 501.050

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacífico SONDEO No: 2ªA ELEV.: 17,060 m.
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 1.50 m Izquierda
 KM: 115 - 765 ORIGEN: Lds Cruces, Gro. Estación: Km 115 + 738.60
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Rotación
 CLARO APROXIMADO: 102 m

U.N.A.M. E.N.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Aldasol
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No. 2 "A"

BARRA PERF.: Ax N A F: -

W = 63.5 KG. H = 4840 / W = 76 cm #EXT. = 5 cm dINT. = 3.8 cm

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION	LONG. RECUPE-RADA cm	OBSERVACIONES
0.00							
1.00	Rollera de arena, balsa y arena				H		1.00 : Sondeo efectuado
2.00	Ladrillo y trazo de concreto muy pobre				H		2.00 : Sondeo efectuado en el punto 3
12.47	Probablemente arena con pedregal grueso, y pedregales fragmentos alifanos, muy sueltos				H		12.47 : Sondeo efectuado en el punto 3
16.15	Probablemente granita poco suelta, con pedregal fragmentos gruesos de 10 a 15 cm de diámetro. Se perforó con tuzo ligero, penetrando muy lento y recuperando únicamente dos golpes de penetración de 16.15 m de profundidad, ya no penetró el tuzo y se suspendió el sondeo, ya que se trató de determinar la profundidad del trazo del cilindro, no la intención de este, ya que no tiene trazo.				H		16.15 : Sondeo efectuado en el punto 3
	FIN DEL SONDEO						

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacifico SONDEO No: 3 ELEV.: 16,295 m
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 1.50 Iztaulterda
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación: Km 115 + 764.20
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Rotación, Pene-
CLARO APROXIMADO: 102 m lación estándar y Lavado
 BARRA PERF.: Ax N A F -
 W = 63.5KG. H = 4840 / W = 76 cm ϕ EXT = 5 cm ϕ INT. = 3.6 cm

U.N.A.M. E.M.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frijas Aldaraca.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No. 3

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOLPES EN 30cm DE PENETRACION	LONG. RECUPE-RADA cm	OBSERVACIONES
0.00	Tapa de concreto del cilindro	1	0.00	0.00	H	00	
0.90	Arroyo suelta mfo a poca. Man. con pedras (Dentro del cilindro de concreto)		0.00	05.00	Lavado	00	Alto suelta mfo con pedras dentro del cilindro No. 2
15.00	Tapa de concreto de la parte del cilindro (Arroyo y concreto con 30 cm de espesor hasta de 2" de esp.)	2	15.00	15.00	H	40	Arroyo a lavado del concreto a lavado
16.00	Arroyo fino limoso de color gris claro por indicio de agua y proficua, poco compacta.	3	16.00	17.00	H	00	Arroyo Lavado
		4	17.00	17.00	Lavado	19	
			17.00	17.40		64	
17.00	Arroyo limoso gris oscuro, fino	5	17.00	18.10			Arroyo
18.00	Arroyo mfo a poca. limoso gris claro con arena de arroyo fino, por indicio de materia proficua	5 A	18.10	18.40	H	25	"
		6	18.40	19.00			
19.00	Arroyo proficua con limoso, de color gris claro, mfo a poca. limoso gris claro muy compacto	7	19.00	19.70	50/10	05	
			19.70	19.60	H	00	
			19.60	17.00	50/11	--	
20.30	Fija del cilindro		19.60	20.30	H	--	

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacífico SONDEO No: 4 ELEV.: 15,205 m
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 1.50 m Izquierda
 KM: 115+765 ORIGEN: Las Cruces, Gro. Estación: 115 + 769.00
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Retención, Bombeo-
 CLARO APROXIMADO: 102 m tracción estándar y Levada
 BARRA PERF.: EX N A F -

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Alderice.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No. 4

W=63,5KG. H=4840/W = 76 cm ϕ EXT. = 5 cm ϕ INT. = 3,8 cm

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION	LONG. RECUPERADA cm	OBSERVACIONES
0.00							
	Trazo del cilindro, arena de color gris claro y arena con gravillas chicas	1	0.00	1.30	"	170	
1.20							
	Trazo con arena de color gris claro	2	1.30	2.50	Levada		
		3	2.50	3.00	"		
		4	3.00	4.30	"		
15.30							
	Arena granítica gris clara, arena bien graduada, poco linaza, medianamente compacta.	5	4.30	17.00	"		
17.00							
	Trazo de arena granítica gris clara, arena bien graduada de color café claro, medianamente compacta	6	17.00	18.30	"		
17.30							
	Arena granítica cuarzosa, más o menos bien graduada, poco linaza, gris claro, medianamente compacta	7	17.30	21.30	"		
		8	21.30	21.50	"		
21.50							
	Arena granítica cuarzosa, más o menos bien graduada, arena linaza, gris claro. Presentando el grano fino en compacta y medianamente compacta.	9	21.50	22.10	"		
		10	22.10	22.30	"		
22.90							
		11	22.90	22.90	23	00	

MECANICA DE SUELOS

 CAMINO: Costero del Pacifico SONDEO No: 4 ELEV.: 15,205 m

 TRAMO: Acapulco - Pinotepo Nacional LOCALIZACION: 1.50 m Izquierda

 KM: 115 + 765 ORIGEN: Las Cruces, Gro. Estación: 115 + 769.25

 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Estación, Bombeo

 CLARO APROXIMADO: 102 m tracción superior y lateral

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON

INGENIERIA CIVIL

 REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Alderaco
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No. 4

 BARRA PERF.: 6x N.A.F.: -

 W=63.5 KG H=4840/W = 76 cm δ EXT = 5 cm δ INT = 3.8 cm

PROF EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION	LONG. RECUPERADA cm	OBSERVACIONES
22.00							
	Una muestra con indicador de plasticidad en el estado de consistencia dura	11	22.00	23.50	35	30	
23.00							
	Una muestra tomada con el indicador de plasticidad en el estado de consistencia dura	12	23.00	24.10	--	--	
		13	23.10	24.60	35	30	
	Una muestra tomada con el indicador de plasticidad en el estado de consistencia dura	14	24.60	27.30	35	30	
		15	27.30	28.90	35	30	
		16	28.90	29.30	--	30	
		17	29.30	29.30	--	30	
	Fin del sondeo						

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacífico SONDEO No: 4 "A" ELEV.: 16.205 m
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 1.50 m Izquierda
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación: 115 + 719.30
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Retracción, Fren-
 CLARO APROXIMADO: 102 m bración, estirado y Lavado
 BARRA PERF.: AX N.A.F. -

U.N.A.M. E.N.E.R. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frijas Alderaco.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No. 4 "A"

W = 62.5 KG H = 4840 / W = 75 cm ϕ EXT. = 5 cm ϕ INT. = 3.0 cm

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOLPES EN 30 cm DE PENETRACION	LONG. RECUPE-RADA cm	OBSERVACIONES
0.00							
	Concreto de regular calidad, compuesto de arena, grava y cemento.	1	0.00	3.40	H	700	
		2	3.40	6.30	H	332	Muestra de Lavado
0.30	Concreto de buena calidad compuesto de 10% de grava gruesa de 0.5" de tam.	3	6.30	14.00	H	113	NOTA: Sondeo realizado dentro del cilindro No. 1
14.00	Concreto de buena calidad compuesto de arena	3 A	14.00	16.00	H	600	Muestra de Lavado
15.00	Concreto de regular calidad con 30% de grava de 1 1/2" de tam.	4	16.00	16.04	H	37	Muestra de Lavado
15.04	Grava granítica fina a mediana bien graduada, todo líneas de color gris - blanco y oscuro de cemento muy compacto.	5	17.00	18.20	-	00	Se paró al terminar el momento: 25/30, 13/20, -
		6	18.20	19.40	-	75	13/30, 21/20, 24/30, 26/30, 26/30, 14/30
		6 A	19.20	19.40	-	75	De 19.20 a 19.40 m existe una zona de arena pedregosa de color gris oscuro.
		7	19.40	21.00	-	75	17/30, 34/30, 34/30, 37/30, 43/30, 46/30, 46/30, 49/20,
21.00	FIN DEL SONDEO						
	Las pruebas de retracción, se tomaron con tubo perforado de 1 cm de diámetro y se penetró en el concreto.						que al penetrarse no

MECANICA DE SUELOS

 CAMINO: Cosatero del Pacifico SONDEO No: 5 ELEV: 20.150 m.

 TRAMO: Acapulco - Pinotepec Nacional LOCALIZACION: 1.50 m Derecha

 KM: 115 + 765 ORIGEN: Las Cruces, Gro. Estación: 115 + 020.20

 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Batidón, Bep-

 CLARO APROXIMADO: 102 m Estación al final: 115 + 020.20

 BARRA PERF.: SA N.A.F.: -

W=63.5KG.

 H=4840/W = 75 cm

 dEXT. = 5 cm

 dINT. = 3.8 cm

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Alzate
TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No.5

PROF EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOL- PES EN 30 cm DE PENETRA- CION	LONG. RECURE- RADA cm	OBSERVACIONES
0.00	Superficie del terreno natural	1	0.00	0.00	10	21	
0.60	Superficie del terreno natural	2	0.60	0.60	7	30	
		3	1.20	1.20	1	27	
		4	1.80	1.80	3	30	
		5	2.40	2.40	4	27	
		6	3.00	3.00	6	10	
		7	3.60	3.60	7	25	
4.20	Superficie del terreno natural	8	4.20	4.20	11	45	
		9	4.80	4.80	11	28	
5.40	Superficie del terreno natural	10	5.40	5.40	13	10	
		11	6.00	6.00	12	31	
		12	6.60	6.60	15	15	
7.20	Superficie del terreno natural	13	7.20	7.20	27	30	
		14	7.80	7.80	16	20	
		15	8.40	8.40	27	20	
		16	9.00	9.00	27	30	
		17	9.60	9.60	25	10	
		18	10.20	10.20	25	27	
		19	10.80	10.80	25	20	
		20	11.40	11.40	25	25	

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Castero del Pacifico SONDED No. 5 ELEV.: 20.150 m
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 1.50m Derecha
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación: Km 115 + 820.20
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Penetración Estándar, Lavado y Rotación.
 CLARO APROXIMADO: 102 m

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Aldaraco
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No. 5

BARRA PERF.: _____ N A F. _____

W = KG. H = 4840 / W = _____ cm ϕ EXT. = _____ cm ϕ INT. = _____ cm

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOL- PES EN 30 cm DE PENETRA- CION	LONG. RECUPE- RADA cm	OBSERVACIONES
		15 "A"	12.0	12.6	15	28	
12.60	Limo arenoso micaseo fino de color gris obscuro, medianamente compacto.	17	12.60	13.20	15	28	
13.20			12.20	13.20			Muestra representativa.
	Arena cuarzosa más o menos bien graduada, poco limosa, gris claro, predominando el grano fino, medianamente compacta.	18	13.20	13.80	30	27	
		19	13.80	14.40	26	26	
		20	14.40	15.00	20	27	
		20 "A"	14.80	15.00			Muestra representativa.
14.80	Arena fina limosa color gris claro, compacta.	21	15.00	15.60	38	32	
		22	15.60	16.20	25	35	
16.20	Arena granítica más o menos bien --- graduada, poco limosa, gris perla, --- compacta.	23	16.20	16.80	40	30	
16.80	Arena granítica fina, gris perla oscura, poco limosa, con láminas ne--- graa de 2 a 4 mm de espesor de compacta o medianamente compacta.	24	16.80	17.40	40	30	
		25	17.40	18.00	29	29	
		26	18.00	18.60	25	30	
		27	18.60	19.20	27	32	
		28	19.20	19.80	33	36	
		29	19.80	20.40	26	34	
			20.40	21.00	28	32	
20.40	Arcilla limosa micasea, gris oscuro	30	20.40	20.80			Muestra representativa.

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costera del Pacifico SONDEO No: 5 ELEV.: 20.150 m
 TRAMO: Acapulco - Pinotepo Nacional LOCALIZACION: 1.50m Derecha.
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación: Km 115 + 820.20
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Penetración Es--
CLARO APROXIMADO: 102 m tándar, Lavado y Rotación.
 BARRA PERF.: _____ N.A.F. _____

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Ramón Frijas Aldaraco.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No. 5

W= KG. H= 4840/W = _____ cm ϕ EXT. = _____ cm ϕ INT. = _____ cm

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOL- PESEN 30 cm DE PENETRA- CION	LONG. RECUPE- RADA cm	OBSERVACIONES
20.80	muy firme.						
	Arena fina y poco gruesa, limosa de color gris claro.	30	20.80	21.00	21	0.00	Muestra representativa.
		31	21.60	22.20	11	33	Muestra complementaria de material orgánico.
21.30	Arena fina gris oscuro, poco limosa con abundante materia orgánica en capas.						
22.20	Arena limosa color gris claro, más o menos bien graduada, predominando el fino, compacta.	32	22.20	22.80	36	38	Gravas planas muy aisladas con lerte arcillosa gris - oscura y gravas planas aisladas.
		33	22.80	23.40	39	38	
		34	23.40	24.00	28	42	
		35	24.00	24.60	38	36	
		36	24.60	25.20	29	30	
25.20	Arcilla arenosa, gris oscuro, firme.	37	25.20	25.80	10	30	
25.80	Arena limosa de color gris claro, más o menos bien graduada, predominando el grano fino en capas de 20 a 40cm, con gravas aisladas de 1" de tamaño máximo, angulosas y dos bloques de -- 10cm muy aislados.	38	25.80	26.00	50/25	28	Bajando adere.
		39	26.40	27.10	Lavada		
		40	27.10	27.70	47	30	
		41	27.70	28.30	47	33	
		42	28.30	28.90	47	36	
		43	28.90	29.50	37	31	
		44	29.50	30.10	33	34	

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacifico SONDEO No: 6 ELEV.: _____
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 24.00m Derecha.
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación 115 + 822.80
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Penetración están-
 CLARO APROXIMADO: 102 m dar y Lavado.
 BARRA PERF.: Ax N A F - -
 W = 635 KG. H = 4840 / W = 76 cm d EXT = 5 cm d INT = 3.8 cm

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frías Alderaco.
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No.6

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GÜL - PES EN 30 cm DE PENETRA-CION	LONG. RECUPE-RADA cm	OBSERVACIONES
0.00							
	Arena fina limosa color café claro -- con poca materia orgánica al principi-	1	0.00	0.60	1 - 2 - 3	40	
		2	0.60	1.20	3 - 8 - 5	42	
		3	1.20	1.80	3 - 6 - 3	37	
		4	1.80	2.40	2 - 5 - 2	38	
		5	2.40	3.00	2 - 10 - 7	45	
		6	3.00	3.60	6 - 11 - 7	35	
3.60							
	Arena de fina a gruesa color café cla ro con pequeñas capas color gris.	7	3.60	4.20	3 - 11 - 6	33	
		8	4.20	4.80	4 - 6 - 5	32	
		9	4.80	5.40	2 - 12 - 8	33	
		10	5.40	6.00	3 - 12 - 5	33	
			6.00	6.60	8 - 17 - 8	--	No recuperó
		11	6.00	6.80		37	Representativa
		12	6.80	7.40	8 - 20 - 6	32	
7.40							
	Arena fina limosa color gris.	13	7.40	8.00	4 - 11 - 15	40	
		14	8.00	8.60	6 - 21 - 14	42	
		15	8.60	9.20	8 - 21 - 11	35	
9.20							
	Limo arcilloso poco arenoso color --- gris.	16	9.20	9.80	2 - 4 - 2	40	
9.80							
	Arena fina limosa, con capas hasta de 5cm de materia orgánica.	17	9.80	10.40	4 - 14 - 17	30	
		18	10.40	11.00	10 - 28 - 18	40	
		19	11.00	11.60	7 - 28 - 19	33	
		20	11.60	12.20	14 - 22 - 11	35	

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacifico SONDEO No: 6 ELEV.: _____
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional LOCALIZACION: 24.00m Derecha,
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación 115 + 822.80
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO: Penetración Están-
 CLARO APROXIMADO: 102 m daz y Lavado.
 BARRA PERF.: Bx N.A.F. -

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing. Rubén Frios Alatorca,
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No.6

W=63.5KG. H=4840/W= 76 cm δEXT = 5 cm #INT = 3.8 cm

PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOL- PES EN 30 cm DE PENETRA- CION	LONG. RECUPE- RADA cm	OBSERVACIONES
		21	12.25	12.80	10 25 18	34	
		22	12.80	13.40	7 12 12	3E	
		23	13.40	14.00	8 22 16	36	
		24	14.00	14.60	6 26 14	36	
		25	14.60	15.20	4 20 12	40	
		26	15.20	15.80	8 21 14	37	
		27	15.80	16.40	8 16 6	38	
		28	16.40	17.00	3 13 16	52	
17.00							
	Arena de fina a gruesa poco limosa de color gris claro.	29	17.00	17.60	8 31 17	45	
		--	17.60	18.20	11 16 4	--	
18.40		30	17.20	18.40		35	Representativa.
	Arena fina limosa color gris oscuro.	31	18.40	19.00	3 22 17	40	
19.00							
	Arena limosa de fina a gruesa color - gris.	32	19.00	19.60	3 20 19	30	
		33	19.60	20.20	6 13 9	42	
		--	20.20	20.80	2 16 11	--	
		--	20.20	21.00		48	Representativa.
		34	20.20	20.40		20	Representativa.
20.40							
	Arena fina limosa con pocas capas de materia orgánica y otras de arcilla - orgánica hasta de 3cm de espesor color gris oscuro.	34-A	20.40	21.00		28	Representativa.
		35	21.00	21.60	7 19 17	40	
21.60							
	Arena de fina a media con poca gruesa	36	21.60	22.20	7 31 20	37	

MECANICA DE SUELOS

CAMINO: Costera del Pacifico SONDEO No: 6 ELEV.: _____
 TRAMO: Acapulco - Pinotepo Nacional LOCALIZACION: 24.00m Derecha,
 KM: 115 + 765 ORIGEN: Los Cruces, Gro. Estación 115 + 822.80
 TIPO DE OBRA: "Cruce Rio Copala" PROCEDIMIENTO Penetración Están-
 CLARO APROXIMADO: 102 m dar y Lavado.

U.N.A.M. ENEP. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

REVISO Y APROBO: Ing Rubén Fries Alegre
 TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"

Descripción del Sondeo No.6

BARRA PERF.: 3x N.A.F.: _____

W=63.5 KG. H=4840/W = 76 cm #EXT. = 5 cm #INT. = 3.8 cm

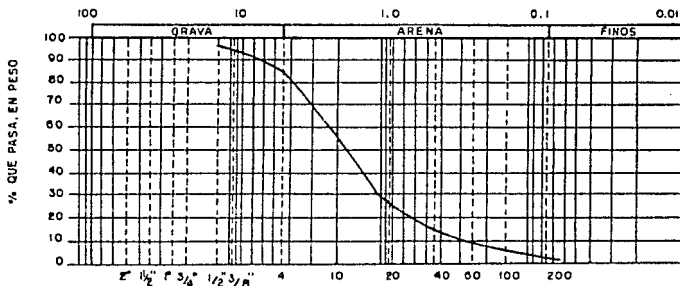
PROF. EN m	DESCRIPCION	MUESTRA NUMERO	DE	A	No DE GOL- PES EN 30 cm DE PENETRA- CION	LONG. RECUPÉ- RADA cm	OBSERVACIONES
		37	22.20	22.80	8 31 28	42	
		38	22.80	23.40	10 32 20	40	
		39	23.40	24.00	11 40 23	38	
		40	24.00	24.60	9 27 15	35	
		41	24.60	25.20	5 25 21	30	
		--	25.20	25.80	9 28 20	--	
		42	25.20	26.00		56	Representativa.
		43	26.00	26.60	11 31 19	39	
		44	26.60	27.20	8 29 17	40	
		45	27.20	27.80	7 19 11	35	
27.80							
	Arena de fina a gruesa poco limosa - con gravas chicas hasta de 3cm de diámetro muy aisladas, color gris.	46	27.80	28.40	9 40 25	37	
		47	28.40	29.00	12 40 28	38	
		48	29.00	29.40	13 50 25	32	
		--	29.40	29.60		--	Lavado.
		49	29.60	30.20	16 40 29	39	
		--	30.20	30.80	14 36 20	--	
		50	30.20	31.00		42	Representativa.
		51	31.00	31.43	16 40 28	30	
		--	31.43	31.60		--	
		52	31.60	32.20	9 29 23	42	
		53	32.20	32.80	11 39 23	36	
		54	32.80	33.18	18 40 23	58	
		--	33.18	33.40		--	
		55	33.40	33.80	22 40 25	33	
		--	33.80	34.00		--	
		56	34.00	34.40	22 40 25	34	

**5.3 Registros de Granulometrías ,
Tablas de los d_{50} , D_{85} , Y
Tablas de Areas y Perímetros
Mojados del Cruce Río Copala.**

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. 2					DIBUJO: M. Zamora IREY Y APROBO. Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 2 PROF. 3.000 - 1.05					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	10.0	20.0	56.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	10.0	30.0	70.0
1"	25.40				40	0.420	10.0	40.0	80.0
3/4"	19.05				60	0.250	10.0	50.0	89.0
1/2"	12.70	11.0	11.0	89.0	100	0.140	10.0	60.0	99.0
3/8"	9.52	7.9	15.9	84.1	200	0.074	10.0	70.0	100.0
No. 4	4.75	24.0	49.9	50.1	PASA 200		12.0	24.0	100.0
Peso No. 4					SUMA		55.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D_{10} = 0.075	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.425}{0.075} = 5.67$	$S^* = 15.2$
D_{30} = 0.25	$C_c = \frac{D_{30}^2 - D_{10}^2}{D_{60} - D_{10}} = \frac{0.0625 - 0.0056}{0.425 - 0.075} = 0.13$	$G = 81.3$
D_{60} = 0.425		$S_f = 3.5$

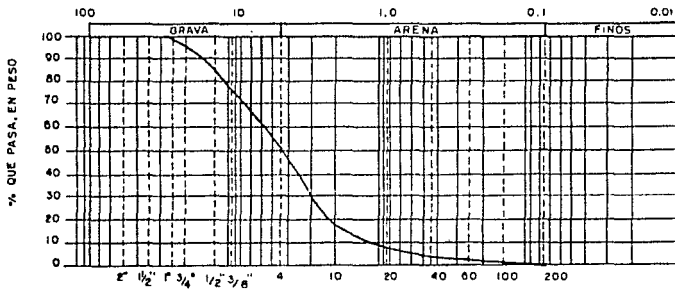
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 4 PROF. 5.15 - 1.21					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gf	%	%		mm	gf	%	%
2"	50.80				10	2.000	100.0	100.0	0.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	100.0	100.0	0.0
1"	25.40				40	0.420	100.0	100.0	0.0
3/4"	19.05				60	0.250	100.0	100.0	0.0
1/2"	12.70	40.2	100.0	0.0	100	0.149	100.0	100.0	0.0
3/8"	9.52	40.2	100.0	0.0	200	0.074	100.0	100.0	0.0
No. 4	4.75	40.2	100.0	0.0	PASA 200				
Pasa No. 4					SUMA		40.2		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DI₁₀: _____ C_u: $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ _____ S₁: _____
 DI₃₀: _____ C_c: $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ _____ S₂: _____
 DI₆₀: _____ F: _____

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

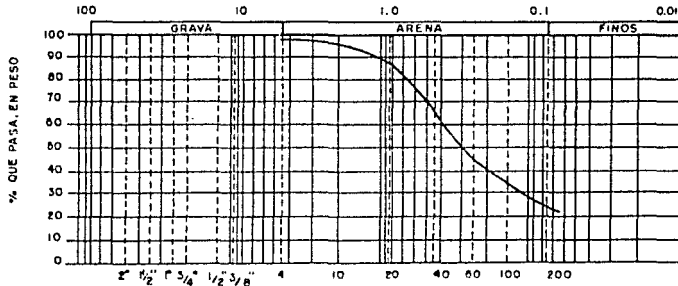
GRANULOMETRIA POR MALLAS

134

OBRA "CRUCE RIO COPALA"		U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON	
LOCALIZACION _____		INGENIERIA CIVIL	
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____		DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.	
MUESTRA No. _____ PROF. _____		TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"	
DESCRIPCION _____		GRANULOMETRIA	

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	1.0	1.0	99.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	0.0	0.0	100.0
1"	25.40				40	0.420	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.05				60	0.250	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.70				100	0.149	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.52				200	0.074	0.0	0.0	100.0
No. 4	4.75				PASA 200				
Pasa No. 4					SUMA		100.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = \text{---}$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \text{---}$	$S^* = \text{---}$
$D_{30} = 0.15$		$G^* = 0.8$
$D_{60} = 0.30$	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \text{---}$	$S_1 = 75.0$
		$F_L = 24.2$

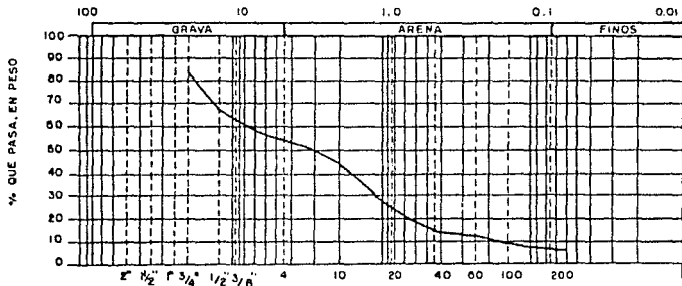
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"				U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON					
LOCALIZACION _____				INGENIERIA CIVIL					
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____				DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.					
MUESTRA No. 5- _____ PROF. _____				TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"					
DESCRIPCION _____				GRANULOMETRIA					
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	m.m.	gf	%	%		m.m.	gf	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.150			
3/8"	9.52				200	0.075			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = 0.25$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.425}{0.25} = 1.7$ $S = \frac{D_{20}}{D_{10}} = \frac{0.425}{0.25} = 1.7$

$D_{30} = 0.425$ $C_c = \frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{10}} = \frac{0.425 - 0.25}{0.425 - 0.25} = 1$ $F = 7.5$

$D_{60} = 0.425$

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.NEP ARAGON				
LOCALIZACION					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. 5					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. _____ PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION					GRANULOMETRIA				

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gf	%	%		mm	gf	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840	5.7	0.1	1.5
1"	25.40				40	0.420	29.1	30.1	69.7
3/4"	19.05				60	0.250	58.0	63.7	81.7
1/2"	12.70				100	0.149	77.0	74.6	85.5
3/8"	9.52				200	0.074	85.0	81.7	90.0
No. 4	4.75				PASA 200		89.0	89.0	
Peso No. 4					SUMA		170.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:

