

28  
24



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ACATLAN"

"Cimentación del Puente Crisóstomo  
Bonilla de la Calzada Ignacio Zaragoza"

T E S I S

Que presenta para obtener el título de  
Ingeniero Civil

PRESENTA

MARCO ANTONIO ORTIZ BARTNICKI

México, D.F.

1996



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

**TESIS**

**COMPLETA**



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"  
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SR. MARCO ANTONIO ORTIZ BARTNICKI.  
ALUMNO DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.  
PRESENTE.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 27 de Septiembre de 1989, me complace notificarle que esta Jefatura de Programa tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis titulado "CIMENTACION DEL PUENTE CRISOSTOMO BONILLA DE LA CALZADA IGNACIO ZARAGOZA" que el cual se desarrollará como sigue

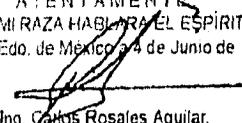
INTRODUCCION

- I. DESCRIPCION DEL PROYECTO.
- II. ESTUDIOS GEOTECNICOS
- III. ALTERNATIVAS DE CIMENTACION CONSIDERADAS.
- IV. ANALISIS DE LOS ESTADOS LIMITE.
- V. PROCESO CONSTRUCTIVO.

CONCLUSIONES

Asi mismo fue designado como asesor de tesis el ING. CELSO BARRERA CHAVEZ. Ruego a usted, tomar nota en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses, como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Acatlán Edo. de México a 4 de Junio de 1988

  
Ing. Carlos Rosales Aguilar.  
Jefe del Programa de Ingeniería Civil



ENEP-ACATLAN  
JEFATURA DEL  
PROGRAMA DE INGENIERIA

Dedico el siguiente trabajo a Dios y a mi Madre, que sin su amor,  
su gafa, inquebrantable apoyo, cuidado y amistad,  
no hubiera sido posible la culminación  
de este proyecto

A mi compañera y amiga, por su comprensión,  
ternura y amor, sustento de  
mi perseverancia

A mis hermanos, por su cariño y amistad brindados  
desinteresadamente en todo momento

A mis tíos, por su gran apoyo y sabios consejos  
tanto en los buenos momentos,  
como en los malos

A mis profesores, por su incansable paciencia para  
transmitir sus conocimientos contribuyendo a  
mi formación profesional

A mis amigos, por su amistad, entrega, y fraternidad  
con el único interés de crecer  
juntos y en armonía

**TITULO:** CIMENTACIÓN DEL PUENTE CRISÓSTOMO BONILLA DE LA CALZADA IGNACIO ZARAGOZA.

**OBJETIVO:** ANÁLISIS DE LAS CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO EN LA ZONA DEL CRUCE PARA IDENTIFICAR LAS ALTERNATIVAS POSIBLES DE SOLUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN Y PROPONER LA QUE SE JUZGUE MAS CONVENIENTE.

**ESQUEMA:**

<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>I, II</b>
<b>I.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO</b>	
<b>OBJETIVO.-</b> Hacer una descripción general del proyecto, sus causas y antecedentes que lo propiciaron.	
- DESCRIPCIÓN.....	1
<b>II.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....</b>	<b>8</b>
<b>OBJETIVO.-</b> Dadas las características del proyecto proponer los estudios preliminares y definitivos requeridos para llevarnos al conocimiento amplio y detallado del subsuelo en la zona del cruce.	
- PROGRAMA DE EXPLORACIÓN.....	10
a).- Investigación Preliminar.....	11
a1).- Resumen.....	28
e).- Investigación a Detalle.....	30
b1).- Métodos de Exploración.....	33
b1.1).- Sondeo de Penetración Estándar.....	33
b1.2).- Sondeo de Cono eléctrico.....	40
- ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES REPRESENTATIVAS.....	45
<b>III.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN CONSIDERADAS.....</b>	<b>48</b>
<b>OBJETIVO.-</b> Identificar las posibles alternativas de solución, de acuerdo a las características del subsuelo y la estructura del puente.	
- CLASIFICACIÓN DE CIMENTACIONES.....	49
a).- Cimentaciones Superficiales.....	49
b).- Cimentaciones Profundas.....	51
- ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN.....	52

IV.- ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LIMITE..... 55

OBJETIVO.- Revisar que la cimentación cumpla con las normas y reglamentos en cuanto a los límites mínimos y máximos de servicio que se marcan; así como la revisión para las diferentes combinaciones de solicitaciones posibles que propiciarían la falla, con lo que se revisaría el cumplimiento de normas y reglamentos para el estado último de falla.

- ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.....	56
a).- Capacidad de Carga por Losa.....	60
b).- Capacidad de Carga por Pilotes de Fricción.....	63
b.1).- Factores de Adherencia.....	64
b.2).- Coeficiente de Empuje de Tierras.....	64
b.3).- Obtención de " $\delta$ ".....	65
b.4).- Trabajo por Punta de los Pilotes.....	67
b.5).- Cálculo de Capacidad de Carga por Pilote.....	68
b.6).- Cálculo del Número de Pilotes.....	69
- FALLA POR GRUPO DE PILOTES.....	70
- CALCULO DE ASENTAMIENTOS.....	71
a).- Hundimiento Total de la Losa.....	76
a.1).- Cálculo de esfuerzos por la gráfica de Fadum ..	76
a.2).- Valor de Influencia al centro.....	77
a.3).- Valor de Influencia en esquina.....	78
a.4).- Cálculo de $P_0$ (presión inicial).....	79
a.5).- Cálculo de Asentamientos $\Delta_H$ en el centro.....	80
a.6).- Cálculo de Asentamientos $\Delta_H$ en esquina.....	82
a.7).- Distorsión Angular.....	83
b).- Hundimiento Total del cajón con pilotes de fricción.....	84
b.1).- Cálculo de esfuerzos por el método de los trapecios.....	85
b.2).- Cálculo de $P_0$ (presión inicial).....	89
b.3).- Cálculo de Asentamientos.....	90
- SEGUNDO CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DEL CAJÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN.....	92
a).- Cálculo de hundimiento determinando la distribución de esfuerzos por Fadum a partir de los 2/3 de la long. total del Pilote.....	92
b.1).- Valor de Influencia al centro.....	94
b.2).- Valor de Influencia en esquina.....	94
b.3).- Cálculo de $\Delta_H$ en el centro.....	96
b.4).- Cálculo de $\Delta_H$ en esquina.....	97
b.5).- Distorsión Angular.....	98

- CALCULO DEL EJE NEUTRO.....	99
- EMPUJES .....	103
- SEMBRADO DE PILOTES.....	106
<b>V.- PROCESO CONSTRUCTIVO.....</b>	<b>107</b>
<p>OBJETIVO.- Por medio de un análisis detallado del subsuelo, se darán las recomendaciones constructivas necesarias para la realización de la cimentación y el funcionamiento de esta, de tal manera que se eviten en lo posible los problemas que se puedan presentar.</p>	
- HINCADO DE PILOTES.....	108
- ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.....	110
- EXCAVACIÓN.....	112
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>I,II,III</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>	
<b>ANEXO I</b>	

## INTRODUCCIÓN

En el presente trabajo, se analizará la solución de la cimentación de los mástiles del puente "Crisóstomo Bonilla", el cual se ubica en el cruce de la calzada Ignacio Zaragoza y la avenida Juan Crisóstomo Bonilla en la colonia Voceadores, Delegación Iztapalapa de la Ciudad de México, Distrito Federal.

El motivo de este análisis es el resultado de la identificación de la posibilidad del surgimiento de serios problemas durante la construcción y mantenimiento de esta cimentación, además de un costo elevado, de una primera solución dada; por lo que se decidió hacer una revisión encaminada a optimizar costo, tiempo y dificultad en la construcción.

El interés del análisis de la cimentación de este puente en específico, se debe a la complejidad del suelo en el lugar donde se proyectó construirlo puesto que es altamente compresible, lo que nos genera grandes hundimientos como respuesta al incremento de esfuerzos, todo esto, aunado a que las capas duras o estratos resistentes se localizan hasta los 80m. por debajo del nivel de terreno natural.

El proyecto contempla un puente de tipo atirantado para uso vehicular y nace de las necesidades de la replaneación del tránsito en la Av. Zaragoza por la construcción del metro ligero, cuyo trazo se encuentra al centro de la calzada antes mencionada.

El presente trabajo se encuentra dividido en 5 capítulos:

- el primero titulado "Descripción del Proyecto", como su nombre lo indica describe con gran detalle el proyecto, sus causas y antecedentes que lo propiciaron;
- el segundo capítulo es el de "Estudios Geotécnicos", trata sobre los estudios preliminares y definitivos requeridos para llevarnos al conocimiento amplio y detallado del subsuelo en la zona de estudio y los resultados obtenidos de los mismos;
- el tercer capítulo, "Alternativas de Cimentación Consideradas" se identifican y analizan las diferentes alternativas de solución de acuerdo a las características del subsuelo encontradas en el capítulo anterior;
- el cuarto capítulo, "Análisis de los Estados Límite" trata de la revisión de la cimentación propuesta en cuanto al cumplimiento de las normas y reglamentos no rebasando los límites máximos y mínimos que se enmarcan;
- en el último capítulo referente al "Proceso Constructivo", se expresan las recomendaciones constructivas para la construcción de la cimentación y el buen funcionamiento del mismo, de tal manera de que se eviten en lo posible problemas que se pudieran presentar.

## **I.- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO**

Como antecedente principal se puede decir que para poder justificar el proyecto y construcción del puente "Crisóstomo Bonilla", primeramente tendríamos que justificar la obra del metro ligero, el cuál es librado por el puente referido, a lo largo de su desarrollo, y así, se justificaría la construcción del puente mismo.

Al irse percatando las autoridades correspondientes del crecimiento desproporcionado de la mancha urbana, y en especial de la zona Oriente de la Ciudad de México, vieron la necesidad impostergable, de crear medios de transporte con mayor capacidad, y a su vez, una planeación para un reajuste vial de toda la zona; que como efecto secundario disminuiría el vandalismo tan elevado del área de influencia.

Debido a que el nivel económico predominante de la zona Oriente de la Ciudad de México es bajo; y que la mayoría de la población que vive en esta parte de la ciudad, requiere a diario recorrer más de la mitad de la ciudad de México para llegar a su centro de trabajo, resulta necesario un sistema de transporte barato, y además que recorriera grandes distancias en lapsos cortos de tiempo sin causar mayor caos vial; como consecuencia de todas las condiciones antes mencionadas se llegó a la decisión de implantar en esta zona como sistema

de transporte al metro ligero, el cuál guarda características de los dos sistemas de transporte más usados en ésta ciudad, el tren ligero y el metro.

El metro ligero, a diferencia del metro que corre sobre la línea 1 y 2 de la ciudad de México, tiene un sistema de locomoción del mismo tipo que el tren ligero, o sea a base de troles, pero éste tiene la infraestructura necesaria para que en un futuro no muy lejano, cuando su capacidad de éste pase a ser obsoleta, pueda alojar el mismo número de usuarios que la del comúnmente llamado metro de la ciudad de México (línea 1 y 2), de tal manera que no se pierda toda esta inversión.

Este metro ligero va a lo largo de la parte central de la calzada Ignacio Zaragoza , por lo que ésta vialidad quedará obstruída para su cruce, que en el pasado se daba por avenidas y calles muy pequeñas comparadas con el tránsito vehicular de la zona, lo cuál hacía imposible una fluidez vial, siendo esto el motivo de caos vial, pues todo el tránsito que sale y entra de la ciudad en su zona oriente y que comunica con el sureste del país por la carretera a Puebla, que debería de circular por la vía tapo, ya que fue proyectada para ello, circula por esta avenida.

Con el propósito de poder cruzar la calzada, se proyectaron seis puentes que a parte de haber sido planeados para el cruce, también sirvieran para que sus gasas den una mejor planeación vial de la zona (ver fig. 1); y así el problema tan fuerte del tránsito vial en la zona oriente de la ciudad de México, disminuyera en un 40% según estimaciones; y al mismo tiempo el contexto

urbano de la zona, arquitectónicamente hablando, daría un cambio radical, pues ahora con los puentes colgantes y las áreas verdes, debe ser un poco mas agradable a la vista.

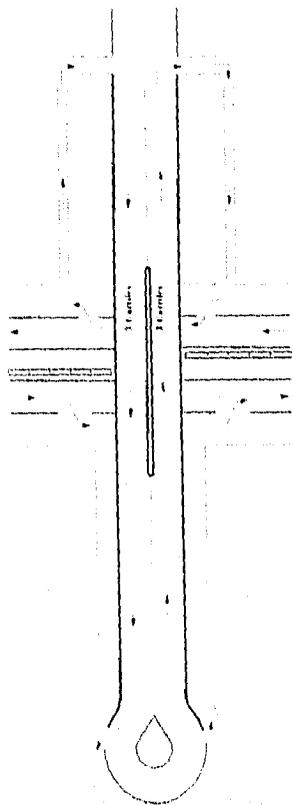


Fig. 1 Croquis de las Gasas Naturales del Puente

Las características del subsuelo en la zona de ubicación del puente "Crisóstomo Bonilla" son particularmente especiales según nuestro parecer, esto debido a la muy especial estratigrafía que presenta. (que analizaremos más adelante).

Lo que si es claro y bien conocido en la mecánica de suelos, es que en la zona oriente de la ciudad de México, los suelos son altamente deformables, lo que nos exige y obliga a proyectar una estructura lo más ligera posible, para evitar las grandes deformaciones del subsuelo por la carga que le transmitirá la subestructura y superestructura; y debido a la situación económica por la que ha venido pasando nuestro país, la estructura tendría que ser lo más barata posible.

El puente se proyectó a base de una estructura atirantada con vigas de acero y losa de concreto (ver fig.1') cuyo largo es de 495.00m y un ancho de 24.40m; consta de un par de mástiles en el centro, objeto de éste trabajo, le siguen apoyos en marco a éstos, finalizando en un aireplén. Los mástiles de forma trapezoidal están contruídos a base concreto reforzado trabajando de manera conjunta con 3 grupos de 3 torones de acero hacia cada extremo del puente para soportar el peso de la losa que aloja a 3 carriles por sentido.

Los mástiles soportan la mayor carga de la estructura (ver fig.1') que es de 600 toneladas por mástil, y cada uno de ellos tienen una área máxima para trabajo de la cimentación de 5 m. de ancho por 35 m. de largo, ésto debido a restricciones físicas en el área por tuberías, área mínima de trabajo vial durante la construcción etc.

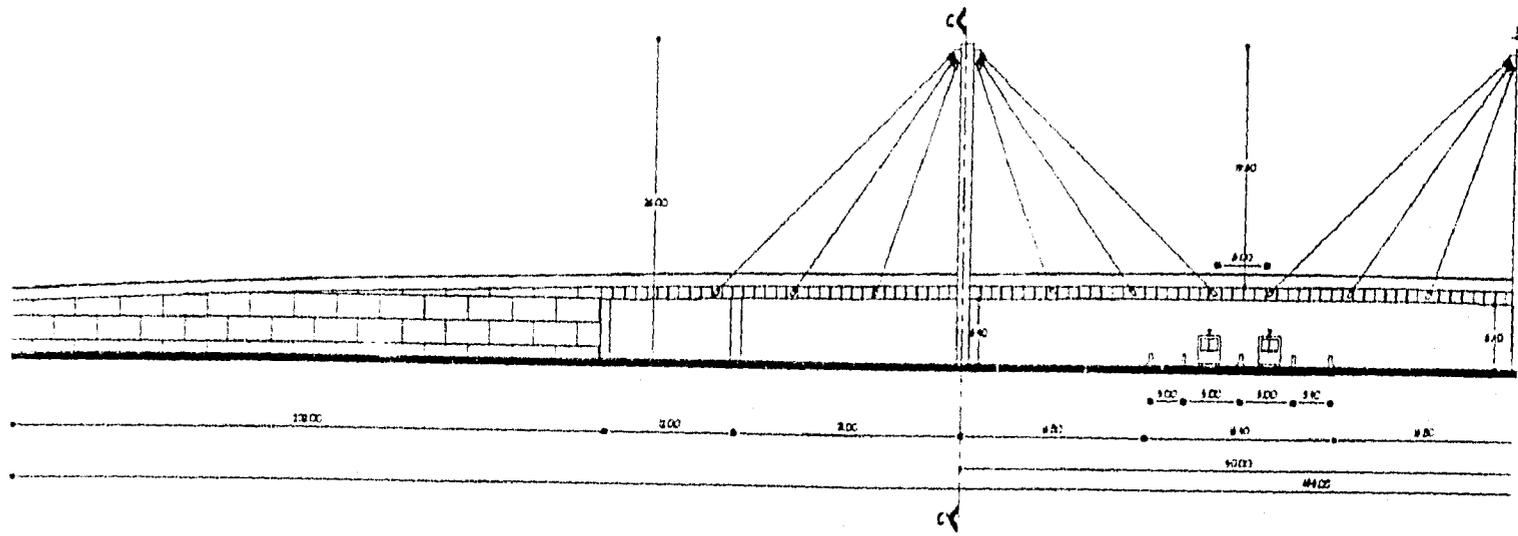


Fig. 1' Alzado

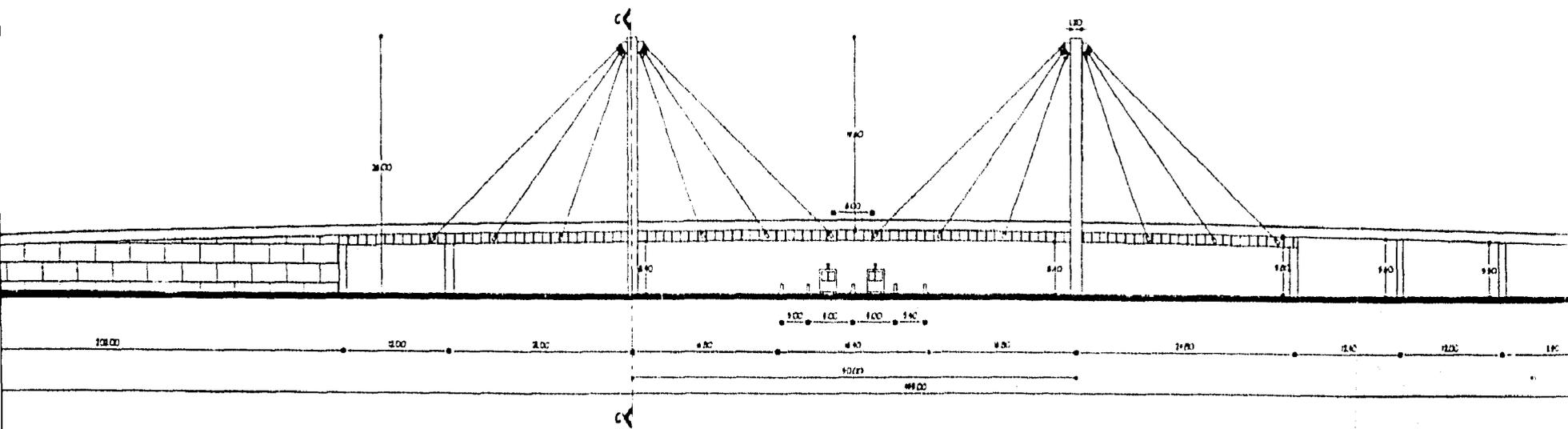


Fig. 1' Alzado





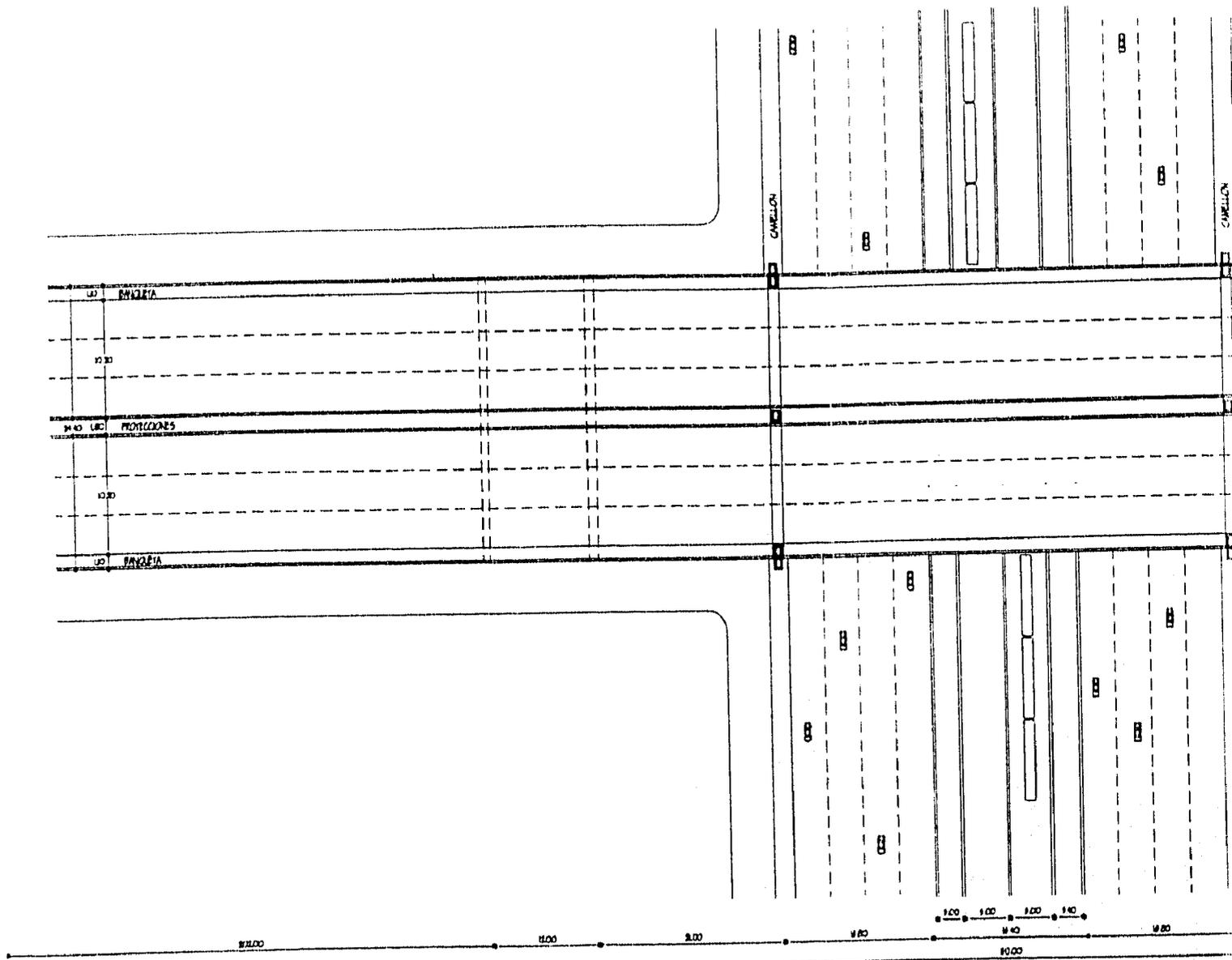


Fig. 1' (Cont.) Planta

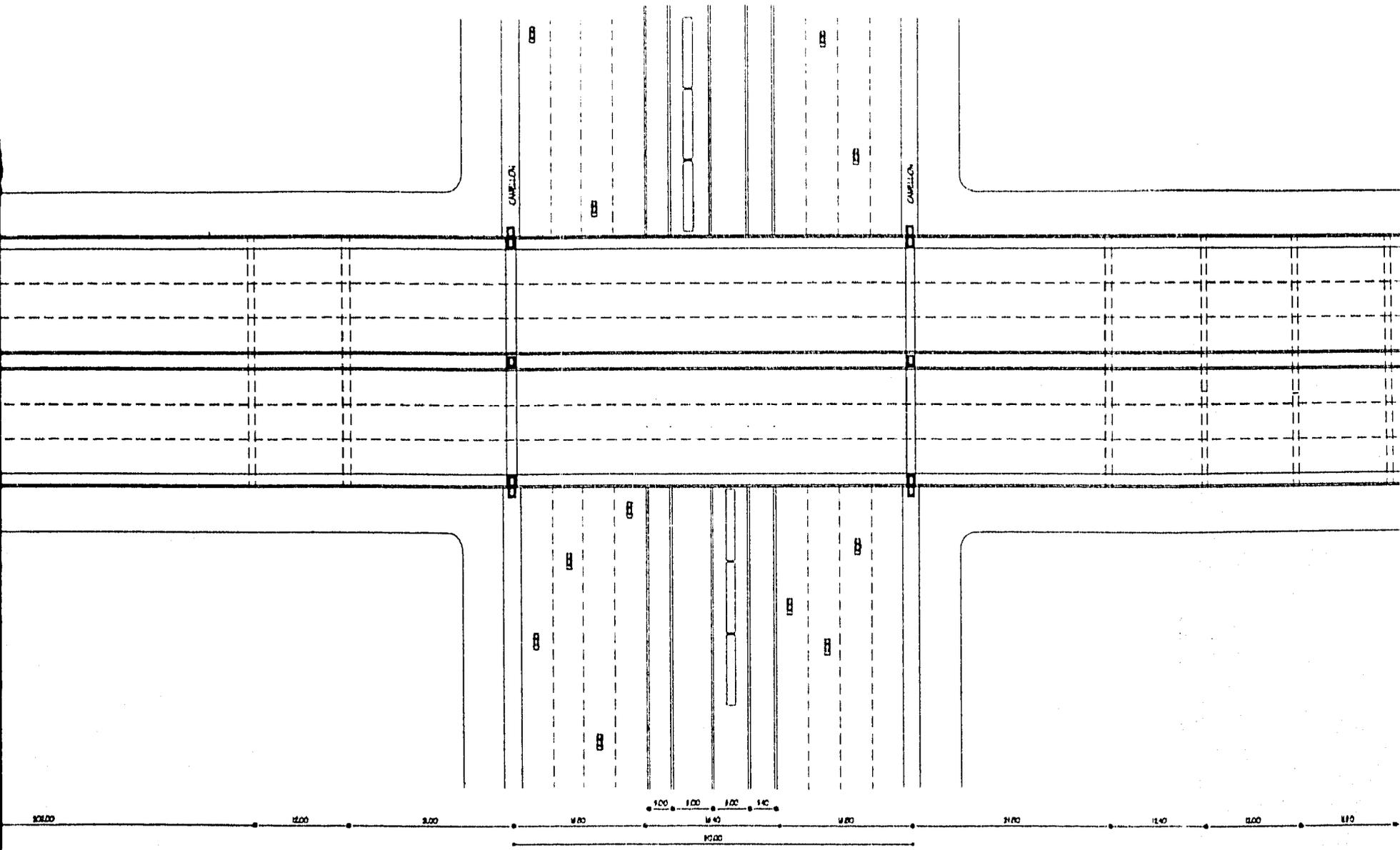
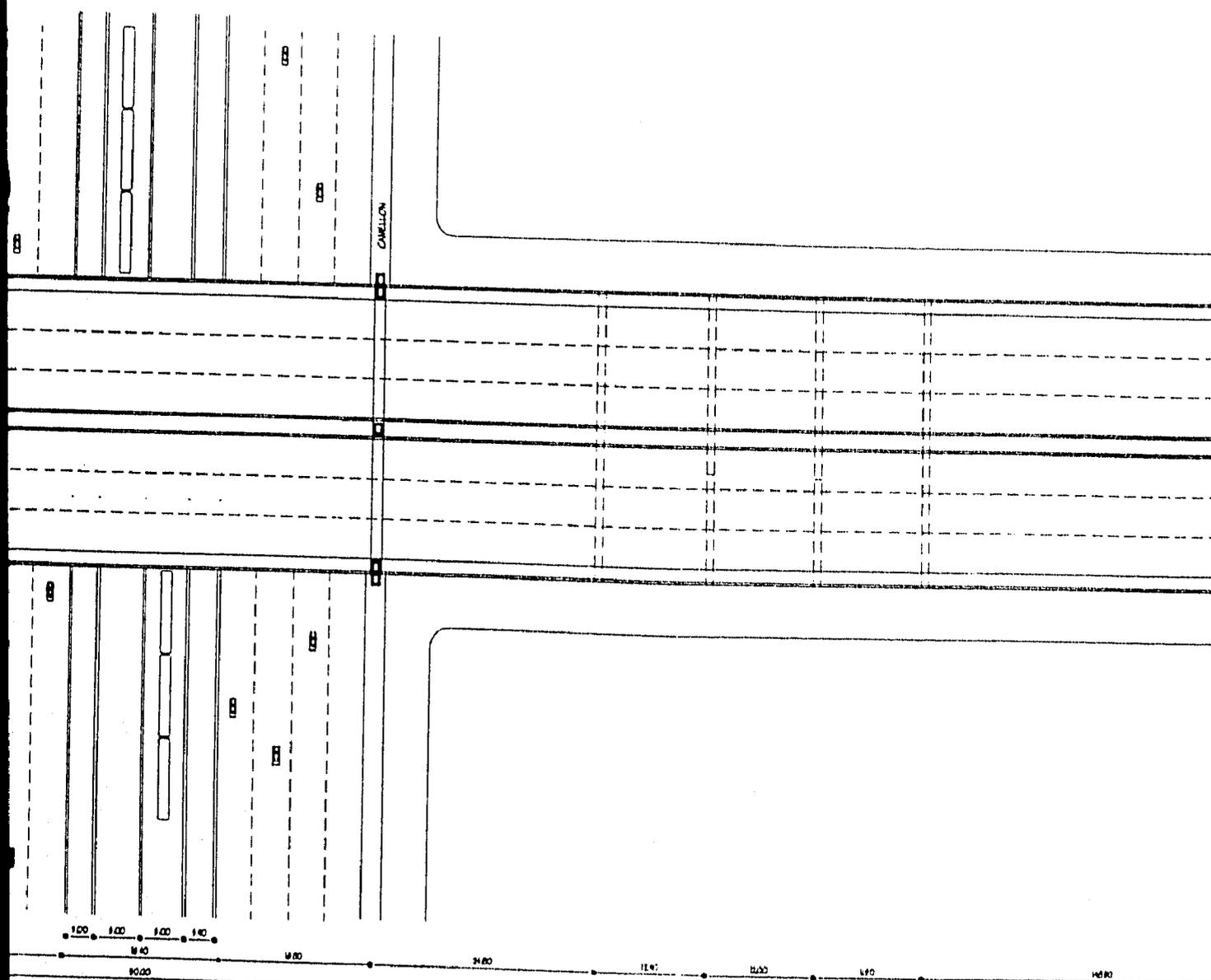


Fig. 1' (Cont.) Planta





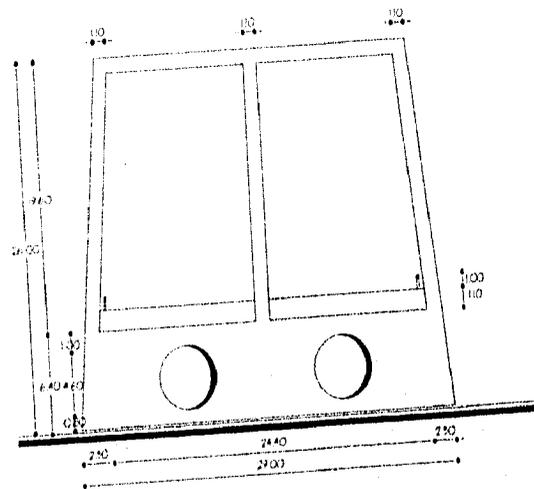


Fig. 1' (Cont.) Corte

## **II.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS**

Bien es sabido que hay una permanente necesidad , tanto en la etapa del proyecto, como durante la ejecución de cualquier obra, de contar con datos firmes, seguros y suficientes del suelo con el que se trabajará. Así, el conjunto de estos datos, debe llevar al proyectista a tener un panorama razonablemente amplio de las propiedades físicas y mecánicas del suelo, que van a ser consideradas posteriormente en su análisis.

Sin embargo, es en el laboratorio de mecánica de suelos en donde en realidad el proyectista va a obtener los datos definitivos para su trabajo; primero al realizar las pruebas de clasificación, ubicará en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta, y de esta ubicación podrá decidir, como segunda fase de un trabajo, las pruebas más adecuadas que requiere su problema en particular, para definir las características de deformación y resistencia a que se vaya a someter el suelo.

Para obtener en el laboratorio resultados razonablemente exactos, es preciso cubrir en forma adecuada una etapa previa e imprescindible, el programa de exploración y muestreo.

Es por esto, que están estrechamente ligadas estas dos importantísimas actividades: el muestreo de los suelos y las pruebas de laboratorio. El muestreo debe estar regido ya anticipadamente por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de pruebas de laboratorio, y a su vez, el programa de pruebas debe de estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra, el cual no puede conocerse sin efectuar previamente el correspondiente muestreo.

Y todo esto depende de un buen programa de muestreo y pruebas de laboratorio, para lo cual recurre uno a programas preliminares de exploración y muestreo, y éstos a su vez irán a terminar en programas de exploración a detalle.

## **PROGRAMA DE EXPLORACIÓN**

Como todo proyecto ingenieril, para poderse llevar a cabo, primeramente requiere de una programación a seguir en base a los trabajos necesarios para la óptima realización del proyecto.

Y en este caso, el programa de exploración del suelo se hizo en conjunto con los otros cinco puentes, para los cuales se llevó a cabo una amplia investigación preliminar; y así poder llegar a una investigación a detalle, de la cual se sacaría la estratigrafía con sus muestras representativas del suelo en el área de trabajo, y a su vez, su clasificación, propiedades y todo lo necesario para la óptima realización del proyecto de cimentación.

## INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

Partiendo de la base de que todo Proyecto Ingenieril tiene características propias e independientes a cualquier otro por parecido que sea; diremos que en éste caso la Investigación Preliminar fue de una grandiosa ayuda, debido a que nuestro proyecto se encuentra ubicado geográficamente, dentro del Valle de México; Y de acuerdo a lo anterior podemos obtener mucha información sobre el subsuelo del lugar, y toda ésta, con un alto grado de veracidad en lo que se refiere a la información, pues por las características tan especiales que presenta el subsuelo en el Valle de la Ciudad de México, éste ha sido objeto de numerosos estudios, los cuales nos dan una enorme idea de los problemas geotécnicos con los que nos podríamos enfrentar.