DIAMETRO EN mm

D_{10} = _____	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	$S^* =$ _____
D_{30} = _____		$G =$ 8.3
D_{60} = _____	$C_c = \frac{(D_{40})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	$S_r =$ 69.7
		$F_r =$ 22.0

CLASIFICACION SUCS: _____

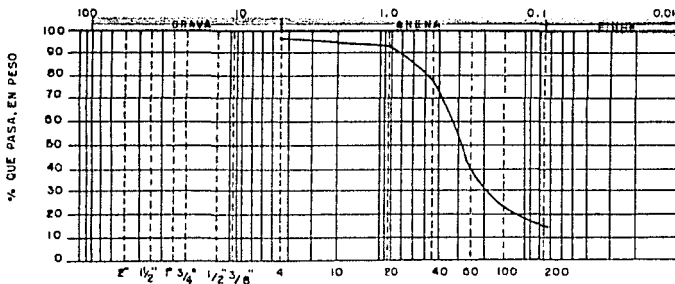
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

137

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. ENEP ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. _____ PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.149			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA #00				
Pasa No.4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	S ₁ = _____
D ₃₀ = 0.20		G ₁ = 1.3
D ₆₀ = 0.75	C _c = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	S ₂ = 85.4
		F = 13.3

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. ENEP ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 10 - A PROF. 0.52 - 10.00					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	20.0	10.0	89.9
1 1/2"	38.10				20	0.840	24.7	17.7	82.2
1"	25.40				40	0.420	25.7	18.7	81.2
3/4"	19.05				60	0.250	17.4	2.2	97.7
1/2"	12.70	7.1	3.7	96.2	100	0.149	26.4	0.2	99.7
3/8"	0.82				200	0.074	11.5	5.7	94.2
No. 4	4.75	7.5	3.9	96.1	PASA 200		56.2	28.2	
Peso No. 4					SUMA		200.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:

DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	S ₁ = _____
D ₃₀ = 0.25	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	G ₁ = 7.7 %
D ₆₀ = 0.42		S ₂ = 0.2 %
		F ₁ = 28.2 %

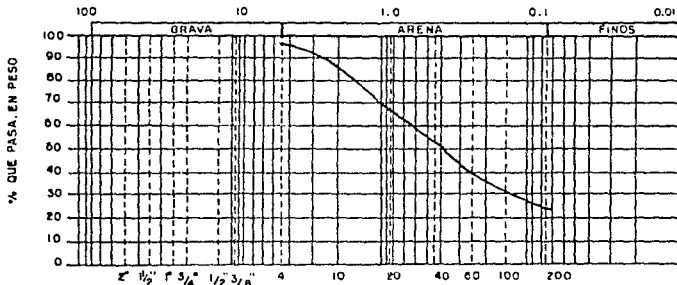
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora I REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 24 PROF. 10.00 - 10.00					TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.100			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA		170.6		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	S ₁ = _____
D ₃₀ = 0.34		G = 2.9
D ₆₀ = 0.44	C _c = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	S ₂ = 73.3
		F = 73.3

CLASIFICACION SUCS: _____

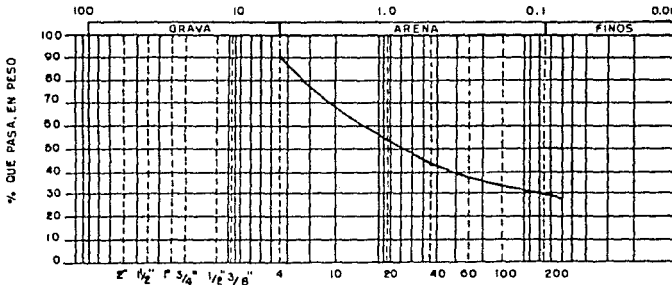
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

140

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. ENER. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 11 PROF. 12, 10 - 12, 12					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que paso	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que paso
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	25.0	25.0	75.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	25.0	50.0	50.0
1"	25.40				40	0.420	25.0	75.0	25.0
3/4"	19.05				60	0.250	25.0	100.0	0.0
1/2"	12.70				100	0.140	25.0	125.0	-25.0
3/8"	9.52				200	0.074	25.0	150.0	-50.0
No. 4	4.75				PASA 200		25.0	175.0	-75.0
Pasa No. 4					SUMA		100.0	100.0	0.0
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	3" = _____
D ₃₀ = <u>0.075</u>		G = $\frac{C_{u-2}}{C_{u-3}}$ = _____
D ₆₀ = <u>0.075</u>	C _c = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	S = $\frac{D_{60}}{D_{30}}$ = <u>1.0</u>
		F = $\frac{D_{60}}{D_{30}}$ = _____

CLASIFICACION SUCS: _____

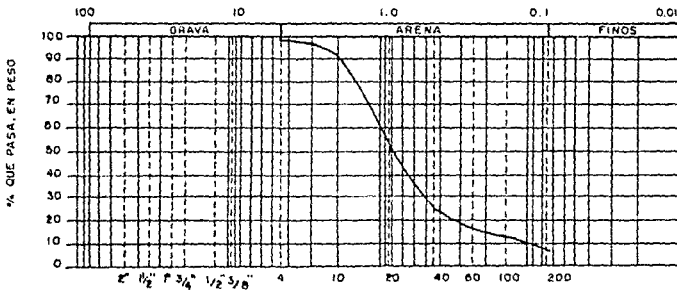
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"		U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON	
LOCALIZACION _____		INGENIERIA CIVIL	
ENSAYE No. _____	SONDEO No. <u>2</u>	DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: hg. Rubén F. A.	
MUESTRA No. <u>29</u>	PROF. <u>10-10-10</u>	TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"	
GRANULOMETRIA			

DESCRIPCION									
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	36.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.140			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = <u>0.25</u>	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = $\frac{0.84}{0.25}$ = <u>3.36</u>	3" = _____
D ₅₀ = <u>0.42</u>		6" = _____
D ₆₀ = <u>0.84</u>	C _c = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = $\frac{0.25^2}{0.25 \times 0.84}$ = <u>0.30</u>	9" = _____
		12" = _____

CLASIFICACION SUCS: _____

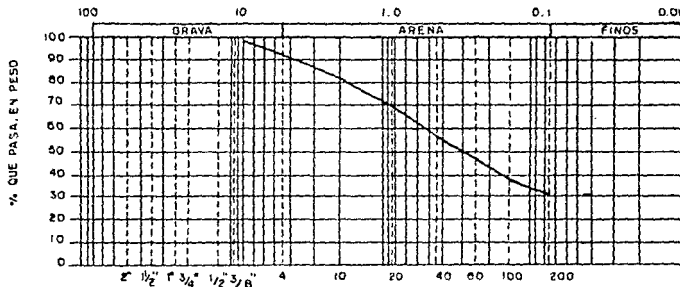
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

142

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO M Zamora REV Y APROBO hg Rubén F. A.				
MUESTRA No. _____ PROF. _____					TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	m.m	gr	%	%		m.m	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			7
1"	25.40				40	0.420			17
3/4"	19.05				60	0.250			37
1/2"	12.70				100	0.140			51
3/8"	9.52				200	0.074			68
No. 4	4.75				PASA 200				
Pasa No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D₁₀: _____ C_u: $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ _____ S₁: _____

D₃₀: _____ D₅₀: _____ G: $\frac{W_{75}}{W_{20}}$ _____

D₆₀: _____ C_c: $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ _____ S₂: $\frac{W_{20}}{W_{75}}$ _____

F₁: _____

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

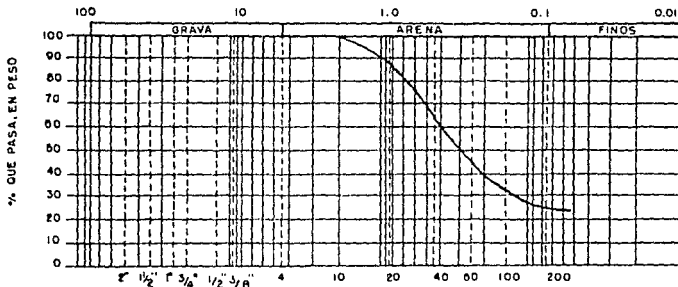
GRANULOMETRIA POR MALLAS

143

OBRA "CRUCE RIO COPALA" LOCALIZACION _____ ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____ MUESTRA No. <u>S - A</u> PROF. <u>1900 - 10010</u> DESCRIPCION _____	U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON INGENIERIA CIVIL DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén F. A. TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA" <h2 style="text-align: center;">GRANULOMETRIA</h2>
---	--

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840	17.0	100.0	0
1"	25.40				40	0.420	8.0	100.0	0
3/4"	19.05				60	0.250	4.0	100.0	0
1/2"	12.70				100	0.140	2.0	100.0	0
3/8"	9.52				200	0.074	1.0	100.0	0
No. 4	4.75				PASA 200		0.075	100.0	0
Peso No. 4					SUMA		17.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	S ₁ = _____
D ₃₀ = _____	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	G = _____
D ₆₀ = _____		S ₂ = _____
		F = _____

CLASIFICACION SUCS: _____
 OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

144

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. <u>3</u>					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO. Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. <u>7</u> PROF. <u>10,00 - 10,0</u>					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	m.m.	gr	%	%		m.m.	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.149			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA #00				
Peso No.4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:

DIAMETRO EN mm

D₁₀: _____

D₃₀: _____

D₆₀: _____

C_u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ _____

C_c = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ _____

S₁: _____

S₂: _____

S₃: _____

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"				U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____				INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____		SONDEO No. <u>4</u>		DIBUJO M. Zamora REV Y APROBO Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. <u>1</u>		PROF. _____		GRANULOMETRIA				
DESCRIPCION _____								

Malla No.	Abertura	Peso Suelo	Porcentaje	Porcentaje	Malla No.	Abertura	Peso Suelo	Porcentaje	Porcentaje
	m.m	gr	retenido	reten. parcial		que pasa	m.m	gr	retenido
			%	%				%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.100			
3/8"	9.52				200	0.073			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:

DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	S ₁ = _____
D ₃₀ = _____	C _c = $\frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{10}}$ = _____	G ₁ = _____
D ₆₀ = _____	D ₁₀ x D ₆₀ = _____	S ₂ = _____
		F ₁ = _____

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

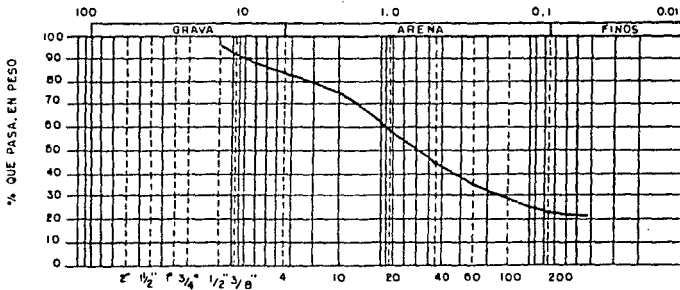
GRANULOMETRIA POR MALLAS

146

OBRA "CRUCE RIO COPALA"		U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON	
LOCALIZACION _____		INGENIERIA CIVIL	
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____		DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén F. A.	
MUESTRA No. 06 PROF. 06.00 - 07.00		TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"	
DESCRIPCION _____		GRANULOMETRIA	

Malla No.	Abertura	Peso Suelo	Porcentaje	Porcentaje	Malla No.	Abertura	Peso Suelo	Porcentaje	Porcentaje
		retenido	reten. parcial	que pase			retenido	reten. parcial	que pase
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	20.0	0.0	71.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	20.0	0.0	61.0
1"	25.40				40	0.420	20.0	0.0	51.0
3/4"	19.05				60	0.250	20.0	0.0	41.0
1/2"	12.70				100	0.140	13.0	0.0	30.0
3/8"	9.52				200	0.074	13.0	0.0	20.0
No. 4	4.75				PARA PDR				
Poso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$ $S_1 = \frac{G}{G_s} \cdot \frac{V_s}{V} \cdot 100$
 $D_{10} = \dots$ $D_{30} = \dots$ $D_{60} = \dots$

CLASIFICACION SUCS: _____

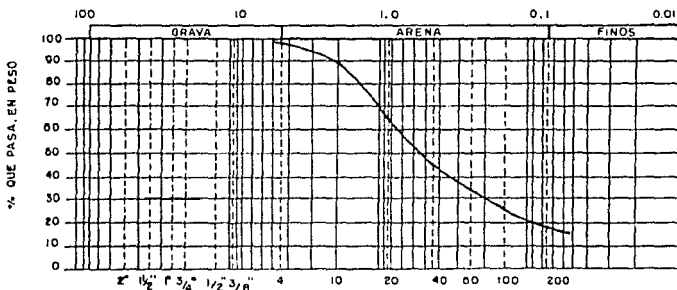
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

147

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. 1 - 1					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 5 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	11.0	0.3	99.7
1 1/2"	38.10				20	0.840	10.0	0.3	99.7
1"	25.40				40	0.420	5.0	1.7	98.3
3/4"	19.05				60	0.250	2.0	0.7	99.3
1/2"	12.70				100	0.140	1.0	0.3	99.7
3/8"	9.52				200	0.074	0.5	0.2	99.8
No. 4	4.75	0.7	0.2	99.8	PASA 200		0.3	0.1	99.9
SUMA					SUMA		200.0		

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



D ₁₀ : _____	C _u : $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ _____	3°: _____
D ₃₀ : _____	C _c : $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ _____	6°: _____
D ₆₀ : _____		5°: _____
		F ₂₀₀ : 18.7 %

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

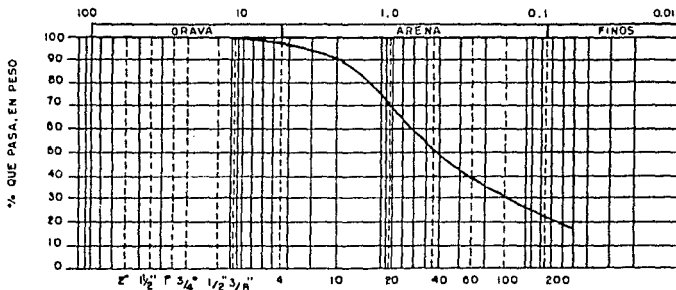
GRANULOMETRIA POR MALLAS

148

OBRA "CRUCE RIO COPALA"		U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON	
LOCALIZACION _____		INGENIERIA CIVIL	
ENSAYE No. _____	SONDEO No. <u>1 - 1</u>	DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: ba. Rubén F. A.	
MUESTRA No. <u>7</u>	PROF. <u>10.10 - 10.20</u>	TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"	
DESCRIPCION _____		GRANULOMETRIA	

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	11.0	7.0	93.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	13.7	20.7	79.3
1"	25.40				40	0.420	18.0	28.7	71.3
3/4"	19.05				60	0.250	1.3	19.4	80.6
1/2"	12.70				100	0.149	19.2	28.6	71.4
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200		12.4	21.5	78.5
Peso No. 4					SUMA		200.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = \underline{\hspace{2cm}}$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \underline{\hspace{2cm}}$	S' = <u> </u>
$D_{30} = \underline{\hspace{2cm}}$	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \underline{\hspace{2cm}}$	G' = <u> </u>
$D_{60} = \underline{\hspace{2cm}}$		S = <u> </u>
		F = <u> </u>

CLASIFICACION SUCS: _____

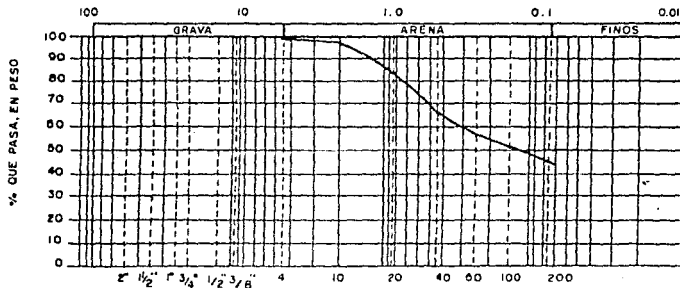
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

149

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAJE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: hg. Rubén F. A.				
MUESTRA No. _____ PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.190			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = \text{---}$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \text{---}$ $S = \text{---}$
 $D_{30} = \text{---}$ $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \text{---}$ $G = \text{---}$
 $D_{60} = \text{---}$ $D_{10} \times D_{30} = \text{---}$ $S = \text{---}$
 $F = \text{---}$

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: hg. Rubén F. A.				
MUESTRA No. _____ PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura m m	Peso Suelo retenido gr	Porcentaje reten. parcial %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura m m	Peso Suelo retenido gr	Porcentaje reten. parcial %	Porcentaje que pasa %
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				80	0.250			
1/2"	12.70				100	0.149			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO.

DIAMETRO EN mm

$D_{10} = \dots$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ $S^* = \dots$
 $D_{30} = \dots$ $D_c = \frac{(D_{10})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ $G^* = \dots$
 $D_{60} = \dots$ $F^* = \dots$

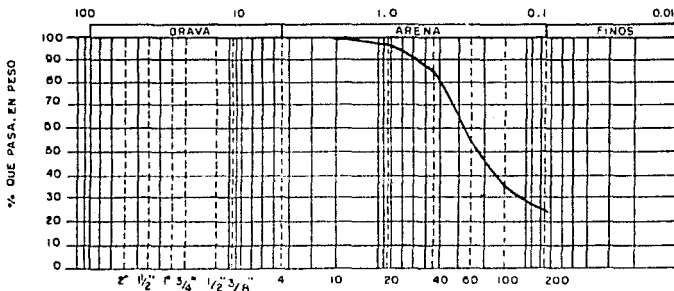
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO M. Zamora REV. Y APROBO Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 7 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suato retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suato retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420	24.9		
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.100			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Paso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



$D_{10} = \dots$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \dots$	$S^* = \dots$
$D_{30} = \dots$	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \dots$	$G = \dots$
$D_{60} = \dots$		$S = \dots$
		$F = \dots$

CLASIFICACION SUCS: _____

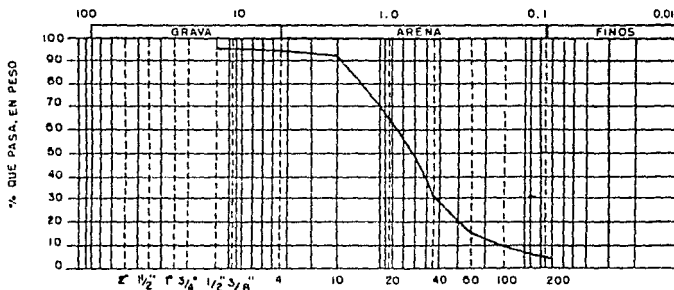
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

152

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.R ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 00 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura m.m.	Peso Sueto retenido gr	Porcentaje reten. parcial %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura m.m.	Peso Sueto retenido gr	Porcentaje reten. parcial %	Porcentaje que pasa %
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.200			
1/2"	12.70				100	0.100			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Pasa No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	3' = _____
D ₃₀ = _____		G = _____
D ₆₀ = _____	C _c = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	S = _____
		F = _____

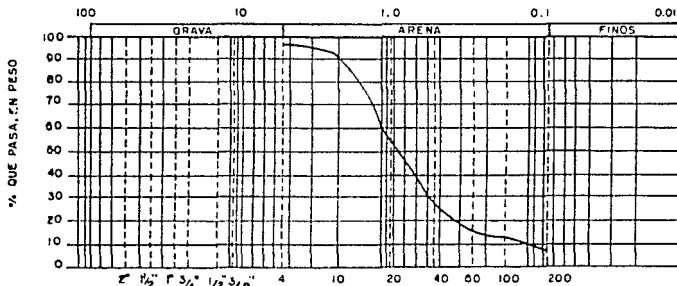
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 12 PROF. 7.11 - 2.11					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gf	%	%		mm	gf	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.149			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Pese No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D₁₀: _____
 D₃₀: _____
 D₆₀: _____

C_u: $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ _____
 D₁₀: _____
 C_c: $\frac{D_{30} - D_{10}}{D_{60} - D_{10}}$ _____
 D₁₀ x D₆₀ _____

S₁: _____
 S₂: _____
 S₃: _____
 F: _____

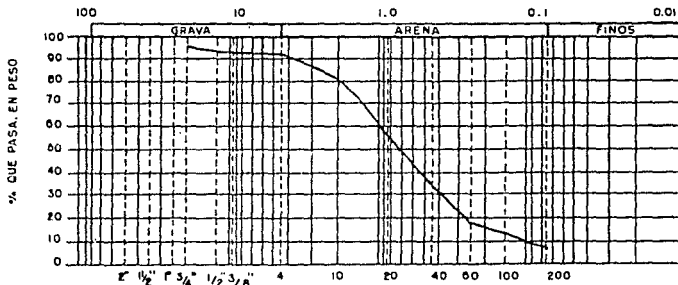
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. ENEP ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 13 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasó	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasó
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	24.1	2.1	97.9
1 1/2"	38.10				20	0.840	71.0	25.1	74.9
1"	25.40				40	0.420	72.3	25.9	74.1
3/4"	19.05	8.8	2.2	97.8	60	0.250	71.0	11.0	89.0
1/2"	12.70	5.5	2.0	98.0	100	0.190	17.0	6.0	94.0
3/8"	9.52	3.5	0.9	99.1	200	0.075	12.1	4.8	95.2
No. 4	4.75	2.2	0.3	99.7	PASA 200		7.9	2.7	97.3
Pase No. 4					SUMA		270.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = 0.42$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{1.0}{0.42} = 2.38$ $S = \frac{D_{20} - D_{10}}{D_{10} - D_{10}} = \frac{0.42 - 0.42}{0.42 - 0.42} = 0$
 $D_{30} = 0.6$ $C_c = \frac{D_{30}^2 - D_{10}^2}{D_{60} - D_{10}} = \frac{0.6^2 - 0.42^2}{1.0 - 0.42} = 0.40$ $F = \frac{D_{20} - D_{10}}{D_{60} - D_{10}} = \frac{0.42 - 0.42}{1.0 - 0.42} = 0$
 $D_{60} = 1.0$

CLASIFICACION SUCS: _____

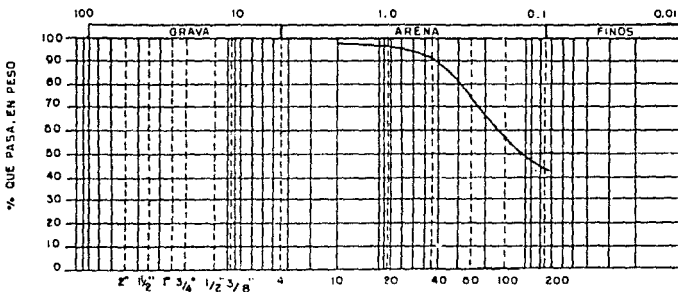
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

155

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 17 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelto retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelto retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gf	%	%		mm	gf	%	%
2"	50.80				10	2.000	0.0	0.0	100.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	0.0	0.0	100.0
1"	25.40				40	0.420	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.05				60	0.250	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.70				100	0.149	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.52	0.0	0.0	100.0	200	0.074	0.0	0.0	100.0
No. 4	4.75	1.1	0.5	99.5	PASA 200				
Pesa No. 4					SUMA				
SUMA							200.0		

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	S ₁ = _____
D ₃₀ = _____		G = _____
D ₆₀ = 0.17	C _c = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	S ₂ = _____
		F = _____

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV. Y APROBO. Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 23 PROF. 10.00 - 10.00					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	2.0	1.0	99.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	10.0	6.0	94.0
1"	25.40				40	0.420	50.7	20.7	79.3
3/4"	19.05				60	0.250	69.7	27.7	72.3
1/2"	12.70				100	0.149	74.5	12.0	88.0
3/8"	9.52				200	0.074	12.0	6.0	94.0
No. 4	4.75	0.8	0.3	99.7	PASA 200		26.0	15.0	
Peso No. 4					SUMA		500.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:

DIAMETRO EN mm

$D_{10} = \underline{\hspace{2cm}}$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \underline{\hspace{2cm}}$	$3^* = \underline{\hspace{2cm}}$
$D_{30} = \underline{0.215}$	$D_{60} = \underline{0.10}$	$G = \underline{7.1}$
$D_{60} = \underline{0.10}$	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \underline{\hspace{2cm}}$	$S = \underline{84.6}$
		$F = \underline{15.0}$

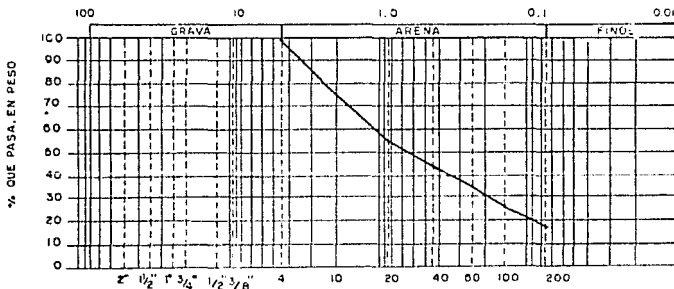
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALAN"					U.N.A.M. ENEP ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO M. Zamora REV Y APROBO Ing. Rubén F. L.				
MUESTRA No. 23 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALAN"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.100			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75	0.3	0.3	99.7	PASA 200				
Pasa No. 4					SUMA		17.1		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO.



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = \underline{\quad\quad\quad}$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \underline{\quad\quad\quad}$ $3' = \underline{\quad\quad\quad}$

$D_{30} = \underline{\quad\quad\quad}$ $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \underline{\quad\quad\quad}$ $6' = \underline{\quad\quad\quad}$

$D_{60} = \underline{\quad\quad\quad}$ $5' = \underline{\quad\quad\quad}$

$F = \underline{\quad\quad\quad}$

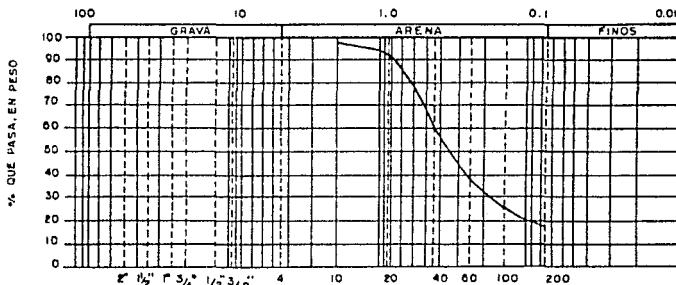
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. ENEP ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: hg. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 27 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura m m	Peso Sust. retenido gr	Porcentaje reten. parcial %	Porcentaje que pasa %	Malla No.	Abertura m m	Peso Sust. retenido gr	Porcentaje reten. parcial %	Porcentaje que pasa %
2"	50.80				10	2.000	1.0	1.0	99.7
1 1/2"	38.10				20	0.840	37.7	7.7	91.7
1"	25.40				40	0.420	47.1	11.1	88.6
3/4"	19.05				60	0.250	57.0	18.1	81.5
1/2"	12.70				100	0.100	17.1	11.1	75.8
3/8"	9.52				200	0.074	11.0	7.5	11.1
No. 4	4.75				PASA 200		10.1	10.1	
Peso No. 4					SUMA		100.0		
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D ₁₀ = _____	C _u = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$ = _____	3" = _____
D ₃₀ = 2.10	D ₁₀ = _____	0" = 0.0
D ₆₀ = 0.25	C _c = $\frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ = _____	5" = 21.7
	D ₁₀ × D ₆₀ = _____	F ₂₀ = 19.3

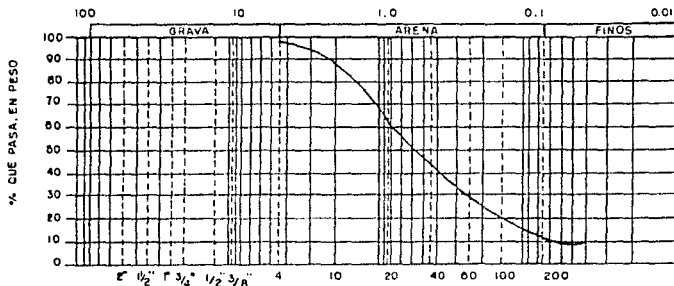
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAJE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: hg Rubin F. A.				
MUESTRA No. _____ PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.149			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No.4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

D₁₀ = 0.075C_u = D₆₀ / D₁₀ = 0.149 / 0.075 = 1.987

3" = 76.2

D₃₀ = 0.25C_c = (D₃₀)² / (D₁₀ * D₆₀) = (0.25)² / (0.075 * 0.149) = 2.12

G = 2.4

D₆₀ = 0.25D₁₀ * D₆₀ = 0.075 * 0.149 = 0.011175

G = 2.4

F = 11.0

CLASIFICACION SUCS: _____

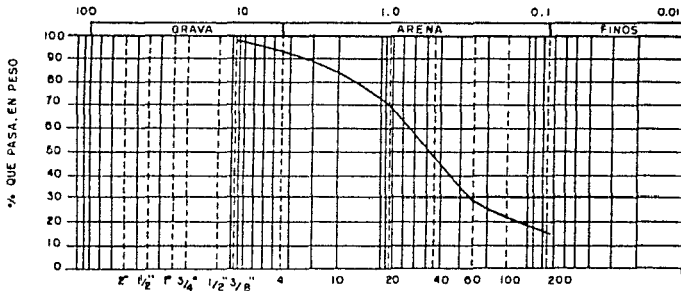
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

160

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: hg. Rubin F. A.				
MUESTRA No. 3: PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	1.7	1.7	98.3
1 1/2"	38.10				20	0.840	1.7	3.4	96.6
1"	25.40				40	0.420	1.7	6.1	93.9
3/4"	19.05				60	0.250	1.7	8.8	91.2
1/2"	12.70				100	0.140	1.7	12.5	87.5
3/8"	9.82				200	0.074	1.7	14.2	85.8
No. 4	4.75	13.1	13.1	86.9	PASA 200		1.7	15.9	84.1
Peso No.4					SUMA		100.0	15.9	84.1
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = 0.075$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.425}{0.075} = 5.67$	$S^* = 7.0$
$D_{30} = 0.15$	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{(0.15)^2}{0.075 \times 0.425} = 0.68$	$G = 77.0$
$D_{60} = 0.425$		$S = 77.0$
		$F = 77.0$

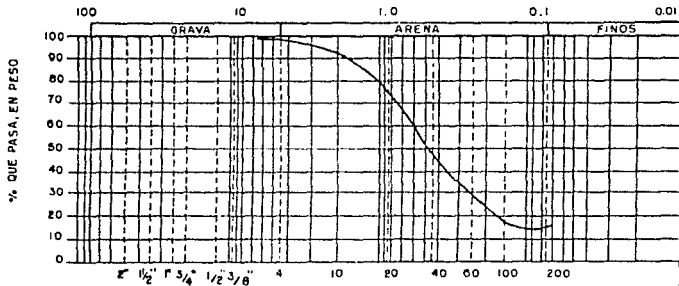
CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO M. Zamora REV Y APROBO. Ing Rubén F. A.				
MUESTRA No. _____ PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DISEÑO: _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.140			
3/8"	9.52				200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Pesa No.4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$$D_{10} = \frac{D_{20}}{2}$$

$$D_{30} = \frac{D_{60}}{2}$$

$$D_{60} = \frac{D_{100}}{2}$$

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

$$S^* = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$G = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$F = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. ENER ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. 5					DIBUJO: M. Zamora REV Y APROBO: Ing. Rubén F. A.				
MUESTRA No. 13 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				

Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasó	Malla No.	Abertura	Peso Suelo retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasó
	mm	gr	%	%		mm	gr	%	%
2"	50.80				10	2.000	11.0	5.0	95.0
1 1/2"	38.10				20	0.840	27.3	12.7	87.3
1"	25.40				40	0.420	29.2	22.2	77.8
3/4"	19.05				60	0.250	29.8	11.9	88.1
1/2"	12.70				100	0.160	27.8	16.5	83.5
3/8"	9.52				200	0.074	18.1	16.5	83.5
No. 4	4.75				PASA P20		21.7	16.5	83.5
Suma					SUMA				

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:

DIAMETRO EN mm

$D_{10} = 0.20$ $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.840}{0.20} = 4.2$ $S = \frac{D_{20} - D_{10}}{D_{10} - D_{60}} = \frac{0.840 - 0.20}{0.20 - 0.074} = 15.7$
 $D_{30} = 0.420$ $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} = \frac{0.420^2}{0.20 \times 0.074} = 2.3$ $F = \frac{D_{60} - D_{30}}{D_{30} - D_{10}} = \frac{0.840 - 0.420}{0.420 - 0.20} = 10.0$
 $D_{60} = 0.840$

CLASIFICACION SUCS: _____

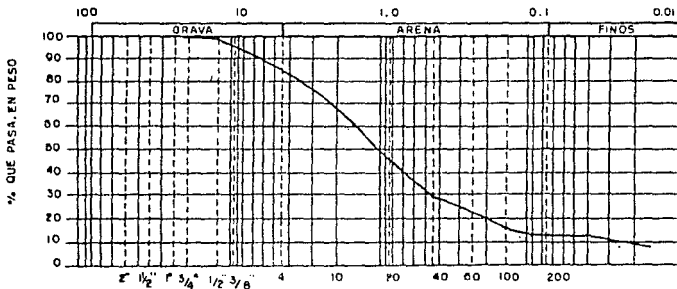
OBSERVACIONES: _____

GRANULOMETRIA POR MALLAS

163

OBRA "CRUCE RIO COPALA"					U.N.A.M. E.N.E.P ARAGON				
LOCALIZACION _____					INGENIERIA CIVIL				
ENSAYE No. _____ SONDEO No. _____					DIBUJO: M Zamora REV Y APROBO: Ing Rubén F. A.				
MUESTRA No. 16 PROF. _____					TESIS PROFESIONAL: "CRUCE RIO COPALA"				
DESCRIPCION _____					GRANULOMETRIA				
Malla No.	Abertura	Peso Suelto retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa	Malla No.	Abertura	Peso Suelto retenido	Porcentaje reten. parcial	Porcentaje que pasa
	mm	gf	%	%		mm	gf	%	%
2"	50.80				10	2.000			
1 1/2"	38.10				20	0.840			
1"	25.40				40	0.420			
3/4"	19.05				60	0.250			
1/2"	12.70				100	0.150			
3/8"	9.52	1.7			200	0.074			
No. 4	4.75				PASA 200				
Peso No. 4					SUMA				
SUMA									

CLASIFICACION SISTEMA UNIFICADO:



DIAMETRO EN mm

$D_{10} = 0.075$	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} = \frac{0.250}{0.075} = 3.33$	$S^* = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 3.33$
$D_{50} = 0.250$		$G = 73.8$
$D_{60} = 0.420$	$C_c = \frac{D_{60}^2 - D_{10}^2}{D_{10}(D_{60} - D_{10})} = \frac{0.420^2 - 0.075^2}{0.075(0.420 - 0.075)} = 11.2$	$F_1 = 11.2$

CLASIFICACION SUCS: _____

OBSERVACIONES: _____

Valores de los dm, D50 y D85 de las pruebas de granulometría, de los sondeos realizados en el cruce río Copala.

SONDEO N° 2

Profundidad (m)	Dímetro Medio dm (mm)	D50 (mm)	D85 (mm)
3.00 - 4.25	2.27	1.79	4.5
5.45 - 6.05	5.31	4.50	11.80
6.30 - 6.45	0.41	0.30	0.76
6.45 - 6.80	4.08	3.00	16.30
7.60 - 8.20	0.27	0.236	0.60
8.80 - 9.30	0.32	0.286	0.59
9.50 - 10.00	0.81	0.365	2.50
10.00 - 10.40	0.76	0.40	2.00
13.40 - 13.45	0.99	0.70	3.75
13.80 - 14.40	0.91	0.80	1.73

SONDEO No 2 "B"

Profundidad (m)	Dímetro medio dm (mm)	D50 (mm)	D85 (mm)
12.00 - 12.10	0.98	0.30	2.54

SONDEO No 3

Profundidad (m)	Dímetro medio dm (mm)	D50 (mm)	D85 (mm)
18.10 - 18.40	0.42	0.30	0.77
19.00 - 19.33	0.59	0.39	1.50

SONDEO No 4

Profundidad (m)	Dímetro medio dm (mm)	D50 (mm)	D85 (mm)
0.00 - 0.60	1.02	0.60	2.10
26.90 - 27.10	1.25	0.60	5.00

SONDEO No 4 "A"

Profundidad (m)	Dímetro medio dm (mm)	D50 (mm)	D85 (mm)
16.90 - 18.20	0.83	0.55	1.73
19.40 - 19.80	0.82	0.436	1.59

SONDED No 5

Profundidad (m)	Diámetro medio dm (mm)	D50 (mm)	D85 (mm)
0.60 - 1.20	0.35	0.13	0.90
1.20 - 1.80	0.60	0.31	1.07
4.20 - 4.80	0.27	0.228	0.45
6.00 - 6.60	0.79	0.633	1.68
7.80 - 9.00	0.85	0.767	1.73
9.00 - 9.60	1.26	0.70	2.55
12.20 - 13.20	0.15	0.112	0.34
15.00 - 15.60	0.38	0.34	0.667
16.20 - 16.80	1.02	0.65	3.00
18.60 - 19.20	0.37	0.35	0.70
22.20 - 22.80	0.84	0.60	1.77
23.40 - 24.00	1.00	0.486	2.15
27.70 - 28.30	0.68	0.49	1.36
29.50 - 30.10	0.68	0.533	1.32
32.50 - 33.50	1.95	1.07	4.50

ÁREAS Y PERÍMETROS MOJADOS DE LAS SECCIONES HIDRÁULICAS DEL CRUCE " RÍO COPALA ".

SECCIÓN Hidráulica Auxiliar # 1, a 60 m. aguas arriba del cruce.

N.M.H.E. (Elevación) 101.01 m.

Tramo	Estación	Distancia (m)	Tirante (m)	Suma Tirantes (m)	Tirante Medio	Áreas		Perim. Mojado (m)
						Parcial (m ²)	Total (m ²)	
1	0+000		3.50					
	012	12.0	3.00	6.50	3.25	39.0		
	015	3.0	3.10	6.10	3.05	9.2		
	018.2	3.2	2.90	6.00	3.00	9.6		
	028.1	9.9	3.35	6.25	3.13	30.90		
	030.8	2.7	3.25	6.60	3.30	8.90		
	035.0	4.2	3.35	6.60	3.30	13.90		
	0+040	5.0	3.20	6.55	3.28	16.40	127.90	45.40

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DEL CRUCE " RIO COPALA ".

SECCION Hidráulica Auxiliar # 1, a 60m aguas arriba del cruce.

N.A.N.E. (Elevación) 101.01 m.

Tramo	Estación	Distancia (m)	Tirante (m)	Suma Tirantes (m)	Tirante Medio	Áreas		Perim. Mojado (m)
						Parcial (m ²)	Total (m ²)	
2	0+040		3.20					
	47.7	7.70	3.63	6.83	3.41	26.3		
	50.2	2.50	4.14	7.77	3.88	3.7		
	54.2	4.00	3.41	7.55	3.77	15.1		
	59.8	5.60	3.18	6.59	3.29	18.4		
	50.0	0.20	3.26	6.44	3.22	30.6		
	61.2	1.20	3.71	6.97	3.48	4.2		
	62.9	1.70	3.86	7.57	3.78	6.4		
	65.4	2.50	4.50	8.36	4.18	10.5		
	67.4	2.00	4.19	8.69	4.24	8.7		
	80.0	12.60	4.13	8.32	4.16	52.4		
	96.5	16.50	3.69	7.82	3.91	64.5		
	100.0	3.50	3.44	7.13	3.56	12.5		
	101.6	1.60	3.26	6.70	3.35	5.4		
	103.6	2.00	3.18	6.44	3.22	6.4		
	0+110.0	6.40	2.94	6.12	3.06	19.6	290.7	70.4

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DEL CRUCE " RIO COPALA ".

SECCION Hidráulica Auxiliar # 1, a 60m aguas arriba del cruce.

N.A.M.E. (Elevación) 101.01 m.

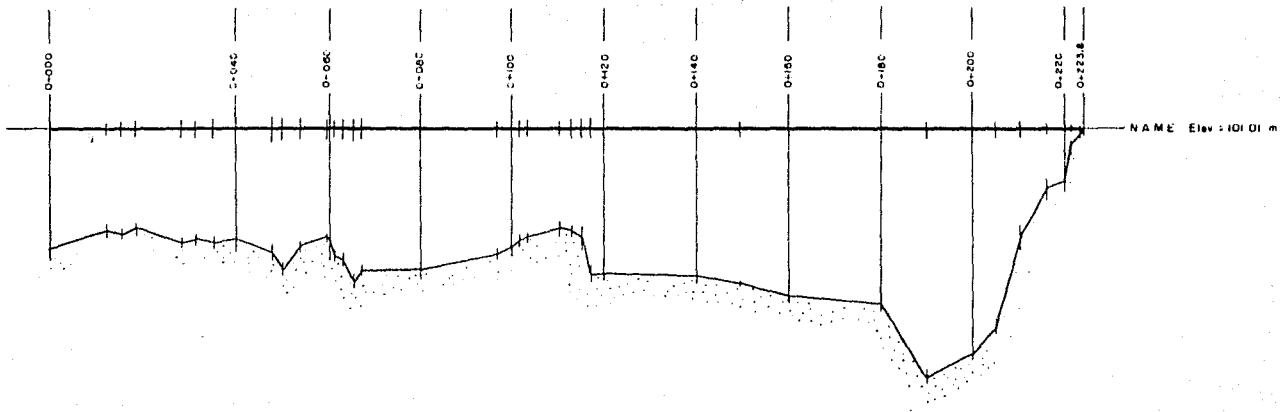
Tramo	Estación	Distancia (m)	Tirante (m)	Suma Tirantes (m)	Tirante Medio	Area		Perim. Mojado (m)
						Parcial (m ²)	Total (m ²)	
3	0+110.0		2.94					
	112.5	2.50	3.01	5.95	2.97	7.4		
	114.8	2.30	3.21	6.22	3.11	7.2		
	117.6	2.26	4.31	7.52	3.76	8.3		
	120.0	3.00	4.26	8.59	4.29	12.9		
	140.0	20.00	4.34	8.62	4.31	86.2		
	149.5	9.50	4.59	8.93	4.46	42.4		
	160.0	10.50	4.96	9.55	4.77	50.1		
	180.0	20.00	5.20	10.16	5.08	101.6		
	190.0	10.00	7.33	12.53	6.26	62.6		
	200.0	10.00	6.64	13.97	6.99	69.9		
	205.0	5.00	5.88	12.52	6.26	31.3		
3	210.0	5.00	3.13	9.01	4.51	22.6		
	216.0	6.00	1.73	4.86	2.43	14.6		
	220.0	4.00	1.55	3.28	1.64	6.6		

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DEL CRUCE " RIO COPALA ".

SECCION Hidráulica Auxiliar # 1, a 60m aguas arriba del cruce.

N.A.M.E. (Elevación) 101.01 m.

Tramo	Estación	Distancia (m)	Tirante (m)	Suma Tirantes (m)	Tirante Medio	Áreas		Perim, Mojado (m)
						Parcial (m ²)	Total (m ²)	
	221.3	1.30	0.45	2.00	1.00	1.3		
	223.4	2.10	0.14	0.59	0.30	0.6		
	223.8	0.40		0.14	0.07		525.6	114.7



Sección Hidráulica Auxiliar No. 1, a 60 m. aguas arriba del cruce.

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DEL CRUCE " RIO COP-LA ".

SECCION Hidráulica Auxiliar # 2, a 5m aguas arriba del cruce.

N.A.M.E. (Elevación) 100.96 m.

Nota: No se consideró el área hidráulica cubierta por las pilas.

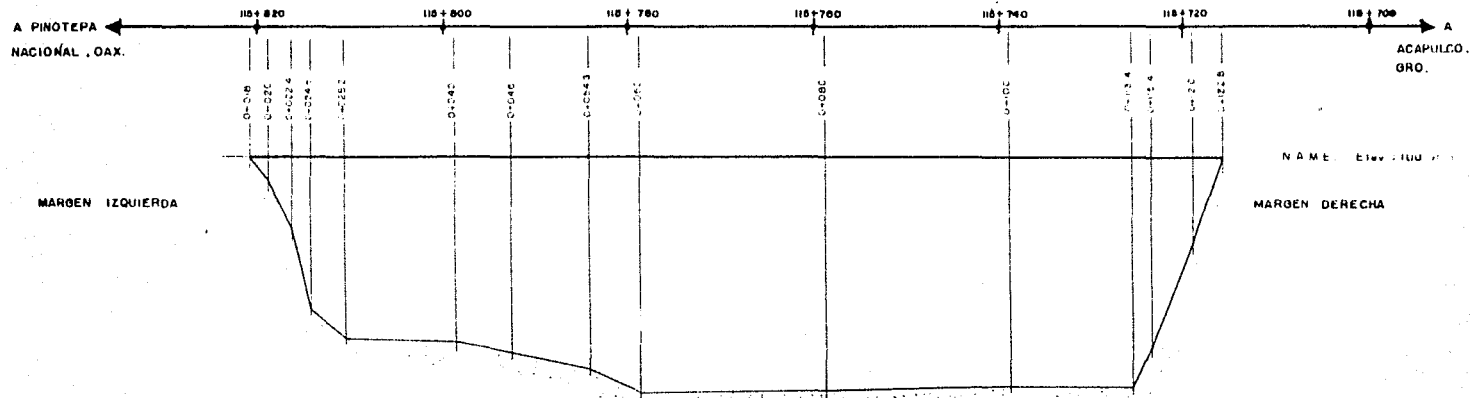
Tramo	Estación	Distancia (m)	Tirante (m)	Suma Tirantes (m)	Tirante Medio	Áreas		Perim. Mojado (m)
						Parcial (m ²)	Total (m ²)	
	0+016.0							
	20.0	2.0	0.51	0.51	0.26	0.5		
	22.4	2.4	1.59	2.10	1.05	2.5		
	24.6	2.2	3.36	4.95	2.48	5.4		
	28.2	3.6	4.03	7.39	3.69	13.3		
	40.0	11.8	4.09	8.12	4.06	47.9		
	46.1	6.1	4.36	8.45	4.23	25.8		
	54.3	8.2	4.73	9.09	4.55	37.3		
	60.0	5.7	5.26	9.99	4.99	28.4		
	80.0	20.0	5.20	10.46	5.23	104.6		
	100.0	20.0	5.11	10.31	5.16	103.2		
	113.4	13.4	5.16	10.27	5.14	68.9		
	115.4	2.00	4.23	9.39	4.69	9.4		
	120.0	4.60	1.87	6.10	3.05	14.0		
	0+122.8	2.80		1.87	0.94	2.6	463.8	107.10

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DEL CRUCE " RIO COPALA ".

SECCION Hidráulico Auxiliar # 3, a 100m aguas abajo del cruce.

N.M.M.E. (Elevación) 100.88 m.

Tramo	Estación	Distancia (m)	Tirante (m)	Suma Tirantes (m)	Tirante Medio	Áreas		Perim. mojado (m)
						Parcial (m ²)	Total (m ²)	
	260.0	20.0	4.90	9.71	4.86	97.2		
	269.4	9.4	4.53	9.43	4.72	44.4		
	280.0	10.6	4.20	8.73	4.37	46.3		
	290.2	10.2	4.29	8.49	4.25	43.4		
	290.8	0.6	4.06	8.35	4.18	2.5		
	0+300.0	9.2	3.28	7.34	3.67	33.8	754.10	160.4
4	0+300.0		3.28					
	320.0	20.0	3.00	6.28	3.14	62.6		
	340.0	20.0	2.44	5.44	2.72	54.4		
	0+349.6	9.6	1.44	3.88	1.94	18.6	135.8	49.8



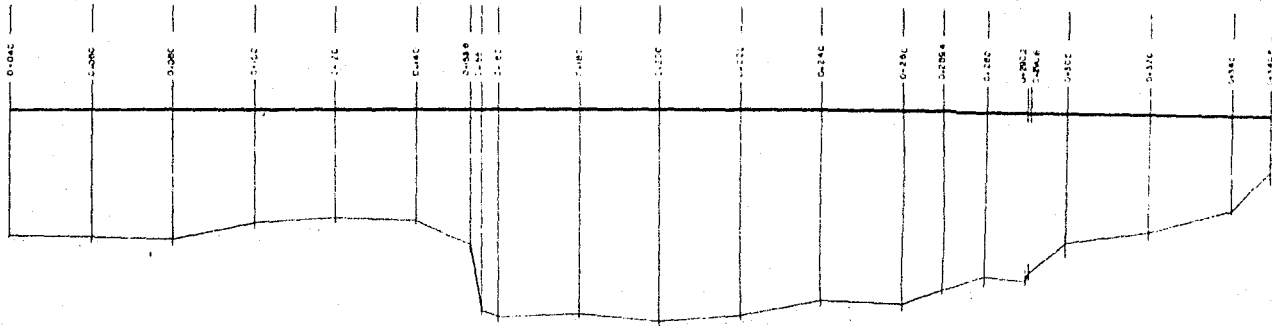
Sección Hidráulica Auxiliar No.2, a 5 m. aguas arriba del cruce.
 (SECCION EN ESTUDIO)

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DEL CRUCE " RIO CUPALA ".

SECCION Hidráulica Auxiliar # 3, a 100m aguas abajo del cauce.

N.N.M.L. (Elevación) 100.68 m.

Tramo	Estación	Distancia (m)	Tirante (m)	Suma tirantes (m)	Tirante medio	Áreas		Perim. Mojado (m)
						Parcial (m ²)	Total (m ²)	
2	0+040.00		3.16					
	060.0	20.0	3.21	6.37	3.19	63.6		
	80.0	20.0	3.25	6.46	3.23	64.6		
	100.0	20.0	2.85	6.10	3.05	61.0		
	120.0	20.0	2.73	5.59	2.79	55.8		
	0+140.0	20.0	2.61	5.54	2.77	55.4	300.6	100.2
3	0+140.0		2.61					
	153.6	13.6	3.42	6.23	3.12	42.4		
	156.0	2.4	5.06	6.48	4.24	10.2		
	160.0	4.0	5.20	10.26	5.13	20.5		
	180.0	20.0	5.13	10.33	5.17	103.4		
	200.0	20.0	5.33	10.46	5.23	104.6		
	220.0	20.0	5.20	10.53	5.27	105.4		
	240.0	20.0	4.61	10.61	5.00	100.0		



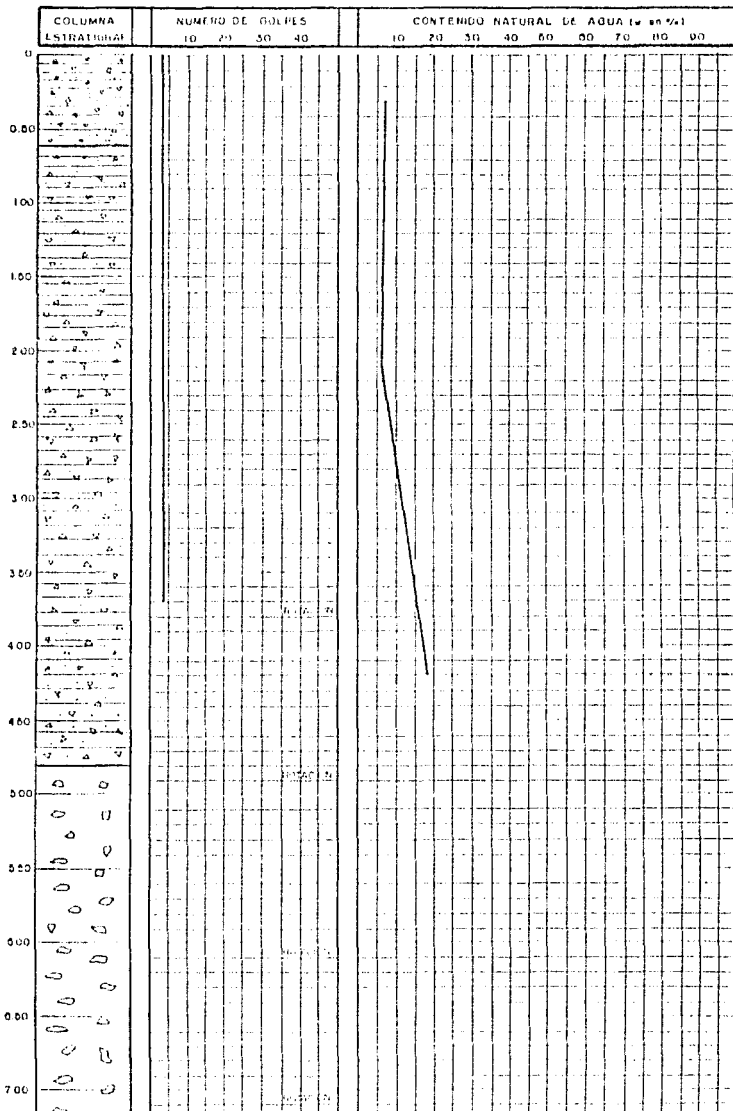
NAME Elevation

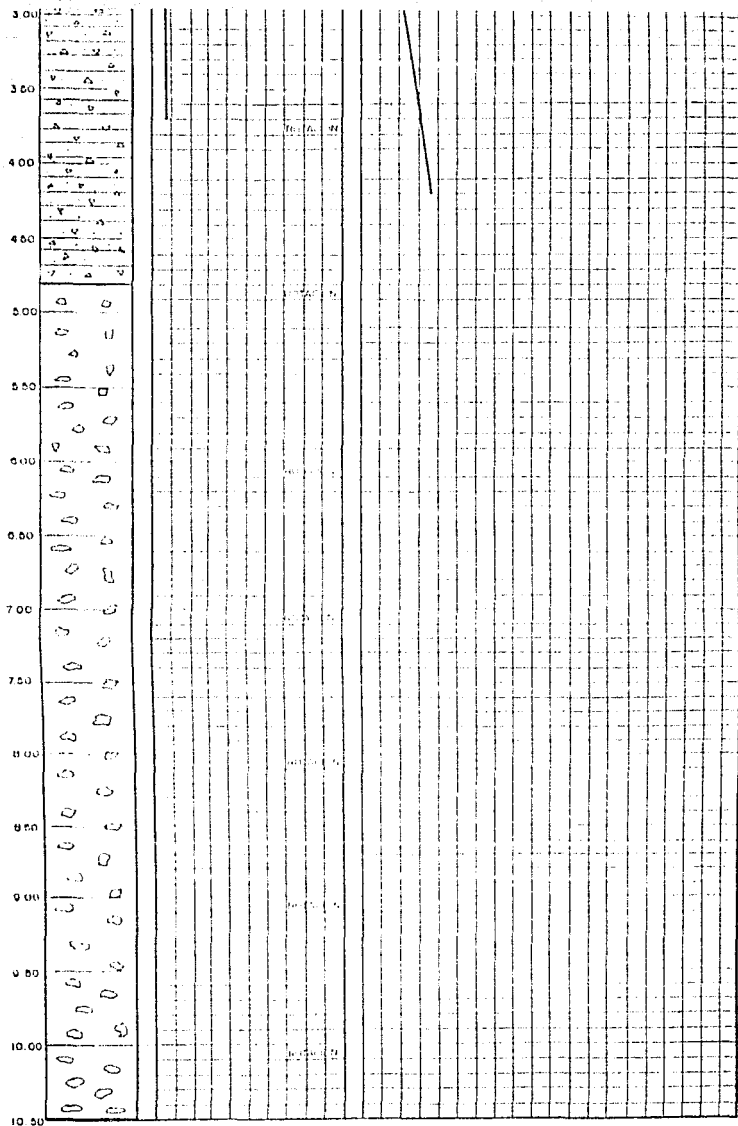
Sección Hidráulica Auxiliar No. 3, a 100 m. aguas abajo del cruce .