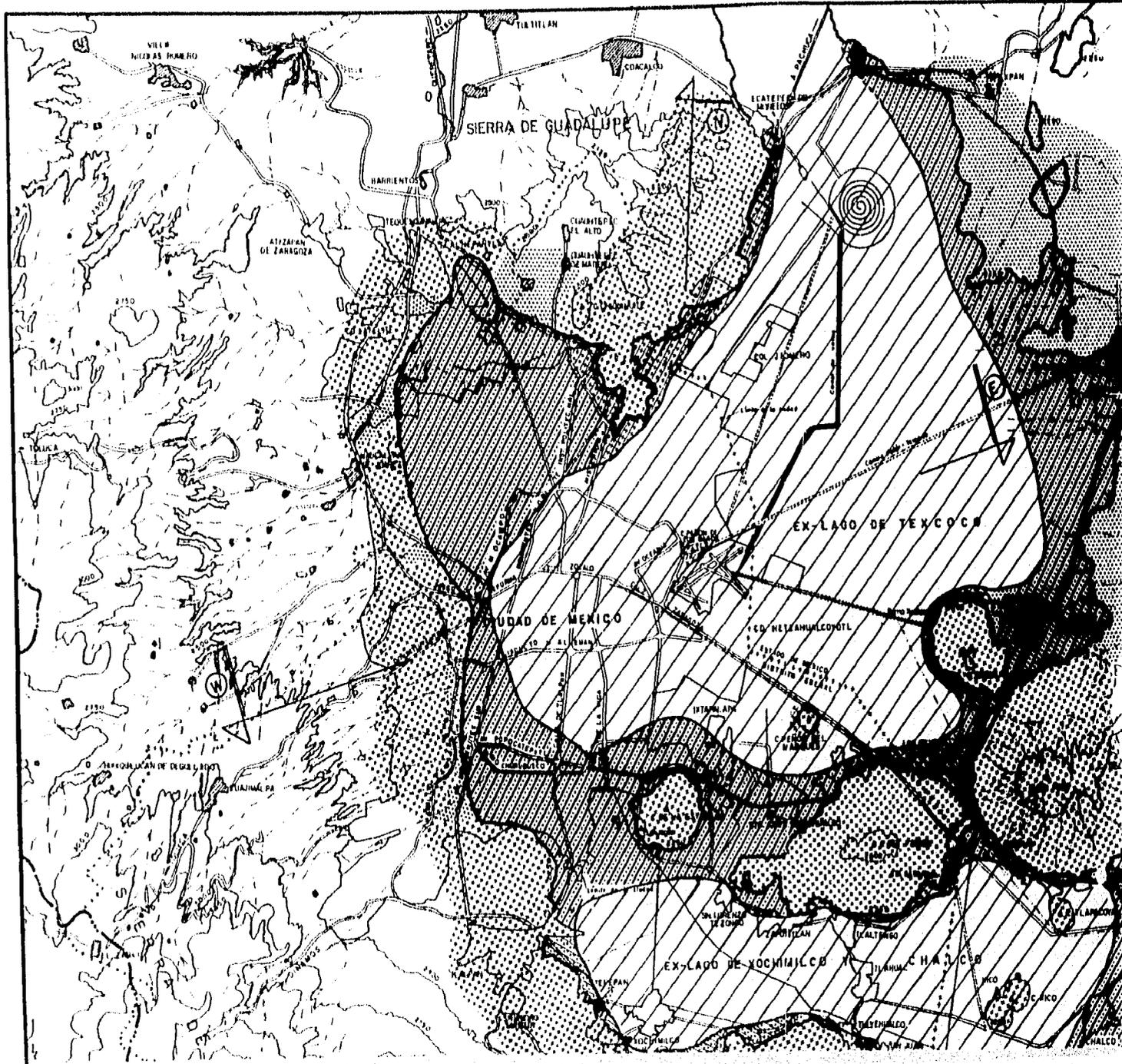
Y así, por lo anteriormente citado pudimos evitarnos estudios que hubieran encarecido el proyecto, y no solo eso, sino que también lo hubieran retardado, para su realización.

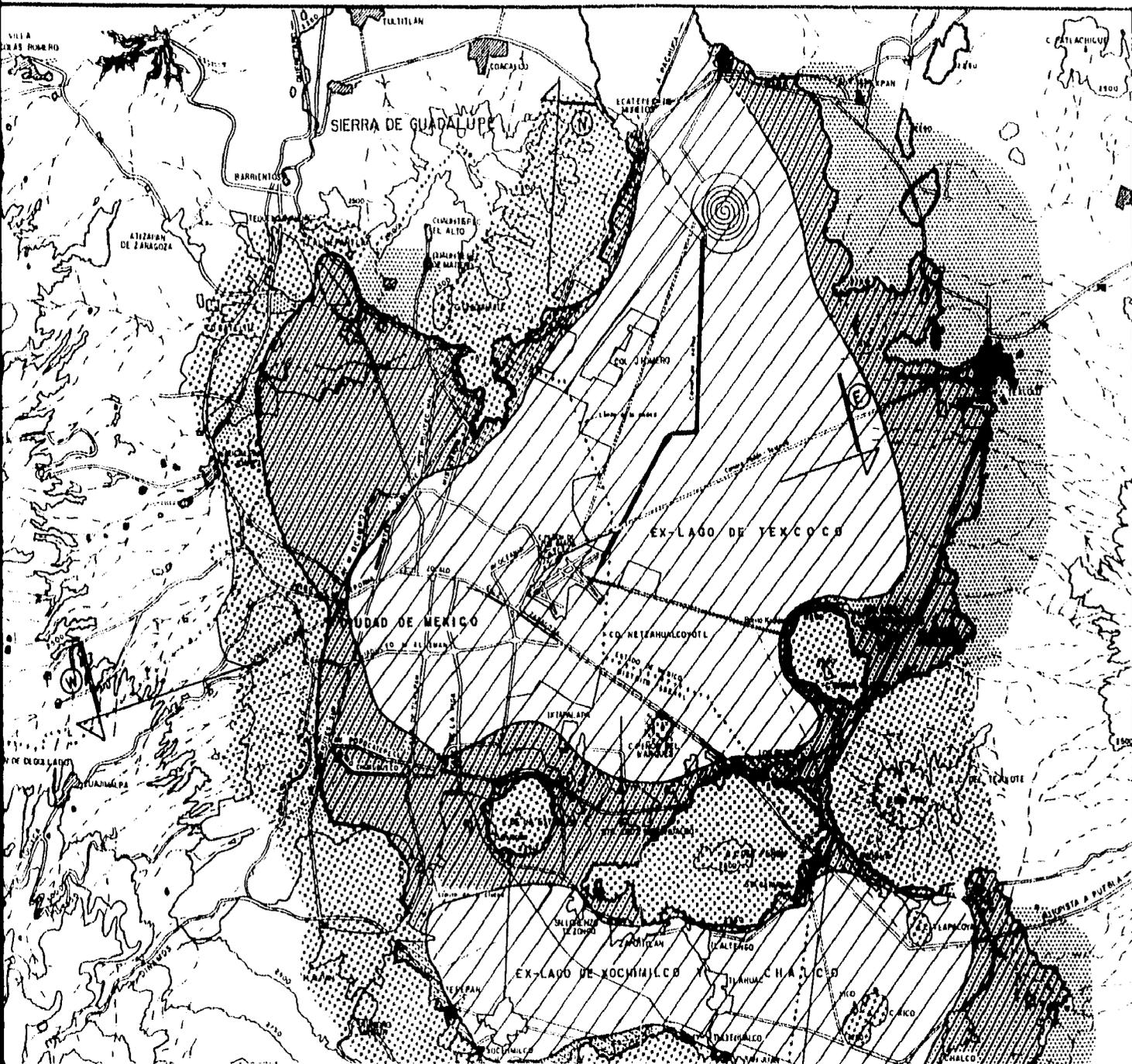
Algunos de los resultados de las investigaciones preliminares que se hicieron, fueron las siguientes:

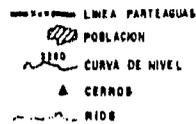
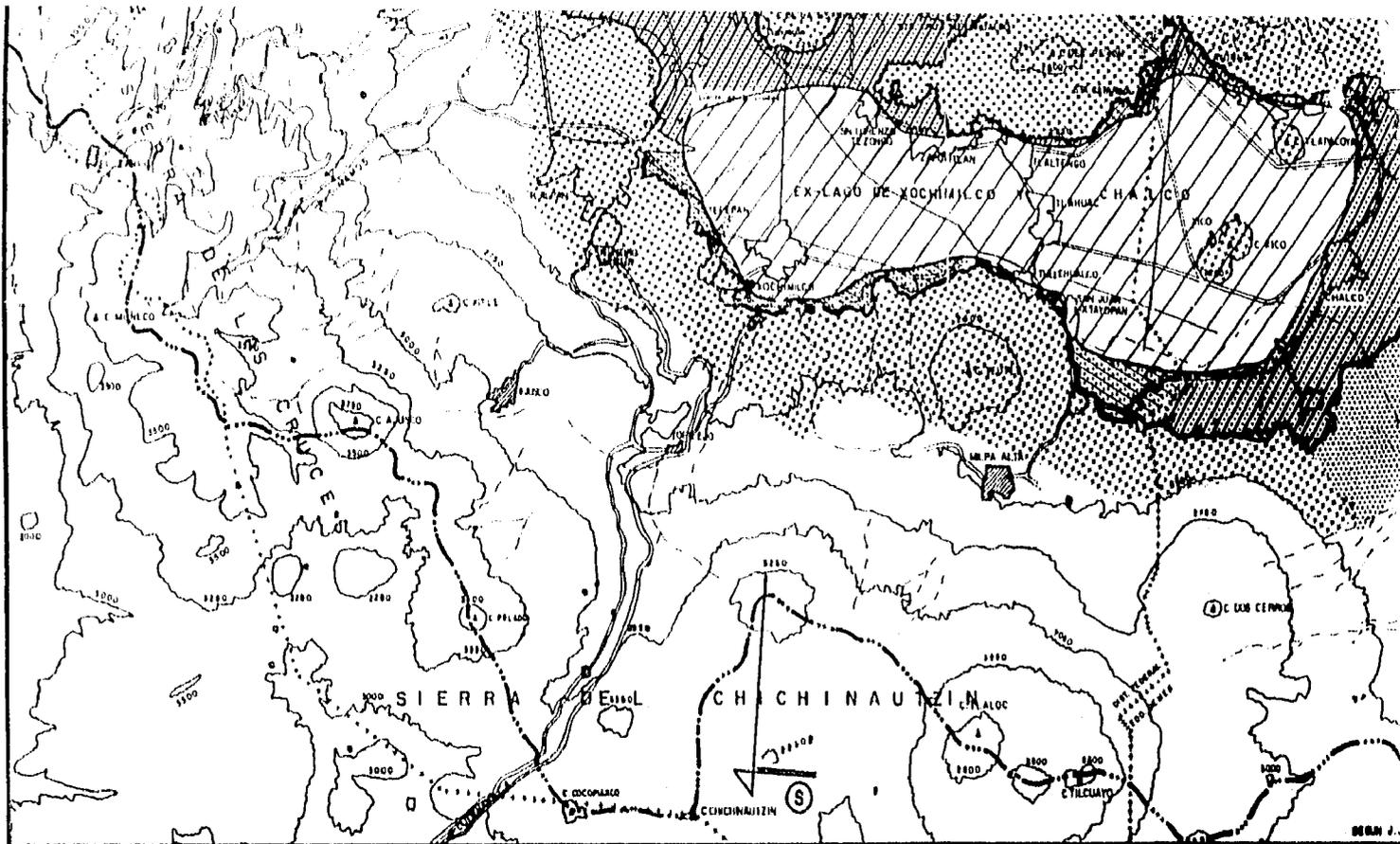
- 1.- Primeramente el ubicar el lugar de estudio en planos de zonificación, lo que permitió situarlo en la zona lacustre<sup>1</sup>, en la cual, los mantos arcillosos no presentan dificultad para muestrearlos y determinar propiedades mecánicas.

<sup>1</sup>SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS, El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Área Urbana del Valle de México, México D.F., 1978.

- 2.- El sondeo de penetración estándar resulta valioso, no tanto por la estimación de la resistencia a partir del número de golpes, sino por la identificación de campo, del material en cuestión, en húmedo y en seco, y por la determinación sistemática del contenido de agua natural. Este en los casos como en la Ciudad de México, donde existe amplia información experimental, permite estimar valores medios de la resistencia al corte y compresibilidad. No ocurre lo mismo respecto al subsuelo de Xoxtimifco, Chalco y Zumpango por la escasez de datos obtenidos mediante pruebas de laboratorio. Para ello, se recomienda obtener muestras inalteradas con tubos de pared delgada, de 4 a 6 pulgadas de diámetro, y someterlas a los ensayos convencionales (compresión simple, consolidación, compresión triaxial UU y CU, además de la determinación de propiedades índice).
- 3.- Deben esperarse en esta zona lacustre asentamientos importantes por consolidación cuando se aplican sobrecargas que exceden la carga de preconsolidación; y hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos.
- 4.- Por tratarse de formaciones blandas, la capacidad de carga puede ser determinante del diseño de cimentaciones superficiales. La ubicación de capas duras y la composición de la formación subyacente es vital para proyectar cimentaciones piloteadas.

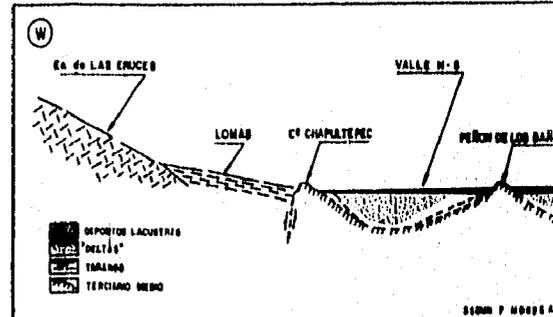
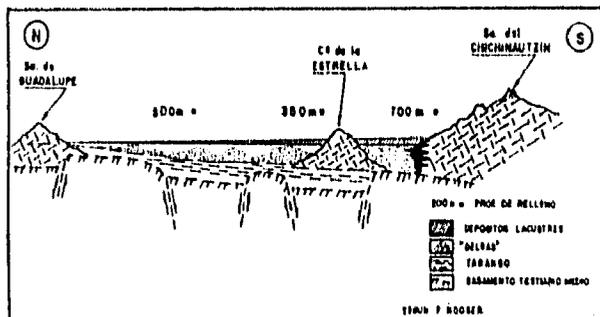
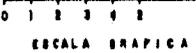


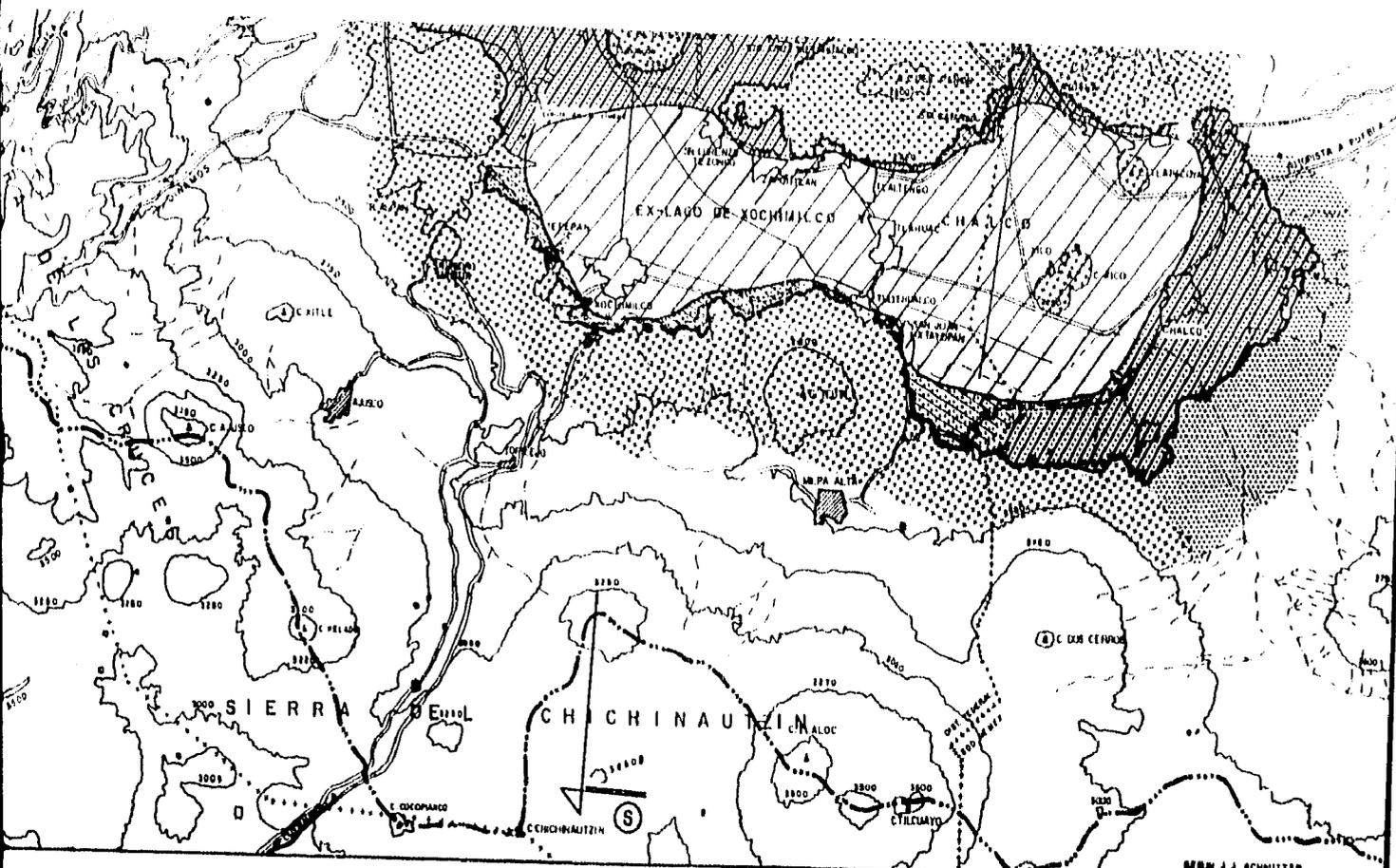




NOTAS:

- 1) PLANO TOMADO DEL ORIGINAL N° CH-8-1003 DE LA COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO DE NOV. DE 1948
- 2) ZONIFICACION SEGUN J. J. SCHMITZER
- 3) CORTES SEGUN F. MOORE
- 4) CURVAS DE NIVEL @ 500 m

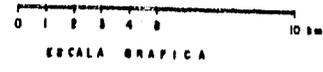




TRANSMICION PROGRESIVA  
 TRANSMICION INTERSTRATIFICADA  
 TRANSMICION ABRUPTA

LÍNEA PARTEAGUAS  
 POBLACION  
 CURVA DE NIVEL  
 CERROS  
 RIOS

NOTAS:  
 1) PLANO TOMADO DEL ORIGINAL N° CH-8-1008 DE LA COMISION DE AGUAS DEL VALLE DE MEXICO DE NOV. DE 1968  
 2) ZONIFICACION SEGUN J. J. SCHMITTER  
 3) CORTES SEGUN P. WOODER  
 4) CURVAS DE NIVEL @ 250m



SEGUN J. J. SCHMITTER

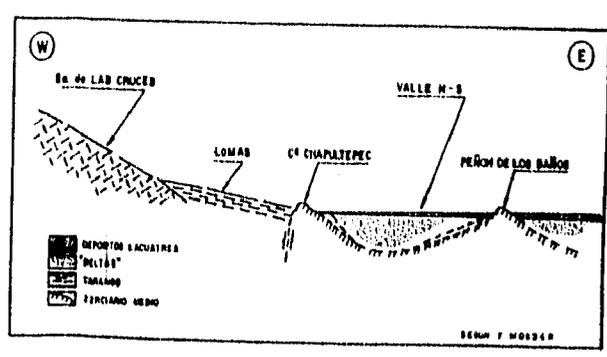
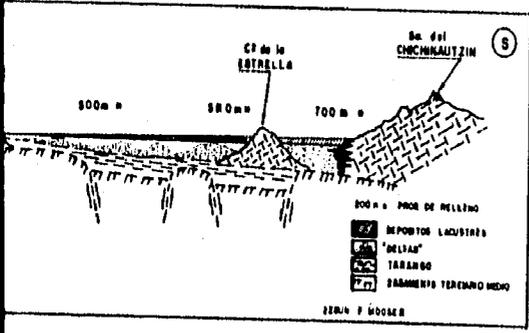


Fig 2

Fig 13

**Fig.2 Estratigrafía del Valle de México**

Tratando de llevar la investigación a un punto más detallada, con el objeto principal de ahorrar posteriormente estudios, y a su vez lograr un abatimiento de costos, profundizamos el estudio encontrando datos geotécnicos de la zona del Cerro del Peñón del Marques o Viejo Peñón, así como de sus áreas aledañas, que indudablemente son parte de la zona de estudio. Obteniendo de la investigación lo siguiente:

1.- En cuanto a Geología se refiere<sup>2</sup>, sabemos que el Crestón llamado Peñón del Marqués o Peñón Viejo (ver localización figura No. 3), está compuesto por dos cuerpos extrusivos, que en planta cubren cada uno de ellos la mitad de la superficie que sobresale del nivel medio. El cuerpo norte es el más reciente y pertenece al grupo del Chichináyutzn de acuerdo a la descripción geológica superficial y en cortes que se han hecho para extraer materiales, se observan capas de espuma de lava (tezontle). El cuerpo sur, siendo el más viejo, presenta también espuma de lava superficialmente; la única diferencia en cuanto al cuerpo anterior, estriba en que es de más de 700,000 años de edad.

2.- Al pie del Peñón y alrededor de él, se encuentran arenas volcánicas negras en abundancia distribuidas en horizontes que dan idea de la frecuencia e intensidad de las explosiones volcánicas que las generaron.

<sup>2</sup> Información tomada de COVITUR, Serie 100 Kilómetros de radio, Fascículo 1, México D.F. 1986.

3.- Una de las características más significativas de ésta zona es que no existe transición entre los depósitos lacustres y la roca ígnea que forma el cerro. Esto es a tal grado crítico en algunos puntos, que los problemas de cimentación por hundimientos diferenciales son muy delicados.

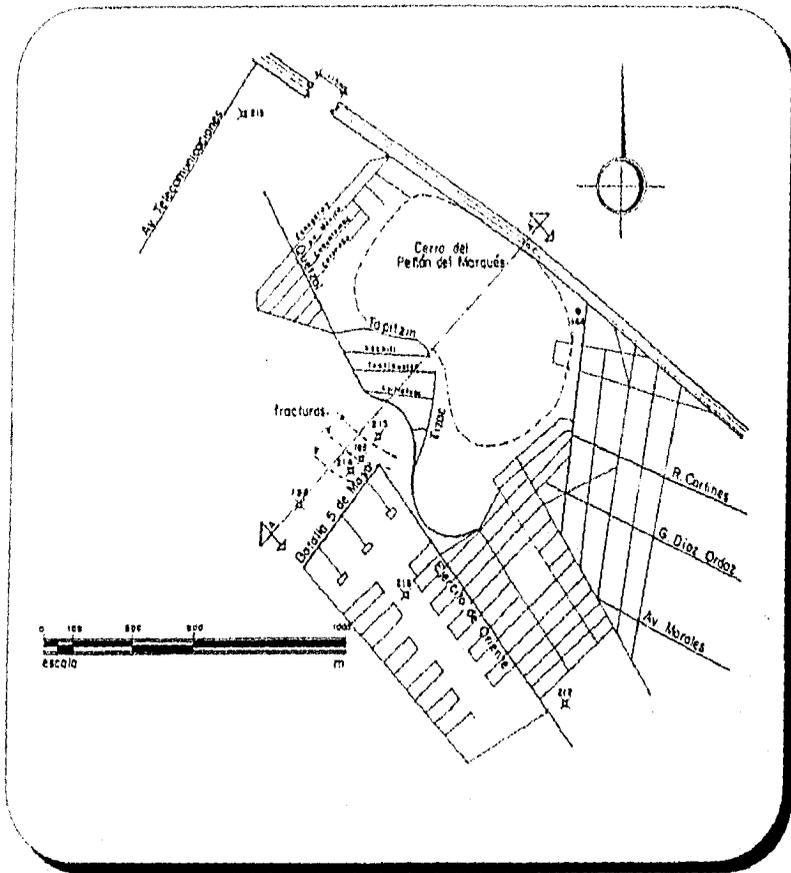


Fig.3 Peñón del Marqués y Zonas Aledañas









4.- Pasando a la investigación Estratigráfica, nos arroja que en un radio de 2 Km. alrededor del cerro se encuentran arcillas de alta compresibilidad hasta 77 m. de profundidad y roca aflorando superficialmente. Las dimensiones de la zona y sus características topográficas son:

**Fig. 4 Plano del INEGI de la zona del proyecto antes de la obra**

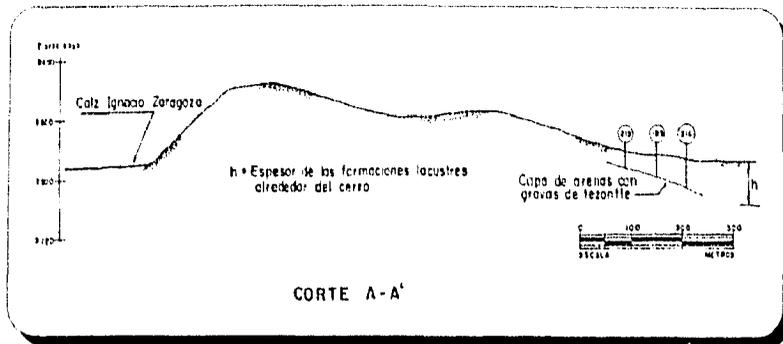


Fig.5 Corte A - A' (de la fig.3) por el Peñón del Marqués

- 5.- En la figura<sup>1</sup> anterior se observa, que la pendiente de las capas incompresibles de arena con gravas de tezontle, que penetran en los mantos compresibles, tienen pendiente mayor del 10%.
  
- 6.- En las exploraciones que se hicieron se observó, que superficialmente se encuentran arenas limosas de compacidad media a alta con contenidos de agua menores de 100%. A continuación se tienen arcillas de alta compresibilidad con contenidos de agua variables entre 100 y 400%, estratificadas con arenas finosas de baja compresibilidad en espesores muy variables. Finalmente aparecen capas de arena y grava de tezontle con los contenidos de agua más bajos; como se muestra en la siguiente figura:

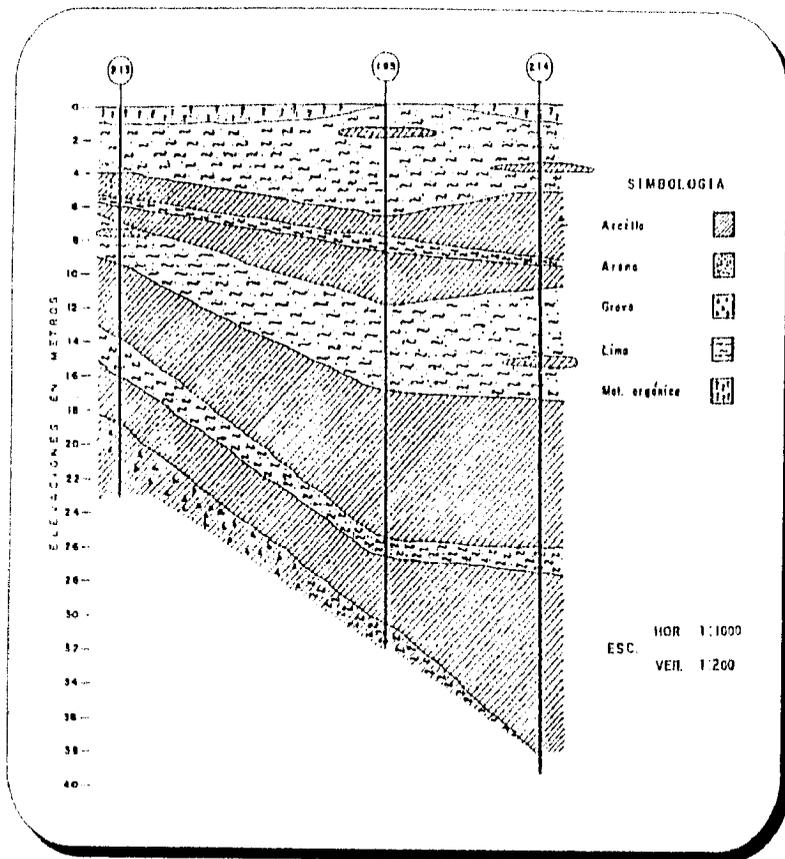


Fig. 6 Detalle del corte A - A' (de la fig.3). Perfil estratigráfico

7.- La zona de transición donde se presentan estas condiciones estratigráficas no se pueden delimitar con exactitud por falta de sondeos y de las irregularidades topográficas del sitio; sin embargo, se considera que en un

radio de 600 a 1000 m. alrededor del cerro es probable encontrar tales condiciones.

8.- Ahora bien, en esta zona existen balnearios que se crearon debido a la existencia de manantiales. Actualmente el bombeo de los estratos permeables han abatido los niveles piezométricos a tal grado, que la zona permeable y fracturada, debe funcionar como pozo de absorción, abatiendo localmente la presión de poro.

9.- Todo lo anteriormente mencionado nos lleva a las siguientes implicaciones: Superficialmente existe un sistema de fracturas, cuya traza tiende a ser paralela a las curvas de nivel del cerro. Los movimientos diferenciales y las deformaciones de extensión que ocurren alrededor de estas aberturas afectan a tal grado las construcciones, que hasta edificaciones como casas de dos niveles han sido dañadas. Las grietas ocurren por hundimiento regional del Valle de México y el abatimiento piezométrico local por bombeo. La consolidación diferencial que se genera por éstos factores, produce un alargamiento de la superficie del suelo, creando áreas de tensión y agrietamiento, que se manifiestan en las zonas de mayor debilidad y en donde el cambio de pendiente de los materiales incompresibles es mas brusco.

Por todo esto, esta zona exige una exploración detallada y cuidadosa del subsuelo para prever daños a las construcciones durante y después de su realización, ya sea que se trate de edificios o casas habitación de un nivel.

Como parte de la investigación, pero con datos mucho más recientes y con el afán de cotejar los anteriores para formar un criterio más confiable se obtuvo lo siguiente:

1.- En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aún en meses, a consecuencia de: a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable de la Cd. de México, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellenos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables, de acuerdo al trabajo a realizar<sup>1</sup>.

<sup>1</sup>Información tomada de COVITUA, Serie 1000 Kilómetros de Metro, Fascículo 1, México D.F. 1986

2.- El proceso de formación de los suelos del lago, los cuáles son suelos arcillosos blandos, son la consecuencia del proceso de depósito y alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó, se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arena basáltica o pumítica; eventualmente en los periodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

3.- Todo este proceso formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aun llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago de Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

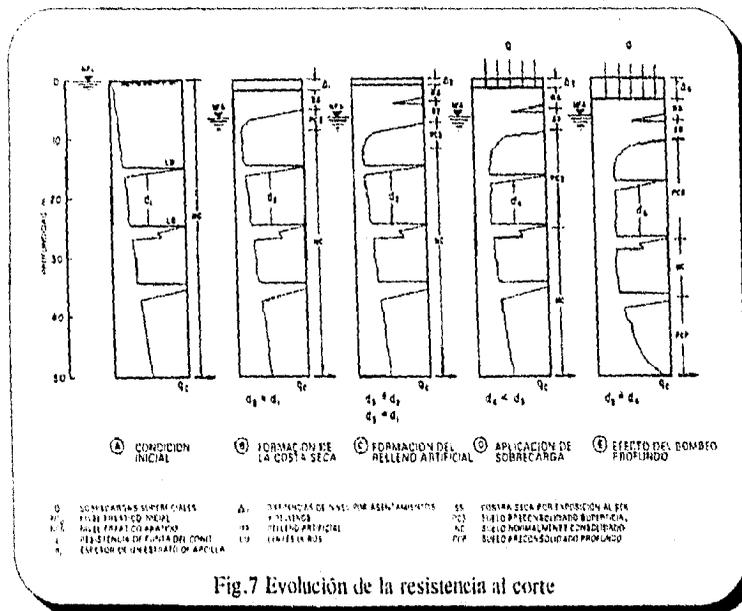
- 4.- En cuanto a la evolución de las propiedades mecánicas de estos suelos, en lo que respecta a la consolidación natural, obtenemos que el proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaran una zona ligeramente preconsolidada.
- 5.- Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

Y lo que toca de la consolidación inducida, nos dice que el desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- a) La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.

- b) La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- c) La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales y;
- d) La construcción de estructuras.

7.- Por último, en lo que respecta a la resistencia al corte se obtuvo que las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos descrita en la figura 7.



De todo lo anteriormente estudiado y ayudándose de una amplia recopilación de sondeos aplicados en la zona con anterioridad, se sacaron las siguientes características estratigráficas de la llamada zona del lago:

1) La costra **superficial** esta integrada por tres substratos que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo:

1a) **Relleno Artificial**. Se trata de restos de construcciones y relleno arqueológico, que varía de 1 a 7 metros.

1b) **Suelo Blando**. Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material cólico intercalados.

1c) **Costra seca**. Se formó como una consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

2) **Serie arcillosa lacustre superior**. El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada capa dura, es muy uniforme; se pueden identificar 4 estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios. A ésta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior, y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m. aproximadamente; y los estratos que lo forman son los siguientes:

2a) Arcilla Preconsolidada Superficial. En este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación, que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial en arcillas preconsolidadas.

2b) Arcilla Normalmente Consolidada. Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales, y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo abajo indicados. Es importante aclarar, que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas, han sufrido un proceso de consolidación a partir de su consolidación inicial.

2c) Arcilla Preconsolidada Profunda. El bombeo para abastecer a la Ciudad de México de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

2d) Lentes Duros. Los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánico; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

3) Capa Dura. La capa dura es un depósito de limo arenoso, con algo de arcilla y ocasionales gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a

secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron las orillas las del lago.