5.4 Columnas Estratigráficas.

EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO Costero del Pacifico TRAMO Acapulco - Puente Nacional KM 115 + 765 ORIGEN Los Cruces, Gro. OBRA Cruce Río Copala	SONDEO No. 1 LOCALIZACION 2.50 m Der. Estación 115 + 710 80 PROCEDIMIENTO Penetración estándar y Rotación PROFUNDIDAD 10.50 m
---	---





Simbolos Con-Regionales



Arcilla



Arena



Marga
(Argilla)



Limo



Grava



Grava

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

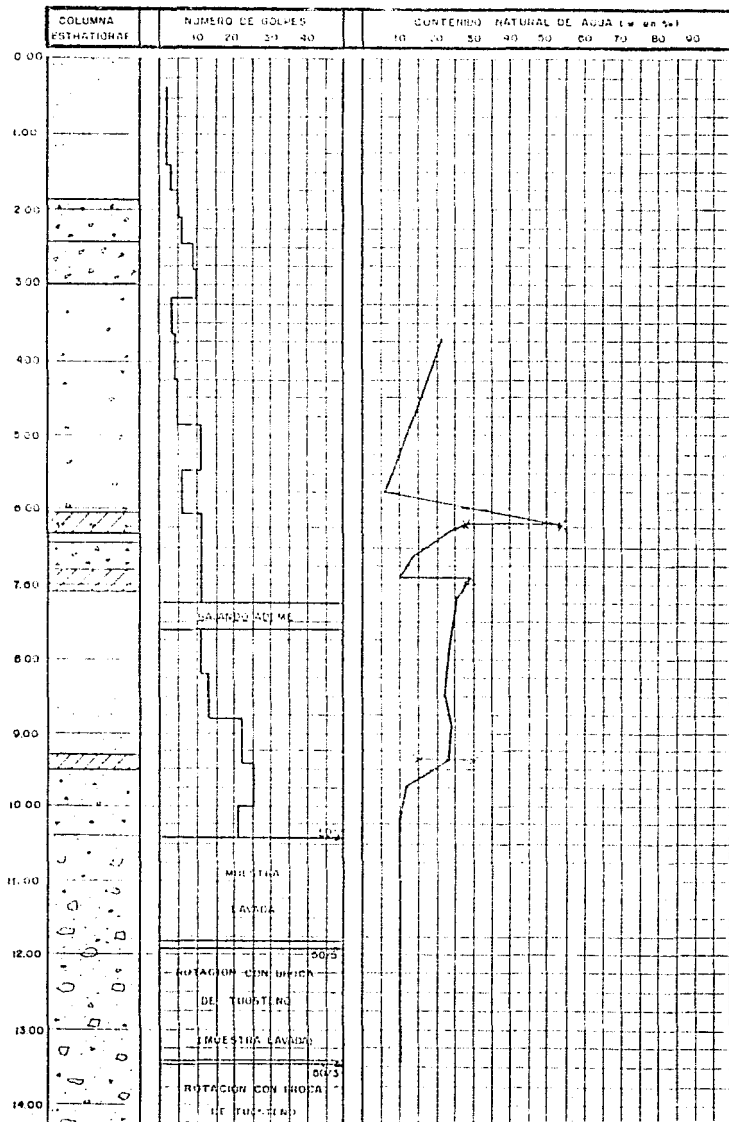
RODOLFO M. ZUMAYA G. | HUY Y ARBOLE, Ing. Edmundo F. A.
TITULO PROFESIONAL "GRUPO 100 COPILA"

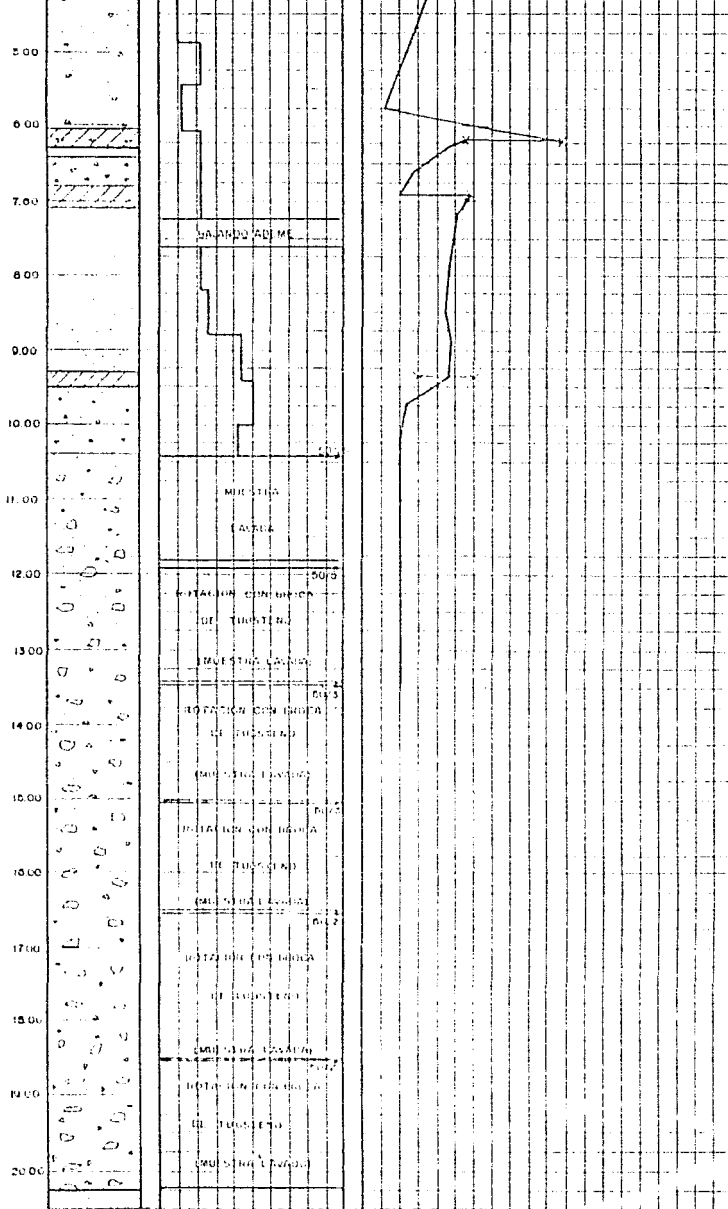
Estratigrafía
(Sondeo No. 1)

EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacifico
 TRAMO: Acapulco-Pinolepa Nacional
 KM. 115 + 765
 ORIGEN: Las Cruces, Gro.
 OBRA: Cruce Rfo Copala

SONDEO No. 2
 LOCALIZACION: 170 m Der. Estación
 115 + 739.50
 PROCEDIMIENTO: Penetración estándar, Lavado y Rotación
 PROFUNDIDAD: 20.20 m





SIEMPRE CON CONVENIENCIAS

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

GERENTE: M. Zamora G. | RELV Y ALTOBO: Ing. Rafael Prieto A.
 TÉCNICO PROFESIONAL: "CRUCE" ING. COPALA

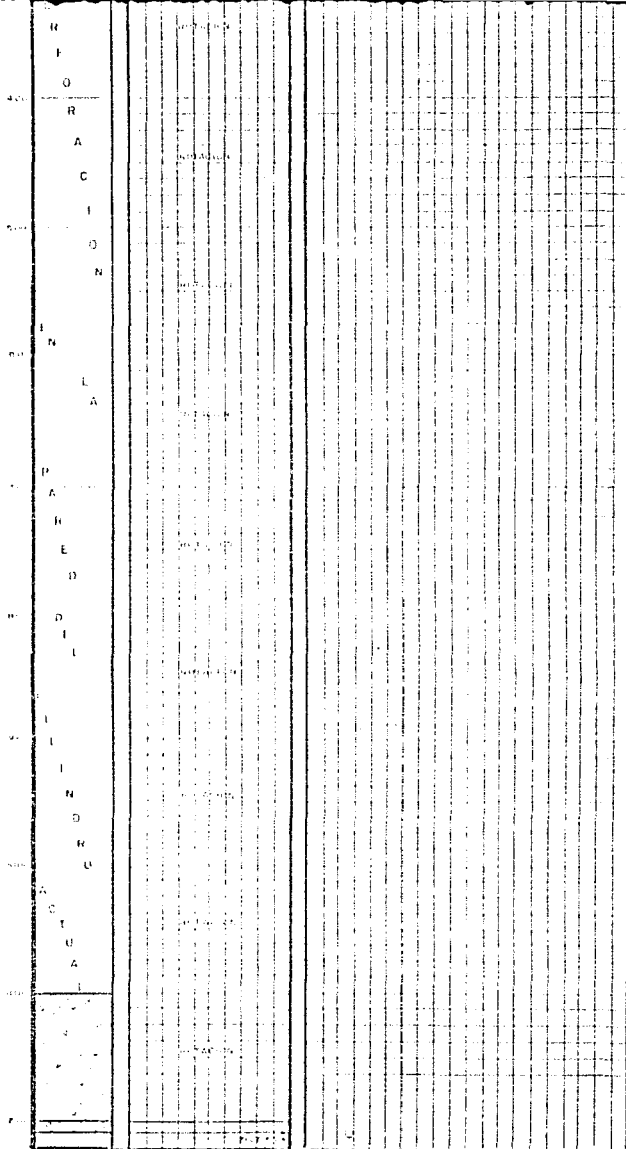
Estratigrafía
(Sondeo No. 2)

EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacifico
 TRAMO: Acapulco - Pinotepa Nacional
 KM: 115 + 765
 ORIGEN: Las Cruces, Gro.
 OBRA: Cruce Río Copala

SONDEO No.: 2 "A"
 LOCALIZACION: 150m Izq. Estación
 115 + 738 60
 PROCEDIMIENTO: Rotación
 PROFUNDIDAD: 16.15 m

COLUMNA ESTRATIGRAFICA	NUMERO DE GOLPES				CONTENIDO NATURAL DE AGUA (%)									
	10	20	30	40	10	20	30	40	50	60	70	80	90	
0.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
1.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
1.00	Tapón de concreto													
2.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
3.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
4.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
5.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
6.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
7.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
8.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
9.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
10.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
11.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													
12.00	NOTA: UNIFORMEMENTE													



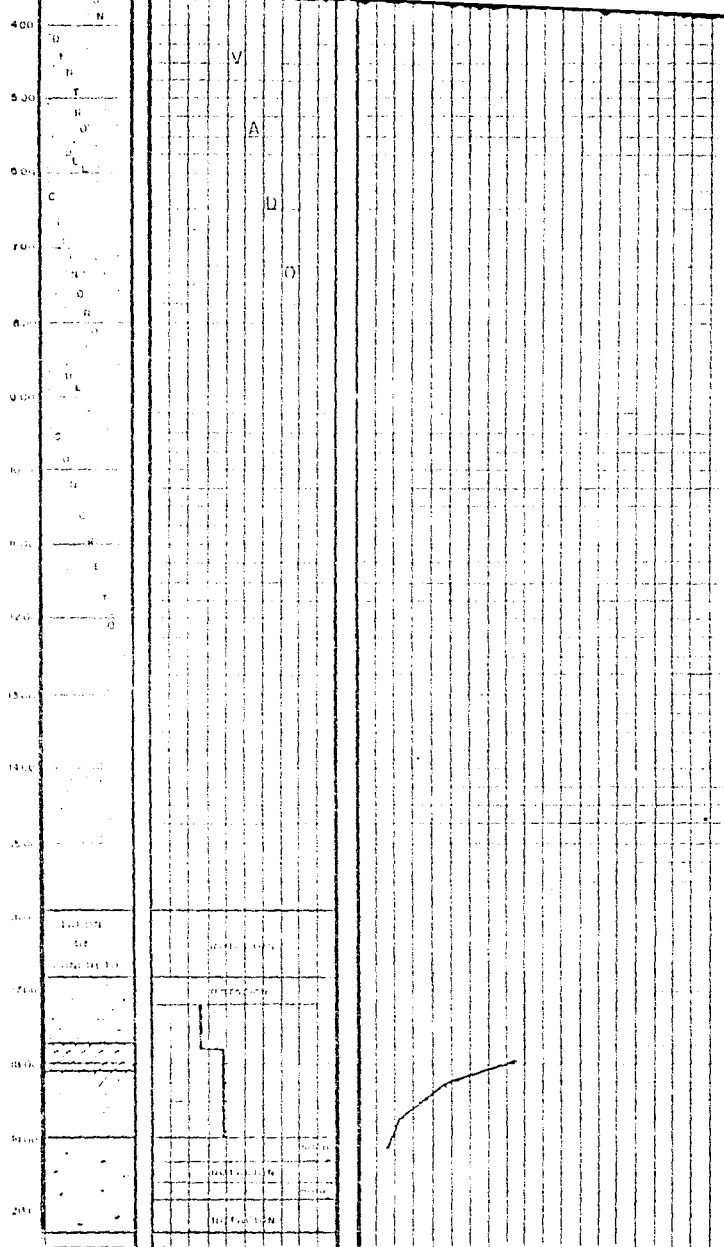
SMALLER SYMBOLS FOR USE

UN.A.M.	E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA	CIVIL
<small>UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO</small> <small>INSTITUTO NACIONAL DE ESTUDIOS Y INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS</small> <small>INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS CIENTÍFICOS</small>	
Estratigrafía (Sondaje No. 2 "B")	

EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacifico	SONDEO No. : 3
TRAMO : Acapulco - Pinotepa Nacional	LOCALIZACION : 150 m Izq. Estación
KM 115 + 765	115 + 764.20
ORIGEN : Las Cruces, Gro.	PROCEDIMIENTO : Rotación, Lavado
OBRA : Cruce Río Copala	y Penetración estándar
	PROFUNDIDAD : 20.30 m

COLUMNA IDENTIFICADA	NÚMERO DE SUELOS				CONTENIDO DE SUELOS											
	1	2	3	4	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
TARDE DE	ROTACION															
CUNDA																
0.00																
1.00																
2.00																
3.00																
4.00																
5.00																
6.00																
7.00																
8.00																
9.00																
10.00																
11.00																
12.00																
13.00																
14.00																
15.00																



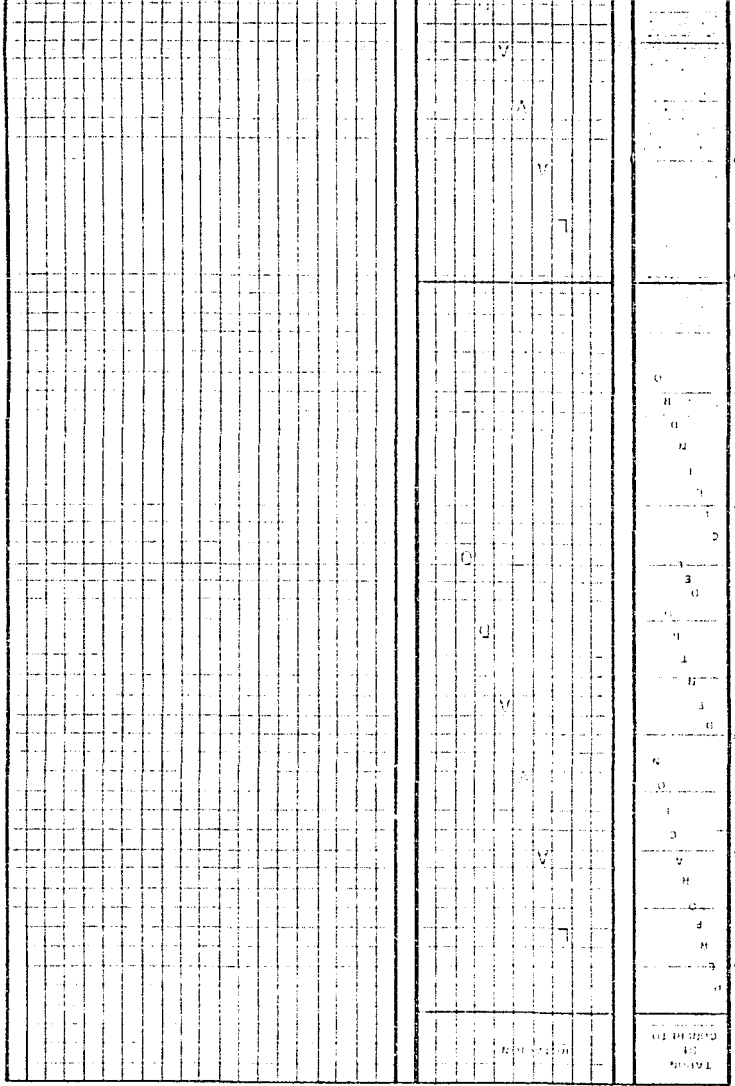
SÍMBOLOS		CONVENCIONES	
	Gravel		Sand
	Clay		Gravel
	Silt		Sand

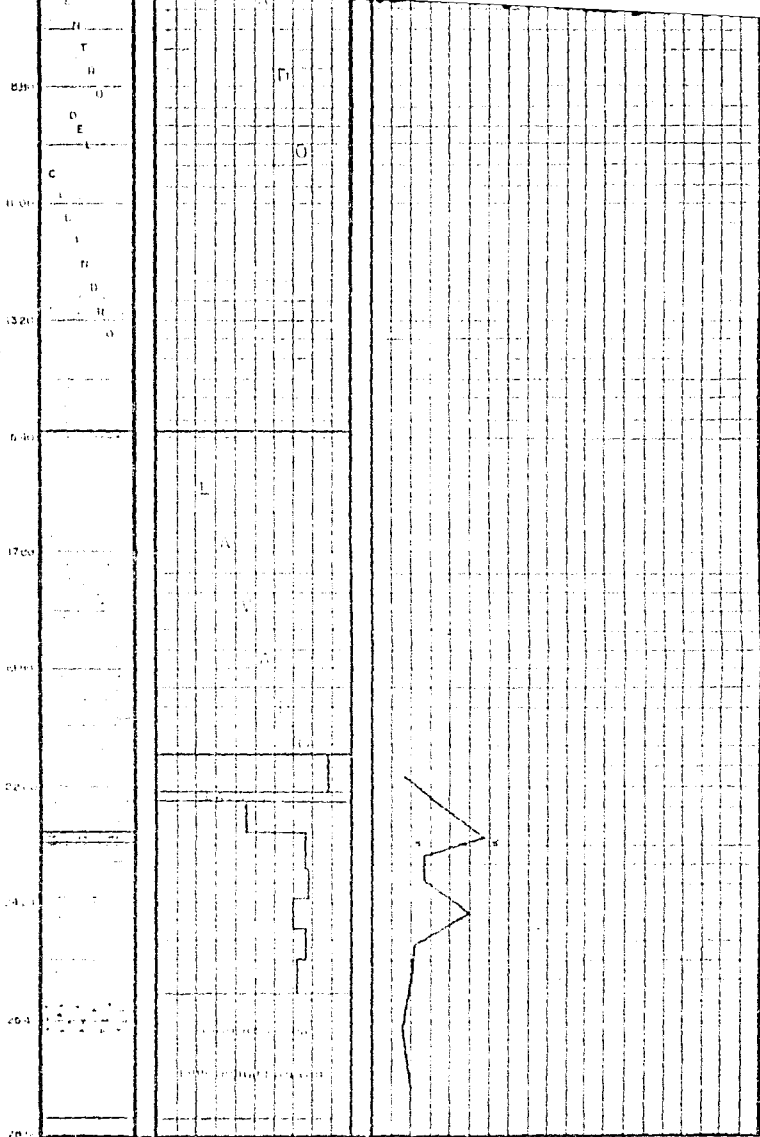
U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
 INGENIERIA CIVIL
 Estratigrafía
 (Sondeo N.º 3)

EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO Costero del Pacifico TRAMO. Acapulco-Toluca Nacional KM. 115 + 765 ORIGEN. Los Cruces, Gro. OBRA: Cruce Rio Copala	SONIDO No. 4 LOCALIZACION 150m lzq. Estacion 115 + 769.89 PROCEDIMIENTO Rotacion, Frenado - ctra esquinador y Lavado PROFUNDIDAD 28.30m
---	--

ECONOMIA	N. ORDEN DE LA OBRA	ESTADISTICO
----------	---------------------	-------------





SIMBOLOS CONVENCIONALES		
	Arena	
	Limon	
	Grava	

U.N.A.M. E.N.E.P. ARAGON
INGENIERIA CIVIL

Alfonso M. Zamora Q. y J. Y. ARAGON Ing. Hugo Rojas A.
 TESIS PROFESIONAL "SONDEO No. 4096 A"

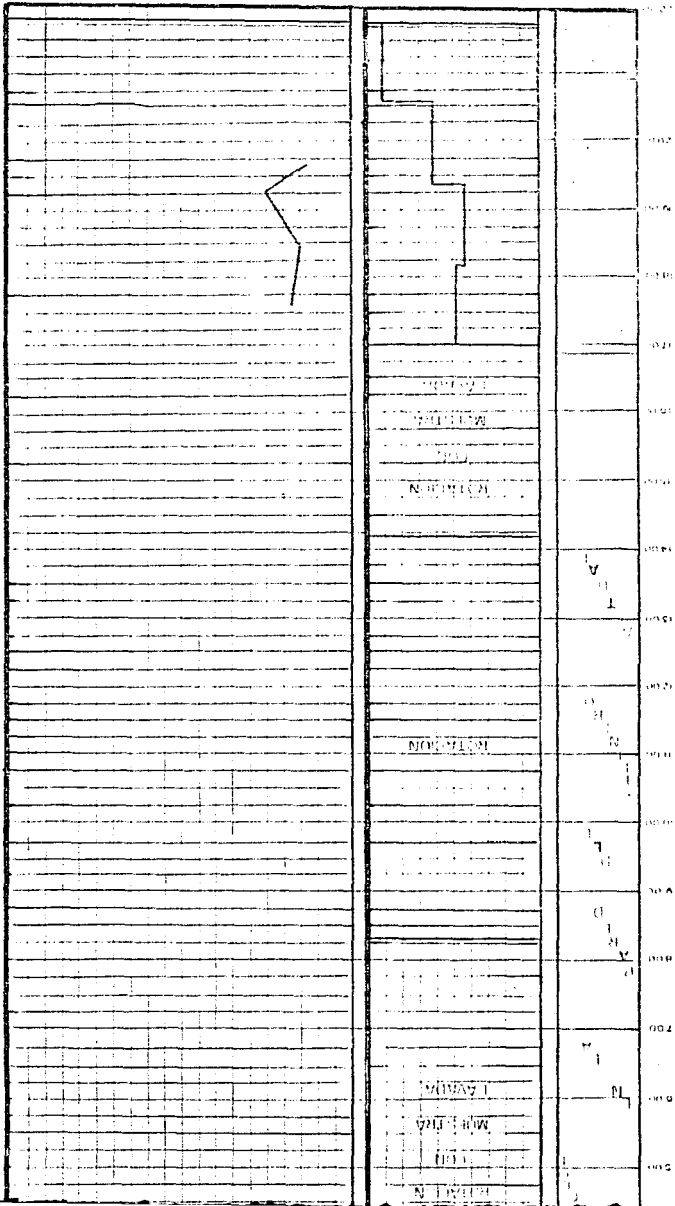
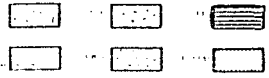
Estratigrafía
(Sondeo No. 4)

EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO Costero del Pacifico	SONDEO No : 4 "A"
TRAMO : Acapulco - Pinotepa Nal	LOCALIZACION 150 m Izq Estacion
KM 115 + 765	115 + 789.30
ORIGEN Los Cruces, Gro	PROCEDIMIENTO Rotación, Penetración estándar y Levado
OBRA Cruce Río Copala	PROFUNDIDAD: 21.80 m

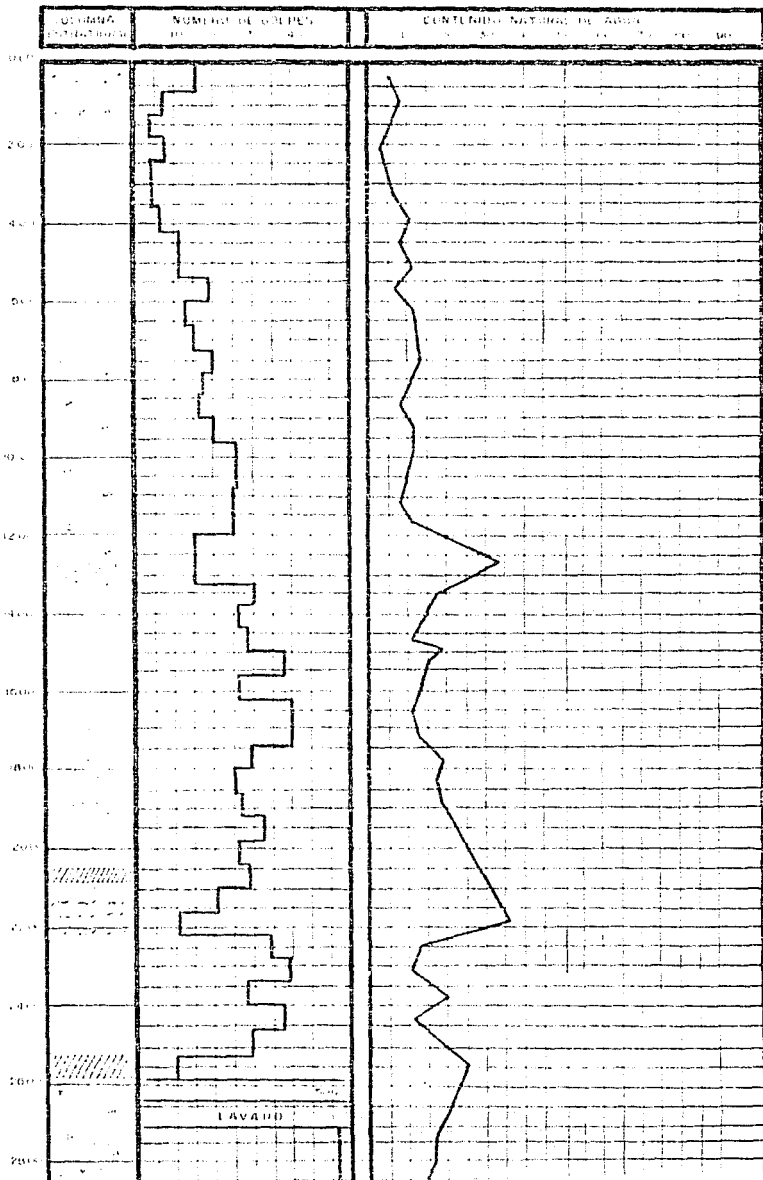
COTAS ESTACION	SOLUCIONES DE SUELOS				RESULTADOS DE ROTACION DE AGUJAS												
	U ₁	U ₂	U ₃	U ₄	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
0.50	C N R T	ROTACION															
1.00																	
2.50	L E	ROTACION															
3.00																	
4.00	L R T R A	ROTACION															
5.00																	
6.00	L R T	ROTACION															
7.00																	
8.00	L R T	ROTACION															
9.00																	
10.00	L R T	ROTACION															
11.00																	
12.00	L R T	ROTACION															
13.00																	
14.00	L R T A	ROTACION															
15.00																	
16.00	L R T A	ROTACION															
17.00																	
18.00	L R T A	ROTACION															
19.00																	
20.00	L R T A	ROTACION															
21.00																	

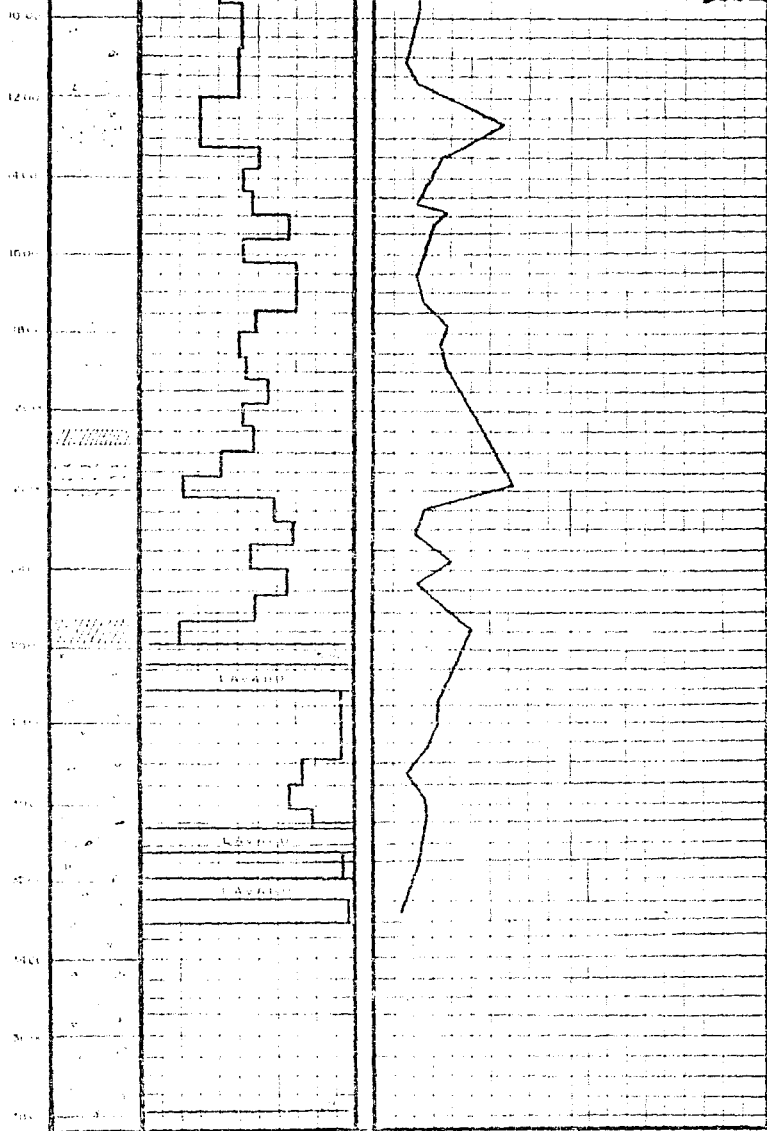
UNAM FNE P ARAGON
 ING NTRIA CIVIL
 Estadio (Sondoo No 9A)



EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO Costero del Pacifico	SONDEO No. 5
TRAMO: Acapulco-Pinotepa Nacional	LOCALIZACION: 150 m Der. Estación
KM. 115 + 765	115 + 820.20
ORIGEN: Las Cruces, Gro.	PROCEDIMIENTO: Rotación, Penetración estándar y Lavado.
OBRA: Cruce Río Copala	PROFUNDIDAD: 37.89 m





MUESTRAS		CORRESPONDENCIA	
	arena		limo
	limo		arcilla
	arcilla		masa de arcilla

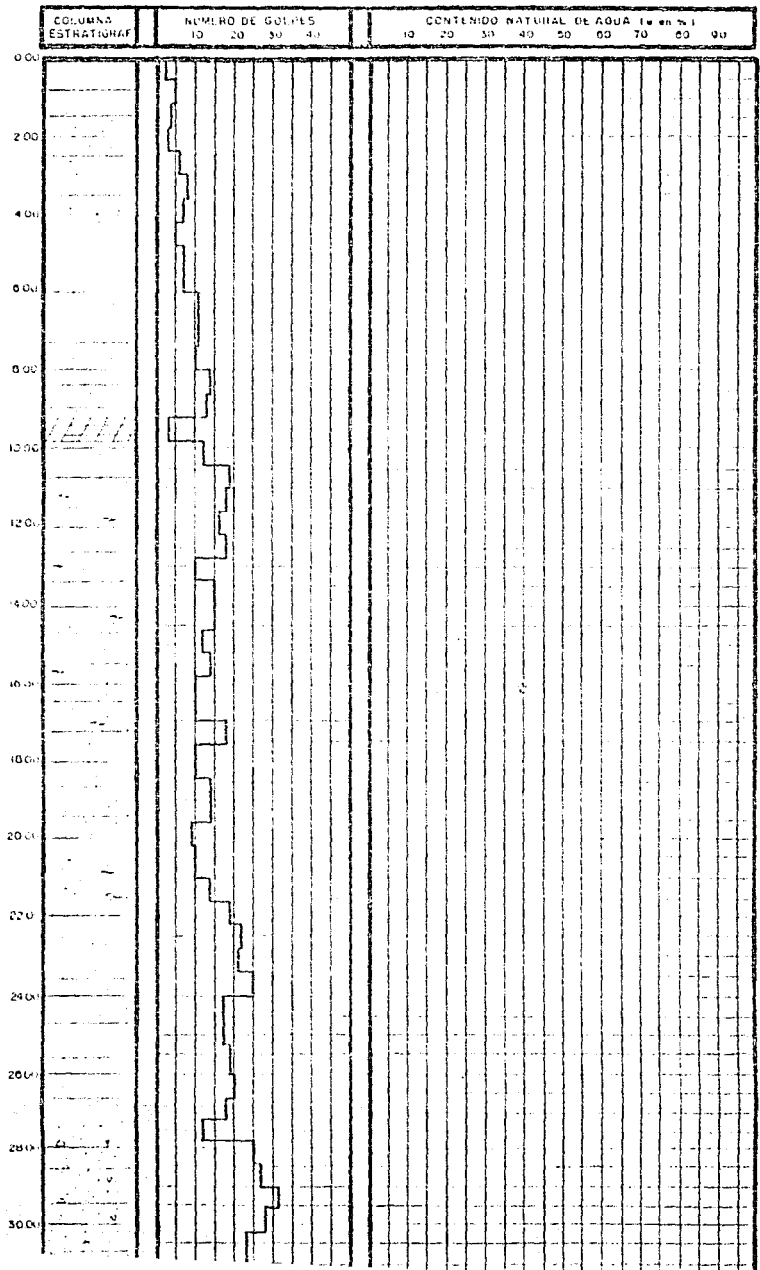
UNAM ENER ARAGON
INGENIERIA CIVIL

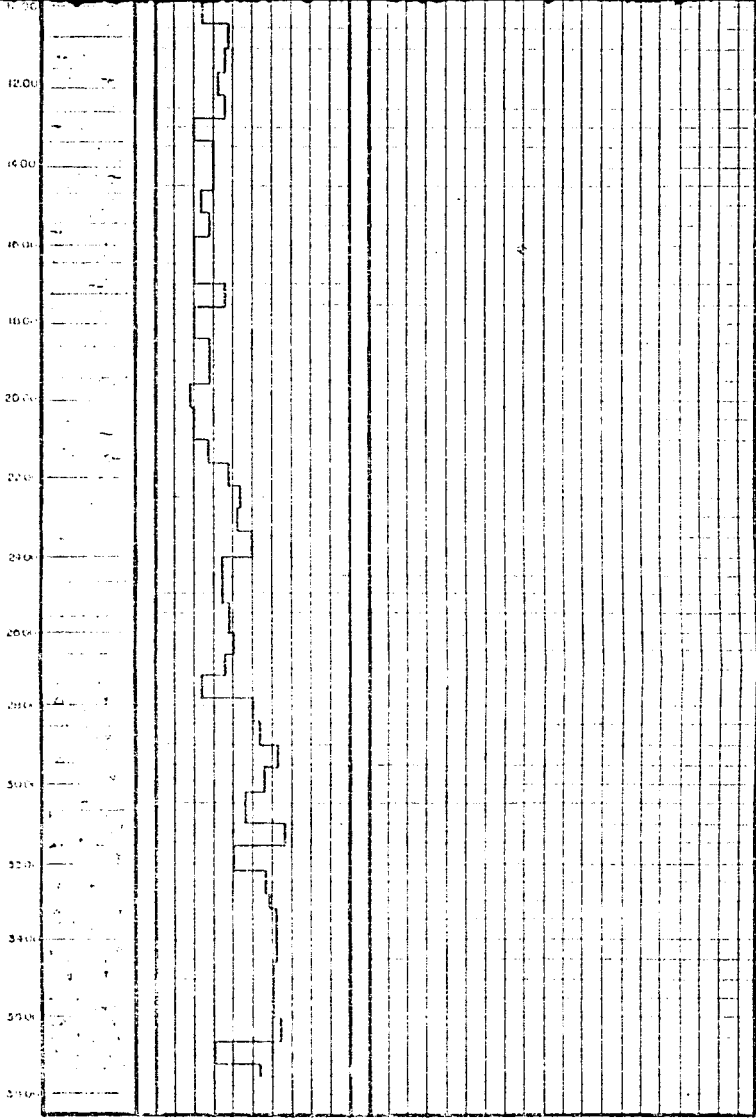
Calle de la Universidad 9 | Benito Juárez | Ciudad de México
Tel: 5623 4300 | Fax: 5623 4301 | Correo: unam@unam.mx



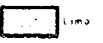

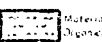
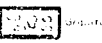
Estratigrafía
(Sondeo No. 5)

EXPLORACION DE SUELOS

CAMINO: Costero del Pacífico TRAMO: Acapulco-Pinotepa Nacional KM: 115 - 765 ORIGEN: Las Cruces, Gro OBRA: Cruce Río Copala	SONDEO No. 6 LOCALIZACION: 24,00m Der. Estación 115 - 822.80 PROCEDIMIENTO: Penetración estándar y Lavado PROFUNDIDAD: 37.55 m
--	--





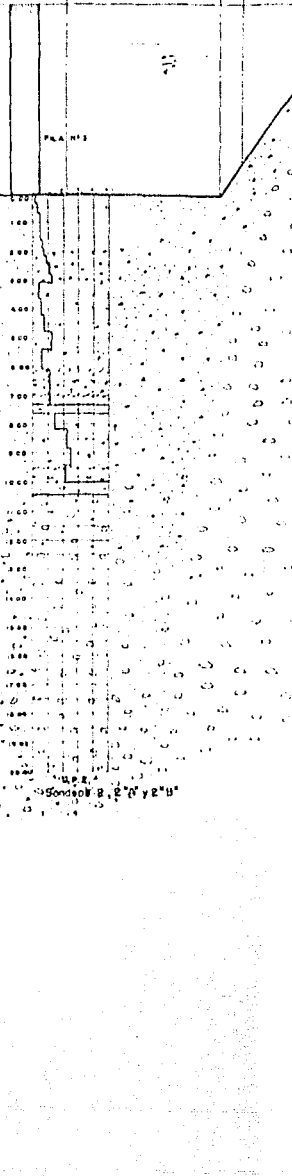
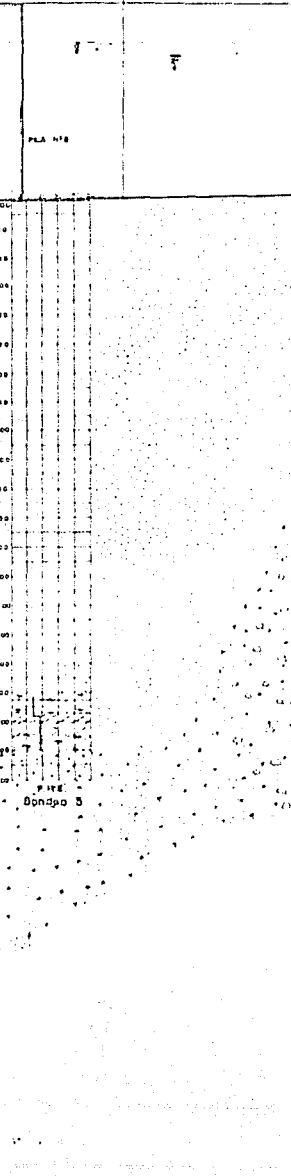
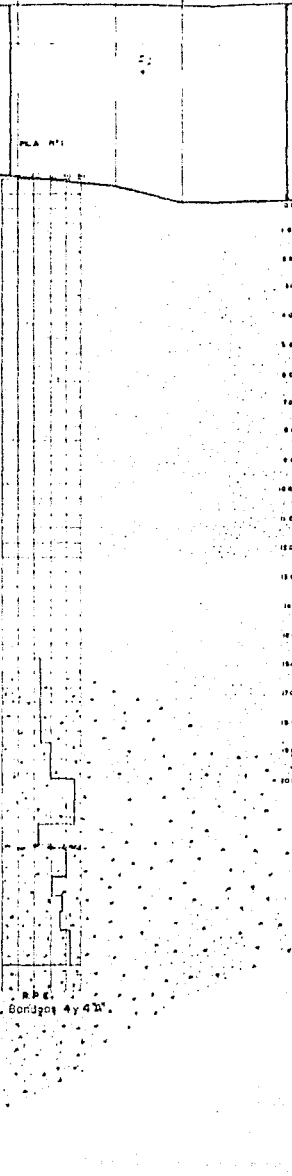
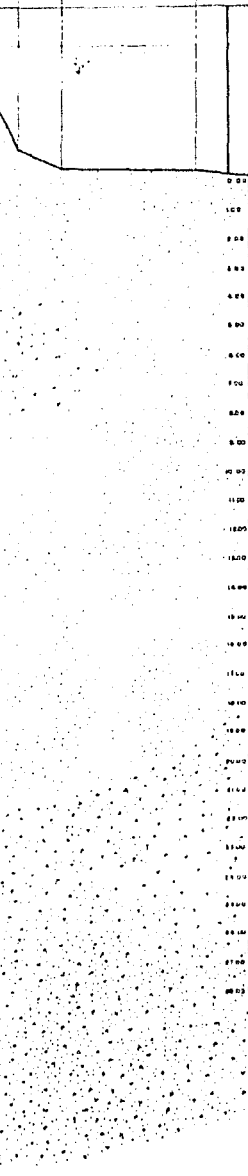
SIMBOLICO		CONVENCIONAL	
	arena		arena
	limo		arena
	Materia Organica		arena

U.N.A.M.	E.N.E.P.	ARAGON
INGENIERIA		CIVIL
<small> Instituto de Ciencias Químicas y Físicas y Laboratorio de Hidráulica y Saneamiento Instituto de Ingeniería "Cesar Chávez y Cuatrecasas" </small>		
Estratigrafía (Sondeo No. 6)		

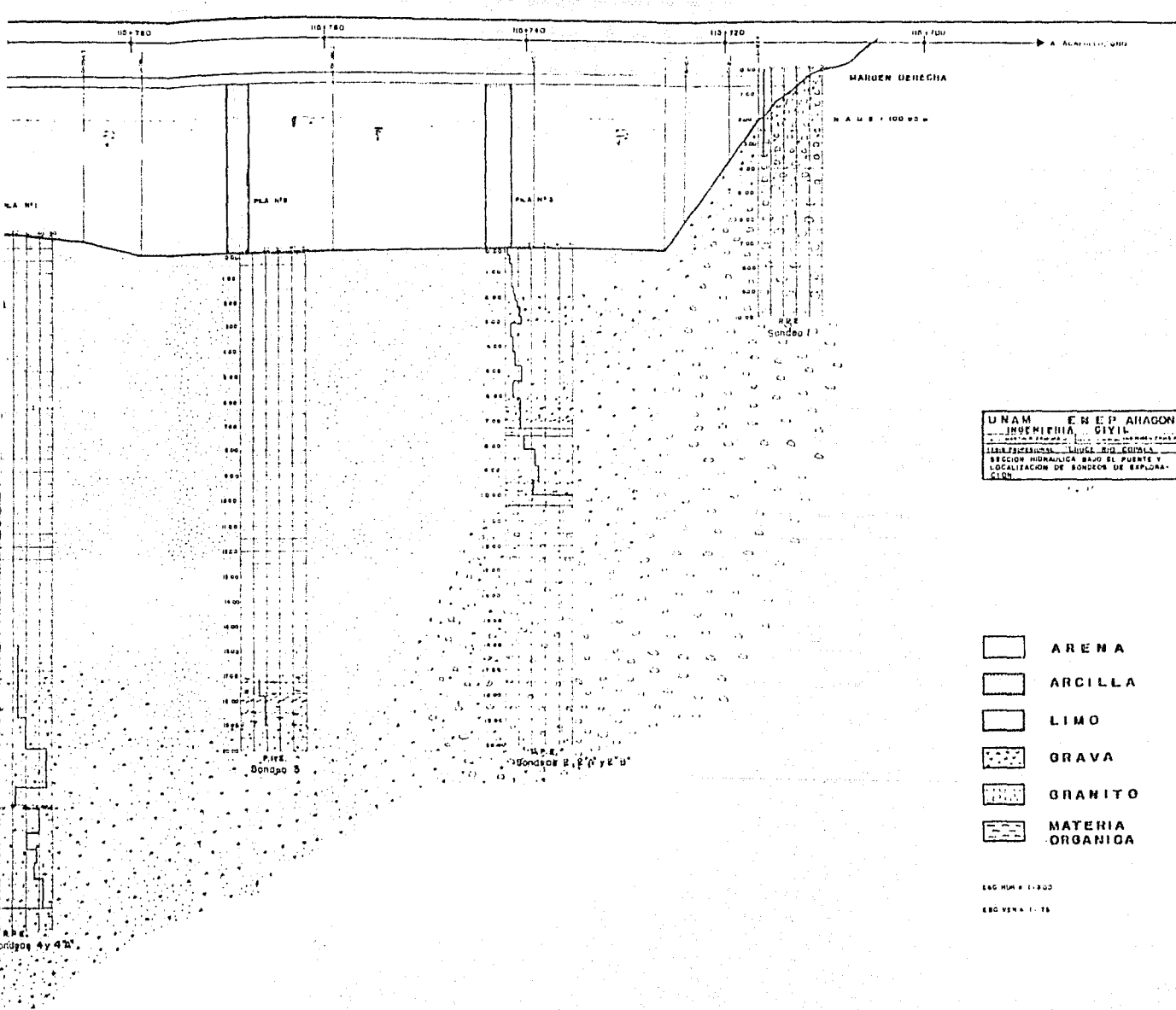
10-720 10-740 10-760 10-780 10-800

PIN 1513
R. V. N. A. L. W. A.







MAHUEN IZQUIERDA



R.P.E.
Sondae 4 y 4 1/2



UNAM EN EP AMAGON
 INGENIERIA CIVIL
 INTERFACULTAD MAQUE EN CIUDAD
 REGION HIDRAULICA BAJO EL PUENTE Y
 LOCALIZACION DE SONDEOS DE EXPLORACION