4) Serie Arcillosa Lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15 metros al centro del lago, y

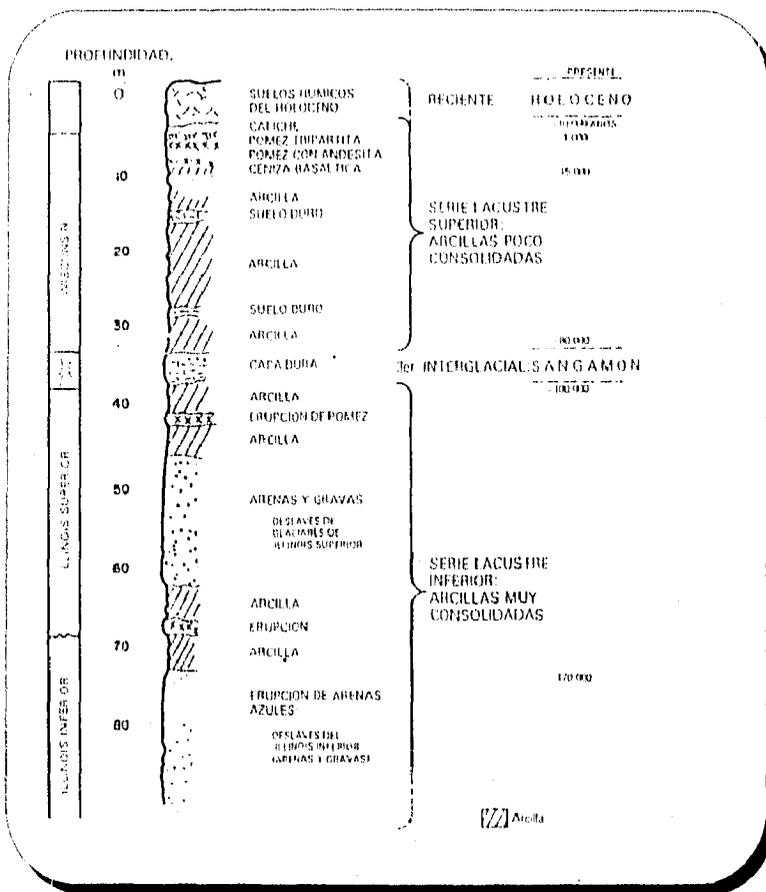


Fig. 8 Estratigrafía de la Planicie Lacustre, Ciudad de México

prácticamente desaparece en sus orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida como para intentar una descripción más completa.

**5) Depósitos Profundos.** Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de ésta se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

## RESUMEN DE LA INVESTIGACIÓN PRELIMINAR

De los resultados de la investigación preliminar, se concluyó que se encontraría una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, constituidos por costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia hasta llegar a desaparecer al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago de Texcoco, demostrando que ésta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía.

Así pues, también encontramos que el sondeo de penetración estándar resulta valioso, no tanto por la estimación de la resistencia a partir del número de golpes, sino por la identificación de campo del material en cuestión, en húmedo y en seco, y por la determinación sistemática del contenido de agua natural. Para determinar la resistencia y compresibilidad de los suelos del sitio, se recomienda obtener muestras inalteradas con tubos de pared delgada, de 4 a 6 pulgadas de diámetro, y someterlas a los ensayos convencionales (Compresión Simple, Consolidación, Compresión Triaxial UU y CU, además de la determinación de las Propiedades Índice).

Una de las características más significativas de esta zona, es que no existe transición entre los depósitos lacustres y la roca ígnea que forma el cerro. Esto es a tal grado crítico en algunos

puntos, que los problemas de cimentación por hundimientos diferenciales son muy delicados. Por tal motivo se deben esperar en esta zona lacustre asentamientos importantes por consolidación cuando se aplican sobrecargas que exceden la carga de preconsolidación, y hundimientos regionales inducidos por el abatimiento de la presión piezométrica en los acuíferos. Y es así que por tratarse de formaciones blandas, la ubicación de capas duras y la composición de la formación subyacente será determinante en el diseño de cimentaciones piloteadas.

La consolidación diferencial que se genera por estos factores, produce un alargamiento de la superficie del suelo creando áreas de tensión y agrietamiento, que se manifiestan en las zonas de mayor debilidad y en donde el cambio de pendiente de los materiales incompresibles es más brusco.

Por todo esto, esta zona exige una exploración detallada y cuidadosa en el momento de realizar los estudios del subsuelo, para prever daños a las construcciones, ya sea que se trate de edificios o casas habitación de un nivel.

## INVESTIGACIÓN DE DETALLE

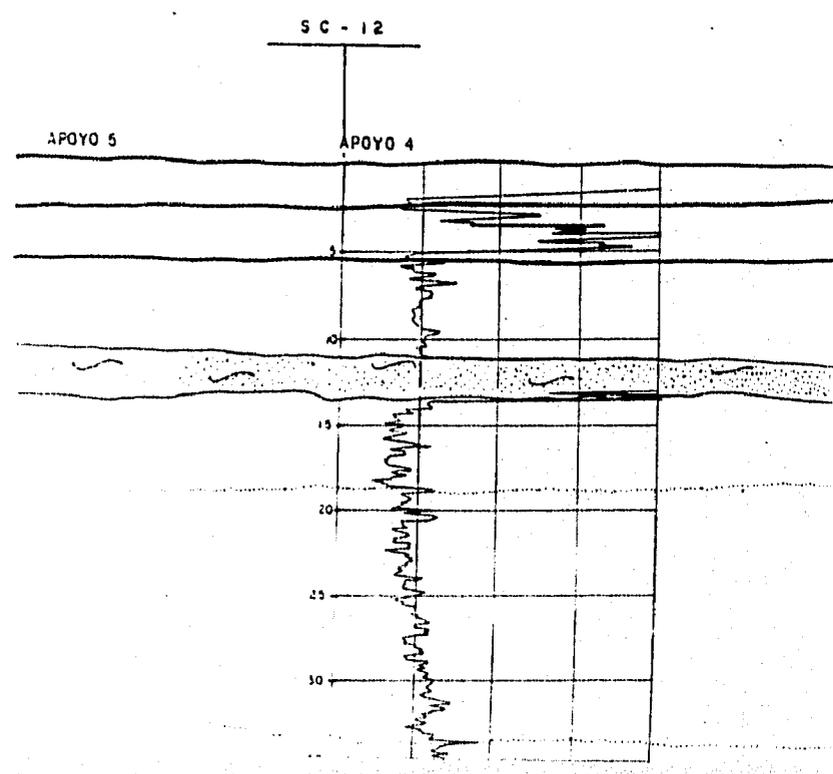
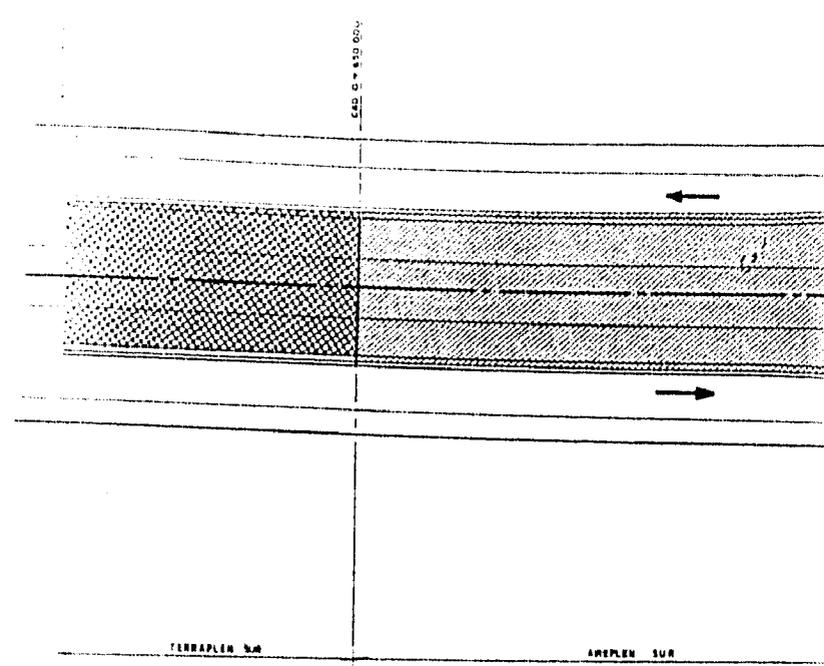
Ya habiendo terminado con la fase preliminar, que en este caso, fue en exceso exhaustiva, con el objeto de aprovechar al máximo la gran cantidad de información, para optimizar el trabajo y costo en nuestra investigación a detalle.

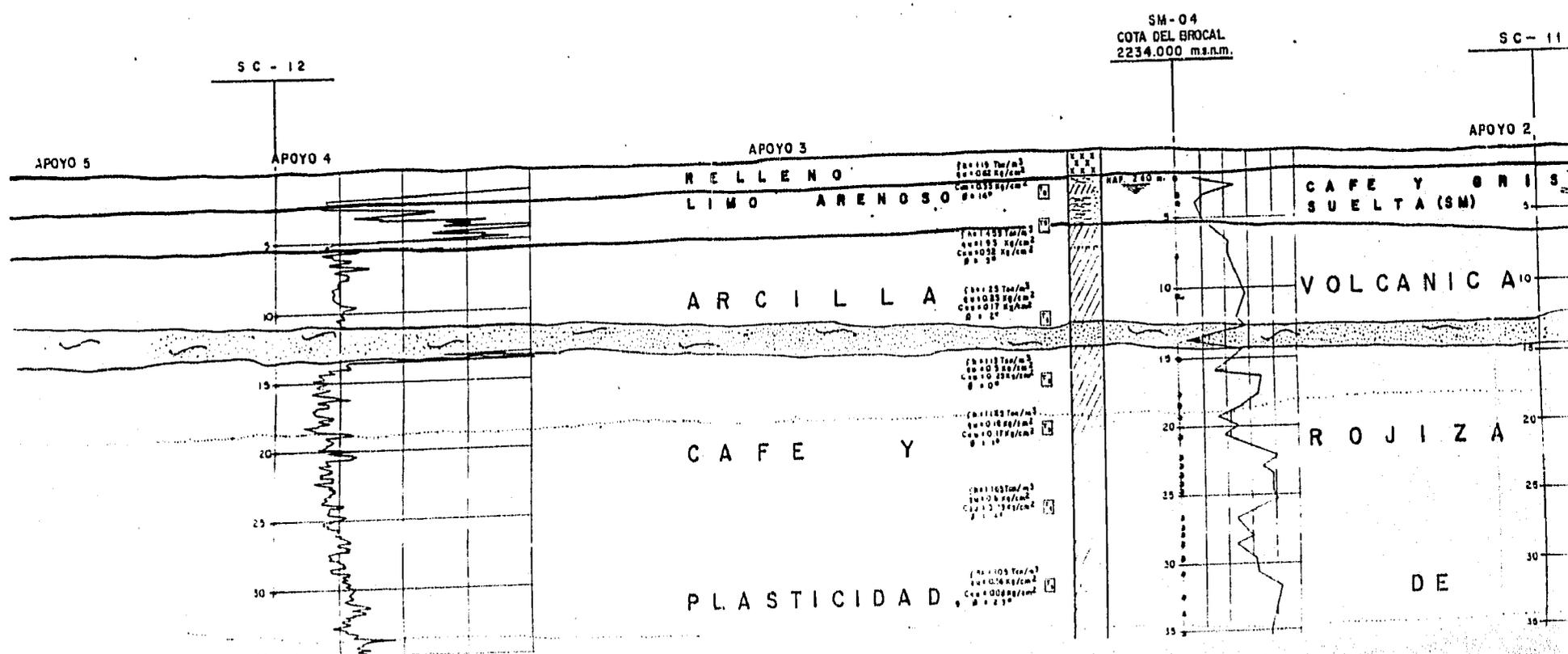
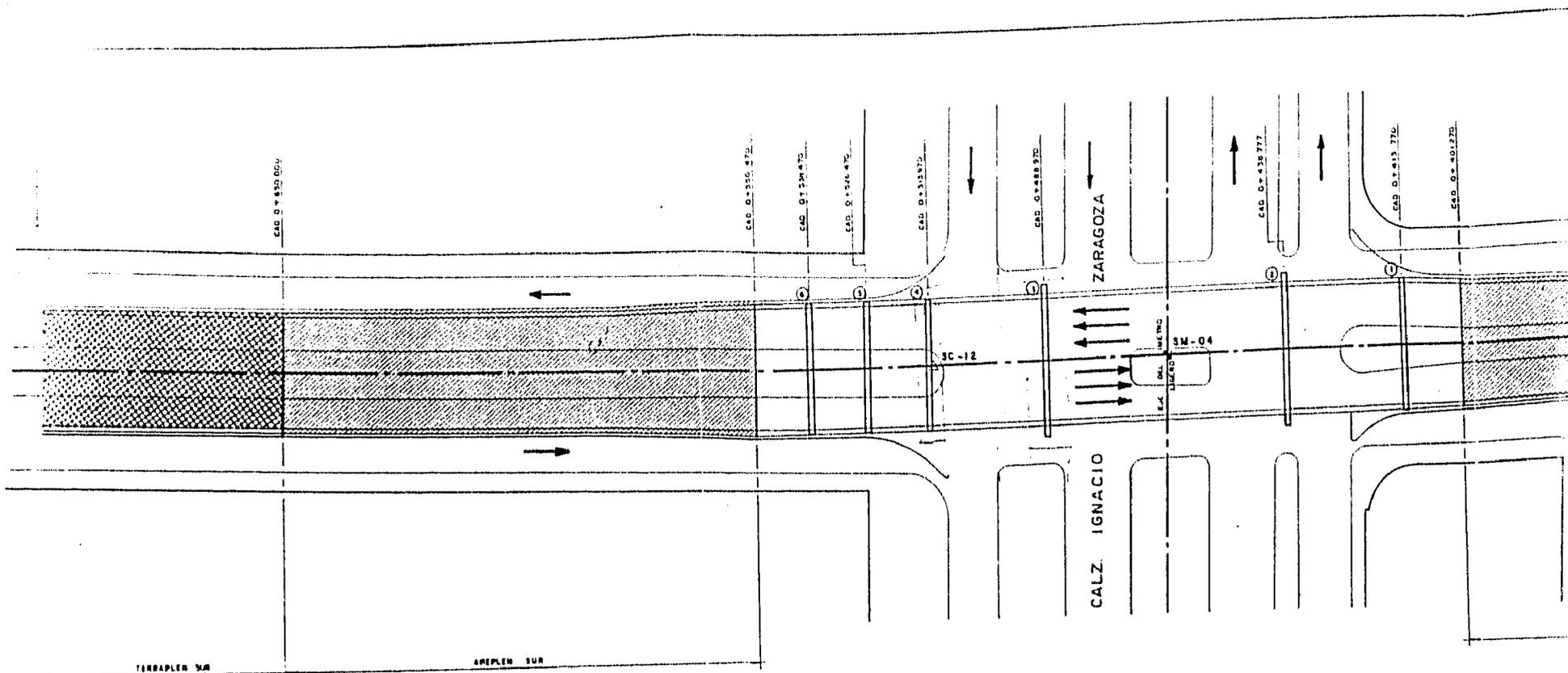
En esta etapa empezaremos con la confirmación de la Topografía del lugar, que no obstante de que ya la conocemos por las cartas topográficas de la zona, se llevó un equipo de topografía al lugar y se realizó un levantamiento basado en el eje central de la calle Crisóstomo Bonilla y sus alrededores, para lo cual se instalaron algunas referencias topográficas o bancos de nivel fijos para que antes, durante, y posteriormente de la ejecución de la obra, se puedan estar chequeando constantemente los niveles de la estructura, todo esto debido a la atención que se debe de prestar a una obra de tan significativa importancia, y aunado a esto, por el problema tan grande de hundimiento que esperamos, y así, poder controlarlo.

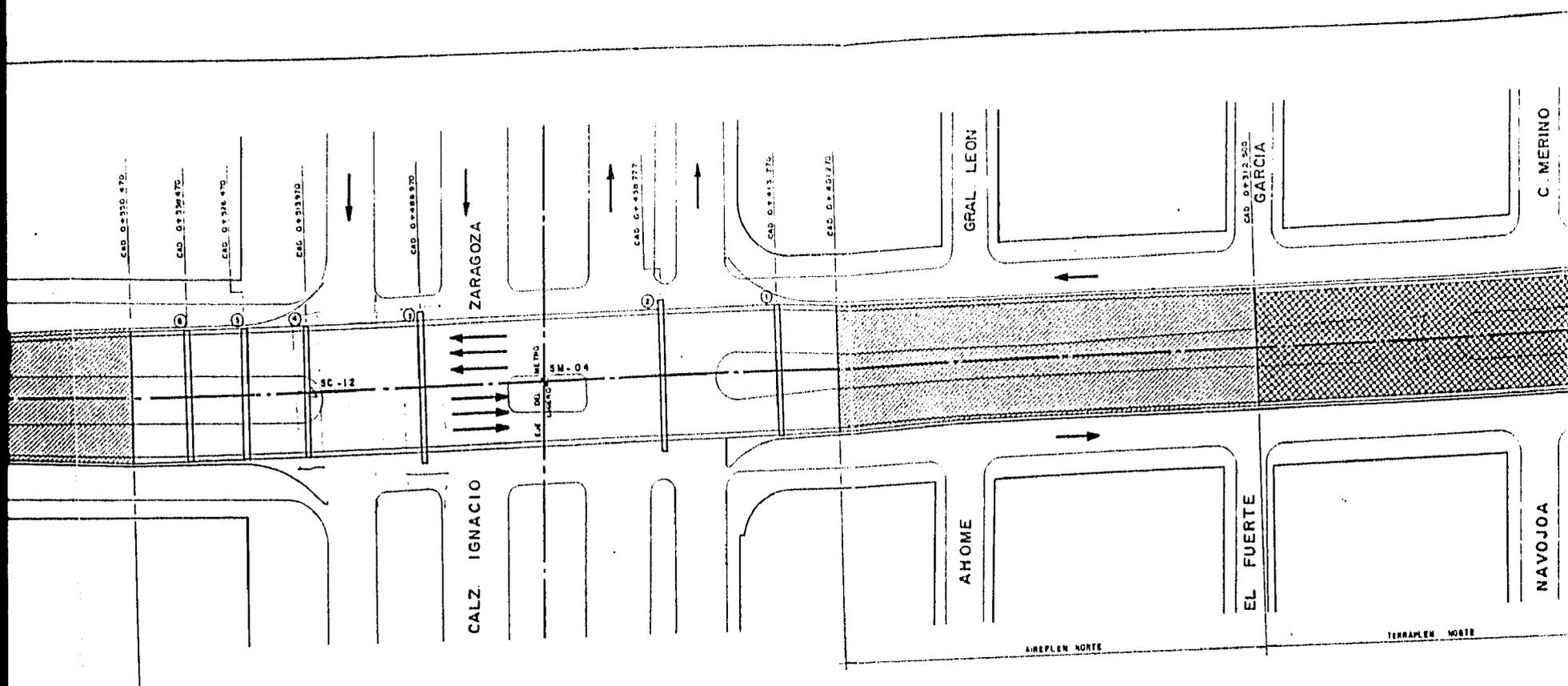
Un punto de gran ayuda que se presenta normalmente en la ciudad de México, es que por los grandes problemas que ha presentado esta ciudad desde sus inicios en el subsuelo y la solución a los mismos, se cuenta con suficiente información para saltarse la etapa de la exploración preliminar o hacerla más selectiva, cosa que hoy en día es una grandísima ayuda, económicamente hablando.

De acuerdo a lo anteriormente investigado, podemos decir que lo que necesitamos son sondeos con obtención de muestras con tubo de pared delgada y penetración estándar, corroborando éstos con sondeos eléctricos en zonas con duda y de secundaria importancia.

En nuestro caso se ordenó, casi en la zona central de nuestro puente (fig.9), un sondeo mixto combinando la extracción de muestras inalteradas con tubo de pared delgada Shelby, y muestreos alterados usando el método de penetración estándar, hasta llegar al estrato resistente; y a cada uno de sus lados del sondeo central, con el objeto de corroborar la información del sondeo ubicado en la parte central, se hicieron 2 sondeos de cono eléctrico, para cubrir la zona de trabajo y tener hasta cierto punto certeza de las características del subsuelo con el que trabajaríamos; y así, no encontramos con imprevistos que atrasarían y encarecerían la obra.

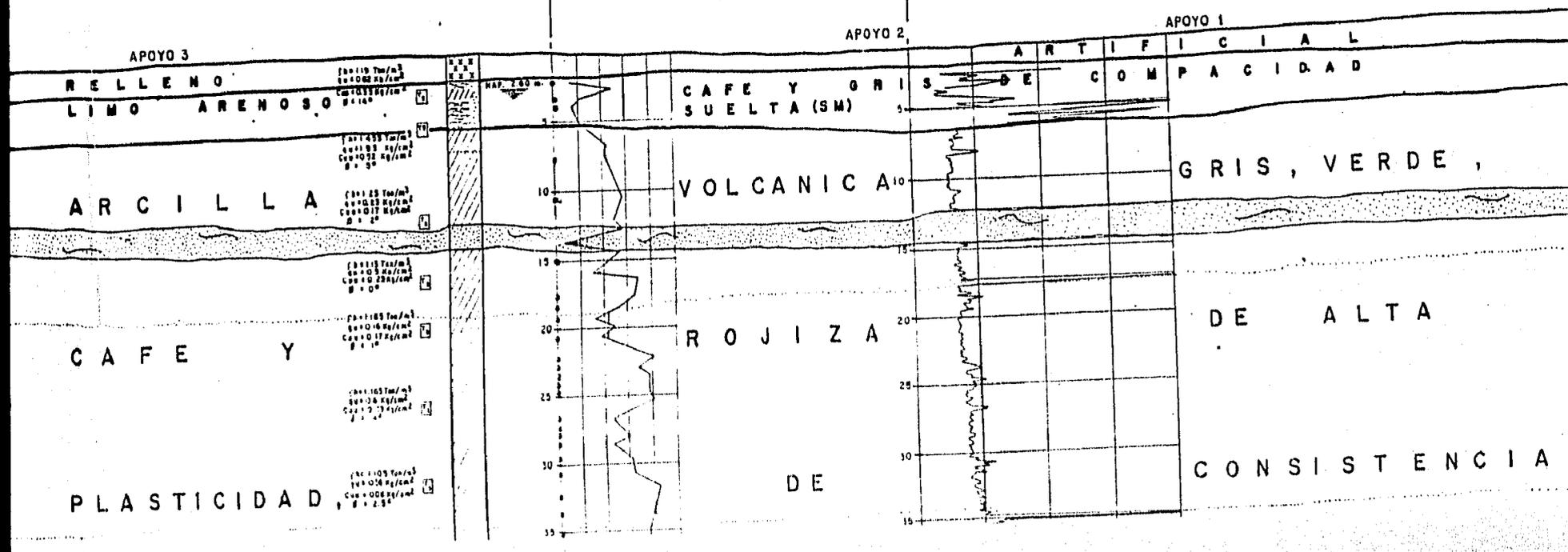


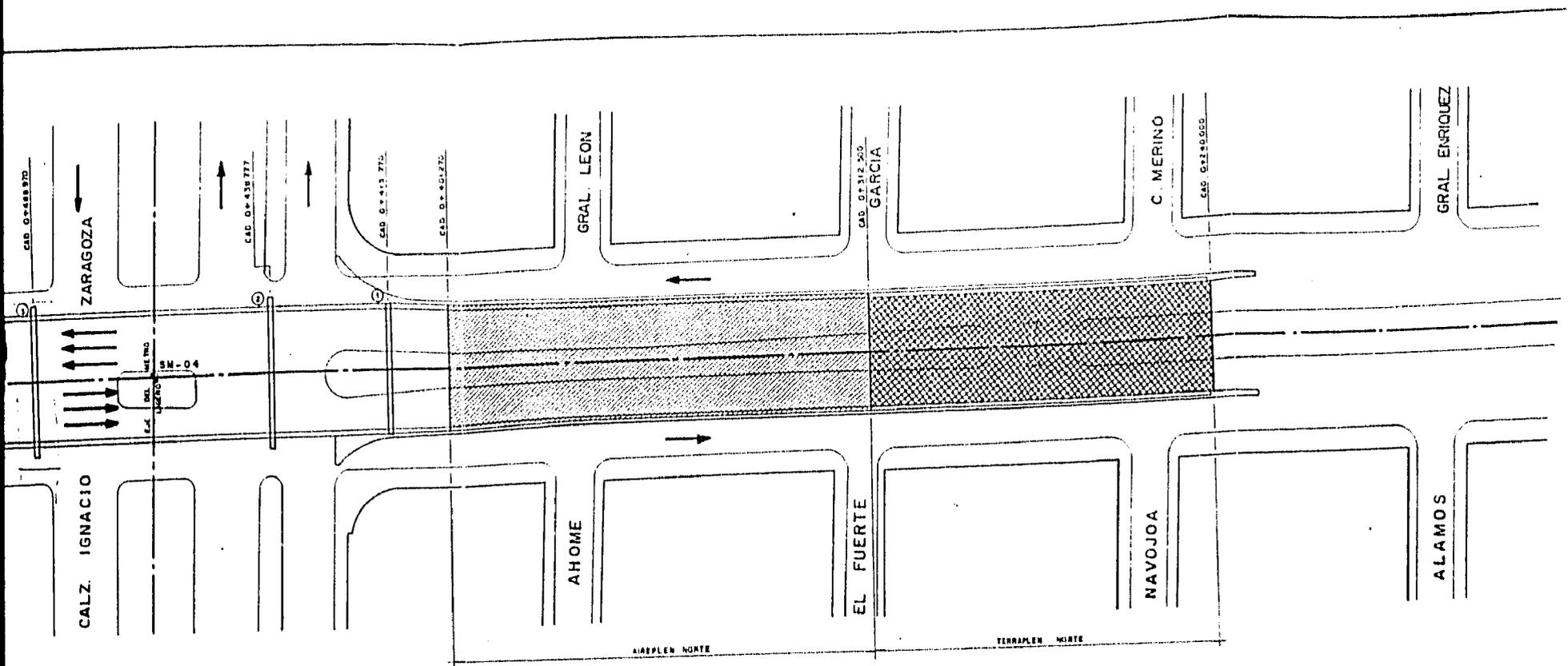




SM-04  
COTA DEL BROCAL  
2234.000 ms.n.m.

SC-11

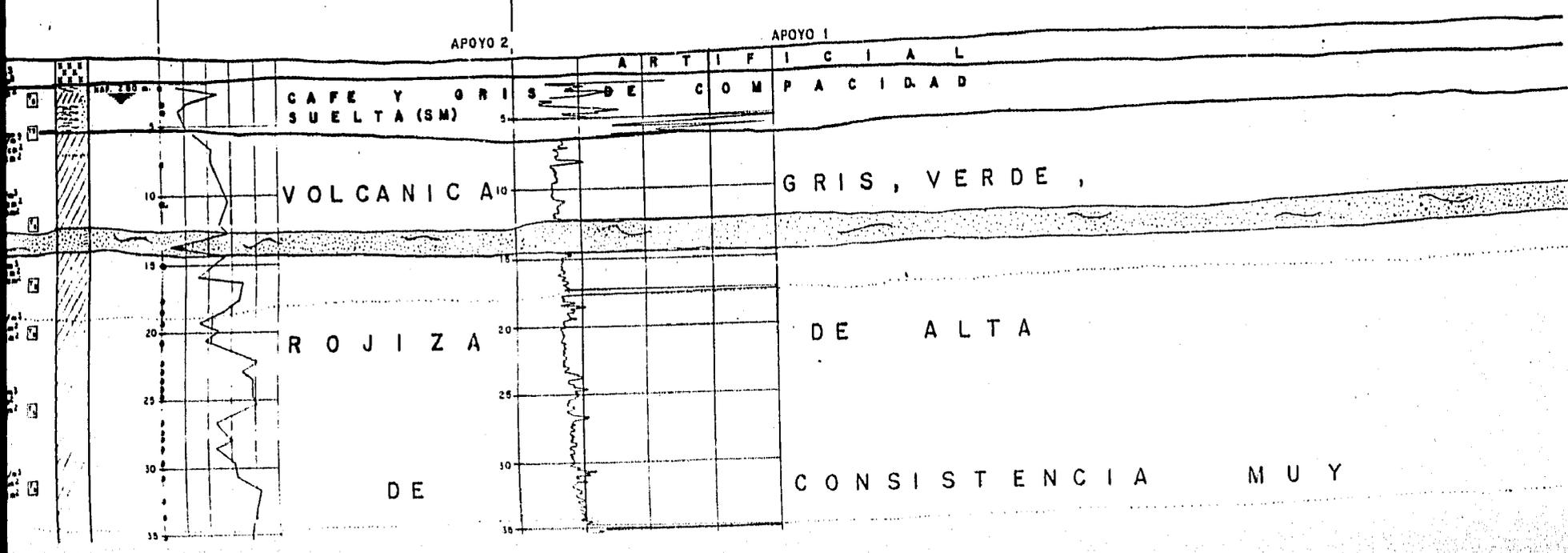


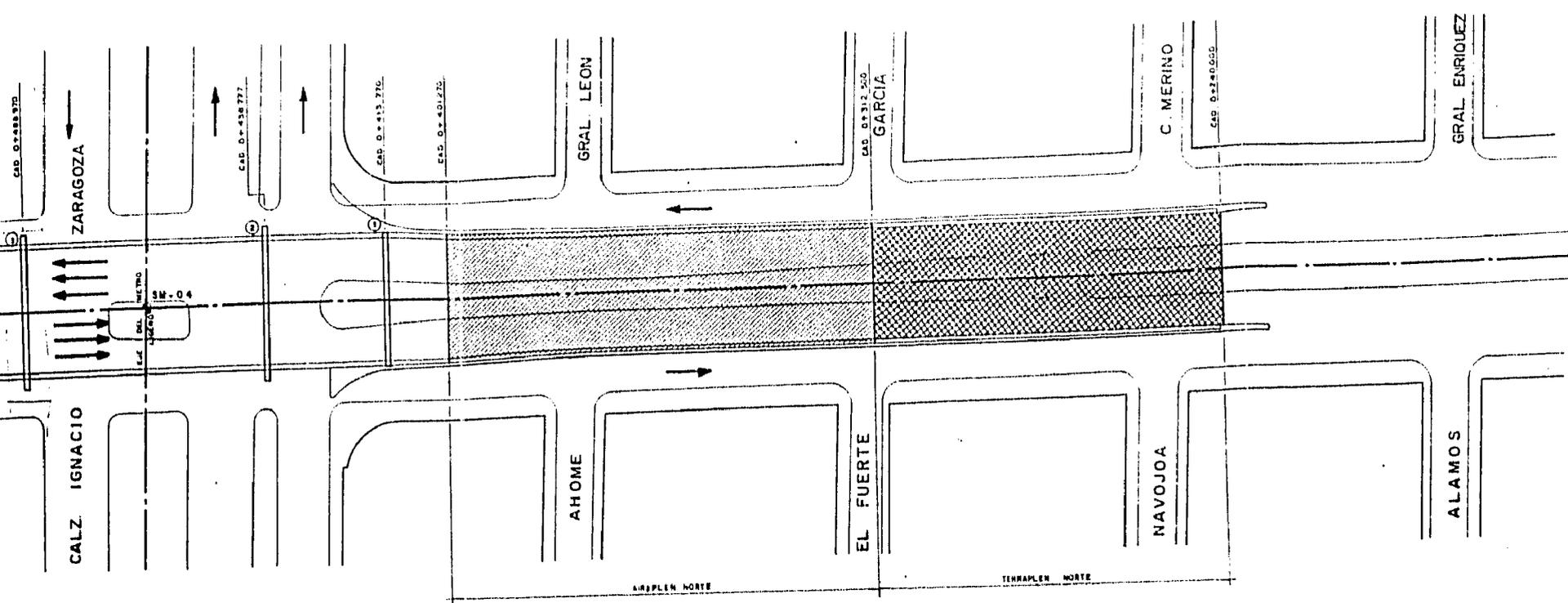


SM-04  
COTA DEL BROCAL  
2234.000 ms.n.m.

SC-11  
APOYO 2

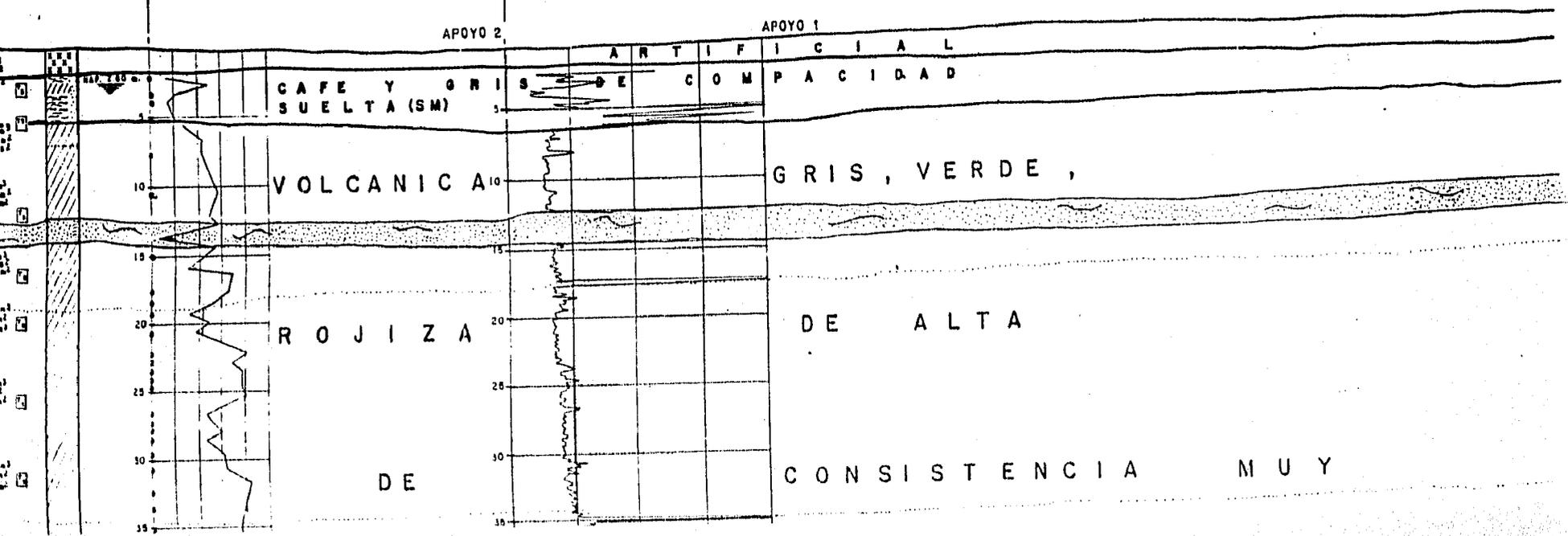
APOYO 1

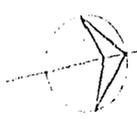
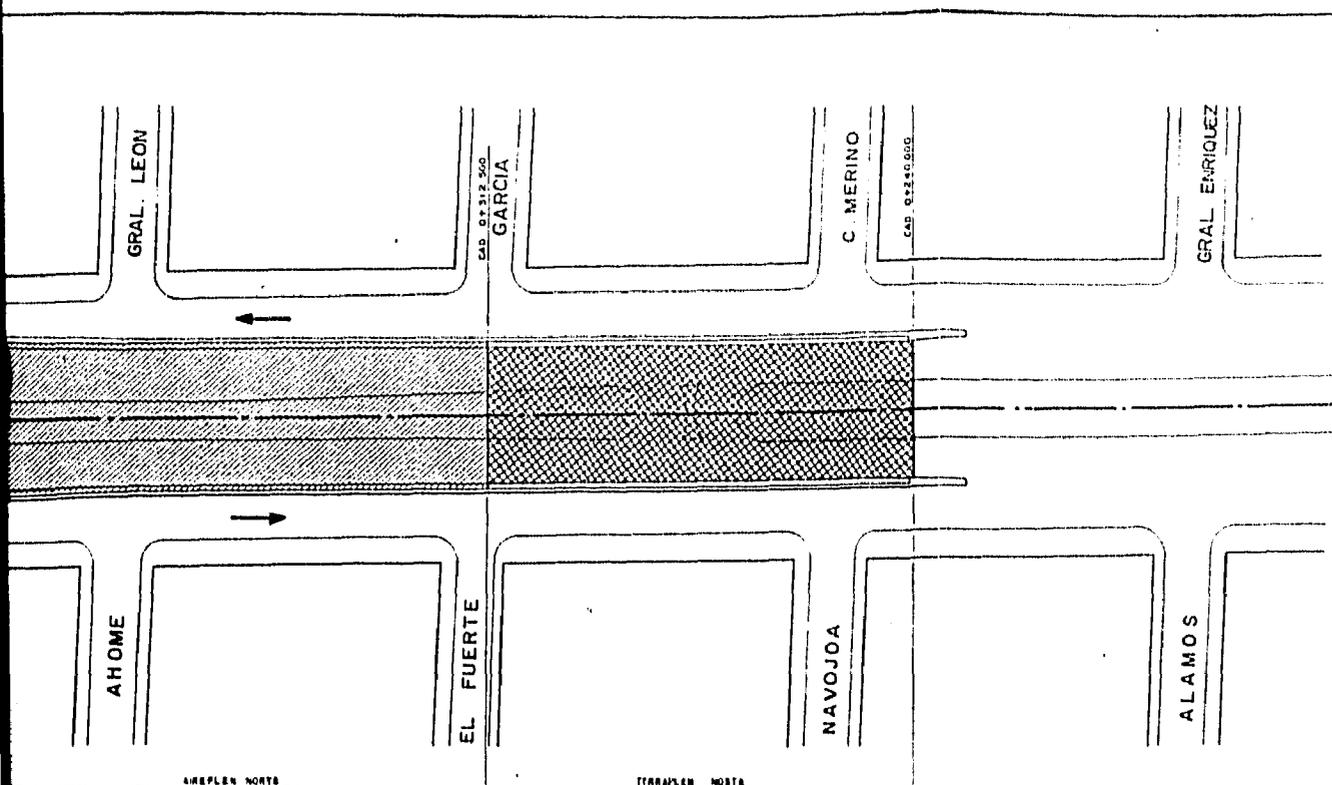




SM-04  
COTA DEL BROCAL  
2234.000 m.s.n.m.

SC-11



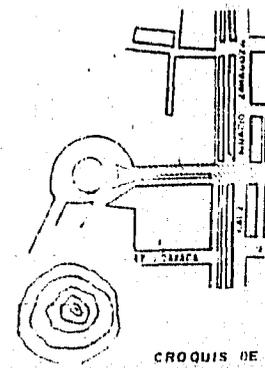
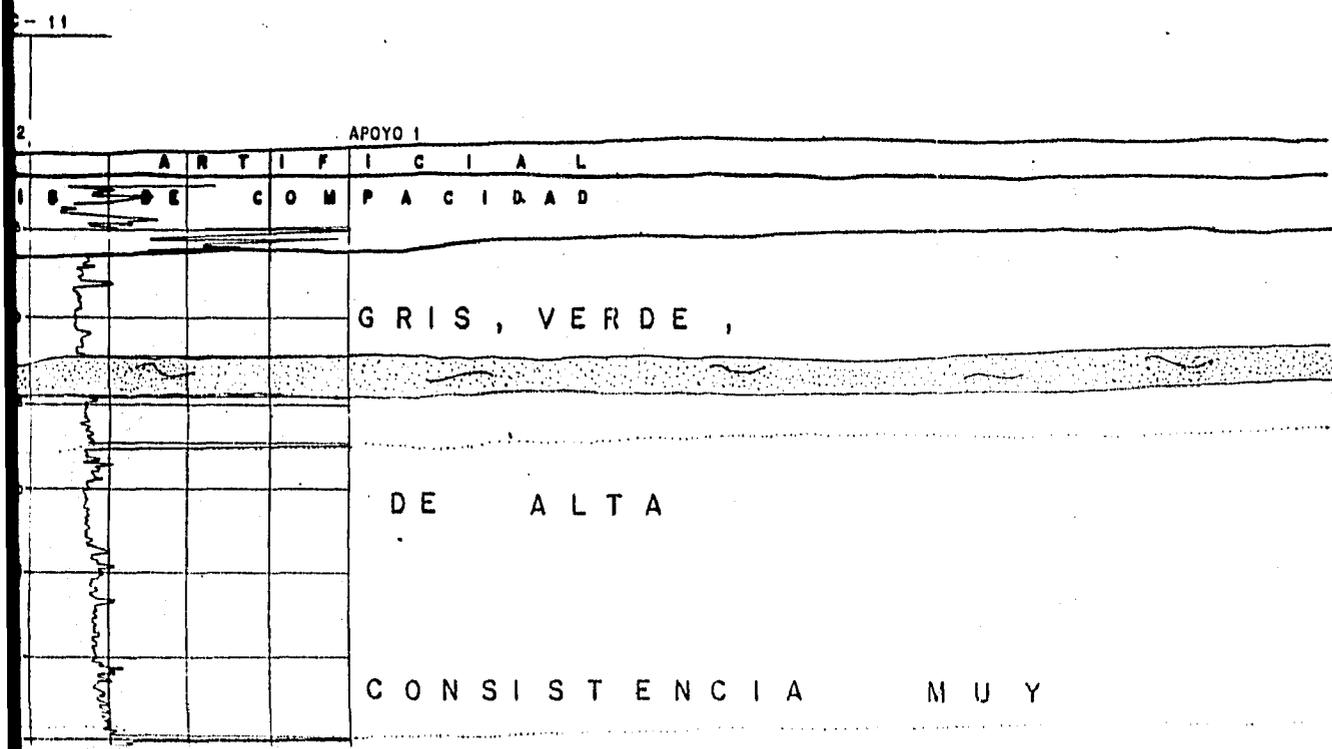
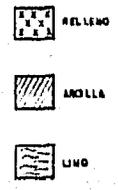


**NOTAS**

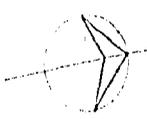
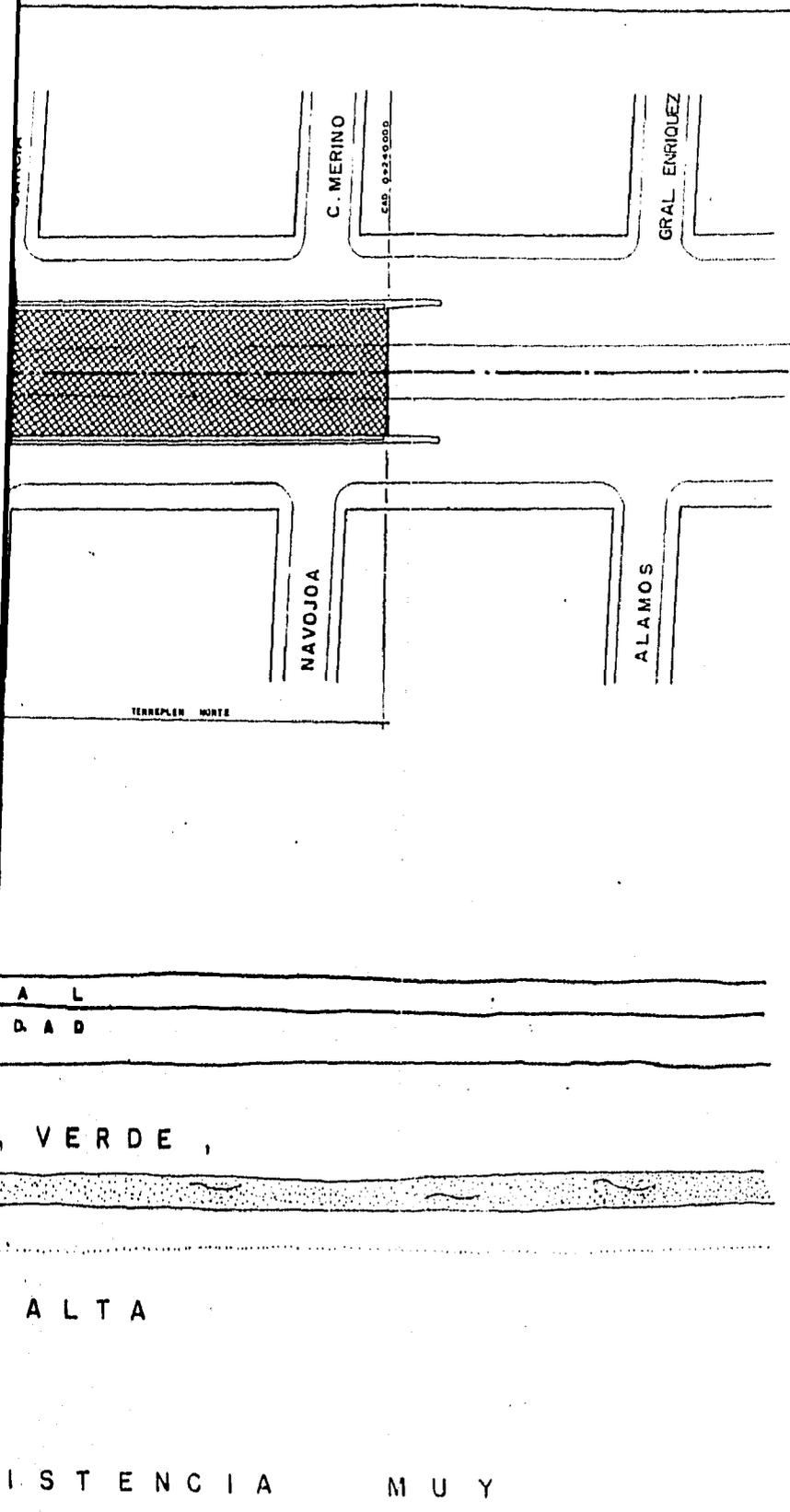
- 1- SE MUESTRA EN ESTE PLANO EL PERFIL ESTRATIGRAFICO EN LA INTERSECCION DE LA AVENIDA ERICSON Y AVENIDA ZARAGOZA.
- 2- EL PERFIL ESTRATIGRAFICO SE ELABORO POR EL SONDEO DE CONO ELECTRO DEL TIPO ZARAGOZA, SE INDICA EN EL CROQUIS DE...
- 3- EL SONDEO SM-04, FUE REALIZADO POR EL SONDEO SC- FUE REALIZADO POR TIPO CONSTRUCCION S.A.
- 4- EL REGISTRO DE CAMPO Y EL RESUMEN DE CAMPO PUEDE CONSULTAR EN EL INFORME SOBRE PRESENTADO A CONTINUA POR INGENIERA EXP...
- 5- LOS VALORES  $\gamma$ ,  $C_u$  Y  $\delta$  SE OBTUVIERON PROVENIENTES DE TUBO SHELBY INDICAN EN EL PLANO

**SIMBOLO**

- $\gamma$  — PESO VOLUMETRICO DEL SUELO (T/m<sup>3</sup>)
- $C_u$  — COHESION DEL SUELO (kg/cm<sup>2</sup>)
- $W$  — CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
- $N^{\circ}$  — NUMERO DE GOLPES (ESTRATIGRAFICO)
- $q_c$  — RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO
- SM — SONDEO MISTO
- SC — SONDEO DE CONO
- $\Delta$  — COTA DEL BORDO M.S.N. (Metros Sobre Nivel)
- $\nabla$  — NIVEL DE AGUA FRESCA
- $\phi$  — ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL SUELO
- $\sigma_v$  — PRESION INALTERADA CON TUBO
- — — — — FRONTERA ENTRE SUBSTRATOS
- SC O — SONDEO DE CONO



CROQUIS DE L

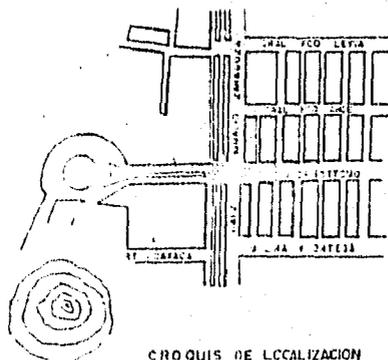


**NOTAS**

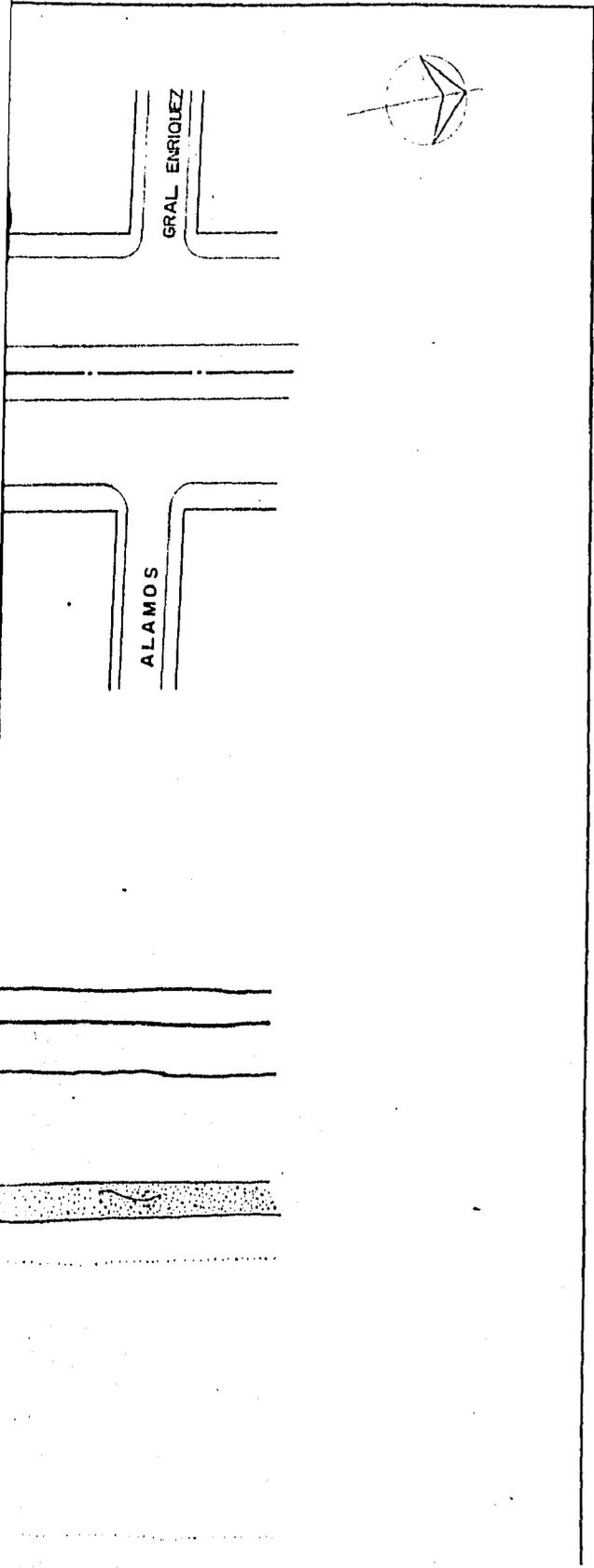
- 1° SE MUESTRA EN ESTE PLANO EL PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PUNTE VEHICULAR EN LA INTERSECCION DE LA AVENIDA CRISTOBAL COLON Y LA CALZ. IGNACIO ZARAGOZA.
- 2° EL PERFIL ESTRATIGRAFICO SE ELABORO PROYECTADO SOBRE EL LEO DEL PUNTE, EL SONDEO DE CONO ELECTRICO QUE SE EFECTUO EN LA CALZ. IGNACIO ZARAGOZA, SE INDICA EN EL CROQUIS DE LOCALIZACION.
- 3° EL SONDEO SM-08, FUE REALIZADO POR INGENIERIA EXPERIMENTAL, S.A. Y EL SONDEO SC, FUE REALIZADO POR TECNICA GEOMECANICA DE LA CONSTRUCCION S.A.
- 4° EL REGISTRO DE CAMPO Y EL RESUMEN DE PROPIEDADES DEL SONDEO SM-08 SE PUEDE CONSULTAR EN EL INFORME SOBRE PRUEBAS DE LABORATORIO PRESENTADO A CONTEUR POR INGENIERIA EXPERIMENTAL S.A.
- 5° LOS VALORES  $\sigma_v$ ,  $C_u$  Y  $\phi$  SE OBTUVIERON DE MUESTRAS INALTERADAS PROVENIENTES DE TUBO SHELBY A LAS PROFUNDIDADES QUE SE INDICAN EN EL PLANO.

**SIMBOLOGIA**

- $\rho_s$  \_\_\_\_\_ PESO VOLUMETRICO DEL SUELO (T/m<sup>3</sup>)
  - CUU \_\_\_\_\_ COHESION DEL SUELO (T/m<sup>2</sup>) (EN PRUEBA NO CONSOLIDADA NO JERADA)
  - W \_\_\_\_\_ CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
  - N° \_\_\_\_\_ NUMERO DE GOLPES (PENETRACION ESTANDAR)
  - qc \_\_\_\_\_ RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO ELECTRICO (T/m<sup>2</sup>)
  - SM \_\_\_\_\_ SONDEO SINT
  - SC \_\_\_\_\_ SONDEO DE CONO
  - $\sigma_v$  \_\_\_\_\_ COTA DEL MODELO M.S.B. (COTAS MDS AT NIVEL DEL MDS)
  - $\phi$  \_\_\_\_\_ NIVEL DE AGUA FREATICA
  - $\alpha$  \_\_\_\_\_ ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL SUELO (°)
  - FLS \_\_\_\_\_ MUESTRO INALTERADO CON TUBO SHELBY
  - — — — — FRONTERA ENTRE SUBSTRATOS
  - Sc O \_\_\_\_\_ SONDEO DE CONO
- |  |  |
|--|--|
|  RELLENO  |  ARENA                |
|  ANCLILLA |  PERFIL DE EXCAVACION |
|  LIMO     |  HIDRIO               |



CROQUIS DE LOCALIZACION

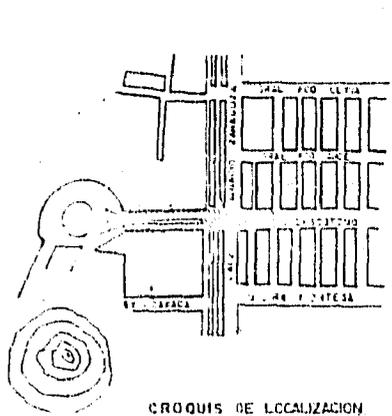


NOTAS

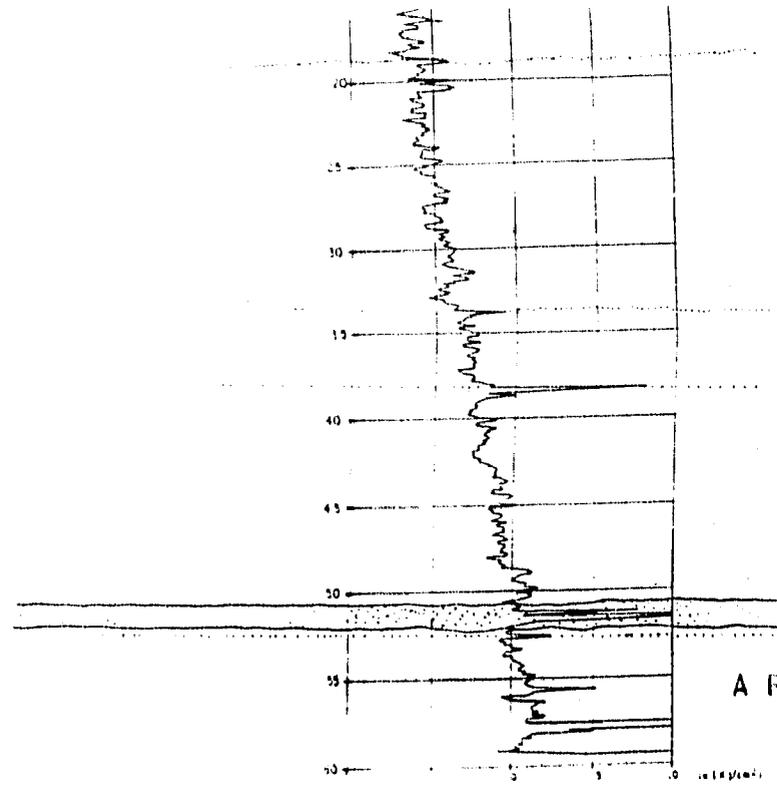
1. SE MUESTRA EN ESTE PLANO EL PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL PLENTE VEHICULAR EN LA INTERSECCION DE LA AVENIDA CRISTOBAL COLON Y LA CALZ. IGNACIO ZARAGOZA.
2. EL PERFIL ESTRATIGRAFICO DE CLAYMO PROYECTADO SOBRE EL EJE DEL PLENTE, EL SONDEO DE CONO ELECTRICO QUE SE EFECTUO EN LA CALZ IGNACIO ZARAGOZA, SE INDICA EN EL CROQUIS DE LOCALIZACION.
3. EL SONDEO SM-04, FUE REALIZADO POR INGENIERIA EXPERIMENTAL, S.A. Y EL SONDEO SC, FUE REALIZADO POR TECNICA MECANICA DE LA CONSTRUCCION S.A.
4. EL REGISTRO DE CAMPO Y EL RESUMEN DE PROPRIEDADES DEL SONDEO SM-04 SE PUEDE CONSULTAR EN EL INFORME SOBRE PRUEBAS DE LABORATORIO PRESENTADO A COVITUR POR INGENIERIA EXPERIMENTAL S.A.
5. LOS VALORES  $\gamma_s$ ,  $C_u$  Y  $\phi$  SE OBTUVIERON DE MUESTRAS INALTERADAS PROVENIENTES DE TUBO THIBST A LAS PROFUNDIDADES QUE SE INDICAN EN EL PLANO.

SIMBOLOGIA

- $\gamma_s$  \_\_\_\_\_ PESO VOLUMETRICO DEL SUELO ( $\text{t/m}^3$ )
  - $C_u$  \_\_\_\_\_ COHESION DEL SUELO ( $\text{kg/cm}^2$ ) EN PRUEBA NO CONSOLIDADA NO SATURADA
  - W \_\_\_\_\_ CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
  - $N^{\circ}$  \_\_\_\_\_ NUMERO DE GOLPES (PENETRACION ESTANDAR)
  - $q_c$  \_\_\_\_\_ RESISTENCIA DE PUNTA DEL CONO ELECTRICO ( $\text{kg/cm}^2$ )
  - SM \_\_\_\_\_ SONDEO NISO
  - SC \_\_\_\_\_ SONDEO DE CONO
  - $\phi$  \_\_\_\_\_ COTA DEL BRONCAL M.A.R. (metros sobre el nivel del mar)
  - $\nabla$  \_\_\_\_\_ NIVEL DE AGUA FREATICA
  - $\phi$  \_\_\_\_\_ ANGULO DE FRICCION INTERNA DEL SUELO ( $^{\circ}$ )
  - $\text{THIBST}$  \_\_\_\_\_ MUESTRO INALTERADO CON TUBO THIBST
  - — — — — FRONTERA ENTRE SUBSTRATOS
  - SC O \_\_\_\_\_ SONDEO DE CONO
- |  |   |
|--|---|
|  FLEENO |  ARENA               |
|  ARELLA |  PERAL DE EXCAVACION |
|  LIMO   |  VIORIO              |

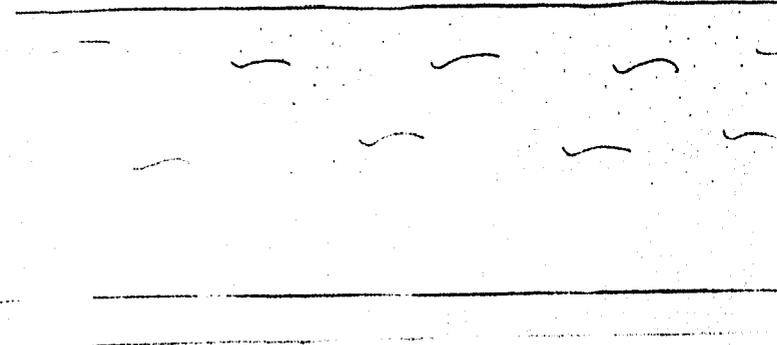


CROQUIS DE LOCALIZACION



P L A S T I

I N T E R

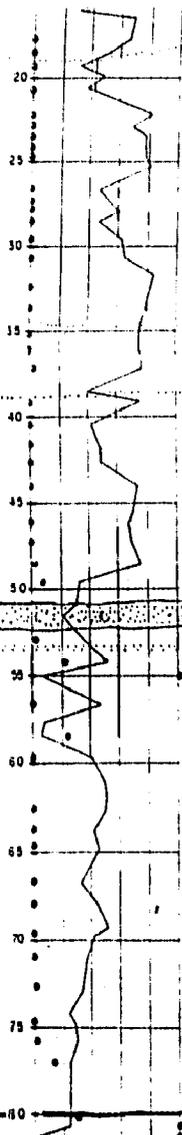






LIMOS ARENOSOS DE COMPACTACION MUY ALTA (SM)





R O J I Z A

D E A L T A

D E

C O N S I S T E N C I A M U Y

L E N T E S

I N T E R C A L A D O S

Y V I D R I O

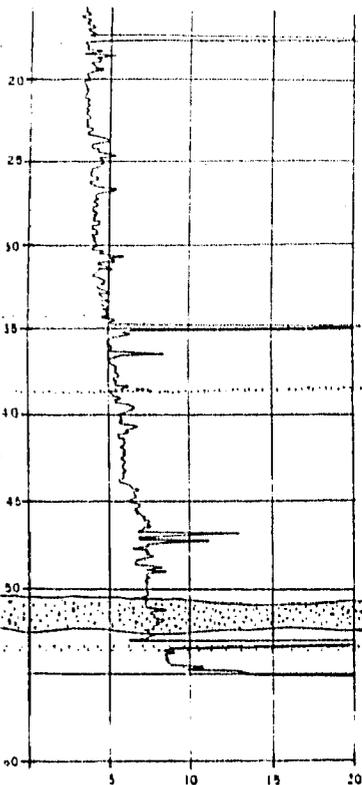
V O L C A N I C O . ( C H )

G R I S Y

V E R D E , D E A L T A

C O N S I S T E N C I A B L A N D A , C O N L E N T E S

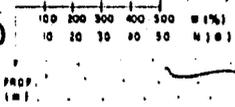
A R E N A Y V I D R I O V O L C A N I C O ( C H ) .

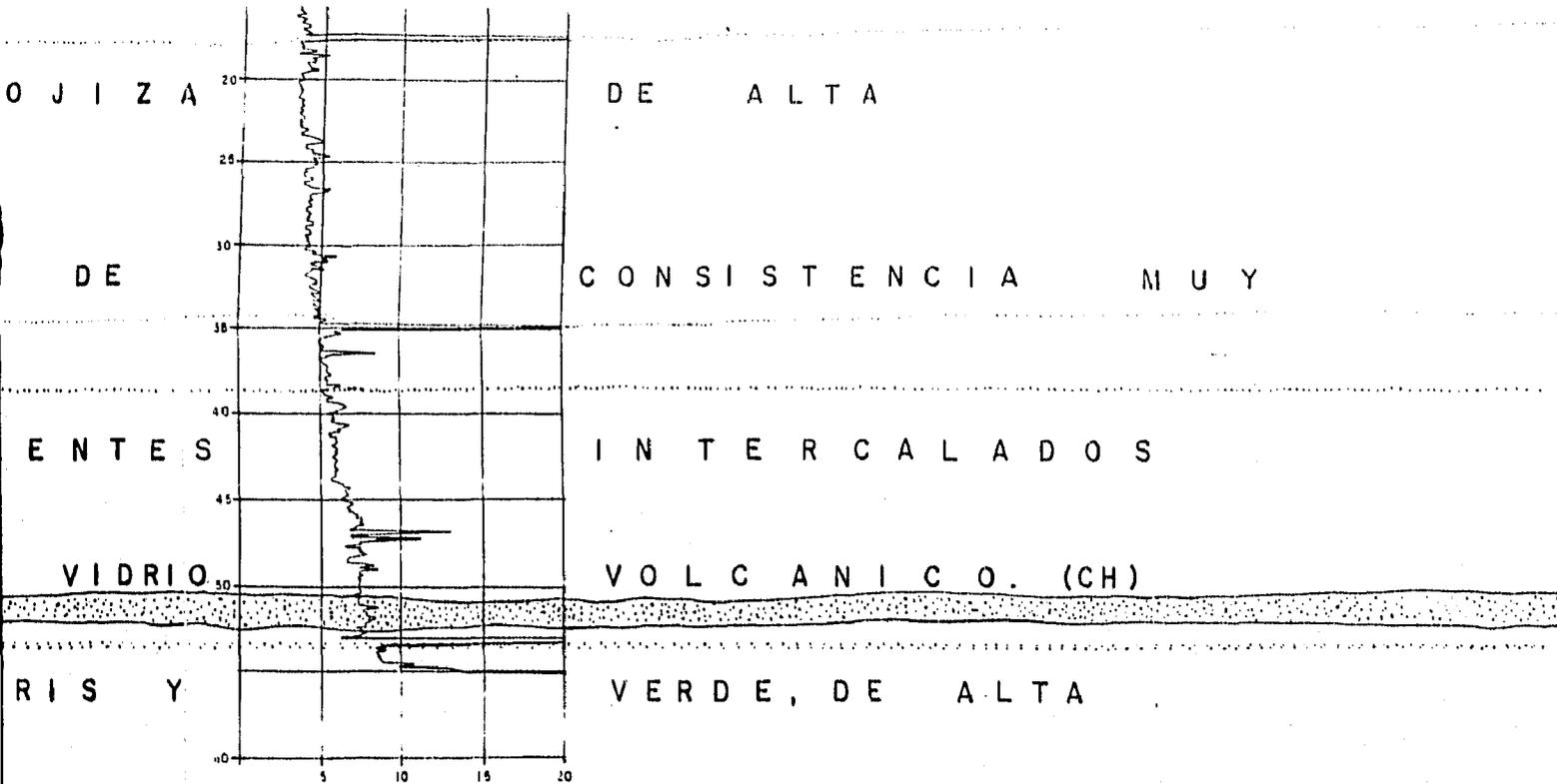


N O S O

G R I S Y V E R D E

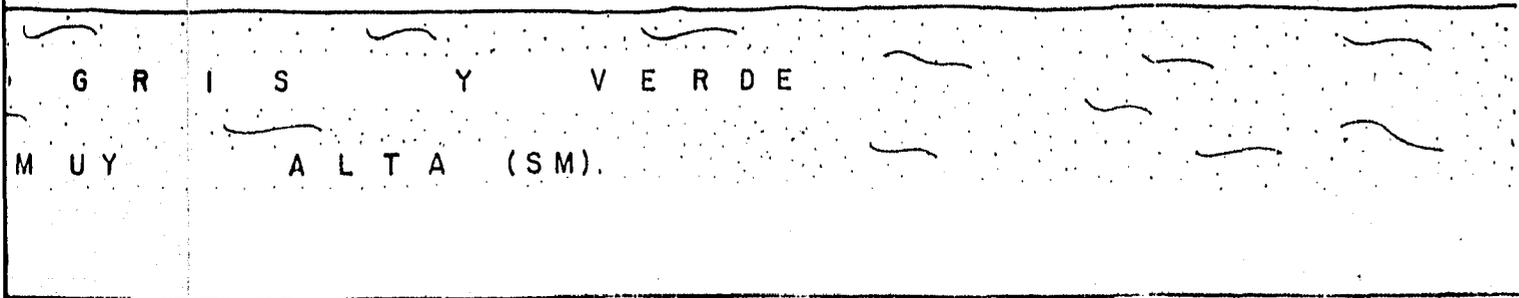
I D A D M U Y A L T A ( S M ) .





C O N S I S T E N C I A      B L A N D A ,      C O N      L E N T E S

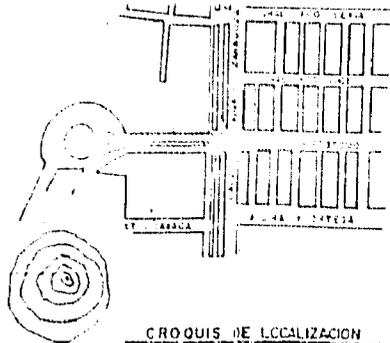
R E N A      Y      V I D R I O      V O L C A N I C O      ( C H ) .



No.   
**CIL**  
 SECRE  
 COMSON  
 No. JUAN M  
 GERENTE DE P  
  
 ING. OSCAR  
 METI  
 C  
 PER  
 COREG  
 1988







CROQUIS DE LOCALIZACION

LEINO DEL PÉÑON

--	--	--

No.	MODIFICACION	FECHA	FIRMA
-----	--------------	-------	-------

**CIUDAD DE MEXICO**  
 SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
 COMISION DE VALDAD Y TRANSPORTE URBANO **DDF**

ING. JUAN MANUEL OLAC CRUZ  
 GERENTE DE PROYECTOS

 <b>COLINAS DE BUEN S.A. DE C.V.</b>	<b>SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO</b>
---	--

ING. OSCAR DE BUEN LOPEZ	ING. JOSE LUIS SANCHEZ M.	ING. PABLO ENRIQUEZ Y M.
<b>METRO PANTITLAN - LA PAZ</b> <b>PUNTE VEHICULAR</b> <b>CRISOSTOMO BONILLA</b> <b>PERFIL ESTRATIGRAFICO</b>		ING. ERNESTO MARTINEZ RAMIREZ ING. LUIS FELIX RUIZ RIZUELA ING. ROBERTO ARRIAS Y

COTIZACION		Año		90 - MS - CIZCO - SE - 01 - 32 - P	
ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	PRECIO	TOTAL	MODIFICACION No.
					0

*Handwritten signature or initials*

**FIG.9** Plano de sondeo mixto SM-4 y sondeos de cono SC1 y SC2

## MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

A continuación haremos una investigación a detalle de los métodos que se proponen; esto con el objeto de ampliar el sustento de la utilización de los mismos.

### SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

El sondeo de penetración estándar quizá el más ampliamente usado en México, referente a la descripción del suelo, es usado tanto en suelos puramente friccionantes, pues en estos suelos la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que, como ya sabemos, es una característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico; así como en los suelos plásticos, que es nuestro caso. La prueba permite tener una idea, si bien de manera indirecta de la resistencia aproximada a la compresión simple. Además de que el método lleva implícito un muestreo; que nos proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento consta de un muestreador especial o penetrómetro estándar de dimensiones establecidas (ver fig. 10), el cuál por lo regular se usa de media caña para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enroscó al extremo de la tubería de perforación; y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg. que cae desde 76 cm., contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm. El martinete, hueco y

guiado por la misma tubería de perforación, es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería. En cada avance de 60 cm. debe retirarse el penetrómetro, removiéndolo al suelo de su interior, el cual constituye la muestra. El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa; una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y, seguidamente a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm. dentro del suelo, desde este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación se hace penetrar el muestreador en el resto de su longitud.

Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

La mayor utilidad e importancia de la prueba de penetración estándar, radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos.

En arenas, éstas correlaciones permiten relacionar la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ), y en forma aproximada el valor de la resistencia a la compresión simple  $q_u$ .

En arcillas, que es nuestro caso de estudio, las correlaciones se obtienen en base al número de golpes necesarios, para que el penetrómetro estándar, logre entrar los 30 cm. especificados. Para obtener éstas relaciones basta realizar la prueba de penetración estándar en estratos accesibles, o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les puedan determinar los valores de las pruebas índice y mecánicas de los suelos, por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones para obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica, en nuestro caso de estudio, al que pertenecen los suelos arcillosos, no se ha podido obtener tanta confianza en los resultados

del  $q_u$ , como en los de las arenas. Pero para pruebas en arcillas, Terzaghi y Peck, dan la correlación que se presenta en la siguiente tabla:

Consistencia	No. de Golpes, N	Resistencia a la compresión simple, $q_u$ en Kg/cm <sup>2</sup>
Muy Blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2 - 4	0.25 - 0.50
Media	4 - 8	0.50 - 1.0
Firme	8 - 15	1.0 - 2.0
Muy Firme	15 - 30	2.0 - 4.0
Dura	>30	>4.0

En la que podemos observar, que prácticamente el valor de  $q_u$  en Kg/cm<sup>2</sup>, se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes; Sin embargo, cabe mencionar que las correlaciones de la tabla sólo deben usarse con reserva o para cálculos preliminares, pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones y por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben servir de base para proyecto.

La prueba de Penetración Estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar; y al mismo tiempo obtener muestras alteradas para identificar los suelos del lugar en estudio. Con éstas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, y aprovechar las muestras alteradas para determinar las propiedades

índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia; y estimando la resistencia al corte mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

El sondeo de penetración estándar, quizá el más ampliamente usado en México, referente a la descripción del suelo es usado tanto como en suelos puramente friccionantes, pues en estos suelos la prueba permite conocer la compacidad de los mantos que como ya sabemos, es una característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico; así como en los suelos plásticos, que es nuestro caso, la prueba permite adquirir una idea, si bien no muy exacta, de la resistencia a la compresión simple. Además de que el método lleva implícito un muestreo, que nos proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El penetrómetro estándar es un tubo de acero con un extremo afilado cuyas dimensiones se muestran en la figura 10.

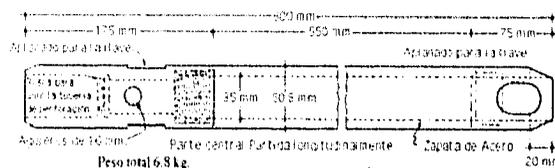


Fig. 10 Penetrómetro estándar

En cuanto al empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby)<sup>5</sup> permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas. Para fines prácticos esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes, en los cuales se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

El muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hincan el muestreador desde la superficie.

La figura 10a presenta los tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada que ha probado ser más

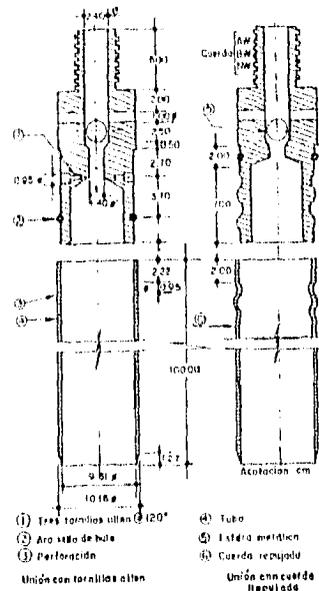


Fig. 10a Muestreador de pared delgada con válvula esférica de pie

confiable que el primero, aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie, que abre durante la etapa de hincado para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura 11 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular

que termina en una ampliación con un aro sello, en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de láminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento, las cuales se resumen en lo siguiente:

Las muestras de suelos blandos que se obtienen con

tubos Shelby, utilizando técnicas de perforación a rotación o por lavado, frecuentemente resultan fisuradas, observándose fácilmente por la bentonita o azolve que penetra en ellas. Las muestras fisuradas no son útiles para obtener confiablemente las propiedades mecánicas de esos suelos.

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de la posteadora-rimadora, combinando su aplicación con la broca de aletas, de acuerdo con la siguiente secuencia:

- a) Perforar con la broca de aletas hasta llegar 1.0 m arriba de la profundidad de muestreo.

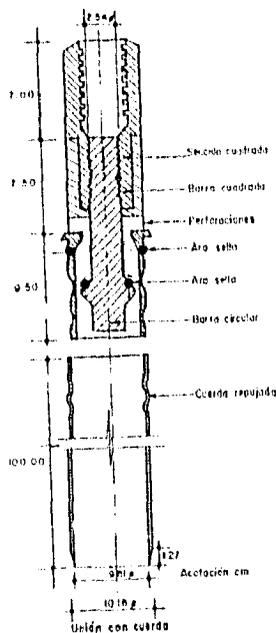
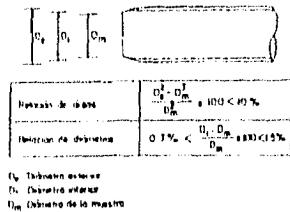


Fig. 11 Muestreador de pared delgada con válvula deslizable.



Diámetro nominal (cm)	$D_1$ en cm	$D_2$ en cm	$D_m$ en cm	$\rho$ en cm	$d$ en cm	$L$ en cm	$L_m$ en cm	Características
7.5	7.62	7.27	7.11	0.20	1.97	75	60	SH-1 S.M.C.
10.0	10.16	9.76	9.61	0.20	1.20	90	75	SH-2 S.M.C.

$D_1$  Diámetro exterior       $d$  Longitud espada  
 $D_2$  Diámetro interior       $L$  Longitud de tubo  
 $D_m$  Diámetro de muestra       $L_m$  Longitud de muestra recuperable  
 $\rho$  Espesor       $L_p$  Espesor para adherir a  $L$  ( $L_p$ )

Fig.12 Dimensiones de los tubos de Pared Delgada

- b) Perforar con la posteadora-rimadora el tramo faltante de 1.0 m.
- c) Muestrear con el tubo de pared delgada.

El muestreador Shelby (fig.12) se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg una longitud de 75 cm; esto es, que queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm, donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante tres minutos, para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; En seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas del muestreador, se saca al exterior y se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

Estudios recientes señalan que para lograr un muestreo inalterado de calidad en suelos blandos cohesivos, debe recurrirse al uso de tubos de pared delgada con pistón fijo. Sin embargo, en la Ciudad de México se han establecido rutinas de trabajo en campo, entre los cuales se cuenta el muestreo inalterado con tubos Shelby y los procedimientos de perforación a rotación y por lavado; esto provoca que el muestreo inalterado sea generalmente de baja calidad y lleve a subestimar las propiedades del subsuelo, resultando un sobre diseño geotécnico. Actualmente es preciso modificar al menos las técnicas de perforación, de manera que la alteración al

subsuelo, sea la mínima posible, y provisionalmente seguir empleando el muestreo con tubos Shelby, admitiendo que se extraen muestras ligeramente alteradas, mientras se desarrolla una mejor técnica de muestreo.

### SONDEO DE CONO ELÉCTRICO

Para concluir con la explicación de los métodos a emplear describiremos la prueba de Cono Eléctrico; cuyo objetivo es determinar las variaciones de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono con respecto a la profundidad; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El Cono Eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles, instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages); usualmente tiene dos toneladas de capacidad de carga y una aproximación de  $\pm 1$ kg, pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 toneladas y una aproximación de  $\pm 2$ Kg; generalmente tienen 3.6 cm. de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

Como se observa en la figura 13, la fuerza se desarrolla en la punta cónica (1), se mide en la celda inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3), se mide en la celda superior (4).

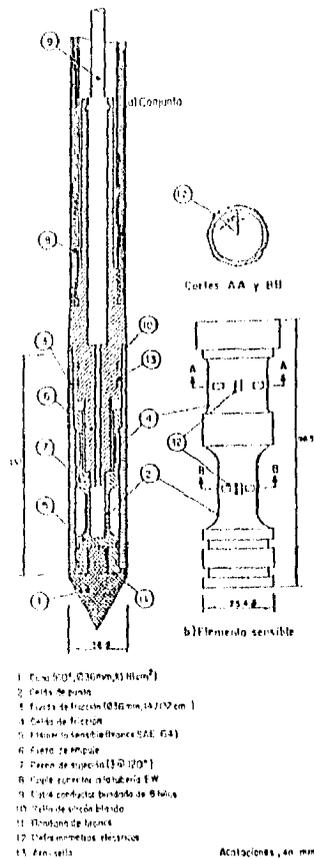


Fig. 13 Corte Transversal del Penetrómetro Eléctrico.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm. de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/seg; sin embargo en la norma tentativa (ASTM D3441-75) para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2 cm/seg.  $\pm$  25%.

Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1cm/seg porque así se controla mejor la

prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/seg. sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos; sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de

penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

La prueba de penetración estática de cono permite definir las variaciones de las resistencias de punta y fricción con la profundidad.

El penetrómetro eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta como nos muestra la siguiente ilustración (fig.14):

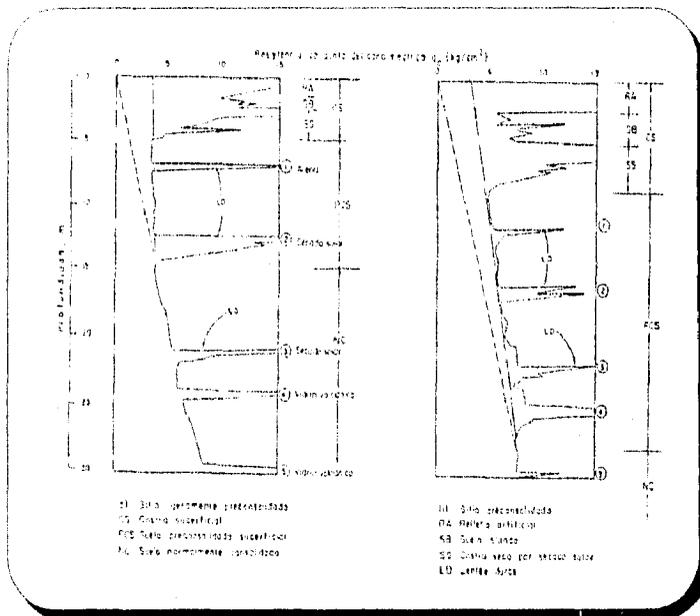


Fig. 14 Tipos de Variación de Resistencia de Punta

La identificación de los suelos se hace de manera indirecta mediante relaciones empíricas como lo muestran las siguientes gráficas:

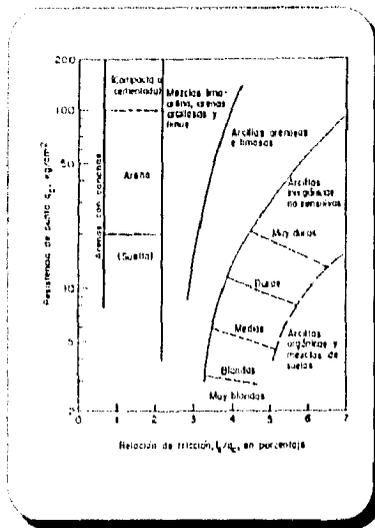


Fig. 15 Clasificación de suelos con penetrómetro estático

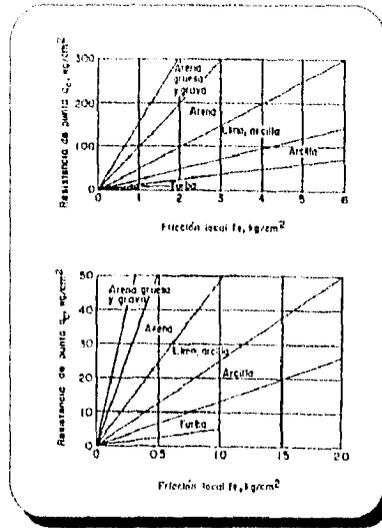


Fig. 15a Clasificación de suelos con penetrómetro estático

una elaborada por Sanglerat (fig.15) y la otra por Schmertmann (fig.15a). En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la zona del lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

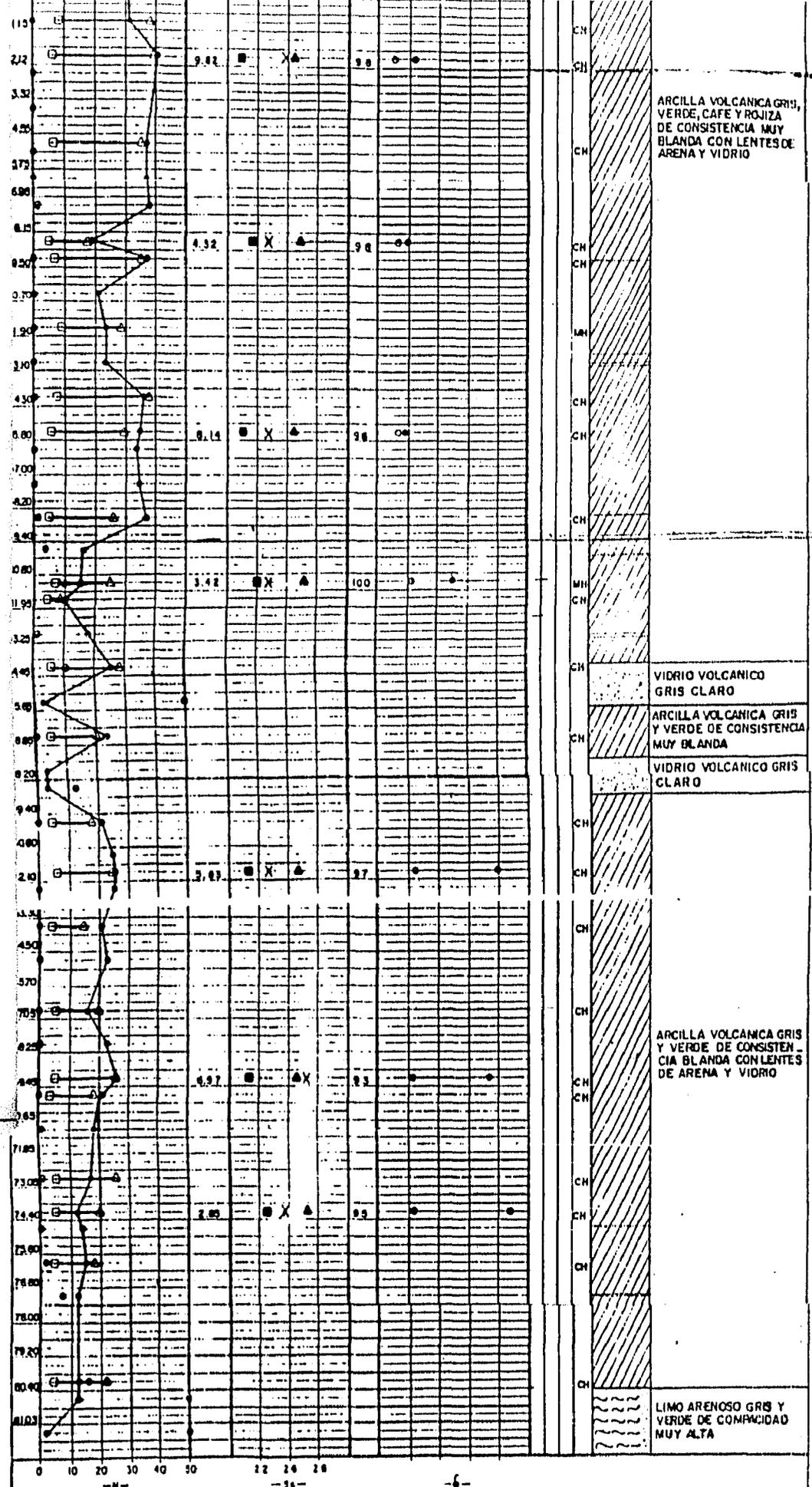
Ya habiendo identificado los métodos de exploración que se utilizarán de acuerdo a las investigaciones realizadas, decidimos que el programa de Pruebas de Laboratorio que se aplicarían sobre las muestras inalteradas y representativas<sup>9</sup> se componen de:

- 1.- La Obtención del Contenido de Humedad en todas las muestras.
- 2.- La Identificación Macroscópica en todas las muestras.
- 3.- La Obtención de los Límites de Atterberg a cada 3.00 m.
- 4.- Análisis Granulométrico por tamices, en suelos arenosos y con gravas.
- 5.- El Peso Volumétrico Seco y Húmedo a cada tubo Shelby.
- 6.- La Obtención de la Densidad de Sólidos donde se hagan pruebas de consolidación.
- 7.- Las Consolidaciones en cada tubo Shelby.
- 8.- Compresión Simple en cada tubo Shelby.
- 9.- Pruebas de Compresión Triaxial (UU), en cada tubo Shelby.
- 10.- Y prueba Torvane a cada tubo Shelby .

<sup>9</sup> Estas muestras provienen de los sondeos mixtos correspondientes al sondeo en la zona intermedia de la longitud y sección del Puente Cristóbal Colón, en la Calzada Ignacio Zaragoza.







W, Contenido de humedad (%)	X S <sub>s</sub> , Densidad de sólidos	XXX RELLENO
Δ LL, Límite Líquido (%)	● q <sub>v</sub> , Resistencia a la compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	GRAVA
□ LP, Límite Plástica (%)	X C, Cohesión (Kg/cm <sup>2</sup> )	ARENA
○ Δ IP, Índice de Plasticidad (%)	○ I, Resistencia al corte con torvane (Kg/cm <sup>2</sup> )	ARCILLA
e, Relación de vacíos	F% Porcentaje de finos	LIMO
G, Grado de saturación (%)	A% Porcentaje de arena	
▲ γ <sub>h</sub> , Peso volumétrica húmeda (Ton/m <sup>3</sup> )	G% Porcentaje de grava	
■ γ <sub>s</sub> , Peso volumétrica seca (Ton/m <sup>3</sup> )	φ - II - Número de golpes	

FIG

## ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES ÍNDICE

Como resultado de los estudios preliminares y de detalle, que involucran todos los resultados de las pruebas realizadas; se obtienen los resultados presentados en la siguiente tabla resumen.

Y a continuación se describirán las características de los estratos de la estratigrafía anterior:

- En la estratigrafía se cuenta con un relleno del nivel de piso hasta 1.8 m de profundidad, por lo que el peso volumétrico ( $\gamma$ ) que tomaremos para los análisis posteriores será de manera conservadora, de 1.5Ton/m<sup>3</sup> y un ángulo de fricción de  $\phi = 25^\circ$
- De 1.8 m a 5.4 m de profundidad se tiene un limo arenoso café y gris de compactación suelta clasificándolo como SM, localizándose de manera intermedia en el estrato a los 2.6 m de

profundidad el NAF: se obtiene una relación de vacíos  $e = 4.83$ , con un límite líquido LL = 110% y 90%, siendo el primer valor el que consideraremos para los análisis posteriores pues su ubicación es más representativa que la del segundo valor (en frontera). El peso volumétrico obtenida va desde un valor de  $\gamma = 1.19 \text{Ton/m}^3$  a  $1.455 \text{Ton/m}^3$  por lo que usaremos un valor promedio de  $\gamma = 1.32 \text{Ton/m}^3$ , un ángulo de fricción de  $\phi = 10^\circ$ , y una cohesión de  $C_{uu} = 4.35 \text{Ton/m}^2$

- A continuación desde los 5.4 m de profundidad y hasta los 12.3 m, se encuentra un arcilla volcánica gris y verde de consistencia muy blanda, con una relación de vacíos  $e = 6.71$ , un límite líquido LL = 360%, con un peso volumétrico de  $\gamma = 1.25 \text{Ton/m}^3$ , un ángulo de fricción de  $\phi = 2^\circ$ , y un valor de cohesión de  $C_{uu} = 1.7 \text{Ton/m}^2$
- Entre los 12.3 m y los 14.1 m de profundidad se encuentra un estrato de arena fina negra limosa con un  $qu = 2.0 \text{kg/cm}^2$ , un peso volumétrico de  $\gamma = 1.4 \text{Ton/m}^3$ , con un ángulo de fricción de  $\phi = 29^\circ$ , y un contenido de agua de  $w = 40\%$
- Continúa un estrato de arcilla volcánica gris, verde, café y rojiza, de alta plasticidad, de consistencia muy blanda con lentes intercalados de arena y vidrio volcánico (CH) desde los 14.1 m hasta los 51.0 m de profundidad, con una relación de vacíos  $e = 6.46$ , un límite líquido promedio de LL = 350%, un peso específico promedio de  $\gamma = 1.15 \text{Ton/m}^3$ , una cohesión promedio de  $C_{uu} = 1.7 \text{Ton/m}^2$ , y un ángulo de fricción de  $\phi = 2.92^\circ$
- Un lente de vidrio volcánico gris claro interrumpe las arcillas, entre 51 y 52.5 m de profundidad con un  $qu > 2.0 \text{kg/cm}^2$ , un peso volumétrico de  $\gamma = 1.4 \text{Ton/m}^3$ , con un ángulo de fricción de  $\phi = 28^\circ$ , y un contenido de agua de  $w = 110\%$

- Continuando con arcilla volcánica gris y verde de alta plasticidad, de consistencia muy blanda con lentes intercalados de arena y vidrio volcánico (CH) desde los 52.5m hasta los 80.4 m de profundidad, con una relación de vacíos  $e = 5.22$ , un límite líquido promedio de  $L.L. = 200\%$ , un peso específico promedio de  $\gamma = 1.2 \text{ Ton/m}^3$ , una cohesión promedio de  $C_{uu} = 2.5 \text{ Ton/m}^2$ , y un ángulo de fricción de  $\phi = 11.33^\circ$
- Por último encontramos un estrato duro a partir de los 80.4 m de profundidad formado por limo arenoso gris y verde de compacidad muy alta (SM), un número de golpes en la prueba de penetración estándar mayor a 50 y un contenido de agua de  $w = 10\%$

A continuación resumiremos de manera esquemática las características de la estratigrafía descrita en los párrafos anteriores:

SUBRREGIÓN	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	CLASIFICACIÓN
	$\gamma = 1.7 \text{ Ton/m}^3$ $\phi = 17^\circ$	Rebano
	$\gamma = 1.41 \text{ Ton/m}^3$ $\gamma = 1.32 \text{ Ton/m}^3$ $\gamma = 0.35 \text{ Ton/m}^2$ $\phi = 10^\circ$	I. Estrato arenoso café y gris de compacidad variable (AM)
	$\gamma = 0.71 \text{ Ton/m}^3$ $\gamma = 0.35 \text{ Ton/m}^3$ $\gamma = 0.1 \text{ Ton/m}^2$ $\phi = 2^\circ$	II. Arcilla volcánica gris y verde de consistencia muy blanda (H)
	$C_u = 20$ No. de golpes $> 4$ $\gamma = 1.4 \text{ Ton/m}^3$ $\phi = 10^\circ$ $q_u = 2.00 \text{ kg/cm}^2$	III. Limo fino gris y limoso
	$\gamma = 0.4 \text{ Ton/m}^3$ $\gamma = 0.15 \text{ Ton/m}^3$ $\phi = 2.02^\circ$ $\gamma = 0.1 \text{ Ton/m}^2$	II. Arcilla volcánica gris y verde de alta plasticidad, consistencia muy blanda con lentes intercalados de arena y vidrio volcánico (H)
	$C_u = 20$ $q_u = 2.00 \text{ kg/cm}^2$ $\phi = 10^\circ$ $\gamma = 1.4 \text{ Ton/m}^3$	III. Limo de arena
	$\gamma = 0.22 \text{ Ton/m}^3$ $\gamma = 0.20 \text{ Ton/m}^3$ $\gamma = 0.25 \text{ Ton/m}^2$ $\phi = 11.33^\circ$	IV. Arcilla volcánica gris y verde de alta plasticidad, consistencia blanda con lentes intercaladas de arena y vidrio volcánico (H)
	No. de golpes $> 50$ $\phi = 10^\circ$	V. Limo arenoso gris y verde de compacidad muy alta (SM)

$\gamma$  = Peso volumétrico  
 $C_u$  = Límite líquido del suelo en prueba de consistencia líquida, en forma de  
 $\phi$  = Ángulo de fricción en estado de reposo  
 $q_u$  = Resistencia  
 $\phi$  = Coeficiente de compacidad

### **III.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN CONSIDERADAS**

Toda estructura debe soportarse mediante una cimentación apropiada de acuerdo a: los factores relativos a la superestructura que engloban su función, cargas que transmite al suelo, materiales que la constituyen etc., así como también los relativos al suelo que engloban a sus propiedades mecánicas, especialmente a su resistencia y compresibilidad, condiciones hidráulicas, etc.; y por último a los factores económicos, que deben balancear el costo de la cimentación en comparación con la importancia y aun el costo de la superestructura.

Debe observarse que al balancear los factores anteriores, adoptando un punto de vista estrictamente ingenieril, debe estudiarse no solo la necesidad de proyectar una cimentación que se sostenga en el suelo disponible sin falla o colapso, sino también que no permita asentamientos o expansiones que interfieran la función de la estructura durante su vida útil.

En el diseño de cimentaciones las acciones que se consideran en la superestructura son: el sismo, volteo, viento, cargas muertas y cargas vivas; en la cimentación se consideran las cargas por excavación, los efectos de consolidación regional en su caso, los pesos y empujes laterales de los rellenos y lastres que gravitan sobre los elementos de cimentación, todas éstas se estudiarán según la necesidad de cada caso.

## CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

Ya habiendo identificado el tipo de suelo sobre el que nos apoyaremos y sus características más importantes, conoceremos en los sucesivos los tipos más comunes de cimentaciones, para así, poder hacer una selección preliminar la cual llevaremos a su comprobación y factibilidad con el análisis.

Por lo pronto diremos que las cimentaciones se dividen en dos tipos de acuerdo al nivel de desplante de las mismas tomando como referencia el nivel de piso: las poco profundas o superficiales y las profundas.

### CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Las cimentaciones superficiales son las zapatas aisladas, las zapatas corridas y las losas de cimentación. De las cuales las zapatas aisladas son elementos estructurales, generalmente ampliaciones de los portantes de la superestructura, usualmente en forma cuadrada o rectangular y raramente circular; que tienen el objeto de transmitir la carga de éstas al terreno en una mayor área y lograr una presión adecuada; éstas generalmente se construyen de concreto reforzado o mampostería. Las zapatas corridas son iguales que las anteriores con la diferencia que su longitud supera en mucho al ancho, y ésta longitud se une a la más próxima, soportando varias columnas o muros completos; Al igual que las zapatas aisladas se construyen generalmente de concreto armado o mampostería.

Después de las anteriores opciones de cimentación, y cuando la resistencia del terreno es muy baja o las cargas sean muy altas, y además se requieran áreas de apoyo de la cimentación que excedan por lo general el 50% de la construcción, se utiliza la losa de cimentación, construida normalmente de concreto reforzado.

También existe lo que se llama **cimentación compensada**, la cual tiene como principio el desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que al nivel de desplante, el suelo no incremente los esfuerzos a los que está sometido de manera inicial. Este tipo de cimentación supone que las excavaciones efectuadas no se rellenen posteriormente, lo que se logra con una losa corrida en toda el área de la cimentación o construyendo cajones huecos en lugar de cada zapata.

Estas cimentaciones han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues en teoría los eliminan, por no aplicar al terreno ningún incremento de esfuerzos.

Todo lo anterior se refiere a la cimentación compensada al 100%, en la que el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada; pero existe la **compensación parcial**, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma con pilotes o descansa sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten.

## CIMENTACIONES PROFUNDAS

Si aún en el caso de emplear una losa corrida, la presión transmitida al suelo sobrepasa la capacidad de carga y deformaciones admisibles de éste, es evidente que habrá de recurrirse a soportar la estructura en estratos más firmes, que se encuentren a mayores profundidades, los cuales a veces aparecen a niveles inalcanzables 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 elementos que forman las cimentaciones profundas se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta, circular o rectangular, que son las más comunes.

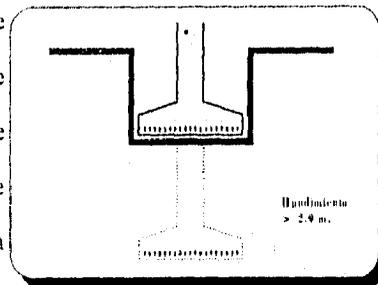
Los elementos muy esbeltos comprendidos entre 0.30 m y 1.0 m de dimensiones transversales se denominan **Pilotes**; que comúnmente se construyen de 0.30 m a 0.60 m de concreto, acero o madera. Estos pueden transmitir su carga por punta (Pilotes de Punta) o lateralmente por el fuste transmitiendo los esfuerzos al suelo circundante (Pilotes de Fricción), los cuales pueden trabajar por fricción o por cohesión dependiendo del tipo del suelo en el que trabajen.

Sobrepasando 1.0 m y no excediendo los 2.0 m suelen denominarse pilas; Sin embargo no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pilas y pilotes, éstos se construyen comúnmente de concreto armado.

Por último, cuando se requieren elementos de mayor dimensión que los antes mencionados se les da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica, o cajones de cimentación cuando son paralelepípedos. Los Cilindros tienen diámetros que oscilan normalmente entre 3.0 m y 6.0 m y se construyen huecos para evitar peso excesivo y ahorro económico con un tapón en su punta y siempre se construyen de concreto; Y los cajones tienen anchos similares y por las mismas razones se construyen con el mismo material.

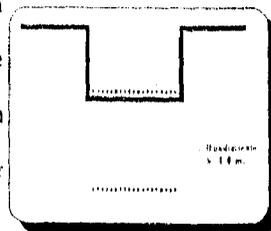
## ANÁLISIS DE LAS ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

De acuerdo a lo anterior se ~~descarta~~ la posibilidad de una cimentación a base de zapatas, esto es debido a que el tipo de estructura (un puente vehicular) y las cargas que trasmite (600tons) no serían soportados por el tipo de suelo sobre el que nos apoyaremos, ya que es altamente compresible, debido a su alta relación de vacíos, alto contenido de humedad y grado de saturación'. Por lo anterior la estructura sufriría

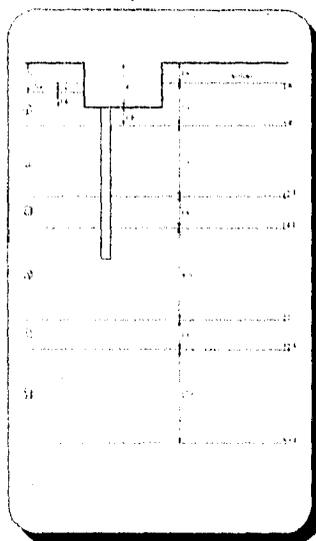


asentamientos excesivos que llevarían a penetraciones de la zapata en el suelo de gran magnitud, como se muestra en la figura.

En lo que respecta a la losa de cimentación se considera como una débil posibilidad debido a que por la magnitud de la carga y lo altamente compresible del suelo, se prevén grandes hundimientos, sin embargo se analizará para tener absoluta certeza de ésta hipótesis.



Se contempla como segunda posibilidad y la más viable el uso de cimentación compensada de manera parcial ayudada por pilotes, esto es debido a que de acuerdo a la estratigrafía obtenida,



los primeros 1.8 m de relleno tendrán que ser desalojados y como medida de seguridad una capa de suelo del segundo estrato hasta alcanzar terreno homogéneo y limpio, lo que nos obliga a una compensación por la excavación en si misma. Aunado a lo anterior los pilotes de fricción podrían funcionar de manera adecuada debido a que no contamos con un estrato duro alcanzable económicamente hablando pues este esta hasta los 30 m de profundidad, sin embargo las características de los cuatro estratos siguientes (hasta los 51 m) nos indican un buen trabajo de pilotes por

cohesión distribuyendo la carga a uno o varios estratos del suelo, por lo que se también se analizará esta posibilidad de manera posterior en nuestro trabajo.

Consideramos que con la compensación y los pilotes de fricción quedará resuelto el problema, por lo que no se consideran los cilindros o cajones de cimentación como una opción los cuales normalmente son usados en estructuras de mayor peso.

## IV.- ANÁLISIS DE LOS ESTADOS LIMITE

### ESTADOS LIMITE DE FALLA<sup>8</sup>

*"Se considerará como estado limite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga".*

### ESTADOS LIMITE DE SERVICIO<sup>8</sup>

*"Se considerará como estado limite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas."*

Cabe la pena mencionar que todos los cálculos que emplearemos están basados en las teorías tradicionales como son las de Terzaghi, Skempton, Bousinesq, etc.

### ANÁLISIS DE CAPACIDAD DE CARGA

A continuación se analizarán las alternativas de cimentación seleccionadas en el capítulo anterior: cimentación por losa y cimentación combinada con cajón y pilotes de fricción trabajando por cohesión.