-  ARENA
-  ARCILLA
-  LIMO
-  GRAVA
-  GRANITO
-  MATERIA ORGANICA

EBO 1:1000
 EBO 1:1000

MURSA 12 BAL 1200 12700 13700 14700 15700

MATOS Y TIZUENAS

PILA N.º 1

PILA N.º 2

PILA N.º 3

POZO COMUNICACIONAL

ALCANTARILLO N.º 1

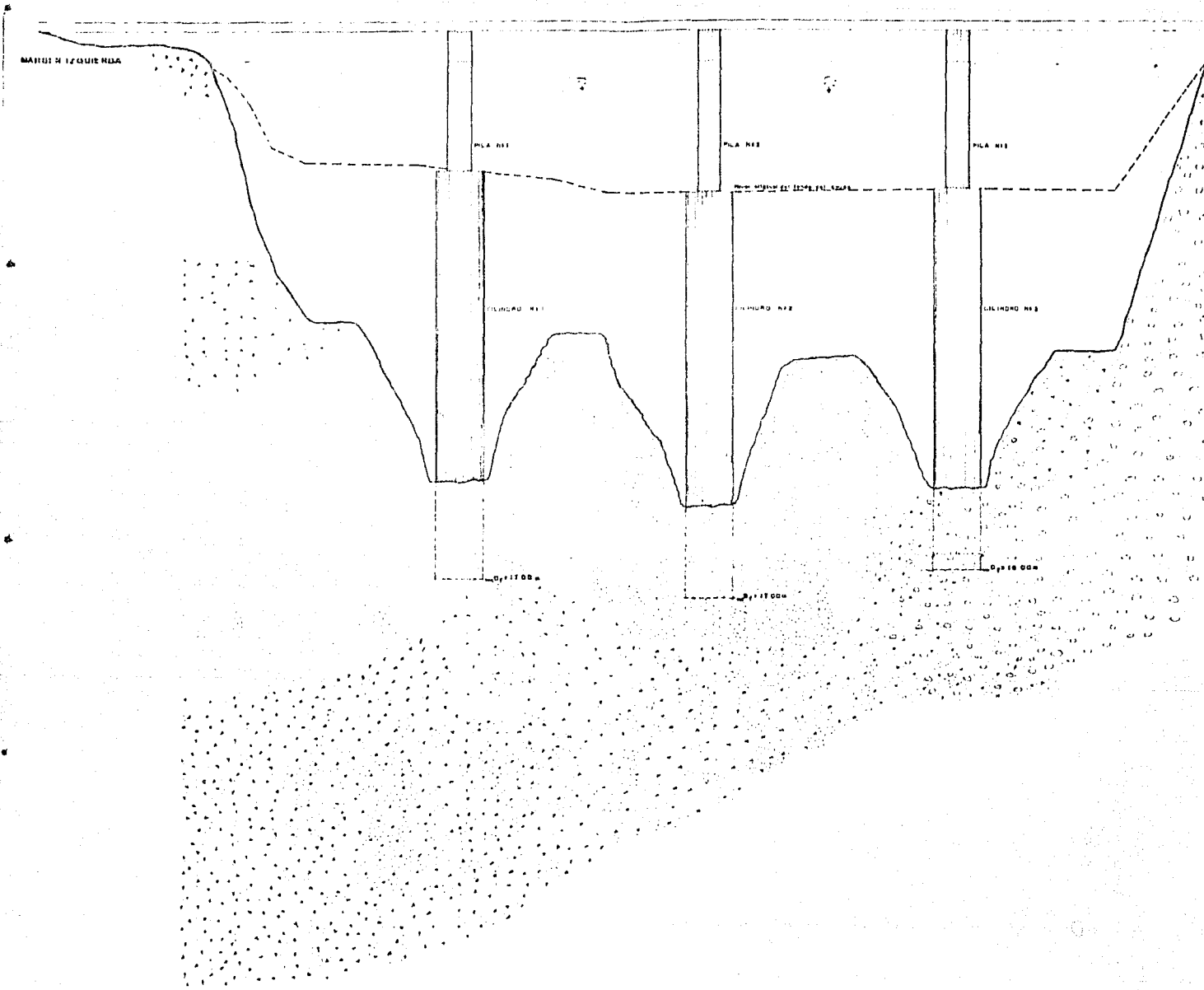
ALCANTARILLO N.º 2

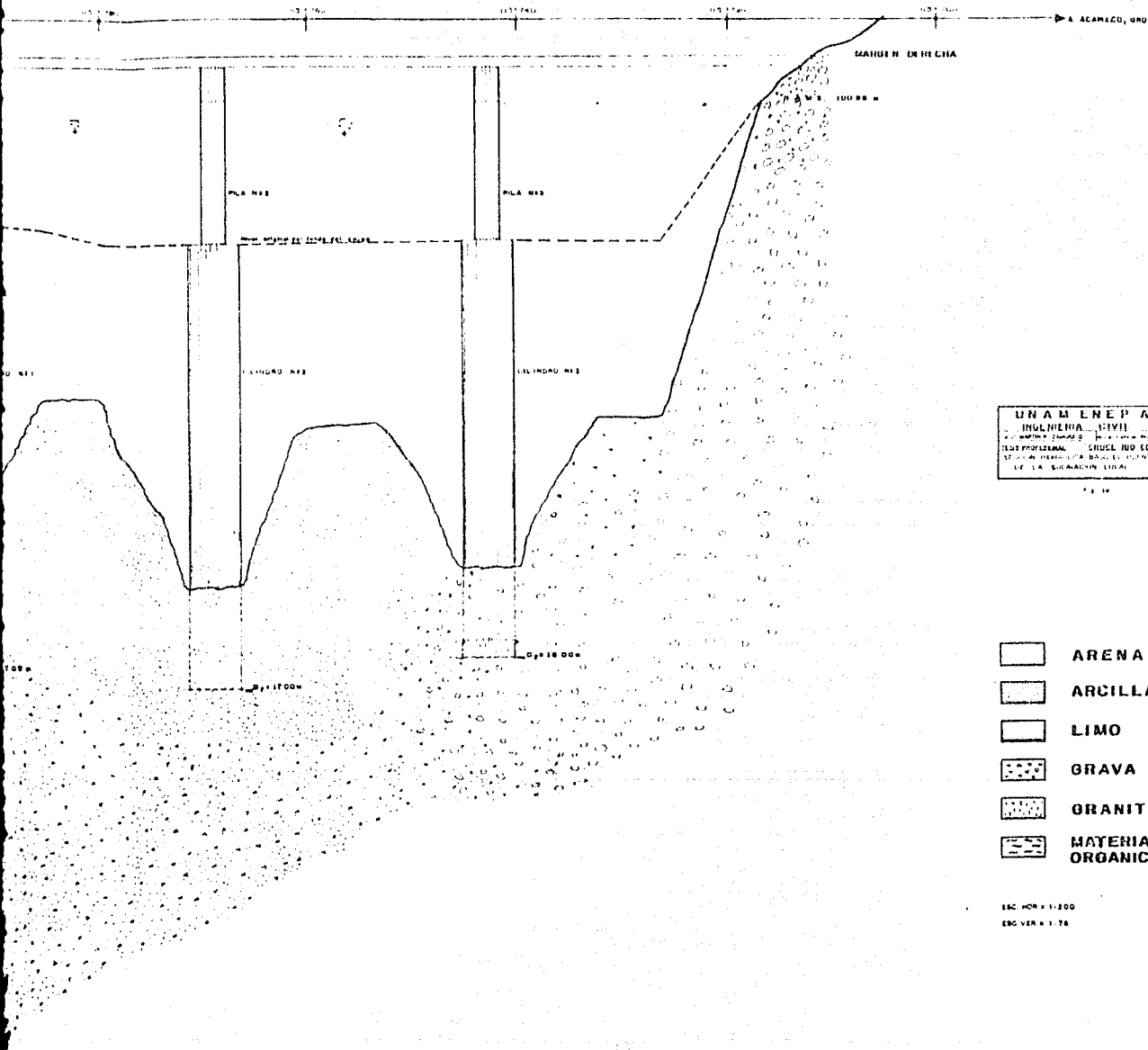
ALCANTARILLO N.º 3

OPORTO






OPORTO

OPORTO



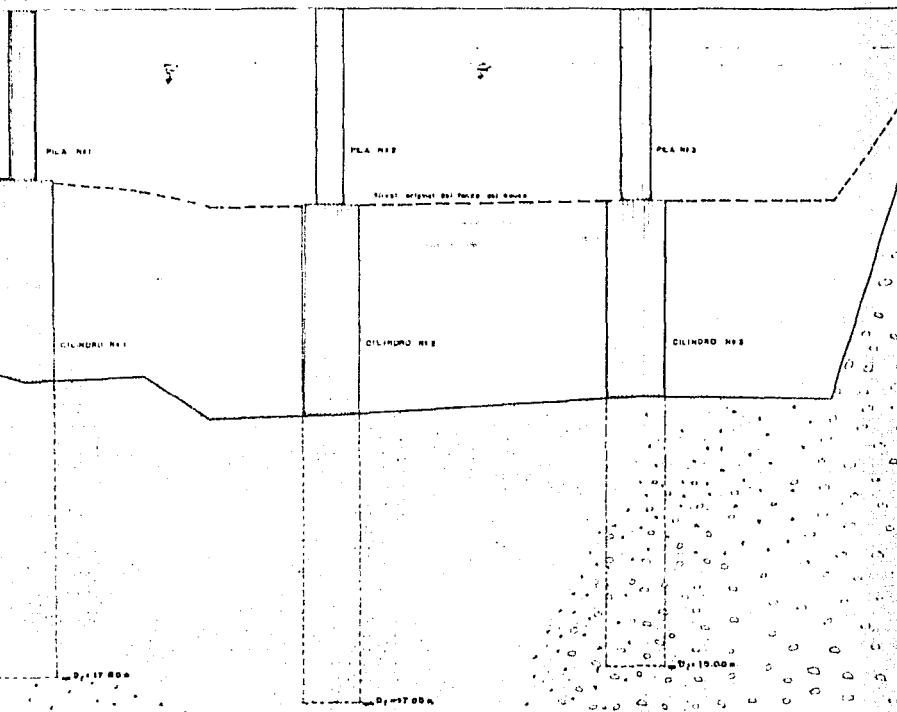


UNAM LINEA ARAUCO
INGENIERIA CIVIL
 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
 ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL Y DE OBRAS
 DE OBRAS DE CONSTRUCCIÓN DE LA GUATEMALA, GUATEMALA

-  **ARENA**
-  **ARCILLA**
-  **LIMO**
-  **GRAVA**
-  **GRANITO**
-  **MATERIA ORGANICA**

ESC. HOR. = 1:200
 ESC. VER. = 1:75

MANIOER IZQUIERDA



115 780 115 780 113 740 115 720 115 700

▶ A ACAPULCO, QRO

MAHLEN DE HECHA

PLA N12

PLA N12

Traza original del fondo del terreno

CILINDRO N12

CILINDRO N12







100 000 m

10 000 m

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100

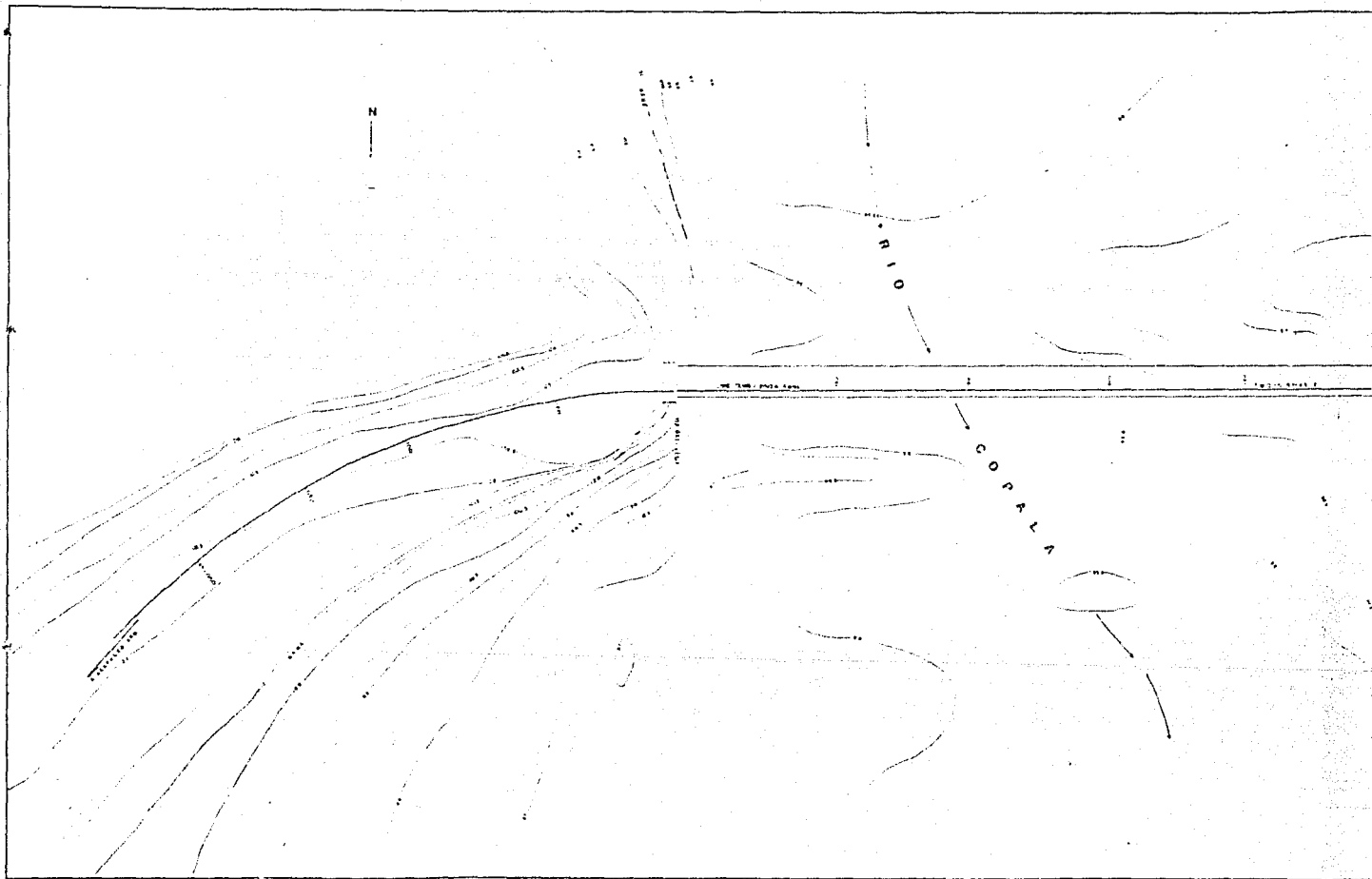
UNA M E N E P A H A G O N
 INGENIERIA CIVIL
 MARTIN JARAMA
 1212 PROFESIONAL "LIBRE ROL CIVIL"
 SECCION HONORIFICA BAJO EL PUENTE
 DESPUES DE LA SOCIALIZACION GENERAL

12 88

-  ARENA
-  ARCILLA
-  LIMO
-  GRAVA
-  GRANITO
-  MATERIA ORGANICA

ESQ NOR. 5 11200

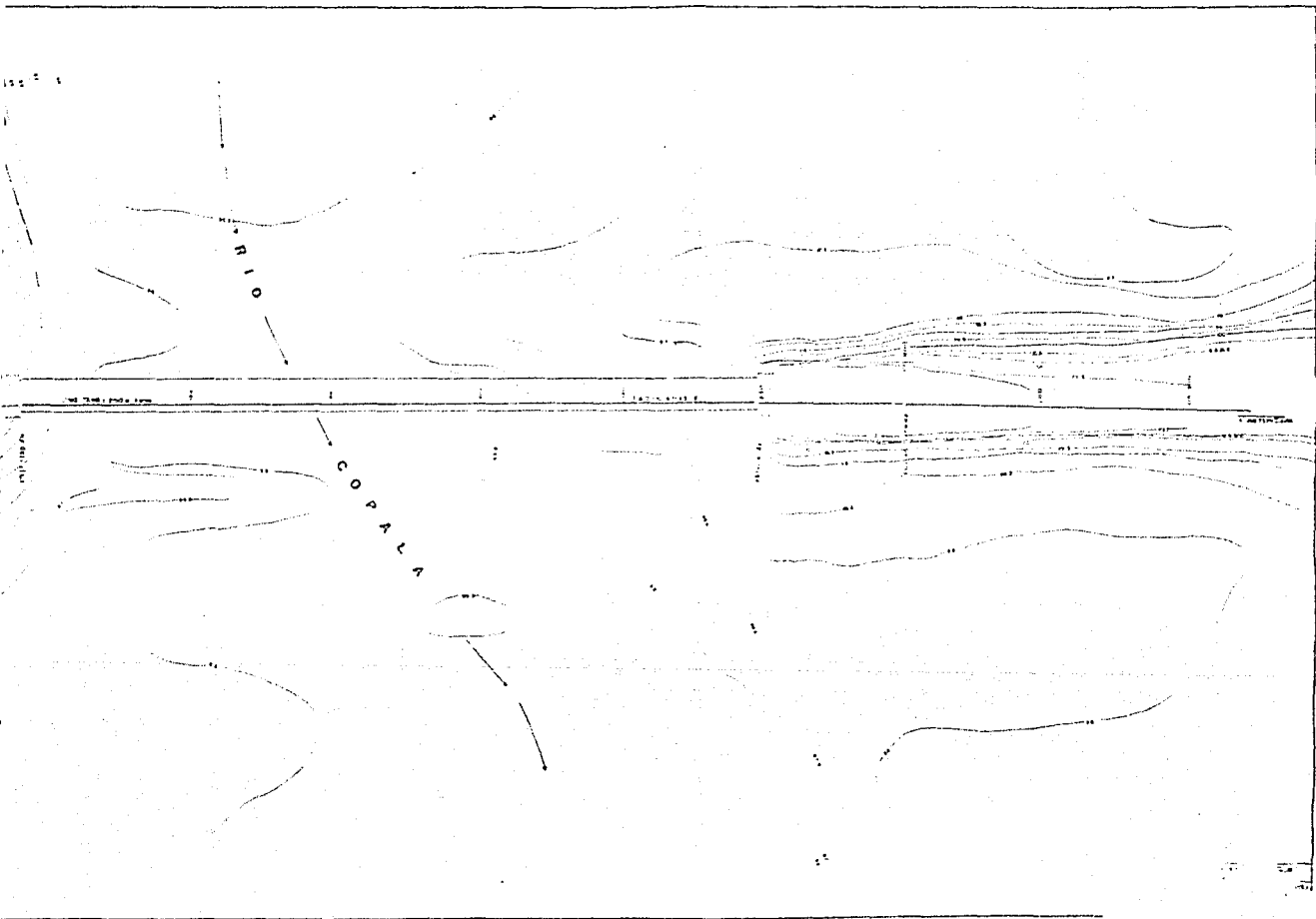
ESQ VER. 5 1170



152 1

RIO

COPALA



5.5 Análisis de alternativas de Cimentación.

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda. En este caso será necesario buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces éstos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyan la carga en un espesor grande de suelo.

Los factores que influyen en la selección acertada de una cimentación dada, pueden clasificarse en tres grupos principales:

1.- Los relativos a la superestructura, que abarcan su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen, etc..

2.- Los relativos al suelo, que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, a sus condiciones-hidráulicas, etc..

3.- Los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aún el costo de la superestructura.

El análisis de los factores anteriores puede hacer que los diferentes proyectistas de cimentaciones lleguen a soluciones ligeramente distintas para una alternativa de las mismas, ya que el problema carece de solución única por faltar un criterio exacto para efectuar tal balance, - que siempre tendrá una parte de apreciación personal.

Un balance meditado de estos factores permite un análisis preliminar para hacer a un lado todos aquellas tipos de cimentación inadecuados para resolver un problema específico, quedando sólo algunos que deberán ser cuidadosamente estudiados para elegir entre ellos soluciones que satisfagan los requisitos desde el punto de vista estructural, de suelos, etc., - para escoger el proyecto final, generalmente con una apreciación simplemente económica.

Cuando se balancean esos factores, desde el punto de vista ingenieril debe estudiarse no sólo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no tenga durante su vida asentamientos o expansiones que interfieran con lo-

función de la estructura.

La contribución fundamental y principal de la Mecánica de Suelos al problema de las cimentaciones, es una contribución de doble aspecto, e involucra dos problemas de la misma importancia para garantizar el éxito final.

Por un lado, con la Capacidad de Carga, se trata de conocer el nivel de esfuerzo que la cimentación puede transmitir al suelo sin provocar un colapso o falla brusca, generalmente por esfuerzo cortante; por otro lado será necesario calcular los asentamientos o expansiones que el suelo va a sufrir con tales esfuerzos, cuidando siempre que éstos queden en niveles tolerables para la estructura de que se trate.

Sin lugar a dudas, para llevar a cabo el Proyecto de Cimentación del Puente Copala, se debe de pensar en una cimentación de las llamadas profundas.

Los elementos que forman a las cimentaciones profundas que hoy se -- utilizan, se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, -- según sean de sección recta, circular o rectangular, que son los más comu -- neas.

Los pilotes son los elementos más esbeltos, con dimensiones transver -- sales entre 0.30m y 1.00m. La mayoría de los pilotes en uso tienen diáme -- tros o anchos comprendidos entre 0.30m y 0.60m; pueden ser de madera, con -- creto o acero.

Los elementos de cimentación cuyo ancho sobrepasa 1.00m pero que no -- excede el doble del mismo, suelen llamarse pilas. Hasta hoy no hay una -- distinción definida entre pilas y pilotes. Para algunos especialistas, -- una pila es simplemente un elemento que, trabajando exactamente igual que -- una zapata, transmite cargas a mayor profundidad que la que suele conside -- rarse en aquellas; y de acuerdo a estos especialistas un elemento de cim -- entación es pila cuando la relación profundidad a ancho es igual o mayor -- que 4, mientras que para una zapata esa relación es del orden de 1. Una -- última definición de pila sería que, pila es cualquier apoyo intermedia -- de un puente. Las pilas se construyen de mampostería o de concreto.

A veces se requieren elementos de mayor sección que los anteriores o -- los que se les da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geomé -- trica o cajones de cimentación cuando son de la forma de un paralelepípe -- do. Los diámetros de los primeros oscilan entre 3.0 y 6.0m, se construyen -- huecos para ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta y -- siempre se hacen de concreto.

Los cajones tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen de concreto.

Las generalidades de cada uno de los tipos de cimentación profunda se enuncian a continuación.

A) Pilotes.

Se usan como elementos de cimentación cuando se requiere:

1.- Transmitir las cargas de una estructura, a través de un espesor de suelo blando o a través de agua, hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado.

2.- Transmitir la carga a un cierto espesor de suelo blando, utilizan do para ello la fricción lateral que se produce entre suelo y pilote.

3.- Compactar suelos granulares, con fines de generación de capacidad de carga.

4.- Proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras (ta- blaestacas, por ejemplo) a resistir las fuerzas laterales que se ejerzan - sobre ellas.

5.- Proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momen- tos de volcadura o cualquier otro efecto que trate de levantar la estructu- ra. Estos son pilotes de tensión.

6.- Alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión socavación u otros efectos nocivos.

Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasi- fican en: de punta, de fricción y mixtos.

Los pilotes de punta desarrollan su capacidad de carga con apoyo di- recto en un estrato resistente.

Los pilotes de fricción desarrollan su resistencia por la fricción la- teral que generan contra el suelo que los rodea.

Los pilotes mixtos aprovechan simultáneamente estos dos efectos des- critos.

De las seis funciones anteriores, los pilotes pueden ser diseñados pa- ra cumplir dos o más de ellas.

De acuerdo al material del cual están hecho, los pilotes pueden ser - de madera, de concreto, de acero o de una combinación de estos materiales.

Los pilotes de madera son usados raramente en trabajos de importancia y han quedado para usarse en estructuras provisionales ó a funciones de -- compactación de arenas.

Los pilotes de concreto son los que se usan en forma más amplia en la

actualidad, pueden ser de concreto reforzado común o presforzado, aunque en su mayoría son de sección llena, desarrollándose en forma reciente, pilotes huecos de menor peso.

Los pilotes de acero son de gran utilidad en los casos en que la hincada de los pilotes de concreto se dificulte por la relativa resistencia -- del suelo, ya que tienen mayor resistencia a los golpes de un martinete -- de hincado y mayor facilidad de penetración, se usan en estacadas y p ánchales tubulares, con tapón o sin él en la punta.

B) Pilas.

Las pilas suelen ser preexcavadas a mano o con maquinaria especial, pues sus dimensiones no permiten su hincado a golpes.

El procedimiento denominado del pozo seco consiste simplemente en fabricar manualmente un pozo hasta el estrato resistente, convenientemente adomado y de tales dimensiones que por lo menos un hombre pueda trabajar en su interior; como su nombre lo indica, el método sólo puede aplicarse en terrenos secos o en los que las filtraciones sean mínimas.

El llamado método Chicago es una variante del anterior, en la que se va excavando el material hasta una profundidad de 1 a 2m, según su consistencia; la excavación se adema con largueros verticales de madera, que se mantienen con anillos de acero; se continúa la excavación revitiendo las operaciones de adomado en cada tramo; al alcanzarse el nivel de apoyo se amplía la base, para mejorar el poder que lleva el elemento; el hueco que se produce en esta forma, se rellena de concreto.

Los métodos de excavación a mano resultan muy costosos hoy en día, por lo que se han desarrollado últimamente máquinas que no tienen la limitación que la presencia de agua representa a los métodos manuales. La excavación se realiza hincando un tubo exterior resistente, del que se va extrayendo el material usando una cuchara de almeja. El tubo se hince con un efecto combinado de presión y rotación alternada, con lo que se asegura que no se adhiera al suelo. Al terminar la perforación se vacía dentro de concreto, a la vez que se extrae la tubería de perforación.

C) Cilindros.

Son secciones circulares de concreto reforzado, que por su mayor diámetro (arriba de los 3m) se construyen huecos. El procedimiento constructivo consiste en colocar sobre el terreno el elemento, excavando en su interior con una cuchara de almeja para retirar el material; el cilindro

va descendiendo a medida que se va retirando el material bajo él. hasta -- llegar al estrato resistente. La penetración se facilita con punta biselada o cuchilla de acero en la parte inferior. Cuando con de gran longitud -- se construyen por tramos, colocando cada sección sobre la superficie, monolíticamente unida a la parte que se haya hincado con anterioridad.

En cilindros largos se hace necesario lastrarlos a fin de vencer la -- fricción lateral que se opone a su penetración, en otras ocasiones se utilizan chiflones para el mismo fin. Una vez colocado el elemento se cierra -- un tapón en su parte inferior y una tapa en la superior, quedando hueco el interior, generalmente.

D) Cajones.

Para su construcción y manejo se distinguen dos cosas: que exista o -- no un tirante de agua en el lugar de colocación del elemento. Si no hay agua, el cajón de una o varias celdas puede hacerse, extrayendo el material de su interior y colocando el elemento en tramos, a medida que se va -- hundiendo en el subsuelo. Las celdas deben tener las dimensiones apropiadas para permitir la excavación.

Cuando en el lugar existe un tirante de agua se observan dos técnicas: -- la primera es el uso de un molde de acero el cual reproduce la forma del cajón. Ya en el lugar se vacía concreto en el molde, para ir colando -- los muros de las celdas del cajón; este concreto sirve de lastre y hace -- que el molde de acero descanse en el fondo. Ya en esta posición, se trabaja excavando el material dentro de las celdas, con lo que el cajón es -- llevado a la profundidad deseada bajo el fondo del río, lago, etc..

En la segunda técnica se hace uso de un tablestacado de acero que sobresale del agua y que encierra la zona de construcción. El interior se -- rellena con arena, hasta que ésta sobresale del agua, a modo de isla, -- logrando hundir el cajón como si no hubiera tirante de agua.

5.5.1 Elección del tipo de cimentación.

Como se dijo anteriormente, en toda obra de ingeniería se deben manejar -- los aspectos técnico y económico con el común denominador de funcionalidad y seguridad de la misma.

Tomando en cuenta a estos aspectos y al análisis de alternativas de -- cimentación ya descritas, se debe llegar a la elección del tipo de cimenta

ción para una obra determinada.

En el presente trabajo se ha elegido a los cilindros como elementos de cimentación para el Puente Copala.

De acuerdo a la experiencia en la construcción de puentes, se pueden eliminar dos tipos de cimentación de las descritas en el análisis del punto anterior por no ser comunes en este tipo de obra, como son las pilas y los cajones.

Las pilas se eliminan como alternativa de cimentación para el Puente Copala por las siguientes razones:

1) En el caso de construcción de puentes, se define a las pilas como apoyos intermedios de los mismos, es decir, que son elementos que transmiten la carga de la superestructura a otro elemento que sí es de cimentación en los cuales se apoyan.

2) En algunos casos se utilizan como elementos de cimentación, pero para el caso del Puente Copala, su utilización como tal sería muy costosa, tanto para el método del pozo seco como para el método Chicago ya que el ademado se haría con tubería de acero, tomando en cuenta la profundidad a la cual se desplantaría y el diámetro de la misma, así como el uso de maquinaria especial para su hincado, el cual, no puede ser a golpes debido a sus dimensiones.

El uso de cajones de cimentación para el Copala es eliminado simplemente por no ser muy común en este tipo de obras.

Así, de las alternativas posibles para este caso, tanto los pilotes como los cilindros reúnen las condiciones necesarias para ser tomadas en cuenta, y de estas dos posibilidades el más conveniente para ser utilizado es la alternativa que presentan los cilindros de cimentación.

Las razones por las cuales se ha llegado a esta elección son básicamente:

1a) El aspecto técnico-económico: en un estudio de análisis de alternativas para el diseño de una obra de ingeniería, este aspecto es muy importante el poder y saber manejarlo en relación directa con los demás factores que intervienen en dicho diseño.

En este caso el uso de los cilindros como elementos de cimentación tiene la ventaja sobre el uso de pilotes.

Si hablamos de uno de los apoyos del puente, estamos hablando del uso de un cilindro de cimentación que recibirá la carga que actúa en la superestructura y de la misma superestructura, vía las pilas de apoyo. En -

cambio, si se tratara del uso de pilotes, sería un grupo de ellos los que recibirían la carga transmitida por los apoyos, debido a que la sección de los pilotes es más pequeña que la de un cilindro; por lo cual el costo sería más económico usando cilindros de cimentación.

Además, para hincar los pilotes es necesario hacer uso de maquinaria especial para ello, y tener cuidado en que al ir penetrando el pilote en el terreno, no se tengan desviaciones ya que traería problemas al hincar los siguientes (más si se trata de arenas).

Es importante recalcar que un grupo de pilotes permite un asentamiento mayor comparado con el que provoca un solo pilote. En este caso los el mentos de cimentación estarán desplazados hasta un estrato resistente en el cual los asentamientos prácticamente no se presentarán (arena compactada de acuerdo a la prueba de penetración estándar).

En cambio, los cilindros son elementos más económicos que el grupo de pilotes. Los cilindros son de mayor sección, pero son huecos lo que representa un ahorro en los materiales, y su proceso constructivo como ya se describió, es más sencillo y económico.

Por lo tanto, en este aspecto técnico-económico la elección es ésta última.