De acuerdo a la exploración, muestreo y pruebas de laboratorio se puede establecer en términos generales la siguiente estratigrafía:

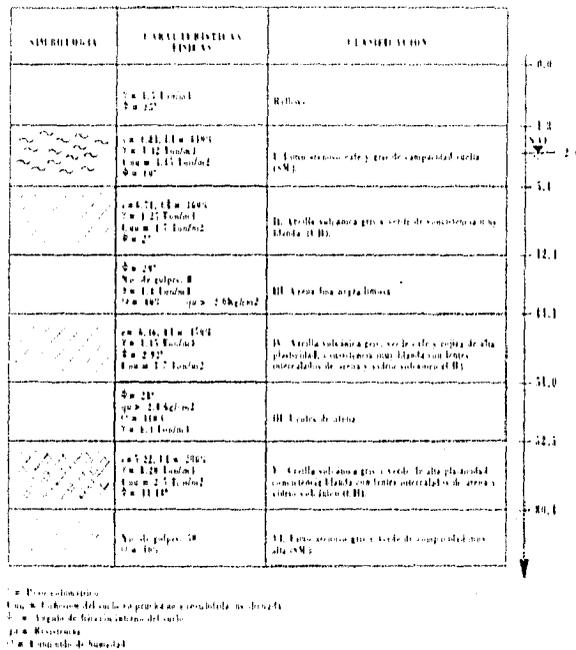


Fig. 16 Estratigrafía

Dentro de las consideraciones iniciales a continuación daremos nuestro punto de vista en cuanto al valor de cohesión que utilizaremos.

Debido a que podemos obtener el valor de la cohesión de 2 fuentes a nuestro alcance: la primera del  $C_{uu}$  (valor de cohesión obtenido en una prueba triaxial no consolidada, no drenada), y la segunda indirectamente del  $q_u$  (resistencia al esfuerzo cortante que dividido entre 2, nos da como resultado el valor de la Cohesión) (ver Fig.17); consideramos que en una prueba de compresión simple, si la muestra llegara a presentar un microfisuramiento, al carecer de " $\sigma_3$ ", o esfuerzo de confine, la muestra tiende a la falla por el plano del microfisuramiento, en cambio por la prueba del  $C_{uu}$  el plano de falla daría mas apegado a la realidad, por lo que tomaremos  $C_{uu}$ .

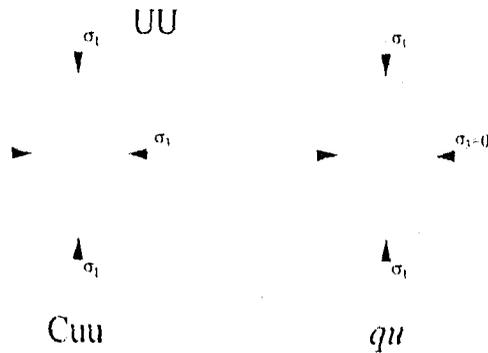


Fig. 17 Esquema de la fuentes para la obtención de la cohesión

Como segunda consideración sabemos que el área de desplante esta forzada a ser de 5 m de ancho como máximo y 35 m de largo, todo esto debido a restricciones físicas en el área por tuberías, área mínima de trabajo vial durante la construcción etc.<sup>9</sup>

Empezaremos por hacer un análisis de capacidad de carga de la losa de cimentación, que forma junto con los muros perimetrales al cajón de cimentación superficial.

Suponiendo un cajón de concreto armado de dimensiones:  
(29 m de largo) x 3.0 m de ancho) y 4.0 m de altura

Volumen excavado  
(29 m) x (3 m) x (4 m)

Peso del volumen excavado

peso del relleno + peso del 1<sup>er</sup> estrato

peso del relleno = 29 m (3 m) [1.8 m(altura)] (1.5 T/m<sup>3</sup>) = 234.90 Ton

peso del 1<sup>er</sup> estrato = 29 m (3 m) [2.2 m(altura)] (1.32 T/m<sup>3</sup>) = 252.65 Ton

487.55 Ton\*<sup>10</sup>

Ahora sacaremos el peso aproximado de la estructura del cajón , construido a base de celdas de concreto armado con muros de 20 cm. de espesor.

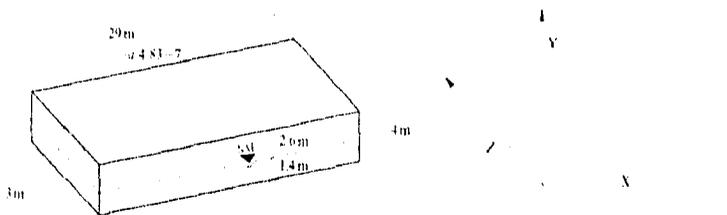


Fig. 18 Esquema del Cajón de Concreto

De acuerdo a la explicación del capítulo I

\* Este peso del volumen excavado del cajón de cimentación, más que tomarse en cuenta como de compensación deberá tomarse como una limpieza del terreno de acuerdo a las características del suelo dadas por los sondajes realizados.

En el eje Z = 7 muros de 0.2 m espesor (3 m largo) (4 m alto)	= 16.80 m <sup>3</sup>
En el eje X = 2 muros de 0.2 m espesor [29 m-7(0.2 m)largo](4 m alto)	= 44.16 m <sup>3</sup>
En el eje Y = 2 muros de 0.2 m espesor (3 m-2(0.2) m)(29 m)	= 30.16 m <sup>3</sup>
<b>Total aproximado</b>	<b>= 91.12 m<sup>3</sup></b>

Y considerando el peso volumétrico del concreto de 2.4 Ton/m<sup>3</sup>, tenemos:

$$= 91.12 \text{ m}^3 (2.4 \text{ Ton/m}^3)$$

$$= 218.69 \text{ Ton de peso del cajón}$$

Considerando el peso del agua del volumen sumergido, restándole el volumen de concreto del cajón tenemos:

-Volumen de concreto a descontar:

En el eje Z = 7 muros de 0.2 m espesor (3 m largo) (1.4 m alto)	= 5.88 m <sup>3</sup>
En el eje X = 2 muros de 0.2 m espesor [29 m-7(0.2 m)largo](1.4 m alto)	= 15.46 m <sup>3</sup>
En el eje Y = 1 muros de 0.2 m espesor (3 m-2(0.2) m)(29 m)	= 15.08 m <sup>3</sup>
<b>Total aproximado</b>	<b>= 36.42 m<sup>3</sup></b>

-Volumen de agua sin considerar las estructuras de concreto:

$$3 \text{ m de ancho} \times 29 \text{ m de largo} \times 1.4 \text{ m de alto} = 121.80 \text{ m}^3$$

-Total del volumen de agua a considerar:

$$\text{Volumen de agua} - \text{Volumen de concreto}$$

$$121.80 \text{ m}^3 - 36.42 \text{ m}^3 = 85.38 \text{ m}^3$$

-Peso del volumen de agua:

$$85.38 \text{ m}^3 \times 1 \text{ Ton/m}^3 = \underline{85.38 \text{ Ton}}$$

Lo que en realidad resulta, considerando el peso del suelo desalojado por la excavación en el área de trabajo, el peso del cajón y el peso del agua:

$$487.55 \text{ Ton (Peso del suelo desalojado)}$$

$$- 218.69 \text{ Ton (Peso del cajón de cimentación a base de concreto armado)}$$

$$- \underline{85.38 \text{ Ton (Peso del agua en el volumen sumergido del cajón)}}$$

$$\underline{183.48 \text{ Ton de peso desalojado}}$$

Por lo tanto el peso neto que se le transmitirá al suelo es de:

$$600.00^{*11} \text{ Ton (Peso de la estructura)}$$

$$- \underline{183.48 \text{ Ton (Peso desalojado total)}}$$

$$\underline{416.52 \text{ Ton de peso que se transmiten al suelo}}$$

\* 11 Es la combinación mayor de esfuerzos según el estructuralista, que viene como resultado de cargas muertas + cargas vivas

## CAPACIDAD DE CARGA POR LOSA

Ahora pasando al cálculo de capacidad de carga por losa, con el afán de desechar toda posibilidad de uso de una cimentación superficial.

Y partiendo del Artículo 226, párrafo segundo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal el cual nos dice que " *La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales o se determinará con pruebas de carga*".

Y uno de estos métodos es el de la teoría de Skempton, la cual es tradicionalmente usada para suelos cohesivos como es el de nuestro caso de estudio, y despreciando la fricción del suelo que no es representativa para el cálculo y tomando las características del suelo del esquema anteriormente dibujado diremos:

Donde  $q_c = c N_c + \gamma Df$   
= Capacidad de carga última  
c = Cohesión  
N<sub>c</sub> = Coeficiente adimensional o factor de carga debido a la cohesión que depende del ángulo de fricción interna del suelo.  
 $\gamma Df$  = Presión actuante al nivel de desplante.

El ancho no interviene si se aplica la teoría de Terzaghi y su intervención es indirecta (a través de la relación D/B) en la teoría de Skempton.

Tomando en cuenta la gráfica de los valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente cohesivos tenemos :

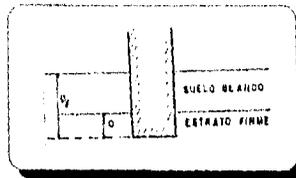
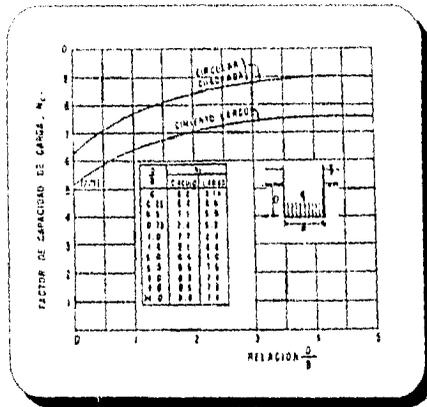


Fig. 19 Distinción entre D y  $D_f$ , para aplicar la teoría de Skempton

Fig. 20 Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente Cohesivos

de donde  $D/B = [4.0 \text{ m} - 1.8 \text{ m (prof. del relleno)}] / 3 = 0.733$   
 siendo D = la profundidad de entrada del cimiento en el suelo resistente y;  
 B = el ancho del mismo elemento.  
 interpolando en la tabla para cimiento largo:

D/B	$N_c$
0.6	5.9
0.73	6.17
0.75	6.2

Y considerando el **Cmu** del siguiente estrato como representativo de 1.7 Ton/m<sup>2</sup>, dado que es el predominante y el más cercano a la realidad con respecto a la experiencia que se tiene en esa zona<sup>12</sup>. Por otro lado, en lo que respecta al factor de reducción (FR) que utilizaremos, de acuerdo a las "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones" en su inciso 3.2-3 el valor será de 0.7. Por lo anterior la ecuación queda:

$$\begin{aligned}
 q_c &= c N_c FR + \gamma D_f \\
 q_c &= 1.7 \text{ Ton/m}^2 (6.166)(0.7) + [1.8 \text{ m}(1.5 \text{ Ton/m}^3) + 0.8 \text{ m}(1.25 \text{ Ton/m}^3) \\
 &\quad + 1.4 \text{ m}(1.25 \text{ Ton/m}^3 - 1.0 \text{ Ton/m}^3)] \\
 q_c &= 7.34 \text{ Ton/m}^2 + 4.05 \text{ Ton/m}^2 \\
 q_c &= 11.39 \text{ Ton/m}^2 \\
 q_c &= 11.39 \text{ Ton/m}^2 \text{ de capacidad de carga del suelo para losa}
 \end{aligned}$$

Y sabiendo que la presión Transmitida será de:

$$\begin{aligned}
 &416.52 \text{ Tons en un área de } (29 \text{ m}) \times (3 \text{ m}) \times \text{Factor de carga que marca el} \\
 &\quad \text{"Reglamento de construcciones} \\
 &\quad \text{del D.F." en su artículo 194, el} \\
 &\quad \text{valor será de 1.4}
 \end{aligned}$$

Presión en el suelo

$$\frac{416.52 \text{ Tons} \cdot (1.4)}{29 \text{ m}(3 \text{ m})} = 6.70 \text{ Ton/m}^2$$

Por lo anterior tenemos:

$$6.70 \text{ Ton/m}^2 < q_c = 11.39 \text{ Ton/m}^2 \text{ por lo tanto } \textit{soporta la carga}$$

De acuerdo a los resultados obtenidos del cálculo de capacidad de carga por losa de cimentación, procederemos al cálculo de los asentamientos en los estados límite de servicio para verificar si podrá ser usada ésta opción de cimentación.

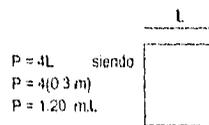
<sup>12</sup> Todo esto con el fin de estar dentro del lado de la seguridad y tratando de eliminar errores de sondeo, y cambios en el terreno.

## CAPACIDAD DE CARGA POR PILOTES DE FRICCIÓN

Ahora revisaremos si la cimentación trabajaría de manera adecuada a base de pilotes de fricción sin olvidarnos de la pequeña compensación que se tiene.

Partiremos de la premisa de que los pilotes tendrán una sección cuadrada de 30 cm. por lado y 25 m de largo.

De acuerdo a la sección del pilote el perímetro del mismo será de:



Y tomado como base los métodos de Terzaghi sabemos que la capacidad de carga en pilotes de fricción en suelos cohesivos se da por:

$$Q_f = c_a AL \quad \text{donde;}$$

$Q_f$  = Capacidad de carga por fricción  
 $AL$  = Área lateral del pilote  
 $c_a$  = Adherencia desarrollada entre suelo y pilote (la cual obtendremos de la tabla de Tomlinson puesto que éstos valores han probado ser bastante confiables en las aplicaciones prácticas).

Para la capacidad de carga en pilotes de fricción en suelos friccionantes se da por:

$$Q_f = f_r AL \quad \text{donde } f_r = K_s \gamma_l \tan \delta$$
$$Q_f = (K_s \gamma_l \tan \delta) AL \quad \text{siendo;}$$

$L$  = profundidad  
 $\gamma_l$  = presión vertical  
 $K_s \gamma_l$  = presión lateral correspondiente donde;  
 $K_s$  = coeficiente de empuje de tierras, el cual oscila entre:  
 $K_s = 0.4$  para arenas sueltas y,  
 $K_s = 0.6$  para arenas más compactas  
 $\delta = 2/3\phi$  siendo  $\phi$  = ángulo de fricción interna del suelo.

Por último conjuntando los dos casos anteriores, tenemos la capacidad de carga en pilotes de fricción en suelos cohesivos y friccioantes:

$$Q_f = [c_a + K_s \gamma' \tan \delta] A_L$$

TABLA DE TOMLINSON			
MATERIAL DEL PILOTE	CONSISTENCIA DE LA ARCILLA	COHESIÓN, c en Ton/m <sup>2</sup>	ADHERENCIA fa en Ton/m <sup>2</sup>
Concreto y Madera	Blanda	0 - 4	0 - 3.5
	Firme	4 - 8	3.5 - 4.5
	Dura	8 - 15	4.5 - 7
Acero	Blanda	0 - 4	0 - 3
	Firme	4 - 8	3 - 4
	Dura	8 - 15	

FACTORES DE ADHERENCIA PARA EL CASO DE ESTUDIO DE ACUERDO A LA TABLA DE TOMLINSON.

Tomando los valores para pilotes de concreto según nuestro caso e interpolándolos tenemos:

ESTRATO	C <sub>un</sub> (Ton/m <sup>2</sup> )	INTERVALO C <sub>un</sub>	INTERVALO fa (Ton/m <sup>2</sup> )	fa (Ton/m <sup>2</sup> ) interpolando
I'	4.35	4 - 8	3.5 - 4.5	3.5875=3.6
II'	1.7	0 - 4	0 - 3.5	1.4875=1.5
IV'	1.7			1.4875=1.5
VI'	2.5			2.1875=2.2

Según Estratografía (solo estratos con cohesión)

#### COEFICIENTE DE EMPUJE DE TIERRAS

Tomaremos un  $K_s=0.4$  para estar del lado de la seguridad; pues no sabemos con certeza que tan suelta esta la arena en los lentes en estudio.

## OBTENCIÓN DE "δ"

Debido a que en los estratos III y V no contamos con el ángulo de fricción interna "φ"; lo deduciremos en base a los datos que tenemos.

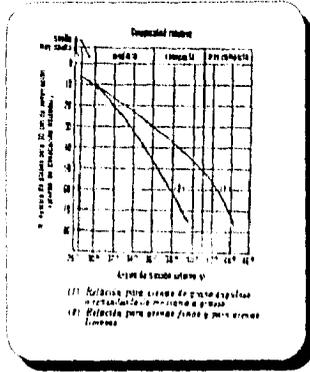


Fig.21 Correlación entre el número de golpes para 30cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas

Tomando la gráfica de correlación entre el número de golpes para 30 cm. de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas<sup>12</sup>.

Para el estrato III tomaremos de acuerdo a la estratigrafía la curva (2) (Fig.21) que corresponde a arenas finas y arenas limosas:

No Golpes = 8, que corresponde  $\phi = 29,4^\circ$

Y para el estrato V sabiendo que el "qu" es menor que en el estrato III, y a falta del No de golpes tomaremos conservadoramente el mínimo valor de la tabla:  $\phi = 28$

En lo que se refiere al "γ" (peso específico) de los estratos, también tomando un dato conservador y de acuerdo a la experiencia para éste tipo de suelos trabajaremos con  $\gamma = 1.4 \text{ Ton/m}^3$ .

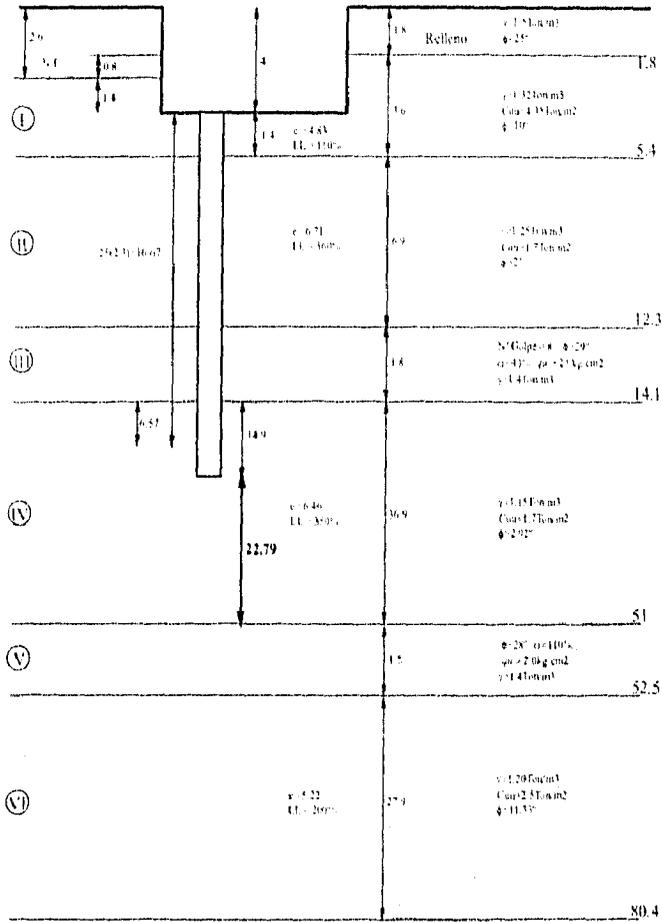
<sup>12</sup>Peck, R.B., Hanson, W.F. y Thornburn T.H. Foundation Engineering. Capítulo 14. John Wiley and Sons 1957.

De acuerdo a los datos anteriormente citados podremos obtener  $\text{Tan } \delta$  para cada estrato en la siguiente tabla:

Estrato	$\phi$	$\delta=2/3\phi$	$\text{Tan } \delta$
I	$10.0^\circ$	6.66	0.1169
II	$2.0^\circ$	1.33	0.0233
III	$29.4^\circ$	19.6	0.3561
IV	$2.92^\circ$	1.95	0.034
V	$28.0^\circ$	18.66	0.3378
VI	$11.33^\circ$	7.55	0.1326

### TRABAJO POR PUNTA DE LOS PILOTES

Antes de comenzar con el cálculo de capacidad de carga, probaremos que de acuerdo a los 25m de longitud supuesta del pilote, a lo largo de la vida útil del puente, éstos no trabajarán por punta. Para ello nos ayudaremos con el siguiente esquema:



que de acuerdo al hundimiento regional de la zona que es de 18 cm/año<sup>14</sup> (ver anexo 1), y

sabiendo que la vida útil de diseño del puente es de 50 años tenemos:

$$18 \text{ cm/año} \times 50 \text{ años} = 900 \text{ cm} = 9 \text{ m}$$

por lo que los 9.0 m de hundimiento acumulado en 50 años no alcanzarían a los 51 m de profundidad del estrato resistente (IV) quedando 22.80 m de colchón.

#### CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA POR PILOTE

1<sup>er</sup> Tramo de 4 m a 5.4 m

$$Q_f = [c_a + K_s \gamma t \tan \delta] AL$$

$$Q_f = [3.6 \text{ Ton/m}^2 + 0.4(1.32 \text{ Ton/m}^3 - 1.0^{15} \text{ Ton/m}^3)(1.4 \text{ m})(0.1169)] 1.2 \text{ m}^2/\text{m}(1.4 \text{ m})$$

$$Q_f = [3.6 \text{ Ton/m}^2 + 0.4(0.32 \text{ Ton/m}^3)(0.1636 \text{ m})] 1.68 \text{ m}^2$$

$$Q_f = [3.6 \text{ Ton/m}^2 + 0.02095 \text{ Ton/m}^2] 1.68 \text{ m}^2$$

$$Q_f = [3.6209 \text{ Ton/m}^2] 1.68 \text{ m}^2$$

$$Q_f = 6.0832 \text{ Ton}$$

2<sup>do</sup> Tramo de 5.4 m a 12.3 m

$$Q_f = [c_a + K_s \gamma t \tan \delta] AL$$

$$Q_f = [1.5 \text{ Ton/m}^2 + 0.4(1.25 \text{ Ton/m}^3 - 1.0 \text{ Ton/m}^3)(6.9 \text{ m})(0.0233)] 1.2 \text{ m}^2/\text{m}(6.9 \text{ m})$$

$$Q_f = [1.5 \text{ Ton/m}^2 + 0.4(0.25 \text{ Ton/m}^3)(0.16077 \text{ m})] 8.28 \text{ m}^2$$

$$Q_f = [1.5 \text{ Ton/m}^2 + 0.016077 \text{ Ton/m}^2] 8.28 \text{ m}^2$$

$$Q_f = [1.516077 \text{ Ton/m}^2] 8.28 \text{ m}^2$$

$$Q_f = 12.5531 \text{ Ton}$$

3<sup>er</sup> Tramo de 12.3 m a 14.1 m (Lente de arena)

$$Q_f = (K_s \gamma t \tan \delta) AL$$

$$Q_f = [0.4 (1.4 \text{ Ton/m}^3)(1.8 \text{ m})(0.3561)] 1.2 \text{ m}^2/\text{m}(1.8 \text{ m})$$

$$Q_f = [0.4 (0.897372 \text{ Ton/m}^3)] 2.16 \text{ m}^2$$

$$Q_f = [0.3589488 \text{ Ton/m}^2] 2.16 \text{ m}^2$$

$$Q_f = 0.7753 \text{ Ton}$$

4<sup>er</sup> Tramo de 14.1 m a 29 m

$$Q_f = [c_a + K_s \gamma t \tan \delta] AL$$

$$Q_f = [1.5 \text{ Ton/m}^2 + 0.4(1.15 \text{ Ton/m}^3 - 1.0 \text{ Ton/m}^3)(14.9 \text{ m})(0.0340)] 1.2 \text{ m}^2/\text{m}(14.9 \text{ m})$$

$$Q_f = [1.5 \text{ Ton/m}^2 + 0.4(0.15 \text{ Ton/m}^3)(0.5066 \text{ m})] 17.88 \text{ m}^2$$

$$Q_f = [1.5 \text{ Ton/m}^2 + 0.030396 \text{ Ton/m}^2] 17.88 \text{ m}^2$$

$$Q_f = [1.530396 \text{ Ton/m}^2] 17.88 \text{ m}^2$$

$$Q_f = 27.3635 \text{ Ton}$$

<sup>14</sup>Dato proporcionado por la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica del Departamento del Distrito Federal. (ver anexo 1)

<sup>15</sup>Valor del Agua por estar abajo del Nivel Freático.

$$\begin{aligned}
 Qf \text{ Total} &= Qf \text{ 1}^{\text{er}} \text{ tramo} + Qf \text{ 2}^{\text{do}} \text{ tramo} + Qf \text{ 3}^{\text{er}} \text{ tramo} + Qf \text{ 4}^{\text{to}} \text{ tramo} \\
 Qf \text{ Total} &= 6.0832 \text{ Ton} + 12.5531 \text{ Ton} + 0.7753 \text{ Ton} + 27.3635 \text{ Ton} \\
 Qf \text{ Total} &= \mathbf{46.7751 \text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

Y usando un factor de seguridad (FS) de acuerdo a la importancia de la estructura como algunos autores proponen, para nuestro caso de estudio de acuerdo a Sower's and Sower's es de 2.5, valor que se encuentra por encima del Reglamento de Construcciones del D.F. por lo que nos da una seguridad extra y la capacidad de carga de un pilote es igual a:

$$Qf = \frac{46.7751 \text{ Ton}}{F_s} = \frac{46.7751 \text{ Ton}}{2.5} \quad \text{por lo tanto}$$

$$Qf = 18.71 \text{ Ton/pilote}$$

NOTA: Se tomaron las fórmulas para suelos cohesivos-friccionames en los tramos I, II, y IV; pudiendo haber despreciado la fricción, todo esto para comprobar que la contribución de la fricción en éstos estratos, no es importante.

#### CALCULO DEL NÚMERO DE PILOTES REQUERIDOS POR LA CIMENTACIÓN

Para obtener el número de pilotes que requiere la cimentación incluyendo el peso de éstas tenemos:

$$\frac{\text{Peso de los pilotes} + \text{Peso transmitido al suelo considerando excavación y peso del cajón}}{\text{Capacidad de carga por pilote}} = N^{\circ} \text{ de pilotes}$$

siendo  $x = n^{\circ}$  de pilotes

$$\frac{[x \text{ volumen (y concreto)}] + 416.52 \text{ Ton}}{18.71 \text{ Ton}} = x$$

$$\frac{[x(25 \text{ m largo})(0.3^2 \text{ m}^2 \text{ sección})(2.4 \text{ Ton/m}^3)] + 416.52 \text{ Ton}}{18.71 \text{ Ton}} = x$$

$$\frac{x(5.4 \text{ Ton}) + 416.52 \text{ Ton}}{18.71 \text{ Ton}} = x$$

$$x(5.4 \text{ Ton}) + 416.52 \text{ Ton} = x(18.71 \text{ Ton})$$

$$416.52 \text{ Ton} = x(18.71 \text{ Ton}) - x(5.4 \text{ Ton})$$

$$416.52 \text{ Ton} = x(18.71 \text{ Ton} - 5.4 \text{ Ton})$$

$$416.52 \text{ Ton} = x(13.31 \text{ Ton})$$

$$x = \frac{416.52 \text{ Ton}}{13.31 \text{ Ton}}$$

$$x = 31.29 \text{ pilotes}$$

$$x = 31.29 \text{ pilotes} = \mathbf{32 \text{ pilotes se requieren para soportar la estructura}}$$

## FALLA POR GRUPO DE PILOTES

De acuerdo a lo anterior chequearemos la posibilidad de falla por grupo de pilotes; que como es bien conocido en los pilotes de fricción, es el efecto de grupo más importante en lo que se refiere a la capacidad de carga. La posibilidad de falla estriba en que la resistencia por

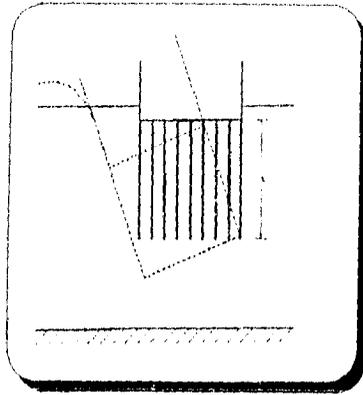


Fig.22 Falla de conjunto de una cimentación con pilotes de fricción

adherencia y fricción en el área lateral del prisma de altura "L" (la envolvente de los pilotes), sea menor que la suma de la resistencia de todos los pilotes considerados individualmente.

y esto se puede representar por la siguiente desigualdad:

$$\begin{aligned} npLfa &\leq PfaL^{1b} \\ np &\leq P \end{aligned}$$

donde  $f_a$  = Adherencia entre el pilote y el suelo

$L$  = Altura

$P$  = perímetro del conjunto

$p$  = perímetro de cada pilote

$$\begin{aligned} 32(4(0.3)) &\leq 29 \text{ m}(3\text{m}) \\ 38.4\text{m}^2 &\leq 87\text{m}^2 \end{aligned}$$

*por lo que no falla la cimentación por grupo de pilotes*

<sup>1b</sup> Según Juárez Badillo

## CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Ahora analizaremos las dos alternativas de solución de acuerdo a lo estudiado en el capítulo anterior.

En la primer alternativa se analizará la posibilidad de cimentar la estructura mediante una losa de cimentación, con una pequeña excavación para limpiar del terreno.

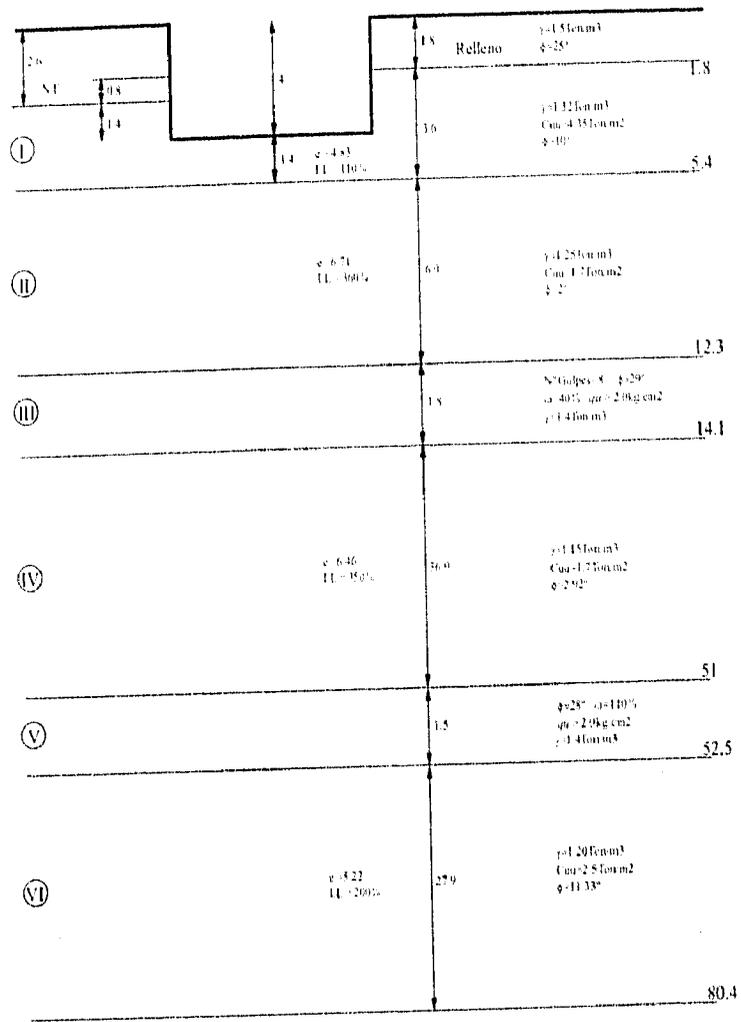
Después se analizará la segunda alternativa, a base de una cimentación con pilotes de fricción considerando una descarga del terreno resultado de la limpia de los rellenos existentes en el suelo. Se probará que no llegará a existir trabajo por punta de los pilotes durante la vida útil del puente, y la imposibilidad de falla por grupo de pilotes.

Se calcularán los asentamientos, resultado de la sobrecarga del suelo por la estructura, y las consecuencias del eje neutro sobre el trabajo de los pilotes.

A continuación se definirán los estados límite de servicio.

Tomando en cuenta que el peso neto de la estructura es de 416.52 Ton considerando el peso del cajón y el volumen excavado de suelo<sup>17</sup>.

<sup>17</sup> Cabe señalar que no se considera el peso propio de los pilotes, pues el hundido de éstos aumentará la resistencia, lo cual estaría por el lado de la seguridad, razón por la cual hace suponer en la práctica, que son autosostenibles.



Características del suelo para el cálculo de los asentamientos por losa

En forma general<sup>18</sup>

$$\Delta_{HT} = \Delta_{He} + \Delta_{Hp} + \Delta_{Hs} \quad \text{donde:}$$

$\Delta_{HT}$  = asentamiento total  
 $\Delta_{He}$  = asentamiento elástico (inmediato)  
 $\Delta_{Hp}$  = asentamiento por consolidación primaria  
 $\Delta_{Hs}$  = asentamiento por consolidación secundaria

Para suelos formados por arenas, gravas y boleos:

$$\Delta_{HT} = \Delta_{He}$$

En suelos arcillosos, muy blandos, orgánicos micaceos, turbas el asentamiento será:

$$\Delta_{HT} = \Delta_{Hp} + \Delta_{Hs}$$

En suelos arcillosos, saturados no orgánicos, los asentamientos que se tendrán:

$$\Delta_{HT} = \Delta_{Hp} + \Delta_{He} = \Delta_{Hp}$$

siendo  $\Delta_{He}$  muy pequeño por lo general se desprecia.

La deformación por consolidación primaria se representa:

$$\Delta_H = \frac{\Delta_e}{1 + e_0} H \quad \text{siendo;}$$

$$\Delta_e = e_0 - e_f$$

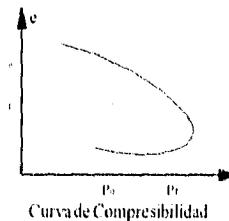
$$a_v = \frac{\Delta_e}{\Delta_p}$$

$$\Delta_e = a_v \Delta_p$$

$$\Delta_H = \frac{a_v \Delta_p}{1 + e_0} H \quad \rightarrow \quad m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$$

$$\Delta_H = m_v \Delta_p H$$

$a_v$  = Coeficiente de compresibilidad  
 $m_v$  = Coeficiente de variación volumétrica  
 $\Delta_p$  = variación de presión  
 $\Delta_e$  = variación de relación de vacíos



Para obtener la deformación en arcillas normalmente consolidadas (el cual es nuestro caso de estudio)

$$\Delta_H = \frac{Cc}{1 + e_0} H \frac{\text{Log } \frac{P_0 + \Delta_p}{P_0}}$$

donde  $Cc$  = Índice de compresibilidad, el cual se puede obtener correlacionándolo con el LL (Límite líquido) según Terzaghi,

siendo  $Cc = 0.009 (LL - 10)$

<sup>18</sup> Consideraremos "e" del estrato como "e<sub>v</sub>" para efectos prácticos. El valor de "e" y "LL" son tomados de la gráfica de características del suelo del Laboratorio de Ingeniería experimental.

Y para los estratos de arena (en nuestro caso los estratos III y V) se obtienen:

$$\Delta_{qe} = \frac{qB(1-\nu^2)I_0}{E}$$

$\Delta_{qe}$  = asentamiento elástico

$q$  = carga uniformemente repartida en Ton/m<sup>2</sup>

$B$  = ancho del cimiento en m

$\nu$  = módulo de Poisson

$E$  = módulo de elasticidad del suelo

$I_0$  = factor de influencia

**FACTOR DE INFLUENCIA ( $I_0$ )<sup>19</sup>**

Forma	FLEXIBLE			RIGIDA
	Centro	Esquina	Promedio	Promedio
Circular	1	0.64	0.85	0.88
Cuadrada	1.12	0.56	0.95	0.82
Rectangular				
L/B = 1.5	1.36	0.68	1.15	1.06
2	1.53	0.77	1.3	1.2
5	2.1	1.05	1.83	1.7
10	2.54	1.27	2.25	2.1
100	4.01	2	3.69	3.4

Y sabiendo que "E" para:

- Arcillas sensitivas normalmente consolidadas es de

$$E = (250 \text{ a } 500 \text{ kg/cm}^2) Su$$

donde  $Su$  = resistencia al corte drenado

- Arcillas de baja sensibilidad

$$E = 1000 Su = \text{kg/cm}^2$$

- Arenas arcillosas

$$E = 3(N+5) = \text{kg/cm}^2$$

donde  $N = n^\circ$  de golpes en la prueba de penetración estándar

- Arenas (nuestro caso de estudio para los estratos III y V)

$$E = 5(N+15) = \text{kg/cm}^2$$

<sup>19</sup> De acuerdo al Manual de Diseño de Obras Civiles de la CIE, Volumen B 2.4. Cimentaciones en suelos, pág. 2.4.19.

También sabemos que "E" y "v" de acuerdo al tipo de suelo<sup>20</sup> serán:

TIPO DE SUELO	E (Kg/cm <sup>2</sup> )
Arcilla	
muy blanda	3 - 30
blanda	20 - 40
media	45 - 90
dura	70 - 200
arenosa	300 - 425
Til glaciar	100 - 1600
Loess	150 - 600
Arena	
limosa	50 - 200
suelta	100 - 250
compacta	500 - 1000
Arena con Grava	
compacta	800 - 2000
suelta	100 - 250
compacta	500 - 1000
Arena con Grava	
compacta	800 - 2000
suelta	500 - 1400
Lutitas	1400 - 14000
Limo	20 - 200

TIPO DE SUELO	v
Arcilla saturada	0.4 - 0.5
Arcilla no saturada	0.1 - 0.3
Arcilla arenosa	0.2 - 0.3
limo	0.3 - 0.35
Arena densa	0.2 - 0.4
Arena gruesa (e = 0.4 - 0.7)	0.15
Arena fina (e = 0.4 - 0.7)	0.25
Loess	0.1 - 0.3

De acuerdo a todo lo anterior la "E" para el estrato III será:

$E = 5(8 + 15) = 115 \text{ kg/cm}^2$ , y comparándolo con la tabla dicho valor corresponde a una arena limosa entre 50 y 200.

y para el estrato V:

será de  $150 \text{ kg/cm}^2$  haciendo una aproximación con un valor conservador debido a la falta del nº de golpes de la prueba de penetración estándar, para éste estrato.

<sup>20</sup> Según Bowles, J. E., *Foundation Analysis and Design*, Second Edition, Mc Graw-Hill, 1977  
Tablas tomadas del Manual de Diseño de Obras Civiles de la CTE, Volumen B.2.4. Cimentaciones en suelos, pág. 2.4.10

En lo que respecta al módulo de Poisson, entrando en la tabla anterior, inciso arenas finas tenemos que para ambos casos trabajaremos con  $\mu = 0.25$

### HUNDIMIENTO TOTAL DE LA LOSA

Ya teniendo todos los datos necesarios empezaremos con el cálculo del Hundimiento total.

### CÁLCULO DE ESFUERZOS

Los esfuerzos en los estratos serán calculados por Fadum para superficies uniformemente cargadas ayudándonos de la siguiente gráfica.

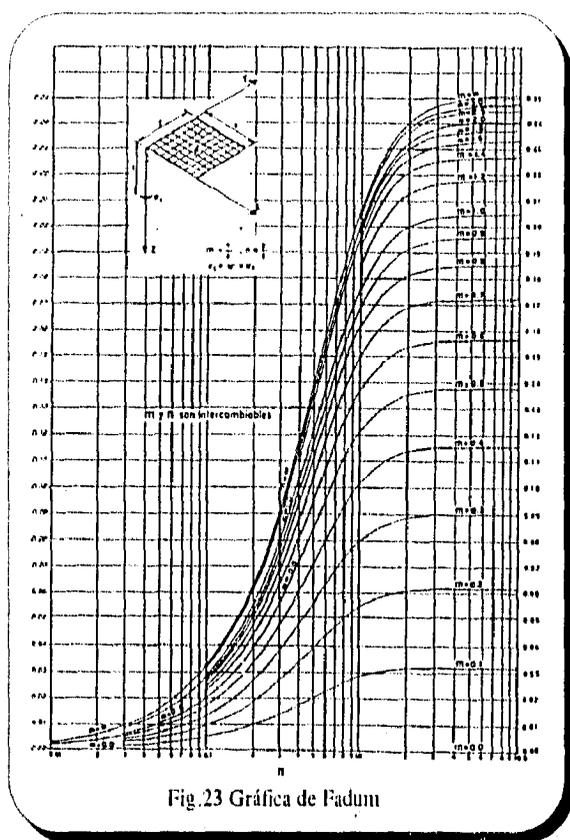


Fig. 23 Gráfica de Fadum

Para la obtención del valor de influencia según el estrato deseado, se considerará en la parte media de cada uno de éstos. Haremos una tabla para facilitar el cálculo:

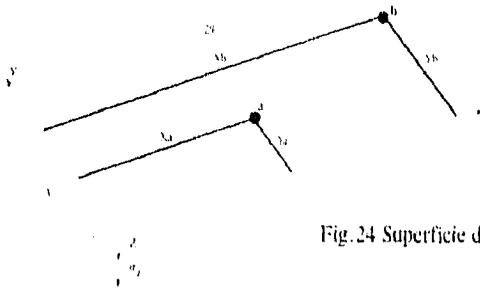


Fig.24 Superficie de cimentación

### VALOR DE INFLUENCIA AL CENTRO

Para el punto "a" (ver fig.24)

z	m=x/z	n=y/z	$\omega_n^j$	$W=q^2$	$\sigma z$	$(\sigma z \times 4)^j$	Estrato
0	$\alpha$	$\alpha$	0.25	4.7876	1.1969	4.7876	I
0.7	20.71	2.14	0.241	4.7876	1.1538	4.6152	I
4.85	2.99	0.31	0.095	4.7876	0.4548	1.8193	II
9.2	1.58	0.16	0.048	4.7876	0.2298	0.9192	III
28.55	0.51	0.05	0.011	4.7876	0.0527	0.2107	IV
47.75	0.3	0.03	0.005	4.7876	0.0239	0.0958	V
62.45	0.23	0.02	0.001	4.7876	0.0048	0.0192	VI

<sup>j</sup>Se obtiene de la gráfica de Fadum (pag anterior) en base a los valores de "m" y "n"

<sup>j</sup>Este valor es obtenido por  $Peso \text{ área} = 416 \text{ 521 ton} / 29 \text{ mt}^2 \text{ (m)} = 4.7876 \text{ Ton/m}^2$  (ver página 59)

Como se hizo el cálculo para una cuarta parte de la superficie (ver fig anterior) se multiplica por 4 para obtener el de la superficie total.

donde  $\sigma z = W \omega_n$ ,

W = Carga uniformemente repartida

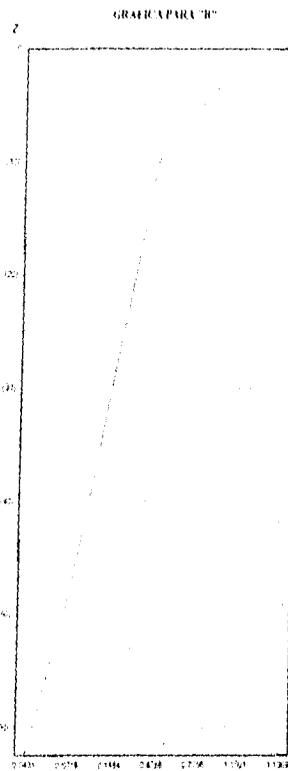
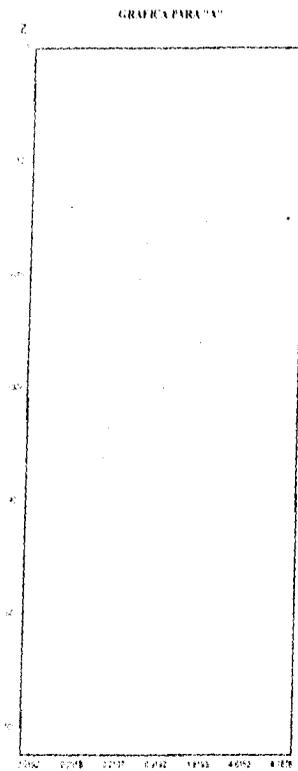
$\omega_n$  = está en función de m y n (de la gráfica de Fadum)

siendo  $m = x/z = (\text{Coordenada en x})/\text{profundidad}$

$n = y/z = (\text{Coordenada en y})/\text{profundidad}$

VALOR DE INFLUENCIA EN ESQUINA  
 Y para el punto "b" (ver fig.24)

$z$	$m=s/z$	$n=y/z$	$\omega_0$	$W=q$	$\sigma z$	Estrato
0	$\alpha$	$\alpha$	0.25	4.7876	1.1969	I
0.7	41.43	4.29	0.249	4.7876	1.1921	I
4.85	5.98	0.62	0.162	4.7876	0.7756	II
9.2	3.15	0.33	0.1	4.7876	0.4788	III
28.55	1.02	0.11	0.031	4.7876	0.1484	IV
47.75	0.61	0.06	0.015	4.7876	0.0718	V
62.45	0.46	0.05	0.009	4.7876	0.0431	VI



### CÁLCULO DE Po (presión inicial)

Ya teniendo los  $\Delta_p$  ahora calcularemos los Po

Para el estrato I

$$Po^I = \sum_{n=1}^I \gamma_n h_n$$

n = número de estratos

donde,

$$\text{Relleno} = 1.5 \text{ Ton/m}^3(1.8\text{m}) = 2.7 \text{ Ton/m}^2$$

$$Po_I = \text{relleno} + \gamma_I h_I^{12}$$

$$Po_I = [1.5 \text{ Ton/m}^3(1.8\text{m})] + (1.32 \text{ Ton/m}^3 (0.8\text{m}) + (1.32\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(2.1\text{m}^{12}))$$

$$Po_I = 2.7 \text{ Ton/m}^2 + (1.06 \text{ Ton/m}^2 + 0.67 \text{ Ton/m}^2)$$

$$Po_I = 2.7 \text{ Ton/m}^2 + 1.73 \text{ Ton/m}^2$$

$$Po_I = \underline{4.43 \text{ Ton/m}^2}$$

Para el estrato II

$$Po_{II} = \text{relleno} + \gamma_I h_I + \gamma_{II} h_{II}$$

$$Po_{II} = 2.7 \text{ Ton/m}^2 + (1.32 \text{ Ton/m}^3 (0.8\text{m}) + (1.32\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(2.8 \text{ m}))$$

$$+ (1.25\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(3.45\text{m})$$

$$Po_{II} = 2.7 \text{ Ton/m}^2 + 1.95 \text{ Ton/m}^2 + 0.86 \text{ Ton/m}^2$$

$$Po_{II} = \underline{5.51 \text{ Ton/m}^2}$$

Para el estrato IV

$$Po_{IV} = \text{relleno} + \gamma_I h_I + \gamma_{II} h_{II} + \gamma_{III} h_{III} + \gamma_{IV} h_{IV}$$

$$Po_{IV} = 2.7 \text{ Ton/m}^2 + (1.32 \text{ Ton/m}^3 (0.8\text{m}) + (1.32\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(2.8 \text{ m}))$$

$$+ (1.25\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(6.9\text{m}) + (1.4\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(1.8 \text{ m})$$

$$+ (1.15\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(18.45\text{m})$$

$$Po_{IV} = 2.7 \text{ Ton/m}^2 + 1.95 \text{ Ton/m}^2 + 1.73 \text{ Ton/m}^2 + 0.72 \text{ Ton/m}^2 + 2.77 \text{ Ton/m}^2$$

$$Po_{IV} = \underline{9.86 \text{ Ton/m}^2}$$

<sup>12</sup>Ver croquis del corte del terreno para referenciar las medidas

<sup>13</sup>Se calculará hasta la parte media del estrato después del no. 1 de la losa

<sup>14</sup>Ver croquis de características del suelo para el cálculo de asentamientos por losa

ESTA TESIS NO PUEDE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Para el estrato VI

$$\begin{aligned}
 P_{o_{VI}} &= \text{relleno} + \gamma_1 h_1^{24} + \gamma_{II} h_{II}^{24} + \gamma_{III} h_{III}^{24} + \gamma_W h_W + \gamma_V h_V + \gamma_{VI} h_{VI} \\
 P_{o_{VI}} &= 2.7 \text{ Ton/m}^2 + 1.95 \text{ Ton/m}^2 + 1.73 \text{ Ton/m}^2 + 0.72 \text{ Ton/m}^2 \\
 &\quad + (1.15 \text{ Ton/m}^3 - 1 \text{ Ton/m}^3)(36.9\text{m}) + (1.4 \text{ Ton/m}^3 - 1 \text{ Ton/m}^3)(1.5\text{m}) \\
 &\quad + (1.2 \text{ Ton/m}^3 - 1 \text{ Ton/m}^3)(13.95\text{m}) \\
 P_{o_{VI}} &= 2.7 \text{ Ton/m}^2 + 1.95 \text{ Ton/m}^2 + 1.73 \text{ Ton/m}^2 + 0.72 \text{ Ton/m}^2 \\
 &\quad + 5.54 \text{ Ton/m}^2 + 0.60 \text{ Ton/m}^2 + 2.79 \text{ Ton/m}^2 \\
 P_{o_{VI}} &= \underline{16.03 \text{ Ton/m}^2}
 \end{aligned}$$

### CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Cálculo de  $\Delta_{II}$  en el centro:

Aplicando las fórmulas de asentamiento para los estratos I, II, IV y VI

$$\begin{aligned}
 \Delta_{II} &= \frac{Cc}{1+e_0} \cdot H \cdot \text{Log} \frac{P_o + \Delta_p}{P_o} \\
 Cc &= 0.009(LL^{25} - 10)
 \end{aligned}$$

para el estrato I  $Cc = 0.009(110 - 10) = 0.90$

para el estrato II  $Cc = 0.009(360 - 10) = 3.15$

para el estrato IV  $Cc = 0.009(350 - 10) = 3.06$

para el estrato VI  $Cc = 0.009(200 - 10) = 1.71$

Substituyendo los valores antes determinados:

$$\begin{aligned}
 \Delta_{II} &= \frac{0.90}{1+4.83} \cdot 1.40\text{m} \cdot \text{Log} \frac{4.43 \text{ Ton/m}^2 + 4.6152 \text{ Ton/m}^2}{4.43 \text{ Ton/m}^2} \\
 \Delta_{II} &= \underline{0.0670 \text{ m del estrato I}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{II} &= \frac{3.15}{1+6.71} \cdot 6.90\text{m} \cdot \text{Log} \frac{5.51 \text{ Ton/m}^2 + 1.8193 \text{ Ton/m}^2}{5.51 \text{ Ton/m}^2} \\
 \Delta_{II} &= \underline{0.3493 \text{ m del estrato II}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{II} &= \frac{3.06}{1+6.46} \cdot 36.90\text{m} \cdot \text{Log} \frac{9.86 \text{ Ton/m}^2 + 0.2107 \text{ Ton/m}^2}{9.86 \text{ Ton/m}^2} \\
 \Delta_{II} &= \underline{0.1390 \text{ m del estrato IV}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta_{II} &= \frac{1.71}{1+5.22} \cdot 27.9\text{m} \cdot \text{Log} \frac{16.03 \text{ Ton/m}^2 + 0.0192 \text{ Ton/m}^2}{16.03 \text{ Ton/m}^2} \\
 \Delta_{II} &= \underline{0.0040 \text{ m del estrato VI}}
 \end{aligned}$$

<sup>24</sup>Valores obtenidos en el cálculo anterior

<sup>25</sup>Ver croquis del corte estratigráfico para identificar los LL.

Y para los estratos III y V

primeramente obtendremos el factor de influencia  $l_0$  para éstos estratos:

L/B donde

$$L/B = 29/3 = 9.67$$

interpolando de la tabla de  $l_0$  (pág. 74) y considerando flexible al centro y a la esquina tenemos:

L/B	Centro	Esquina
5	2.1	1.05
<b>9.67</b>	<b>2.511</b>	<b>1.2555</b>
10	2.54	1.27

$$\Delta_{H3} = \frac{qB (1-\nu^2)}{E} l_0$$

$$\Delta_{H3} = 0.9192 \text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) \frac{(1 - 0.25^2)}{115 \text{kg/cm}^2 (100^2/1^2 \text{m}^2) (1\text{Ton}/1000\text{kg})} (2.5110)$$

$$\Delta_{H3} = 0.9192 \text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) \frac{0.9375}{1150 \text{Ton/m}^2} (2.5110)$$

$$\Delta_{H3} = 0.0056 \text{ m del estrato III}$$

$$\Delta_{H5} = \frac{qB (1-\nu^2)}{E} l_0$$

$$\Delta_{H5} = 0.0958 \text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) \frac{(1 - 0.25^2)}{150 \text{kg/cm}^2 (100^2/1^2 \text{m}^2) (1\text{Ton}/1000\text{kg})} (2.5110)$$

$$\Delta_{H5} = 0.0958 \text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) \frac{0.9375}{1500 \text{Ton/m}^2} (2.5110)$$

$$\Delta_{H5} = 0.0005 \text{ m del estrato V}$$

Por último el  $\Delta_{Htotal}$

$$\Delta_{HT} = \Delta_{H1} + \Delta_{H2} + \Delta_{H3} + \Delta_{H4} + \Delta_{H5} + \Delta_{H6}$$

$$\Delta_{HT} = 0.0670\text{m} + 0.3493\text{m} + 0.0056\text{m} + 0.1390\text{m} + 0.0005\text{m} + 0.0040\text{m}$$

$$\Delta_{Htotal} = 0.5654 \text{ m}$$

De los cálculos anteriores obtenemos que 57 cm. > 30 cm. que es el valor máximo permitido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones en su tabla II, pág.12. Por lo que no es aceptable esta opción de cimentación de acuerdo a los asentamientos permisibles; Sin embargo, calcularemos el hundimiento en esquina y la distorsión angular para tener el panorama general de esta opción.

Cálculo de  $\Delta_H$  en el esquina:

Aplicando las fórmulas de asentamiento para los estratos I, II, IV y VI

$$\Delta_H = \frac{C_c \cdot H \cdot \text{Log} \frac{P_0 + \Delta_p}{P_0}}{1 + e_0}$$

Substituyendo los valores antes determinados:

$$\Delta_{H1} = \frac{0.90}{1+4.83} \cdot 1.40\text{m} \cdot \text{Log} \frac{4.43\text{Ton/m}^2 + 1.1921\text{Ton/m}^2}{4.43\text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{H1} = 0.0224 \text{ m del estrato I}$$

$$\Delta_{H2} = \frac{3.15}{1+6.71} \cdot 6.90\text{m} \cdot \text{Log} \frac{5.51\text{Ton/m}^2 + 0.7756\text{Ton/m}^2}{5.51\text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{H2} = 0.1612 \text{ m del estrato II}$$

$$\Delta_{H4} = \frac{3.06}{1+6.46} \cdot 36.90\text{m} \cdot \text{Log} \frac{9.86\text{Ton/m}^2 + 0.1484\text{Ton/m}^2}{9.86\text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{H4} = 0.0982 \text{ m del estrato IV}$$

$$\Delta_{H6} = \frac{1.71}{1+5.22} \cdot 27.9\text{m} \cdot \text{Log} \frac{16.03\text{Ton/m}^2 + 0.0431\text{Ton/m}^2}{16.03\text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{H6} = 0.0089 \text{ m del estrato VI}$$

Y para los estratos III y V

$$\Delta_{H3} = \frac{qB (1-\nu^2)}{E} I_0$$

$$\Delta_{H3} = 0.4788\text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) \frac{(1-0.25^2)}{115\text{kg/cm}^2 (100^2/1^3\text{m}^2) (1\text{Ton}/1000\text{kg})} (1.2555)$$

$$\Delta_{H5} = 0.4788\text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) \frac{0.9375}{1150\text{Ton/m}^2} (1.2555)$$

$$\Delta_{H5} = 0.0015 \text{ m del estrato III}$$

$$\Delta_{H5} = \frac{qB(1-\nu^2)l_0}{E}$$

$$\Delta_{H5} = \frac{0.0718 \text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) (1-0.25^2)}{150 \text{kg/cm}^2 (100^2/\text{t}^2\text{m}^2) (1\text{Ton}/1000\text{kg})} (1.2555)$$

$$\Delta_{H5} = \frac{0.0718 \text{Ton/m}^2 (3.0\text{m}) \cdot 0.9375}{1500 \text{Ton/m}^2} (1.2555)$$

$$\Delta_{H5} = 0.0002 \text{ m del estrato V}$$

Por último el  $\Delta_{HE_{quina}}$

$$\Delta_{HE} = \Delta_{H1} + \Delta_{H2} + \Delta_{H3} + \Delta_{H4} + \Delta_{H5} + \Delta_{H6}$$

$$\Delta_{HE} = 0.0224\text{m} + 0.1612\text{m} + 0.0015\text{m} + 0.0982\text{m} + 0.0002\text{m} + 0.0089\text{m}$$

$$\Delta_{HE_{quina}} = 0.2924 \text{ m}$$

#### DISTORSIÓN ANGULAR

$$\Delta_{DA} = \Delta_{HE} - \Delta_{HE}$$

$$\Delta_{DA} = 0.5654\text{m} - 0.2924\text{m} = 0.2730 \text{ m}$$

$$\text{Distorsión Angular} = 0.2730\text{m}/l$$

$$l = \left( \sqrt{3^2 + 29^2} \right) / 2 = 14.58$$

$$\text{Distorsión angular} = (0.2730/14.58) = 0.0187 \text{ m}$$

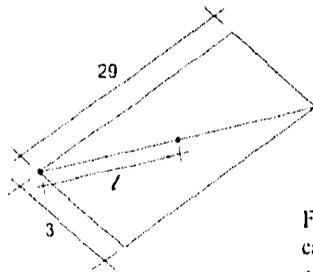
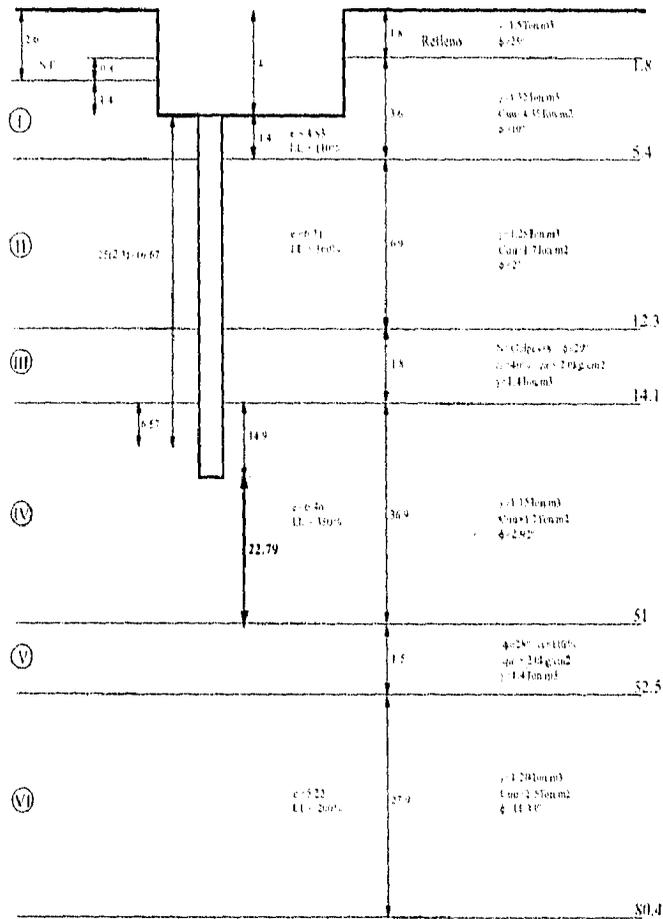


Fig.25 Croquis para el cálculo de distorsión angular en losa

## HUNDIMIENTO TOTAL DEL CAJÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN

De acuerdo con el Manual de la CFE<sup>2b</sup> para pilotes de fricción en estrato compresible se considera un largo del pilote  $L=2/3L_c$ , profundidad desde la cual se considera el hundimiento, pues los  $2/3$  superiores de acuerdo a la teoría de Terzaghi y Peck no sufren asentamiento.

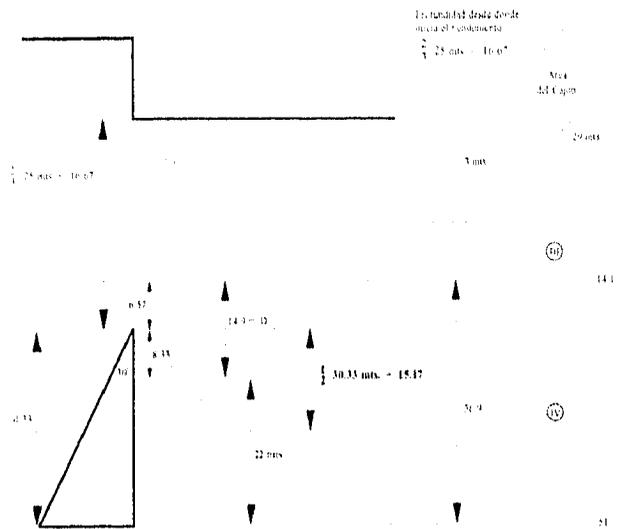


Características del suelo para el cálculo de asentamientos por pilotes de fricción

## CÁLCULO DE ESFUERZOS<sup>27</sup>

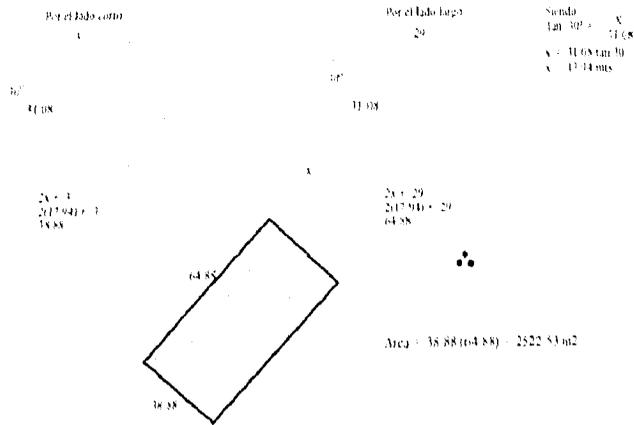
Este cálculo se hará por el método de los trapecios de acuerdo a Terzaghi. Considerando un ángulo de inclinación de  $30^\circ$  en los lados del trapecio como se muestra en las ilustraciones posteriores.

Recordando que según Terzaghi se considerará el cálculo a partir de los  $2/3$  de la longitud del pilote empezaremos en el estrato IV, y con un desarrollo de  $30^\circ$  a partir de la vertical del borde del área cimentada hacia afuera.



<sup>27</sup> El cual está basado en este punto en Terzaghi y Peck  
<sup>28</sup> Todas las medidas de las siguientes ilustraciones se encuentran acotadas en metros





$$\sigma = \frac{Q}{A} = \frac{416.52 \text{ Ton}}{2522.53 \text{ m}^2} = 0.1651 \text{ Ton/m}^2 = \Delta_p$$

También para éste estrato obtendremos  $I_0$  para:

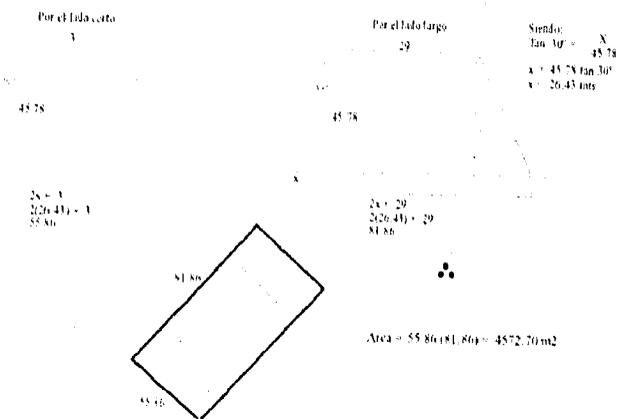
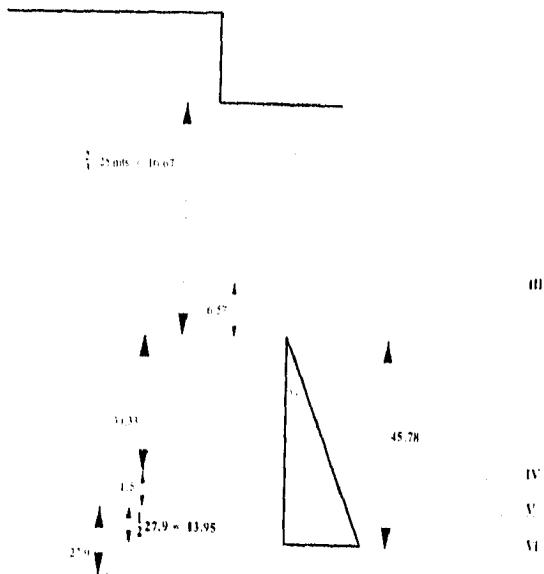
L/B donde

$$L/B = 64.88/38.88 = 1.67$$

interpolando de la tabla anterior de  $I_0$  y considerando flexible al centro y a la esquina tenemos:

L/B	Centro	Esquina
1.5	1.36	0.68
<b>1.67</b>	<b>1.42</b>	<b>0.71</b>
2	1.53	0.77

Para el estrato VI



$$\sigma = \frac{Q}{A} = \frac{416.52 \text{ Ton}}{4572.70 \text{ m}^2} = 0.0911 \text{ Ton/m}^2 = \Delta_p$$

### CÁLCULO DE Po (presión inicial)

Ya teniendo los  $\Delta_p$  ahora calcularemos los Po

Para el estrato IV

$$Po^{29} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

n = número de estratos

$$Po^{29} = 1.5 \text{ Ton/m}^3(1.8\text{m}) + 1.32 \text{ Ton/m}^3(0.8\text{m}) + (1.32\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(2.8\text{m}) \\ + (1.25\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(6.9\text{m}) + (1.4\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)1.8\text{m} + \gamma_{IV} h_{IV}$$

donde,

$$\text{Relleno} = 1.5 \text{ Ton/m}^3(1.8\text{m})$$

$$\text{Estrato I} = 1.32 \text{ Ton/m}^3(0.8\text{m}) + (1.32\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(2.8\text{m})$$

$$\text{Estrato II} = (1.25\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(6.9\text{m})$$

$$\text{Estrato III} = (1.4\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)1.8\text{m}$$

$$\text{Estrato IV} = \gamma_{IV} h_{IV}$$

$$Po = 7.097 \text{ Ton/m}^2 + \gamma_{IV} h_{IV}^{30}$$

$$Po = 7.097 \text{ Ton/m}^2 + (1.15\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(6.57\text{m} + 15.17\text{m})^{31}$$

$$Po = 7.097 \text{ Ton/m}^2 + 0.15\text{Ton/m}^3(21.74\text{m})$$

$$Po = 7.097 \text{ Ton/m}^2 + 3.261\text{Ton/m}^2$$

$$Po_{IV} = 10.36 \text{ Ton/m}^2$$

Para el estrato VI (pues el V no aplica según la fórmula que se está usando por el tipo de estrato que representa éste)

$$Po = 7.097 \text{ Ton/m}^2 + \gamma_{IV} h_{IV} + \gamma_V h_V + \gamma_{VI} h_{VI}$$

$$Po = 7.097 \text{ Ton/m}^2 + (1.15\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(36.9\text{m})$$

$$+ (1.4\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(1.5\text{m}) + (1.2\text{Ton/m}^3 - 1\text{Ton/m}^3)(13.95\text{m})$$

$$Po = 7.097 \text{ Ton/m}^2 + 5.535 \text{ Ton/m}^2 + 0.6 \text{ Ton/m}^2 + 2.79 \text{ Ton/m}^2$$

$$Po_{VI} = 16.02 \text{ Ton/m}^2$$

<sup>29</sup>Ver croquis del corte del terreno para referenciar las medidas (pág.84)

<sup>30</sup>El Po para los estratos anteriores al IV son constantes por lo cual solo en este desarrollo se calcularán y se tomará el resultado a los siguientes desarrollos.

<sup>31</sup>Se calculará hasta la parte media del estrato después de los 2/3 de la longitud del pilote.

<sup>32</sup>Ver croquis del cálculo de Apt

## CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

Aplicando las fórmulas de asentamiento:

$$\Delta_{II} = \frac{Cc}{1+e_0} H \text{ Log } \frac{P_0 + \Delta_p}{P_0}$$

$$Cc = 0.009(LL^{0.75} - 10)$$

para el estrato IV  $Cc = 0.009(350 - 10) = 3.06$

para el estrato VI  $Cc = 0.009(200 - 10) = 1.71$

Substituyendo los valores antes determinados:

$$\Delta_{II4} = \frac{3.06}{1+6.46} 30.33 \text{m} \text{ Log } \frac{10.36 \text{Ton/m}^2 + 0.4363 \text{Ton/m}^2}{10.36 \text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{II} = 0.2229 \text{ m del estrato IV}$$

$$\Delta_{II6} = \frac{1.71}{1+5.22} 27.90 \text{m} \text{ Log } \frac{16.02 \text{Ton/m}^2 + 0.0911 \text{Ton/m}^2}{16.02 \text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{II} = 0.0189 \text{ m del estrato VI}$$

Y para el estrato V

$$\Delta_{II5} = \frac{qB^{0.5} (1-\nu^2) I_o}{E}$$

$$\Delta_{II5} = 0.1651 \text{Ton/m}^2 (38.88 \text{m}) \frac{(1-0.25^2)}{1500 \text{kg/cm}^2 (100^2/1^2 \text{m}^2) (1 \text{Ton}/1000 \text{kg})} (1.4178)$$

$$\Delta_{II5} = 0.1651 \text{Ton/m}^2 (38.88 \text{m}) \frac{0.9375}{1500 \text{Ton/m}^2} (1.4178)$$

$$\Delta_{II} = 0.0057 \text{ m del estrato V}$$

Por último el  $\Delta_{II \text{ total}}$

$$\Delta_{II \text{ total}} = \Delta_{II4} + \Delta_{II5} + \Delta_{II6}$$

$$\Delta_{II \text{ total}} = 0.2229 \text{m} + 0.0057 \text{m} + 0.0189 \text{m}$$

$$\Delta_{II \text{ total}} = 0.2475 \text{ m}$$

<sup>1</sup> Ver croquis del cono estratigráfico para identificar los LL.