2a) La experiencia de tener un puente actual cimentado con cilindros la cual es una base para pensar en el mismo tipo de cimentación con su correspondiente diseño de excavación, remanso y capacidad de carga, para evitar la falla de la estructura, la cual forma parte esencial del objetivo que se persigue en el presente trabajo.

Con este análisis de alternativas y pensando en el aspecto técnico---económico tan importante hoy en día para llevar a cabo la ejecución de una obra de ingeniería de esta magnitud, se propone como elementos de cimentación del Puente Copula a los cilindros de concreto, los cuales recibirán la carga que será transmitida desde la superestructura, por las pilas de apoyo.

5.6 Cálculo de la Socavación.

5.6.1 Socavación General.

Para determinar la profundidad de la socavación general en la sección bajo el puente Dupuis, se tienen los siguientes datos:

1.- Como se puede observar, el suelo es heterogéneo con la estratificación representada en la figura.

2.- La rugosidad se considerará igual en toda la sección bajo el puente.

3.- El gasto de diseño, $Q_d = 1971 \text{ m}^3/\text{seg.}$

4.- El periodo de retorno es de 100 años.

5.- El ancho del cauce, $B = 104.80 \text{ m.}$

6.- La profundidad del cauce en la sección bajo el puente es la indicada en las tablas referentes a las áreas y perímetros mojados correspondientes.

7.- El diámetro medio de las partículas constitutivas del fondo del cauce es la que se muestra en la sección 5.2.1 (Registros de granulometrías) como resultados de los sondeos efectuados.

8.- En la fig. 37 se muestra el perfil de la sección transversal bajo el puente, la posición de las pilas, el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME) al pasar la avenida, la colocación de los estratos y el material del que están formados.

9.- Las pilas propuestas son de sección circular de 2.50 m de diámetro, siendo las áreas de éstas las siguientes (cara expuesta al flujo):

$$\text{Pila \# 1 : } A_1 = 10.75 \text{ m}^2$$

$$\text{Pila \# 2 : } A_2 = 13.13 \text{ m}^2$$

$$\text{Pila \# 3 : } A_3 = 12.87 \text{ m}^2$$

$$\text{Atpilas : } A_{Tp} = 36.75 \text{ m}^2$$

10.- El área hidráulica de la sección transversal bajo el puente es la que se indica en las tablas de perímetros mojados y áreas hidráulicas correspondientes. Por lo tanto:

$$\text{Área Hidráulica} = A_H = 463.80 \text{ m}^2$$

11.- El área efectiva será :

$$A_H - A_{\text{Pilas}} = 463.80 - 36.75 \text{ m}^2$$

$$A_e = 427.05 \text{ m}^2$$

12.- Ancho de pilas:

$$B_{\text{Pilas}} = 3(2.50\text{m}) = 7.50 \text{ m}$$

13.- Ancho efectivo:

$$B_e = B - B_{\text{Pilas}}$$

$$B_e = 104.80 \text{ m} - 7.50 \text{ m}$$

$$B_e = 97.30 \text{ m}$$

14.- El ángulo de esvujamiento del puente, respecto a la dirección del flujo es de :

$$\beta = 0^\circ 00'$$

15.- Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias, - - - --
NAME = 100.96 m. Con estos datos se puede calcular la socavación general, la cual se procederá a realizar.

I.- Cálculo de las características del flujo de llegada en la sección bajo el puente.

Ia.- Cálculo del tirante medio:

$$d_m = \frac{A_e}{B_e} = \frac{427.05 \text{ m}^2}{97.30 \text{ m}^2} = 4.39 \text{ m}$$

Ib.- Cálculo de la velocidad media:

$$V_m = \frac{Q_d}{A_e} = \frac{1971 \text{ m}^3/\text{seg}}{427.05 \text{ m}^2} = 4.61 \text{ m/seg}$$

Para el cálculo de la socavación general, y por tratarse de un sue-
lo heterogéneo, en lo que respecta al diámetro medio de las partículas --
del material friccionante, se utilizará la ecuación 6, la cual se verá --
afectada por el coeficiente de contracción μ y por el coeficiente de dis-
tribución del gasto, α . Quedando la ecuación 6 como sigue:

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{5/3}}{0.68 \text{ dm}^{0.28} \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}} \dots \dots \dots 6'$$

Ic.- Como la frecuencia de la avenida es de 1 en 100 años y de ---- acuerdo a la tabla 1, el valor del coeficiente $\beta = 1$.

Id.- Cálculo del coeficiente de contracción μ , por presencia del puente, se obtiene entrando con $V_m = 4.61 \text{ m/seg}$ y diámetro entre pilas igual a 24.25 m, a la tabla 3, por lo que:

$$\mu = 0.9381$$

Ie.- Cálculo del coeficiente de distribución del gasto, α :

$$\alpha = \frac{Q_d}{\text{dom}^{5/3} \text{ Be } \mu} = \frac{1971 \text{ m}^3/\text{seg}}{(4.39)^{5/3} (97.30 \text{ m})(0.9381)} = 1.83$$

Como ya se dijo, la socavación general se calculará con la ecuación 6', donde, d_s es el tirante de la socavación, por lo que:

$$\text{Socavación} = d_s - d_0$$

II.- Cálculo de la socavación general.

Se calculará la socavación general en el fondo del cauce de la sección bajo el puente Copala, en donde se tengan los cambios de pendiente - según la sección transversal del mismo.

Cuando se calcule la socavación en donde se presente el cambio de pendiente en el fondo del cauce, se hablará de la socavación en los márgenes (izquierda y derecha) y socavación en el cauce.

También se calcula la socavación bajo las pilas del puente actual, que es importante para determinar la profundidad de desolante de la cimentación de este proyecto.

La socavación general se calculará por el Método Analítico por Tangentes, descritos en el inciso 2.4.4.

IIa.- Socavación en la margen izquierda:

a1) Profundidad = 7.65 m; $d_0 = 3.36 \text{ m}$; $\text{dm} = 0.79 \text{ mm}$; $x = 0.4043$

$$\frac{1}{1+x} = 0.712$$

$$d_s = \left[\frac{1.83 (3.36)^{5/3}}{0.68 \times 1 (0.79)^{0.28}} \right]^{0.712} = 8.93 \text{ m}$$

Como $d_s >$ profundidad, se calcula en el estrato inmediato inferior.

-Profundidad = 12.65 m; do = 3.36 m; dm = 1.05 mm; x = 0.3990

$$\frac{1}{1+x} = 0.715$$

$$ds = \left[\frac{1.83 (3.36)^{5/3}}{0.68 \times 1 (1.05)^{0.28}} \right] 0.715 = 8.52 \text{ m}$$

-Como ds < profundidad, entonces:

$$\text{Socavación} = ds - do = 8.52 - 3.36 = \underline{\underline{5.16 \text{ m}}} \checkmark$$

a2.-) Profundidad = 12.65 m; do = 4.03 m; dm = 1.05 mm; x = 0.3990

$$\frac{1}{1+x} = 0.715$$

$$ds = \left[\frac{1.83 (4.03)^{5/3}}{0.68 \times 1 (1.05)^{0.28}} \right] 0.715 = 10.58 \text{ m}$$

-Como ds < profundidad, entonces:

$$\text{Socavación} = ds - do = 10.58 \text{ m} - 4.03 \text{ m} = \underline{\underline{6.55 \text{ m}}} \checkmark$$

Iib.- Socavación en el cauce.

-b1.-) Profundidad = 12.65m; do = 4.09m; dm = 1.05mm; x = 0.3990

$$\frac{1}{1+x} = 0.715$$

$$ds = \left[\frac{1.83 (4.09)^{5/3}}{0.68 \times 1 (1.05)^{0.28}} \right] 0.715 = 10.77 \text{ m}$$

Como ds < profundidad, entonces:

$$\text{Socavación} = ds - do = 10.77 - 4.09 = \underline{\underline{6.68 \text{ m}}} \checkmark$$

b2.-) Bajo la pila # 1

Profundidad = 12.65 m; do = 4.28m; dm = 1.05mm; x = 0.3990

$$\frac{1}{1+x} = 0.715$$

$$ds = \left[\frac{1.83 (4.28)^{5/3}}{0.68 \times 1 (1.05)^{0.28}} \right] 0.715 = 11.37 \text{ m}$$

Como ds < profundidad, entonces:

$$\text{Socavación} = ds - do = 11.37 - 4.28 = \underline{\underline{7.09 \text{ m}}} \checkmark$$

b3.-) Profundidad = 12.65m; do = 4.73m; dm = 2.62mm; x = 0.3792

$$\frac{1}{1+x} = 0.725$$

$$ds = \left[\frac{1.83(4.73)^{5/3}}{0.68 \times 1(2.62)^{0.28}} \right] 0.725 = 11.02 \text{ m}$$

$$\text{Socavación} = ds - do = 11.02 - 4.73 = \underline{6.29 \text{ m}} \checkmark$$

b4.-) Profundidad = 12.65m; do = 5.26m; dm = 2.62mm; x = 0.3792

$$\frac{1}{1+x} = 0.485$$

$$ds = \left[\frac{1.83(5.26)^{5/3}}{0.68 \times 1(2.62)^{0.28}} \right] 0.725 = 12.53 \text{ m}$$

$$\text{Socavación} = ds - do = 12.53 - 5.26 = \underline{7.27 \text{ m}} \checkmark$$

b5.-) Bajo la Pila # 2

Profundidad = 12.65 m; do = 5.24 m; dm = 2.62mm; x = 0.3792

$$\frac{1}{1+x} = 0.725$$

$$ds = \left[\frac{1.83(5.24)^{5/3}}{0.68 \times 1(2.62)^{0.28}} \right] 0.725 = 12.47 \text{ m}$$

$$\text{Socavación} = ds - do = 12.47 - 5.24 = \underline{7.23 \text{ m}} \checkmark$$

b6.-) Bajo la Pila # 3

Profundidad = 12.65 m; do = 5.12 m; dm = 3.02 mm; x = 0.3765

$$\frac{1}{1+x} = 0.726$$

$$ds = \left[\frac{1.83(5.12)^{5/3}}{0.68 \times 1(3.02)^{0.28}} \right] 0.726 = 11.82 \text{ m}$$

$$\text{Socavación} = ds - do = 11.82 - 5.12 = \underline{6.70 \text{ m}} \checkmark$$

Iic.- Socavación en la margen derecha.

Profundidad = 12.65 m; do = 5.16 m; dm = 3.02 mm; x = 0.3765

$$\frac{1}{1+x} = 0.726$$

$$ds = \left[\frac{1.83(5.16)^{5/3}}{0.68 \times 1(3.02)^{0.28}} \right] 0.726 = 11.94 \text{ m}$$

$$\text{Socavación} = ds - do = 11.94 - 5.16 = \underline{6.78 \text{ m}} \checkmark$$

TABLA 12
 Profundidad de la Socavación General, en la sección bajo el puente.

ESTACION	TIRANTE + SOCAVACION ds (m).	TIRANTE do (m)	SOCAVACION ds - do
0 + 024.6	8.52	3.36	5.16
0 + 028.2	10.58	4.03	6.55
0 + 040.0	10.77	4.09	6.68
Bajo la pila # 1	11.37	4.28	7.09
0 + 054.3	11.02	4.73	6.29
0 + 060.0	12.53	5.26	7.27
Bajo la pila # 2	12.47	5.24	7.23
Bajo la pila # 3	11.82	5.12	6.70
0 + 113.4	11.94	5.16	6.78

En la figura 38 se puede observar a la sección del cauce bajo el puente, después de ocurrir la socavación general.

5.6.2 SOCACACION LOCAL.

La socavación local será calculada por los métodos descritos en el capítulo 2. Cada método será aplicado para cada una de las pilas de apoyo del puente, para posteriormente determinar la profundidad de socavación de los cilindros de cimentación.

Para calcular la magnitud de la socavación local, se necesitan los siguientes datos:

1.- Área hidráulica efectiva antes de la socavación general ó área hidráulica efectiva de la sección bajo el puente = 427.05 m^2 .

2.- Área hidráulica producida por la socavación general.

Calculándola tenemos:

$$\begin{aligned} A_{\text{hidr}} \times \text{Soc. Gral.} = & 0.26 \text{ m}^2 + 1.06 \text{ m}^2 + 5.93 \text{ m}^2 + 1.35 \text{ m}^2 + \\ & + 10.50 \text{ m}^2 + 3.59 \text{ m}^2 + 2.10 \text{ m}^2 + 11.03 \text{ m}^2 + \\ & + 77.29 \text{ m}^2 + 30.82 \text{ m}^2 + 56.15 \text{ m}^2 + 3.79 \text{ m}^2 + \\ & + 31.90 \text{ m}^2 + 5.64 \text{ m}^2 + 76.65 \text{ m}^2 + 7.29 \text{ m}^2 + \\ & + 176.22 \text{ m}^2 + 1.33 \text{ m}^2 + 113.90 \text{ m}^2 + 1.02 \text{ m}^2 \\ & + 17.13 \text{ m}^2 + 12.75 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\text{hidr}} \times \text{Soc. Gral.} = 660.68 \text{ m}^2$$

3.- Área de la cara frontal al flujo de los cilindros ($W = 5.00\text{m}$)

$$\text{Cilindro de la Pila \# 1 : } A = 34.38 \text{ m}^2$$

$$\text{Cilindro de la Pila \# 2 : } A = 36.25 \text{ m}^2$$

$$\text{Cilindro de la Pila \# 3 : } A = 33.75 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{cil}} = 104.38 \text{ m}^2$$

4.- Área hidráulica efectiva en socavación general:

$$A_{\text{hidr. efec.}} \times \text{soc. gral.} = (A_{\text{hidr.}} \times \text{soc. gral.}) - A_{\text{cilin.}}$$

$$A_{\text{hidr. efec.}} \times \text{soc. gral.} = 660.68 \text{ m}^2 - 104.38 \text{ m}^2 = 556.30 \text{ m}^2$$

5.- Área efectiva para socavación local:

$$A_e = A_{\text{hidr. efec.}} \text{ antes de soc. gral.} + A_{\text{efec.}} \times \text{soc. gral.}$$

$$A_e = 427.05 \text{ m}^2 + 556.30 \text{ m}^2 = 983.35 \text{ m}^2$$

6.- Cálculo de la velocidad media:

$$V_m = \frac{Qd}{Ae} = \frac{1971 \text{ m}^3/\text{seg}}{983.35 \text{ m}^2} = 2.00 \text{ m/seg}$$

7.- Cálculo del número de Froude (para cada una de las pilas):

$$\text{Para la pila \# 1) } Fr = \frac{V_m}{\sqrt{gd_1}} = \frac{2.00 \text{ m/seg}}{\sqrt{9.81 \times 11.37}} = 0.19$$

$$\text{Para la pila \# 2) } Fr = \frac{V_m}{\sqrt{gd_2}} = \frac{2.00 \text{ m/seg}}{\sqrt{9.81 \times 12.47}} = 0.181$$

$$\text{Para la pila \# 3) } Fr = \frac{V_m}{\sqrt{gd_3}} = \frac{2.00 \text{ m/seg}}{\sqrt{9.81 \times 11.82}} = 0.186$$

* Se calculó el número de Froude para cada una de las pilas, porque se tienen diferentes tirantes del flujo de llegada en dirección a las mismas.

Para seguir un orden en el cálculo de la magnitud de socavación local el pie de las pilas del puente Copala, se mencionará el método utilizado y de acuerdo a la expresión y/o gráficas correspondientes se calculará la socavación en las tres pilas, y al final del cálculo se registrarán los resultados obtenidos en una tabla para comparar los mismos y determinar la socavación local media en cada una de las pilas del puente el presentarse el gasto de diseño.

Posteriormente, se fijará la profundidad de desplante para los cilindros de cimentación (de acuerdo a la magnitud de la socavación y a la estratigrafía de la sección en estudio) y se calculará la capacidad de carga de los mismos.

5.6.2.1 Cálculo de la socavación local del puente Copala.

Como se vió en el capítulo 2, se tienen tres grupos para clasificar los métodos de cálculo de la socavación local, que de acuerdo a esta clasificación se procederá hacer el cálculo para el puente Copala. Estos grupos son:

- 1.- Métodos para determinar la socavación local en aguas claras.
- 2.- Métodos para determinar la socavación local con arrastre o transporte de material del fondo del cauce.
- 3.- Métodos en los cuales no se especifica si hubo arrastre o no

de material sólido del fondo del cauce.

El cálculo se realizará obedeciendo la clasificación anterior de los métodos recomendados por Melville.

1.- Métodos para determinar la profundidad de socavación local en seque claras.

1a) Método de Chitale:

De acuerdo a la ecuación 22, tenemos:

Para la pila # 1

$$ds = \left[6.65 (0.19) - 0.51 - 5.49 (0.19)^2 \right] 11.37 = \underline{6.31m}$$

Para la pila # 2

$$ds = \left[6.65(0.191) - 0.51 - 5.49(0.191)^2 \right] 12.47 = \underline{6.41m}$$

Para la pila # 3

$$ds = \left[6.65(0.186) - 0.51 - 5.49(0.186)^2 \right] 11.82 = \underline{6.35m}$$

1b) Método de Bonasoundaa:

Para obtener la socavación local, es necesario entrar a la gráfica de la fig. 9, por lo tanto:

Para la Pila # 1

Entrando con $D_{50} = 0.411mm$ y obtenemos $V_c = 0.1$, realizamos el siguiente cociente:

$$\frac{V_c}{V} = \frac{0.1}{2.00} = 0.05$$

con este valor bajamos en la gráfica y obtenemos $ft = 1.0$ y con este valor se cierra el paso 1.

Paso 2.- Entramos con $b = 5.00m$ (ancho del cilindro) y con $do = 11.37m$, realizando el cociente tenemos:

$$\frac{b}{do} = \frac{5.00m}{11.37m} = 0.44$$

se baja en la gráfica con este valor y se tiene $\frac{dst}{do} = 0.59$ por lo que --

despejando dst , de la expresión anterior se tiene que:

$$dst = 0.59 (11.37)$$

$$\underline{dst = 6.71 \text{ m}}$$

con esto el paso 2 termina y uniendo este valor con el de $ft = 1.0$ y --- obtenemos que :

$$\underline{dsc = 6.71 \text{ m}}$$

Para la Pila # 2, paso 1: El $D_{50} = 1.40 \text{ mm}$, entonces $V_c = 0.20$, - por lo tanto:

$$\frac{V_c}{V} = \frac{0.20}{2.00} = 0.10$$

con esto obtenemos $ft = 1.0$ (fin paso 1).

Paso 2.- Con $b = 5.00 \text{ m}$ y $do = 12.47 \text{ m}$, tenemos:

$$\frac{b}{do} = \frac{5.00 \text{ m}}{12.47 \text{ m}} = 0.40$$

a continuación tenemos en la gráfica que :

$$\frac{dst}{do} = 0.55$$

despejando tenemos:

$$dst = 0.55 (12.47) = 6.86 \text{ m}$$

así que uniendo paso 1 ($dt = 1.0$) y paso 2 ($dst = 6.86m$) se tiene:

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

Para la Pila # 3, paso 1.- El $D_{50} = 2.40 \text{ mm}$, entonces $V_c = 0.34$ por lo tanto:

$$\frac{V_c}{V} = \frac{0.34}{2.00} = 0.17$$

y obtenemos que $ft = 1.0$ (fin paso 1).

Paso 2.- Con $b = 5.00 \text{ m}$ y $do = 11.82 \text{ m}$ tenemos que:

$$\frac{b}{do} = \frac{5.00m}{11.82m} = 0.42$$

en la gráfica tenemos que:

$$\frac{dst}{do} = 0.56$$

despejando dst : $dst = 0.56 (11.82m) = 6.62 \text{ m}$

por último, uniendo paso 1 ($dt = 1.0$) y paso 2 ($dst = 6.62m$), tenemos --- que:

$$\underline{dsd = 6.62 \text{ m}}$$

Como en los 3 casos anteriores $\frac{V_c}{V} < 0.5$, se presentará la desventaja de que la profundidad de socavación calculada será constante, además de que $ft = 1.0$.

1.c.- Método de Maza.

Para aplicar el método del Ing. Maza, es necesario el empleo de la gráfica de la fig. 11, correspondiente a pila circular.

Para Pila #1: Entramos con $Fr^2 = 0.036$ y con la relación:

$$\frac{do}{b} = \frac{11.37m}{5.00m} = 2.27$$

y obtenemos el valor de la relación: $\frac{Sr}{b} = 3.3$ y como:

$$\frac{Sr}{b} = \frac{do + ds}{b}, \text{ entonces:}$$

$$\frac{11.37 + ds}{5.00} = 3.30 \quad \therefore \quad ds = 3.30 (5.00) - 11.37$$

$$\underline{ds = 5.13 \text{ m}}$$

Para la Pila # 2: Entramos con $Fr^2 = 0.033$ y con:

$$\frac{d_o}{b} = \frac{12.47m}{5.00m} = 2.49; \text{ y obtenemos que:}$$

$$\frac{S_T}{b} = 3.47, \text{ y como } \frac{S_T}{b} = \frac{d_o + d_s}{b}, \text{ entonces:}$$

$$\frac{12.47 + d_s}{5.00} = 3.47 \quad \therefore \quad d_s = 3.47 (5.00) - 12.47$$

$$d_s = \underline{\underline{4.88 \text{ m}}}$$

Para la Pila # 3: Entramos con $Fr^2 = 0.034$ y con:

$$\frac{d_o}{b} = \frac{11.82 \text{ m}}{5.00 \text{ m}} = 2.36, \text{ y obtenemos que:}$$

$$\frac{S_T}{b} = 3.27 \text{ y como } \frac{S_T}{b} = \frac{d_o + d_s}{b}, \text{ entonces:}$$

$$\frac{11.82 + d_s}{5.00} = 3.27 \quad \therefore \quad d_s = 3.27 (5.00) - 11.82$$

$$d_s = \underline{\underline{4.53 \text{ m}}}$$

1.d) Método de Laursen-Toch (Laursen III).

La ecuación 23 rige a este método, realizando el cálculo en base a tanteos, suponiendo valores para d_s y sustituirlos en la ecuación para igualar los dos miembros de la misma. Así, los valores de la magnitud de la excavación local son:

$$\text{Para la Pila \# 1: con } D = 1.05m, d_o = 11.37m \text{ y } \left(\frac{\gamma_o}{\gamma_c}\right)^{1/2} = 0.219$$

$$\text{entonces } d_s = \underline{\underline{4.72 \text{ m}}}$$

$$\text{Para la Pila \# 2: con } D = 2.62m, d_o = 12.47m \text{ y } \left(\frac{\gamma_o}{\gamma_c}\right)^{1/2} = 0.159$$

$$\text{entonces } d_s = \underline{\underline{4.21 \text{ m}}}$$

$$\text{Para la Pila \# 3: con } D = 3.02m, d_o = 11.82m \text{ y } \left(\frac{\gamma_o}{\gamma_c}\right)^{1/2} = 0.153$$

$$\text{entonces } d_s = \underline{\underline{4.02 \text{ m}}}$$

2.- Métodos para calcular la profundidad de socavación local con-
traste de sedimentos.

2.a) Método de Laursen Toch (Laursen I).

La ecuación 25 rige a este método y aplicándola en cada uno de --
los casos tenemos:

Para la Pila # 1:

$$ds = 1.5 (5.00)^{0.7} (11.37)^{0.3}$$

$$\underline{ds = 9.60 \text{ m}}$$

Para la Pila # 2:

$$ds = 1.5 (5.00)^{0.7} (12.47)^{0.3}$$

$$\underline{ds = 9.85 \text{ m}}$$

Para la Pila # 3:

$$ds = 1.5 (5.00)^{0.7} (11.82)^{0.3}$$

$$\underline{ds = 9.71 \text{ m}}$$

2.b) Método de Laursen-Toch (Laursen II).

Realizando el cálculo mediante la ecuación 26, se obtienen los si-
guientes resultados; que al igual que en el método Laursen III se llevó a
cabo por tanteos:

Para la Pila # 1: $ds = 8.28 \text{ m}$, pero de acuerdo a Laursen, este re-
sultado se multiplica por K_1 (tabla 8) que es --
factor de corrección por forma de pila ($K_1=0.90$ -
por pila circular) así:

$$ds = 8.28 (0.90) = \underline{7.45 \text{ m}}$$

Para la Pila # 2: $ds = 8.56 \text{ m}$

$$ds = 8.56 (0.90) = \underline{7.79 \text{ m}}$$

Para la Pila # 3: $ds = 8.43 \text{ m}$

$$ds = 8.43 (0.90) = \underline{7.59 \text{ m}}$$

2.c) Método de Arunuchalam.

Se basa en la ec. 27, la cual se auxilia de la ec. 28, obteniendo -
los resultados siguientes:

Datos:

Tirantes: Pila # 1: $d_0 = 11.37$ m; Pila # 2: $d_0 = 12.47$ m;

Pila # 3: $d_0 = 11.82$ m.

Gasto Unitario:

$$q = \frac{Q_d}{B_e} = \frac{1971 \text{ m}^3/\text{seg}}{97.30 \text{ m}} = 20.26 \text{ m}^2/\text{seg}$$

$$q^2 = 410.47 \text{ m}^4/\text{seg}^2$$

Factor de sedimento:

$$\text{Pila \# 1: } f = 1.76 \sqrt{1.05} = 1.80$$

$$\text{Pila \# 2: } f = 1.76 \sqrt{2.62} = 2.85$$

$$\text{Pila \# 3: } f = 1.76 \sqrt{3.02} = 3.06$$

Cálculo de d_r :

$$\text{Pila \# 1: } d_r = 1.33 \sqrt[3]{\frac{410.47}{1.80}} = 8.12$$

$$\text{Pila \# 2: } d_r = 1.33 \sqrt[3]{\frac{410.47}{2.85}} = 6.97$$

$$\text{Pila \# 3: } d_r = 1.33 \sqrt[3]{\frac{410.47}{3.06}} = 6.81$$

Calculando la socavación local y multiplicándolo por el factor de forma (tabla 7) = 0.97

$$\text{Para Pila \# 1: } d_s = \left[1.95 \left(\frac{5.00}{8.12} \right)^{1/6} - 1 \right] 8.12 \times 0.97 = \underline{\underline{6.29 \text{ m}}}$$

$$\text{Para Pila \# 2: } d_s = \left[1.95 \left(\frac{5.00}{6.97} \right)^{1/6} - 1 \right] 6.97 \times 0.97 = \underline{\underline{5.71 \text{ m}}}$$

$$\text{Para Pila \# 3: } d_s = \left[1.95 \left(\frac{5.00}{6.81} \right)^{1/6} - 1 \right] 6.81 \times 0.97 = \underline{\underline{5.63 \text{ m}}}$$

2.d) Método de Shen (Shen II-2).

Utilizando la ec. 30 que rige a este método y sustituyendo los valores, los resultados serán:

Para la Pila # 1:

$$d_{se} = \left[3.4 (0.190)^{0.67} \right] 5.00$$

$$\underline{\underline{d_{se} = 5.59 \text{ m}}}$$

Para la Pila # 2 :

$$dse = \left[3.4 (0.101)^{0.67} \right] 5.00$$

$$\underline{\underline{dse = 5.41 \text{ m}}}$$

Para la Pila # 3:

$$dse = \left[3.4 (0.106)^{0.67} \right] 5.00$$

$$\underline{\underline{dse = 5.51 \text{ m}}}$$

2.e) Método de Shen (Shen II-3).

La ec. 31 rige este método. Calculando se obtienen los siguientes resultados:

Para la Pila # 1:

$$dse = 2 \left[0.036 \left(\frac{5.00}{11.37} \right)^3 \right]^{0.215} \quad (11.37)$$

$$\underline{\underline{dse = 6.55 \text{ m}}}$$

Para la Pila # 2:

$$dse = 2 \left[0.033 \left(\frac{5.00}{12.47} \right)^3 \right]^{0.215} \quad (12.47)$$

$$\underline{\underline{dse = 6.64 \text{ m}}}$$

Para la Pila # 3:

$$dse = 2 \left[0.034 \left(\frac{5.00}{11.82} \right)^3 \right]^{0.215} \quad (11.82)$$

$$\underline{\underline{dse = 6.56 \text{ m}}}$$

3.- Métodos para calcular la socavación local, cuando no se especifica si hubo arrestre o no de material sólido.

Como ya se dijo, el método propuesto por Yaroslavtziev, es el más significativo de entre la clasificación de este grupo, y dado su importancia, se procederá al cálculo de la socavación local por medio de la ec. - 32 que rige el método y con la ayuda de la ec. 33.

Datos:

$KF = 10.0$ y $b = D = 5.00$ m (para las tres pilas) } fig. 14a
Cálculo de Kv (ec.33):

$$\log Kv = -0.28 \sqrt[3]{\frac{(2.00)^2}{9.81 \times 5.00}}$$

$$\log Kv = -0.17142$$

$$Kv = 0.756 \quad (\text{se comprueba con la fig. 15})$$

$e = 0.6$ (Las tres pilas están en el cauce principal).

Para obtener KH , se entra a la fig. 16, con la relación do/b , por lo tanto:

Para la Pila # 1

$$\frac{do}{b} = \frac{11.37}{5.00} = 2.27 \quad \therefore \quad KH = 0.25$$

Para la Pila # 2

$$\frac{do}{b} = \frac{12.47}{5.00} = 2.49 \quad \therefore \quad KH = 0.21$$

Para la Pila # 3

$$\frac{do}{b} = \frac{11.82}{5.00} = 2.36 \quad \therefore \quad KH = 0.225$$

En lo que se refiere al D_{05} (2o término de la ec. del método de Yaroslavtzev), tanto para la pila # 1 como para la pila # 2 es menor que 0.5 cm, por lo que este segundo término se desprecia. No así para la pila # 3 ya que su $D_{05} = 0.34$ mm (promedio).

Calculando la socavación local:

Para la pila # 1:

$$ds = 10.0 (0.756) (0.6 + 0.25) \frac{(2.00)^2}{9.81}$$

$$\underline{ds = 2.62 \text{ m}}$$

Para la pila # 2:

$$ds = 10.0 (0.756) (0.6 + 0.21) \frac{(2.00)^2}{9.81}$$

$$\underline{ds = 2.50 \text{ m}}$$

Para la pila # 3:

$$ds = 10.0 (0.756) (0.6 + 0.225) \frac{(2.00)^2}{9.81} - 30(0.00834)$$

$$\underline{ds = 2.79 \text{ m}}$$

Con los resultados obtenidos de socavación local, se ha hecho la siguiente tabla, para tener una visión general de los mismos y con ello - determinar la profundidad de socavación local promedio en cada una de las tres pilas (cilindros de cimentación) del Puente Copala.

TABLA 12

PROFUNDIDADES DE SOCAVACION LOCAL EN LAS PILAS DEL PUENTE COPALA			
Método	Profundidad de socavación local (m)		
	Pila # 1	Pila # 2	Pila # 3
Chitale (I)	6.31	6.41	6.35
Bonesoundas (I,II)	6.71	6.86	6.62
Maza (I,II)	5.13	4.88	4.53
Laurssen-Toch (Laurssen III) (I)	4.72	4.21	4.02
Laurssen-Toch (Laurssen I) (II)	9.60	9.86	9.71
Laurssen-Toch (Laurssen II) (II)	7.45	7.79	7.59
Arunachulam (II)	6.29	5.71	5.63
Shen (Shen II-2) (II)	5.59	5.41	5.51
Shen (Shen II-3) (II)	6.55	6.64	6.56
Veroslavtziev (III)	2.62	2.50	2.29

Para obtener la profundidad promedio de socavación local al pie de las pilas del puente, se eliminarán las profundidades mayor y menor calculadas en cada una de ellas y se promediarán las restantes. Por lo tanto, las profundidades medias de socavación local serán las siguientes:

Pila # 1: $d_s = 6.09$ m
Pila # 2: $d_s = 5.99$ m
Pila # 3: $d_s = 5.85$ m

En la figura 39 se puede observar a la sección del cauce bajo el puente, después de ocurrir la socavación local.

5.6.3 Cálculo del Remanso.

Como ya se vió en el capítulo 3 del presente trabajo, el fenómeno de remanso es una sobreelevación de la superficie libre del agua (aguas arriba de un puente), debido a la presencia de las pilas de apoyo de la estructura y de los terraplenes de acceso a la misma, provocando que se presente una contracción del cauce bajo el puente. Este fenómeno se presenta en las épocas de avenidas de un río.

El cálculo del remanso aguas arriba del Puente Copala, se realizará siguiendo el método del Bureau of Public Roads (BPR), descrito en el capítulo mencionado.

5.6.3.1 Cálculo de la altura de Remanso siguiendo el método del B.P.R.

Se seguirá paso a paso el método descrito para obtener la altura de remanso.

Como pudo observarse ya, el Puente Copala es una estructura que se encuentra en dirección normal al flujo, por lo que el ángulo de esviajamiento, $\theta = 0^{\circ}00'$.

En la sección bajo la cual se realiza el estudio para calcular el remanso; no hay terraplenes de acceso, por lo que el cauce del río sólo tiene contracción debido a la presencia de las pilas de apoyo de la estructura. Así el cálculo de la altura de remanso (h^*) se realiza de la siguiente manera:

1.- El gasto "Q" con el cual se diseñará es el gasto de diseño (Q_d) utilizado tanto para calcular la socavación (general + local) y la altura de remanso, así:

$$Q_d = 1971 \text{ m}^3/\text{seg}$$

2.- Para el gasto de diseño, la elevación del N.A.M.E. = 100.96 m

3.- Para efecto del cálculo para obtener la altura de remanso (h^*) se tienen tres secciones transversales hidráulicas del cauce, que son:

a.- Sección hidráulica auxiliar # 1, a 60.00 m aguas arriba del cruce. Elevación N.A.M.E. = 101.01 m

b.- Sección hidráulica auxiliar # 2, a 5.00 m aguas arriba del cruce. Elevación N.A.M.E. = 100.96 m. Esta sección para efectos de cálculo, se toma como la sección en estudio.

c.- Sección hidráulica auxiliar # 3, a 100.00 m aguas abajo del cruce. Elevación N.A.M.E. = 100.88 m.

4.- De acuerdo a la fig. 17 y a la sección hidráulica auxiliar # 1, obtendremos la "n" de Manning de acuerdo a la fórmula:

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R_h^{2/3}$$

Para eso, la sección hidráulica auxiliar # 1, se subdividirá en subsecciones de acuerdo al cambio de tirantes:

Subsección 1: A = 127.90 m²; P = 45.40 m

Subsección 2: A = 290.70 m²; P = 70.40 m

Subsección 3: A = 525.60 m²; P = 114.70 m

La pendiente del fondo del cauce es: $S = 0.0008125$ por lo que ---
 $S^{1/2} = 0.0285$, así:

Cálculo del radio hidráulico de las subsecciones ($R = \frac{A}{P}$)

Subsección 1: $R = 2.82$ m

Subsección 2: $R = 4.13$ m

Subsección 3: $R = 4.58$ m

Cálculo de la velocidad media en la sección hidráulica # 1:

$$Vn_1 = \frac{q}{A} = \frac{1971}{944.20} = 2.09 \text{ m/seg}$$

Cálculo del tirante medio en la sección hidráulica # 1:

$$V_1 = \frac{A}{B} = \frac{944.20}{223.80} = 4.22 \text{ m}$$

Cálculo de la "n" de Manning.- Despejando la "n" de la ecuación --
 de Manning, nos queda:

$$n = \frac{S^{1/2} R^{2/3}}{Vn_1}, \text{ por lo que:}$$

Subsección 1: $n = 0.0272$

Subsección 2: $n = 0.0351$

Subsección 3: $n = 0.0376$

5.- Cálculo del gasto unitario (q) con la ec. 34, y de la conduc--
 ción (k) con la ec. 35 de cada subsección de la sección hidráulica # 1.

Subsección 1: $q = 267.50$ y $k = 9385.05$

Subsección 2: $q = 607.63$ y $k = 21320.23$

Subsección 3: $q = 1098.76$ y $k = 38253.74$

$q_t = 1973.91$ $k = 69260.02$

6.- Cálculo del número de Froude en la sección hidráulica # 1, pa--
 ra conocer el tipo de régimen del flujo fuera del cauce, de acuerdo a la
 ecuación 41:

$Fr_1 = 0.325 < 1$.*. el flujo en la sección 1, es de ré--
 gimen subcrítico.

7.- Cálculo del parámetro α_1 , de acuerdo a la ec. 39, así:

$$\alpha_1 = 1.00$$

8.- El área hidráulica de la sección 2, incluyendo el área ocupada por las pilas es de:

$$A_{n2} = 463.80 \text{ m}^2$$

Cálculo de la velocidad media en la sección 2:

$$V_m = 4.25 \text{ m/seg}$$

Cálculo del tirante medio:

$$\bar{V}_2 = 4.42 \text{ m}$$

9.- Cálculo del número de Froude (F_{n2}):

$$F_{n2} = 0.64 < 1 \text{ .}. \text{ es subcrítico el flujo en la sección 2.}$$

Así, como $F_{n2} < 1$ el flujo es de tipo I y es válido porque $F_{n1} < 1$.

10.- La relación de abertura (M) del puente es $M = 1.0$, ya que el puente Copala, se encuentra en pleno normal al flujo.

11.- Entrando a la fig. 19 con $\alpha_1 = 1.0$ y $M = 1.0$, obtenemos el valor de α_2 :

$$\alpha_2 = 1.00$$

12.- Para obtener el valor de Z_b , entramos a la fig. 20 con $M = 1.0$ y obtenemos:

$$Z_b = 0.00$$

13.- Calculando el valor de J con la ec. 45:

$$J = 0.079$$

Entrando con $J = 0.079$ a la fig. 23A, obtenemos que $\Delta z = 0.103$ y con $M = 1.00$ en la fig. 23B tenemos como resultado que $\sigma = 1.00$. Entonces el coeficiente de incremento de remanso lo calculamos con la ec. 46, y obtenemos:

$$\Delta z_p = 0.103$$

14.- Dado que $e' = 0$, el coeficiente de incremento de remanso es:

$$\Delta z_e = 0$$

15.- Cálculo del coeficiente de remanso total o Z^* :

Para esto:

$$Z^* = Z_b + \Delta Z_p$$

$$Z^* = 0.0 + 0.103$$

$$Z^* = 0.103 \text{ m}$$

16.- Cálculo del remanso .- Para esto se obtiene una primera aproximación del remanso con la ec. 43':

$$h^* \text{ (1a aprox)} = 0.095 \text{ m}$$

Como:

$$A_{n1} = 944.20 \text{ m}^2$$

$$A_1 = A_{n1} + 0.095 (B) = 944.20 + 0.095(104.80) = 954.16 \text{ m}^2$$

y para fines de cálculo:

$$A_{n1} = A_4 = 944.20 \text{ m}^2$$

Sustituyendo valores en la ec. 43'', que es el 2o miembro de la -- ec. 43, obtenemos un valor de:

$$1.00 \left[\left(\frac{463.80}{944.20} \right)^2 - \left(\frac{463.80}{954.16} \right)^2 \right] \frac{(4.25)^2}{2(9.81)} = 0.005 \text{ m}$$

Por lo tanto el remanso que se produce aguas arriba de la estructura es:

$h^* = 0.095 + 0.005$ $h^* = 0.100 \text{ m}$

5.7 Cálculo de la capacidad de carga.

Al presentarse la socavación general y local, en la sección del río bajo el puente, el fondo del cauce sufre un descenso en su nivel inicial, provocado por el flujo de la corriente en la época de avenidas.

Como se ha podido observar, la magnitud de este fenómeno, en el cruce del río Copala con el puente del mismo nombre, es de alguna manera considerable, llegando la socavación, tanto general como local, al pie de los cilindros de cimentación a las siguientes profundidades:

Cilindro # 1: 12.60 m
 Cilindro # 2: 13.30 m
 Cilindro # 3: 12.60 m

con respecto al nivel inicial del fondo del cauce.

Por lo tanto, y de acuerdo con los sondeos exploratorios y a las estratigrafías de los mismos, se han decidido las siguientes profundidades para desplantar la cimentación:

Cilindro # 1: Df = 17.00 m
 Cilindro # 2: Df = 17.00 m
 Cilindro # 3: Df = 16.00 m

a esta profundidad se observan ya estratos lo suficientemente resistentes para desplantar los cilindros de cimentación.

Se puede pensar, de acuerdo a la longitud de los cilindros, que para calcular la capacidad de carga de los mismos, se utilice la teoría de Meyerhof (para suelos friccionantes y cimientos profundos), pero como al presentarse la socavación, esta llega a unos pocos metros arriba del nivel de desplante de la cimentación, se puede utilizar la teoría de Terzaghi (para suelos cohesivos-friccionantes y cimientos superficiales), siempre y cuando se cumpla que:

$$Df \leq 2B$$

De hecho, el cálculo de la capacidad de carga (q_c) de la cimentación del puente Copala, se realizó con la teoría de Terzaghi, por las razones antes mencionadas.

Además de que con Meyerhof, se obtienen valores muy excesivos a -

los reales, y que de hecho, esta cimentación se debe considerar como superficial, de acuerdo a la acción del fenómeno de socavación.

1.- Comprobando que puede utilizarse el método de Terzaghi $Df \leq 2s$ para el cálculo de la capacidad de carga, en cada uno de los tres cilindros, tenemos que:

Cilindro # 1:

Profundidad de socavación, $ds = 12.60$ m

Profundidad de desplante, $Df = 17.00$ m

$$Df \text{ real} = Df - ds$$

ahora:

$$17.00 \text{ m} - 12.60 \text{ m} \leq 2 (5.00 \text{ m})$$

$$4.40 \text{ m} \leq 10.00 \text{ m} \cdot \cdot \text{ aplicar Terzaghi}$$

Cilindro # 2:

Profundidad de socavación, $ds = 13.30$ m

Profundidad de desplante, $Df = 17.00$ m

$$Df \text{ real} = Df - ds$$

ahora:

$$17.00 \text{ m} - 13.30 \text{ m} \leq 2 (5.00 \text{ m})$$

$$3.70 \text{ m} \leq 10.00 \text{ m} \cdot \cdot \text{ aplicar Terzaghi}$$

Cilindro # 3:

Profundidad de socavación, $ds = 12.60$ m

Profundidad de desplante, $Df = 16.00$ m

$$Df \text{ real} = Df - ds$$

ahora:

$$16.00 \text{ m} - 12.60 \text{ m} \leq 2 (5.00 \text{ m})$$

$$3.40 \text{ m} \leq 10.00 \text{ m} \cdot \cdot \text{ aplicar Terzaghi}$$

2.- Cálculo de la capacidad de carga.

Esta se calculará con la ec. 57, para elementos circulares, - en la teoría de Terzaghi, la cual es:

$$q_c = 1.2 cNc + \gamma DPNq + 0.6 \gamma RNq$$

y por tratarse de suelo predominantemente friccional, la ec. 57 se nos reduce a:

$$q_c = \gamma D F N_q + 0.6 \gamma R N_y$$

2.1 Los pesos volumétricos medios del material del subsuelo, de la sección bajo el puente son los siguientes:

- Arena arriba del nivel de desplante, $\gamma = 1.70 \text{ ton/m}^3$
- Arena abajo del nivel de desplante, $\gamma = 1.85 \text{ ton/m}^3$

2.2 Cálculo para el cilindro # 1:

- Corrección del número de golpes (Si $N' > 15$):
Como $N' = 23$, se hace la corrección:

$$N = \frac{N' + 15}{2} = \frac{23 + 15}{2} = 19$$

Con el valor de $N = 19$, entramos a la fig. 32, para encontrar el ángulo de fricción interna (ϕ), y obtenemos que:

$$\phi = 32^\circ$$

Con $\phi = 32^\circ$, entramos a la fig. 27c, y obtenemos:

$$N_q = 28$$

$$N_y = 26$$

Sustituyendo:

$$q_c = 0.70 (4.40)(28) + 0.6 (2.50)(0.85)(26)$$

$$q_c = 119.39 \text{ ton/m}^2$$

2.3 Cálculo para el cilindro # 2

- Corrección del número de golpes (Si $N' > 15$):
Como $N' = 19$, se hace la corrección:

$$N = \frac{N' + 15}{2} = \frac{19 + 15}{2} = 17$$

Con $N = 17$, entramos en la fig 32, y tenemos el valor de ϕ :

$$\phi = 31.5^\circ$$

Con 31.5° , entramos en la fig. 27c, y obtenemos:

$$Nq = 25 \qquad N\gamma = 24$$

Sustituyendo:

$$qc = 0.70 (3.70)(25) + 0.6 (2.50)(0.85)(24)$$

$$qc = 95.35 \text{ ton/m}^2$$

2.4 Cálculo para el cilindro # 3:

- Corrección del número de golpes (Si $N' > 15$)

Como $N' = 50/2$, tomaremos el mayor valor de \bar{N} , en la fig. 32, ya que se trata de un estrato muy compacto. Por lo tanto:

$$\bar{N} = 44^\circ$$

Con el valor de \bar{N} , entramos en la fig. 27c y observamos que, para obtener los valores, solo hay para $\bar{N} = 40^\circ$, por lo que tomaremos ésta para obtener el valor de Nq , así que:

$$Nq = 80$$

y para $\bar{N} = 44^\circ$ corresponde $N\gamma = 260$

así sustituyendo:

$$qc = 0.70 (3.40)(80) + 0.6 (2.50)(0.85)(260)$$

$$qc = 521.90 \text{ ton/m}^2$$

2.5 Cálculo de la capacidad de carga por punta a la falla, de los cilindros de cimentación:

$$Q = qc \times A_{cil}$$

$$A_{cil} = \pi r^2 = 3.1416 \times (2.50)^2 = 19.635 \text{ m}^2$$

Cilindro # 1:

$$Q_p = (119.39 \text{ ton/m}^2) (19.635 \text{ m}^2)$$

$$Q_p = 2344.22 \text{ ton} \approx 2340 \text{ ton}$$

Cilindro # 2:

$$Q_p = (95.35 \text{ ton/m}^2) (19.635 \text{ m}^2)$$

$$Q_p = 1872.20 \text{ ton} \approx 1870 \text{ ton}$$

Cilindro # 3:

$$Q_p = (521.90 \text{ ton/m}^2) (19.635 \text{ m}^2)$$

$$Q_p = 10247.51 \text{ ton} \approx 10240 \text{ ton}$$

2.6 Cálculo de la capacidad admisible de los cilindros de cimentación.

Esto se define como el cociente entre la capacidad de carga por punta a la falla del cilindro (Q_p), y el factor de seguridad (F.S.=3), - por tanto:

Cilindro # 1:

$$Q_{ad} = \frac{2340 \text{ ton}}{3} = 780 \text{ ton}$$

Cilindro # 2:

$$Q_{ad} = \frac{1870 \text{ ton}}{3} = 623.33 \text{ ton} \approx 620 \text{ ton}$$

Cilindro # 3:

$$Q_{ad} = \frac{10240 \text{ ton}}{3} = 3413.33 \text{ ton} \approx 3410 \text{ ton}$$

TABLA 13
TABLA DE RESULTADOS PARA CAPACIDAD DE CARGA

	Cilindro #1	Cilindro #2	Cilindro #3
Profundidad de Socavación (general + local)(m)	12.60	13.30	12.60
Profundidad de desplante (Df) (m)	17.00	17.00	16.00
Cumple con $D_f \leq 28$ para aplicar Terzaghi	4.40m \leq 10.00m sí cumple	3.70m \leq 10.00m sí cumple	3.40m \leq 10.00m sí cumple
N' (# de golpes)	23	19	50/2
$N' > 15$	sí	sí	sí
N (# de golpes corregido)	19	17	--
g	32 ⁰	31.5 ⁰	44 ⁰
N _q	28	25	80
N _y	26	24	260
qc (ton/m ²)	119.39	95.35	521.90
Q _p (ton)	2340	1870	10240
F. S.	3	3	3
Q _{ad} (ton)	780	620	3410

5.8 Conclusiones y recomendaciones.

1.- La socavación es un fenómeno erosivo que ocurre cuando se presenta la avenida máxima en la corriente de un río, provocando un descenso en el nivel inicial del fondo de su cauce.

Después de ocurrida la socavación, el nivel inicial del fondo se recupera en forma gradual, si no completa, si en forma aproximada debido al asentamiento de las partículas que se mantienen en suspensión y al arastre de material que el flujo conduce desde aguas arriba.

2.- Para calcular la socavación general se tienen varios métodos específicos y están en función de tres condiciones importantes, de acuerdo al criterio de Lischtvan-Levediev, y que son :

a) Que el cauce principal del río sea definido ó en su defecto, indefinido.

b) En lo que se refiere a la naturaleza de los materiales del fondo del cauce : cohesivos ó friccionantes.

c) En lo que se refiere a la distribución de los materiales del fondo del cauce: puede ser homogénea (un sólo material) ó heterogénea (estratos de varios materiales).

Dependiendo de las condiciones del fondo del cauce se utiliza el método apropiado.

3.- La socavación general en el " Cruce Río Copala " se ha calculado con el método de Lischtvan-Levediev para cauces definidos, constituidos por material friccionante distribuidos en estratos de varios materiales (suelo heterogéneo).

El cálculo se realizó de acuerdo a un análisis por tanteos en los estratos de material del fondo del cauce, iniciando con el estrato superior y suspendiendo los tanteos cuando el valor de la socavación calculado se encuentra dentro del límite del estrato que se está analizando.

4.- La socavación local es una forma especial de erosión y su cálculo

es muy complejo para obtener un resultado exacto de su magnitud, debido a al gran número de métodos que existen para definirla.

La socavación local al pie de los cilindros de cimentación en el --- puente Copala, se calculó mediante los métodos propuestos por B. W. Melville y que son recomendados por haber arrojado resultados casi idénticos a las medidas tomadas en los fondos socavados en varios puentes de Nueva-Zelanda.

Actualmente, en México es muy utilizado el método de Maza para el -- cálculo de la socavación local en los cruces de los ríos con puentes.

5.- De acuerdo a los sondeos de exploración, las capas superficiales del fondo del cauce lo constituyen predominantemente, arenas finas en estado suelto a medianamente compactas, y las capas adyacentes están consti-tuidas por arena cuya consistencia va de la medianamente compacta a compacta, notándose la presencia de granito en estado alterado en la margen-derecha pero fuera de la sección del cauce.

Lo anterior explica el valor obtenido en el cálculo de la socavación general y local (que es considerable), en donde se aprecia que los mate-riales sueltos o medianamente compactos fueron arrestrados hacia aguas ab-ajo del cruce en el momento de ocurrir la avenida máxima del río.

6.- La magnitud del fenómeno de remanso calculado para el Cruce Río-Copala en el presente trabajo, no permitirá que al presentarse el gasto - de diseño en la época de avenidas, la elevación del río (N.A.M.E.) reba se la elevación del puente, ya que su magnitud no es considerable (de a-penas 10 centímetros).

7.- Se ha determinado a los cilindros de concreto reforzado como la-cimentación adecuada para el puente Copala, de acuerdo al análisis descri-to en el capítulo 5.

Estos cilindros tendrán un diámetro exterior de 5.00 m y un espesor-de pared de 0.80 m.

Los cilindros trabajarán por punta y estarán desplazados en un estado suficientemente resistente determinado por los sondeos de exploración.

Para el puente Copala, los cilindros Nos. 1 y 2 tendrán una longitud de 17.00 m, mientras que para el cilindro No. 3 será de 16.00 m.

El espesor de las tapas tanto superior como inferior de los cilindros será de 1.00 m.

Cada cilindro de cimentación recibirá la carga de la superestructura mediante una pila de apoyo, la cual será de concreto reforzado y con un diámetro de 2.50 m.

8.- Para el cálculo de la capacidad de carga de los cilindros de cimentación del puente Copala, se determinó utilizar la teoría de Terzaghi para cimentaciones superficiales en suelos friccionantes.

La razón de esta determinación es que cuando actúa la socavación -- (general + local), el nivel inicial del fondo del cauce sufre un descenso considerable sin llegar al nivel de la profundidad de desplante de los cilindros, establecido de acuerdo a los sondeos de exploración.

Entonces, como el nivel de la profundidad de socavación es menor -- que el nivel de desplante de los cilindros, éstos se tomarán como una cimentación superficial, pues cumple con la condición para ello, que es :

DF \ll 2B

Por lo tanto es recomendable utilizar la teoría de Terzaghi para -- calcular la capacidad de carga en el Cruce Río Copala, tomando muy en -- cuenta la razón anterior, pues en otras condiciones la teoría de Meyerhof para cimientos profundos en suelos friccionantes sería la indicada.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- SOCAVACION. Secretaria del Seminario de Proyectos de Drenaje en Vías Terrestres y Aeropistas. S.C.T.
- 2.- SOCAVACION LOCAL EN PILAS. Tesis de Maestría, U.N.A.M.
Ing. Arturo Monforte Ocampo.
- 3.- EFECTO DE REMANSO PRODUCIDO POR EL ESTRECHAMIENTO DE UN CAUCE. Tesis de Licenciatura, U.N.A.M. Gabriel Atala Barrero.
- 4.- MECANICA DE SUELOS (Vols. I, II y III). Eululio Juárez Bedillo y Alfonso Rico Rodríguez. Ed. Limusa, México 1982.
- 5.- MECANICA DE SUELOS EN LA INGENIERIA PRACTICA. Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. Ed. El Ateneo, México 1980.