<sup>2</sup> Medida de la base del trapecio menor en el cálculo de  $\Delta_{II5}$

De los cálculos anteriores obtenemos que  $25 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.}$  que es el valor máximo permitido por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones en su tabla II, pág.12. Por lo que es aceptable esta opción de cimentación de acuerdo a los asentamientos permisibles.

## SEGUNDO CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS DEL CAJÓN CON PILOTES DE FRICCIÓN

Se confirmará la magnitud de los asentamientos en el sitio de estudio, provocados por la sobrecarga que induce la estructura, calculando los esfuerzos en el centro del área por el método de Fadum para un área rectangular uniformemente cargada, considerando hundimiento desde los primeros 2/3 de la longitud total del pilote.

DETERMINACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS PARA UNA ÁREA  
RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA DESDE LOS PRIMEROS 2/3 DE  
LA LONGITUD TOTAL DEL PILOTE

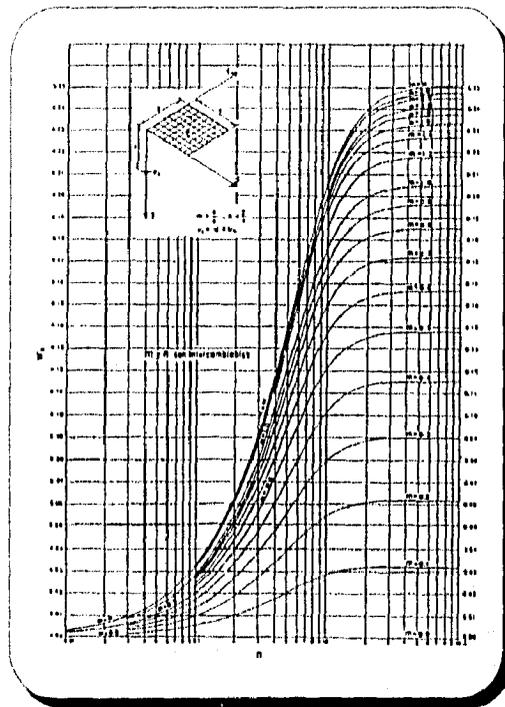


Fig.26 Gráfica de Fadum

CONSIDERANDO HUNDIMIENTO DESDE LOS PRIMEROS 2/3 DE LA LONGITUD TOTAL DEL PILOTE

Ahora, para obtener el hundimiento, las presiones en los estratos serán calculadas por Fadum para superficies uniformemente cargadas ayudándonos de la gráfica de la página anterior.

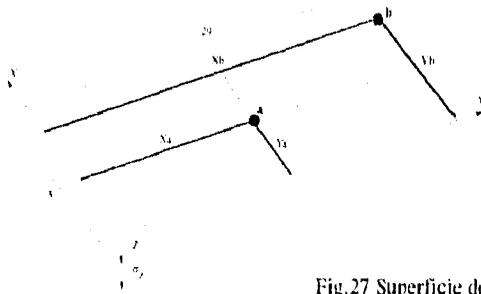


Fig.27 Superficie de cimentación

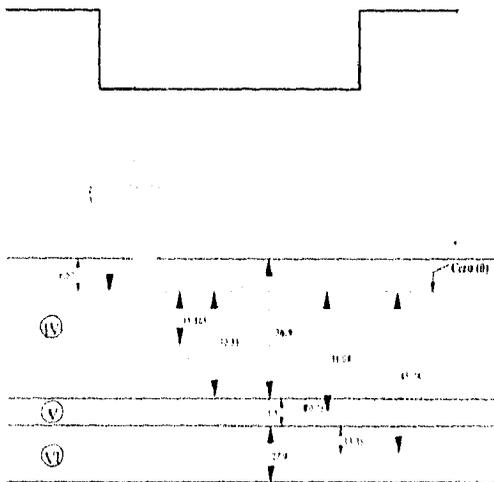


Fig.28 Cróquis de apoyo para análisis de hundimiento

Para la obtención del valor de influencia según el estrato deseado, se considera en la parte media de cada uno de éstos. Haremos una tabla para facilitar el cálculo:

#### VALOR DE INFLUENCIA AL CENTRO

Para el punto "a" (ver fig.27)

z	m=x/z	n=y/z	$\omega_0^1$	W=q <sup>2</sup>	$\sigma z$	( $\sigma z \times 4$ ) <sup>2</sup>	Estrato
0	$\alpha$	$\alpha$	0.25	4.7876	1.1969	4.7876	IV
15.165	0.9561	0.0989	0.025	4.7876	0.1197	0.4788	IV
31.08	0.4665	0.0483	0.009	4.7876	0.0431	0.1724	V
45.78	0.3167	0.0328	0.005	4.7876	0.0239	0.0958	VI

<sup>1</sup>Se obtiene de la gráfica de Fadum (pag. anterior) en base a los valores de "m" y "n"

Este valor es obtenido por Peso. área = 416.521 on (29m x 3m) = 4.7876 Ton/m<sup>2</sup> (ver pág. 59)

Como se hizo el cálculo para una cuarta parte de la superficie (ver fig. anterior) se multiplica por 4 para obtener el de la superficie total.

donde  $\sigma z = W \omega_0$

W = Carga uniformemente repartida

$\omega_0$  = está en función de m y n

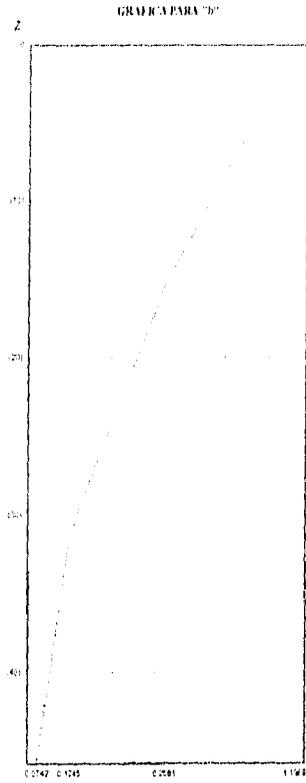
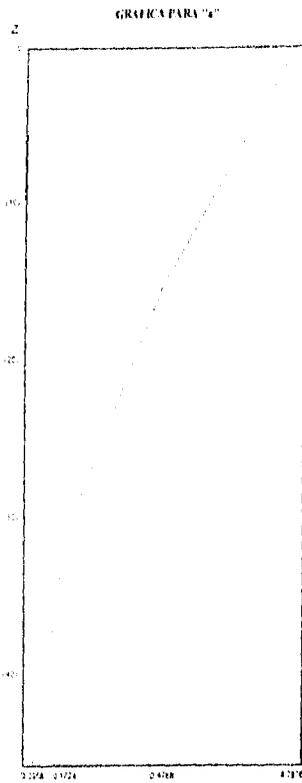
siendo m = x/z = (Coordenada en x)/profundidad

n = y/z = (Coordenada en y)/profundidad

#### VALOR DE INFLUENCIA EN ESQUINA

Y para el punto "b" (ver fig.27)

z	m=x/z	n=y/z	$\omega_0$	W=q	$\sigma z$	Estrato
0	$\alpha$	$\alpha$	0.25	4.7876	1.1969	IV
15.165	1.9123	0.1978	0.056	4.7876	0.2681	IV
31.08	0.9331	0.0965	0.026	4.7876	0.1245	V
45.78	0.6339	0.0655	0.0155	4.7876	0.0742	VI



Con los datos anteriores se calcularán de nuevo los hundimientos en esquina y al centro aprovechando los cálculos del hundimiento total antes analizado (ver desde pág. 71).

### CÁLCULO DE $\Delta_H$ EN EL CENTRO

Para los estratos IV y VI

$$\Delta_H = \frac{Cc}{1+e_0} H \text{ Log } \frac{P_0 + \Delta_H}{P_0}$$

Substituyendo los valores antes determinados:

para  $z = 15.165 \text{ m}$

$$\Delta_{H4} = \frac{3.06}{1+6.46} 30.33 \text{m Log } \frac{10.36 \text{Ton/m}^2 + 0.4788 \text{Ton/m}^2}{10.36 \text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{H4} = 0.2441 \text{ m del estrato IV}$$

$$\Delta_{H6} = \frac{1.71}{1+5.22} 27.90 \text{m Log } \frac{16.02 \text{Ton/m}^2 + 0.0958 \text{Ton/m}^2}{16.02 \text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_{H6} = 0.0199 \text{ m del estrato VI}$$

Y para el estrato V

$$\Delta_{H5} = \frac{qB^{1/4} (1-\nu^2)}{E} k_0$$

$$\Delta_{H5} = 0.1724 \text{Ton/m}^2 (3\text{m}) \frac{(1-0.25^2)}{150 \text{kg/cm}^2 (100^2/1^3 \text{m}^3) (1 \text{Ton}/1000 \text{kg})} (1.4178)$$

$$\Delta_{H5} = 0.1724 \text{Ton/m}^2 (3\text{m}) \frac{0.9375}{1500 \text{Ton/m}^2} (1.4178)$$

$$\Delta_{H5} = 0.0005 \text{ m del estrato V}$$

Por último el  $\Delta_{HC\text{centro}}$

$$\Delta_{HC} = \Delta_{H4} + \Delta_{H5} + \Delta_{H6}$$

$$\Delta_{HC} = 0.2441 \text{m} + 0.0005 \text{m} + 0.0199 \text{m}$$

$$\Delta_{HC\text{centro}} = 0.2644 \text{ m}$$

Como se observa en éste análisis, el hundimiento que resulta es similar al del primer cálculo de asentamientos 0.2475m (ver pág.90), dando una diferencia mínima de 1.69cm. Lo que ratifica la selección de éste tipo de cimentación.

<sup>2</sup>Medida de la base del cajón o del trapecio menor, en el cálculo de  $s_p$

## CÁLCULO DE $\Delta_H$ EN LA ESQUINA

Para los estratos IV y VI

$$\Delta_H = \frac{Cc}{1+e_0} H \text{ Log } \frac{P_0 + \Delta_v}{P_0}$$

Substituyendo los valores antes determinados:

$$\Delta_{H4} = \frac{3.06}{1+6.46} 30.33 \text{m Log } \frac{10.36 \text{Ton/m}^2 + 0.268 \text{Ton/m}^2}{10.36 \text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_H = 0.1380 \text{ m del estrato IV}$$

$$\Delta_{H6} = \frac{1.71}{1+5.22} 27.90 \text{m Log } \frac{16.02 \text{Ton/m}^2 + 0.0742 \text{Ton/m}^2}{16.02 \text{Ton/m}^2}$$

$$\Delta_H = 0.0154 \text{ m del estrato VI}$$

Y para el estrato V

$$\Delta_{H5} = qB^{1/2} \frac{(1-\nu^2)}{E} I_0$$

$$\Delta_{H5} = 0.1245 \text{Ton/m}^2 (3\text{m}) \frac{(1-0.25^2)}{150 \text{kg/cm}^2 (100^2/1^2 \text{m}^2) (1 \text{Ton}/1000 \text{kg})} (0.7106)$$

$$\Delta_{H5} = 0.1245 \text{Ton/m}^2 (3\text{m}) \frac{0.9375}{1500 \text{Ton/m}^2} (0.7106)$$

$$\Delta_H = 0.0002 \text{ m del estrato V}$$

Por último el  $\Delta_{HE\text{esquina}}$

$$\Delta_{HE} = \Delta_{H4} + \Delta_{H5} + \Delta_{H6}$$

$$\Delta_{HE} = 0.1380 \text{m} + 0.0002 \text{m} + 0.0154 \text{m}$$

$$\Delta_{HE\text{esquina}} = 0.1536 \text{ m}$$

\*Medida de la base del cajón o del trapecio menor, en el cálculo de  $\Delta_H$ .

### DISTORSIÓN ANGULAR

$$\Delta_{Dr} = \Delta_{DE} - \Delta_{DF}$$

$$\Delta_{Dr} = 0.2644\text{m} - 0.1536\text{m} = 0.1108\text{ m}$$

$$\text{Distorsión Angular} = 0.1108\text{m} / \ell$$

$$\ell = \left( \sqrt{3^2 + 29^2} \right) / 2 = 14.58$$

$$\text{Distorsión angular} = (0.1108/14.58) = 0.0076\text{ m}$$

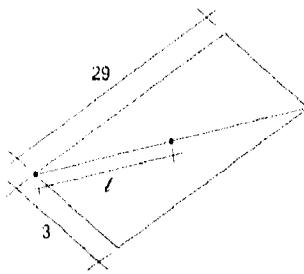
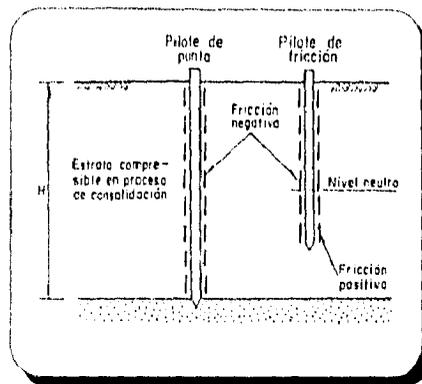


Fig.29 Croquis para el cálculo de distorsión angular en losa

## CÁLCULO DEL EJE NEUTRO

En pilotes de fricción; la fricción negativa lleva a la aparición de dos zonas con fricción de signos opuestos.



El diseño debe entonces considerar que los pilotes penetran en el estrato compresible a la misma velocidad que el llamado nivel neutro que separa ambas zonas y en lo que no existe desplazamiento relativo pilote-suelo. La posición del nivel neutro puede determinarse por tanteos hasta lograr el cumplimiento de la ecuación:

$$Q_{ult} + FP = \Sigma Q + FN$$

donde

$Q_{ult}$  = capacidad de carga por punta sin factor de resistencia.

FP = fricción positiva estimada con factor de resistencia unitario.

FN = fricción negativa estimada con factor de resistencia unitario.

$\Sigma Q$  = combinación de cargas permanentes sin factor de carga.

Con el objeto de simplificar el cálculo evitaremos los lentes Areno-limosos, debido a que anteriormente pudimos apreciar en el cálculo de capacidad de carga que no influyen de manera importante en el resultado final, así como también la parte friccionante de los demás estratos por ésta misma razón; así pues tenemos:

$$FN \text{ y } FP = Fa \cdot A_l \\ = (\text{factor de adherencia})^{3b} (\text{área lateral})$$

Para  $Q_{ult}$ :

$$Q_p = (cN_c + \gamma Df)A_s$$

$c$  - en función de  $D/B$ , considerando el tipo de suelo que tenemos  $D/B = 0$ , pues la parte hincada en el estrato resistente (que no tenemos) no aporta mejoría alguna.

$D/B = 0$  por lo tanto  $N_c = 6.2$  para cimiento circular o cuadrado.

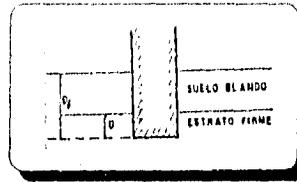
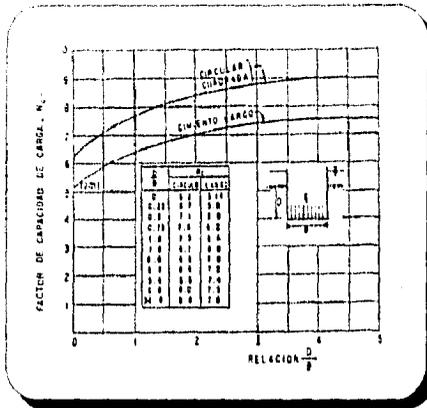


Fig.30 Distinción entre  $D$  y  $D_f$ , para aplicar la teoría de Skempton

Fig.31 Valores de  $N_c$  según Skempton, para suelos puramente Cohesivos

Por Skempton<sup>17</sup>

$$\gamma Df = 1.4 \text{ m}(1.32 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml} - 1 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml}) \\ + 6.9 \text{ m}(1.25 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml} - 1 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml}) \\ + 1.8 \text{ m}(1.40 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml} - 1 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml})$$

<sup>17</sup> anteriormente obtenidos, ver página N° 64

<sup>18</sup> Teoría mayormente usada en la actualidad para el cálculo de suelos cohesivos.

$$\begin{aligned}
 &+ 14.9 \text{ m}(1.15 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml} - 1 \text{ Ton/m}^2 \cdot \text{ml}) \\
 \gamma \text{DI} &= 0.448 \text{ Ton/m}^2 + 1.725 \text{ Ton/m}^2 + 0.72 \text{ Ton/m}^2 + 2.235 \text{ Ton/m}^2 \\
 \gamma \text{DI} &= 5.128 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= [1.7 \text{ Ton/m}^2 (6.2) + 5.128 \text{ Ton/m}^2] (0.3 \text{ m})^2 \\
 Q_p &= [10.54 \text{ Ton/m}^2 + 5.128 \text{ Ton/m}^2] (0.3 \text{ m})^2 \\
 Q_p &= [15.668 \text{ Ton/m}^2] 0.09 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= 1.41012 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

Y de acuerdo al cálculo de capacidad de carga con pilotes friccionantes que analizamos anteriormente (pág. 59 y 69) tenemos que para un pilote:

$$\begin{aligned}
 \Sigma Q &= 416.52 \text{ Ton} / 32 \text{ pilotes} \\
 \Sigma Q &= 13.02 \text{ Ton/pilote}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{ult}} + \text{FP} &= \Sigma Q + \text{FN} \\
 1.41 \text{ Ton} + \text{FP}^{18} &= 13.02 \text{ Ton} + \text{FN}^{18}
 \end{aligned}$$

Para FP y FN

En el 1<sup>er</sup> tanteo consideraremos 1.4 m para el eje neutro desde el inicio del pilote.

$$\begin{aligned}
 1.41 \text{ Ton} + [1.5 \text{ Ton/m}^2 (6.9\text{m}) 4(0.3\text{m}) + 1.5 \text{ Ton/m}^2 (14.9\text{m}) 4(0.3\text{m})] &= 13.02 \text{ Ton} \\
 &+ [3.6 \text{ Ton/m}^2 (1.4\text{m}) 4(0.3\text{m})] \\
 1.41 \text{ Ton} + 12.42 \text{ Ton} + 26.82 \text{ Ton} &= 13.02 \text{ Ton} + 6.048 \text{ Ton} \\
 \underline{40.65 \text{ Ton}} &= \underline{19.068 \text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

Para el 2<sup>do</sup> tanteo consideraremos 8.3 m para el eje neutro desde el inicio del pilote.

$$\begin{aligned}
 1.41 \text{ Ton} + [1.5 \text{ Ton/m}^2 (14.9\text{m}) 4(0.3\text{m})] &= 13.02 \text{ Ton} + [3.6 \text{ Ton/m}^2 (1.4\text{m}) 4(0.3\text{m})] \\
 &+ [1.5 \text{ Ton/m}^2 (6.9\text{m}) 4(0.3\text{m})] \\
 1.41 \text{ Ton} + 26.82 \text{ Ton} &= 13.02 \text{ Ton} + 6.048 \text{ Ton} + 12.42 \text{ Ton} \\
 \underline{28.23 \text{ Ton}} &= \underline{31.49 \text{ Ton}}
 \end{aligned}$$

Para el 3<sup>er</sup> tanteo considerando  $x$  la distancia del término del estrato I hasta el eje neutro en el estrato II:

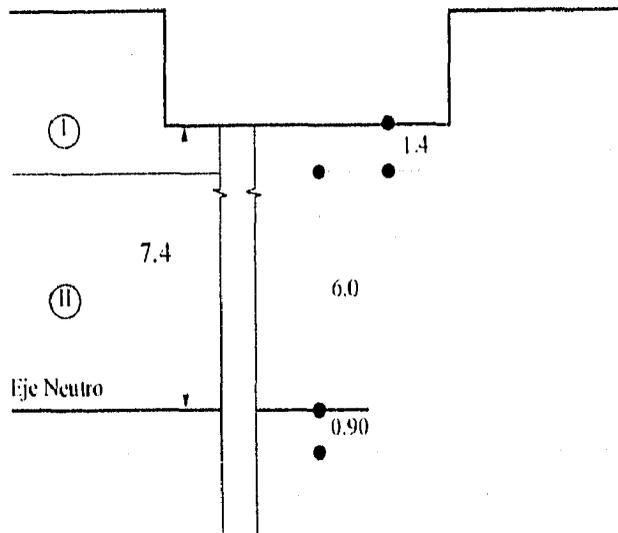
$$\begin{aligned}
 x &= \text{long. de fricción negativa en el estrato II} \\
 6.9 \cdot x &= \text{long. de fricción positiva en el estrato II} \\
 &\text{y tomando los demás estratos como constantes de acuerdo al 1<sup>er</sup> y 2<sup>do</sup> tanteo}
 \end{aligned}$$

<sup>18</sup>Se consideraron los factores de adherencia que fueron utilizados en el cálculo de la capacidad de carga con pilotes de fricción (pág. 64) (ver croquis de la pag. 67)

$$\begin{aligned}
 1.4 + x &= \text{profundidad del eje neutro} \\
 (28.23 \text{ Ton}) + 1.5 \text{ Ton/m}^2 (6.9 \text{ m} - xm) (1.2\text{m}) &= (19.068 \text{ Ton}) + 1.5 \text{ Ton/m}^2 (xm) (1.2\text{m}) \\
 28.23 \text{ Ton} + 1.80\text{Ton/m} (6.9 \text{ m} - xm) &= 19.068\text{Ton} + 1.80\text{Ton/m} (xm) \\
 28.23 \text{ Ton} + 12.42 \text{ Ton} - 1.80x\text{Ton} &= 19.068\text{Ton} + 1.80x\text{Ton} \\
 40.65 \text{ Ton} - 1.80x\text{Ton} &= 19.068\text{Ton} + 1.80x\text{Ton} \\
 40.65 \text{ Ton} - 19.068 \text{ Ton} &= 1.80x\text{Ton} + 1.80x\text{Ton} \\
 21.582 \text{ Ton} &= 3.60x\text{Ton} \\
 x &= (21.582 \text{ Ton})/(3.60 \text{ Ton}) \\
 x &= 5.995 \text{ m de profundidad} \\
 x &= 6.00 \text{ m de profundidad}
 \end{aligned}$$

Por lo tanto el eje neutro esta a:

$$\begin{aligned}
 1.4 \text{ m} + x \\
 1.4 \text{ m} + 6.00 \text{ m} \\
 7.4 \text{ m} = \text{profundidad del eje neutro}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 \text{Comprobación} \\
 28.23 + 1.5 (0.90) (4) (0.3) &= 19.068 + 1.5 (6) (4) (0.3) \\
 29.85 &= 29.868
 \end{aligned}$$

## EMPUJES

La necesidad de efectuar excavaciones para desplantar la edificación a un nivel de 4 m en el cual se localiza la losa de amarre para los pilotes de cimentación; y con base en el relleno y el primer estrato se efectuó el análisis de empujes sobre elementos de retención de 4 m de alto. Se consideró una sobrecarga uniformemente distribuida sobre la superficie del terreno con una magnitud de 1.5 Ton/m<sup>2</sup>.

El empuje horizontal sobre el muro del cajón con una profundidad  $z$ , se calculó con la siguiente expresión: Empuje total =  $E_s + E_c + E_{sis}$ ; donde

para calcular el empuje del suelo usaremos la expresión:

$$E_s = P_a z/2; P_a = K_o \gamma z \quad (I)$$

donde  $K_o$  = coeficiente de empujes,  $K_o = \tan(45 - \phi/2)$

$\gamma$  = peso volumétrica

$z$  = profundidad

$E_s$  = empuje debido al suelo Ton/m

para calcular la sobrecarga usaremos la expresión:

$$E_c = P_c z; P_c = K_o q_a \quad (II)$$

donde  $P_c$  = presión debido a la sobrecarga

$q_a$  = sobrecarga de 1.50 Ton/m<sup>2</sup>

$E_c$  = empuje debido a la sobrecarga, Ton/m

para calcular los empujes por sismo usaremos la expresión:

$$E_{sis} = \gamma z^2/2 (1/3) C_s; P_{sis} = 2 E_{sis} / z \quad (III)$$

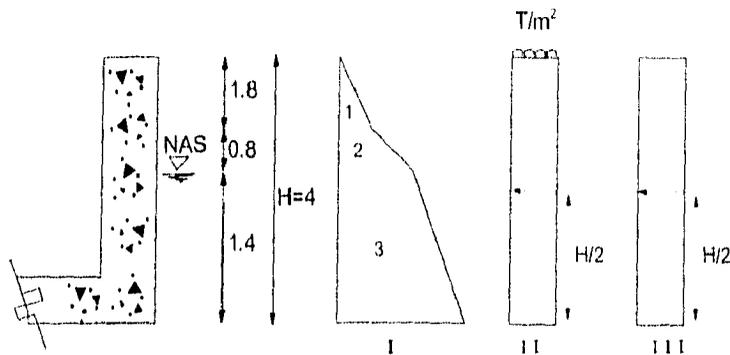
donde  $P_{sis}$  = presión debido al sismo

$C_s$  = Coeficiente sísmico para la zona III, de  $C_s = 0.4$ <sup>19</sup>

$E_{sis}$  = empuje debido al sismo Ton/m

<sup>19</sup> Valor obtenido de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Artículo 206

La distribución de empujes sobre elementos de retención definitiva se representa en las próximas figuras.



$$K_o = \tan^2(45 - \phi/2)$$

	$\phi$	$K_o$	h
1er Estrato	25	0.41	1.8
2do Estrato	10	0.7	2.2

Se escoge  $K_o = 0.7$  por ser el que mas presencia tiene en los 4 metros.

Cálculo en I

$$E_s = (\gamma H K_o) H/2$$

$$E_s = 1 + 2 + 3$$

$$1) = [(1.5)1.8(0.7)]1.8/2 = 1.70$$

$$2) = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{[1.5(1.8)(0.7)] + [1.32(0.8)(0.7)]}{2} (0.8) = 1.05$$

$$3) = \frac{(a+b)h}{2} = \frac{[1.32(0.8)(0.7)] + [(1.32^{1.50})1.4(0.7)]}{2} (1.4) = 1.42$$

$$E_s = 1.70 + 1.05 + 1.42$$

$$E_s = 4.17 \text{ Ton/m}$$

\*\* Se toma en cuenta el peso del agua

Cálculo en II

$$\begin{aligned} E_c &= K_o q_a H \\ E_c &= (0.7)1.5(4) \\ E_c &= 4.20 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

Cálculo en III

$$E_{sis} = \frac{\gamma H^2}{2} \frac{1}{3} C_s$$

para efectos prácticos se calculará un  $\gamma_{promedio}$

	h (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma h$
1er Estrato	1.8	1.5	2.7
2do Estrato	2.2	1.32	2.9
$\Sigma$	4		5.6

por lo anterior tenemos:

$$\gamma_{prom} = (5.60/4.00)$$

$$\gamma_{prom} = 1.40 \text{ Ton/m}^3$$

$$E_{sis} = \frac{1.4(4)^2}{2} \frac{1}{3} (0.4)$$

$$E_{sis} = 1.49 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Empuje total} = 3.49 + 4.20 + 1.49$$

$$\text{Empuje total} = 11.46 \text{ Ton/m}$$

## SEBRADO DE PILOTES

Se presenta a continuación el arreglo que deberán llevar los pilotes en el área de apoyo, en 2 hileras de 16 pilotes, como se muestra en la fig. 32:

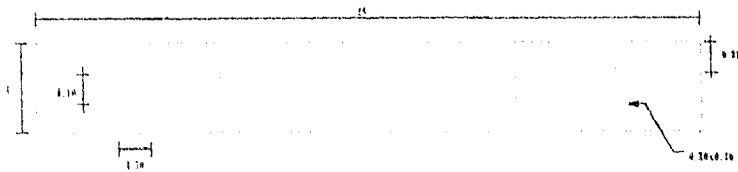


Fig.32 Croquis del sembrado de pilotes

## V.- PROCESO CONSTRUCTIVO

Ya habiendo analizado el problema del suelo en el que nos apoyaremos, ahora propondremos los puntos importantes que se deberían tomar en cuenta durante la construcción de la cimentación, con el objeto de evitar problemas que se pudieran presentar.

Todas las excavaciones que sea necesario realizar para alojar la cimentación, podrán realizarse a cielo abierto, formando taludes en el perímetro. Las inclinaciones de estos taludes, dependerán de la altura total del corte en que se realice la excavación, sin embargo, se considera que en todo caso estos cortes no excederán de 2.5 m, por lo que según los análisis de estabilidad de taludes realizados, y utilizando las propiedades del subsuelo definidas en páginas anteriores, se concluye que podrán realizarse cortes estables en los materiales naturales, formando taludes verticales, sin embargo, debido a que se empleará equipo de construcción pesado y con el objeto de evitar posibles deslizamientos locales en los cortes, se recomienda ejecutar éstos con una inclinación de 1.25:1.00 (Horizontal-Vertical). Por otra parte, se hace hincapié en que las excavaciones deberán ser realizadas por etapas y por sustitución; por lo que se requiere de un programa de éstas, para recabar el visto bueno del especialista en mecánica de suelos.

## HINCADO DE PILOTES

Antes de iniciar las excavaciones en el área donde se construirá el mástil, se deberán hincar los pilotes de fricción (Trabajando por adherencia), con objeto de reducir las expansiones del subsuelo durante la excavación y consecuentemente disminuir los hundimientos por recompresión durante la etapa de construcción de la estructura, se recomienda se sigan las siguientes especificaciones de construcción:

- a).- Los pilotes serán de sección cuadrada de 0.3 m de lado y una longitud de 25.00 m. Por razones de procedimientos constructivos éstos se fabricarán de aproximadamente 26.5 m de longitud, debido a que se le aumentará un tramo en el extremo superior, mismo que se demolerá para el anclaje del acero de refuerzo longitudinal en la sub-estructura. La longitud de dicho tramo deberá ser determinada por el ingeniero estructurista.
- b).- Antes del hincado de los pilotes se harán perforaciones verticales de 0.2 m a 0.25 m de diámetro "sin extracción del material".
- c).- El periodo máximo entre la terminación de dicha perforación y el hincado de un pilote será de 4 horas; sin embargo, si se usa un martillo Delmag D30-13 o similar con un peso de pistón de 3 Ton o mayor, para hincar los pilotes se podrán esperar periodos mayores de 4 horas, previo visto bueno del supervisor especialista en mecánica de suelos.

- d).- Las perforaciones se harán cada dos pilotes, dejando los intermedios para una segunda etapa. Además se recomienda que se inicie en el centro del área avanzando hacia el perímetro de ésta.
- e).- Los pilotes se hincarán dinámicamente con un martinete que desarrolle 9.1Ton-m para un trabajo eficiente. Al hincado de cada pilote se llevará un registro de las observaciones y características del hincado (número de golpes por unidad de longitud) el cual se tendrá al día en la obra.
- d).- Para llevar los pilotes a su posición final, será necesario el empleo de seguidores.
- e).- Durante el hincado de los pilotes se harán nivelaciones de sus cabezas para determinar si existen o no desplazamientos verticales.
- f).- Se recomienda con el objeto de verificar la carga última de los pilotes calculada teóricamente (ver capítulo anterior), efectuar un mínimo de dos pruebas de carga, como lo indica el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal en pilotes representativos. Las pruebas se realizarán por lo menos tres semanas después de hincados los pilotes para ensayar, y con suficiente anticipación, para que los resultados obtenidos, en su caso, se apliquen a la revisión del diseño de la cimentación. En estas pruebas los pilotes serán llevados a la falla.

## ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

En vista de que el nivel freático se encuentra a 2.6 m bajo la superficie, será necesario abatirlo para efectuar las excavaciones que alojarán a la cimentación, en seco.

A continuación se detallan los pasos a seguir en el abatimiento del nivel freático:

- a).- Se usará un pozo de bombeo por cada 14 m<sup>2</sup>, de 0.80 m de diámetro y con una longitud interior libre entre 8 y 10.00 m. El número de pozos indicado podrá aumentar o disminuir, conforme a la eficacia y eficiencia que resulte de éstos.
- b).- Las perforaciones de los pozos se harán con equipo rotatorio, sin empleo de lodo bentonítico. El ademe de los pozos será metálico, de 0.60 m de diámetro mínimo, ranurado y cubierto con malla fina en toda su longitud a partir de 2.5 m de profundidad. El espacio comprendido entre el terreno y el ademe se rellenará con material granular, limpio y de buena graduación. El fondo del pozo será cerrado y cubierto por grava. Se hace notar que el ademe podría hacerse de concreto armado, y perforado.
- c).- La extracción de agua será con bombas de tipo sumergible dotadas con electroniveles. Para el control del funcionamiento de los pozos se llevará un registro en la obra de éstos trabajos.

- d).- Durante el abatimiento del nivel dentro de los pozos, aproximadamente a 6.00m de profundidad, así como en su recuperación, se harán mediciones piezométricas y directas de dicho nivel. Este aspecto es importante para el avance de la excavación, por lo que sugerimos se instalen piezómetros para verificar los movimientos que sufra el nivel de agua antes y durante el tiempo que duren los trabajos de excavación y construcción de la cimentación.
- e).- Deberá preverse que los pozos requerirán de un servicio continuo para mantener limpio su interior y asegurar su buen funcionamiento. Por lo tanto, deberá disponerse en la obra del equipo y personal que vigile estos aspectos, incluyendo equipo de repuesto.

## EXCAVACIÓN

La excavación no podrá realizarse de una sola vez a la máxima profundidad en toda el área, ya que esto ocasionaría grandes expansiones, que se tendrían en el subsuelo a causa de la disminución de las presiones efectivas y que afectaría notablemente aún a los estratos arcillosos más profundos, lo que a su vez se traduciría en hundimientos excesivos al recargar nuevamente los estratos arcillosos ya expandidos. Además se provocarían también, fuertes movimientos horizontales de las paredes de la excavación con los consecuentes asentamientos de las áreas colindantes. Por consiguiente, es necesario efectuar la excavación por áreas parciales y alternadas, por lo que se deberá recabar el visto bueno del Supervisor especialista en Mecánica de Suelos.

Las excavaciones que alojarán a la cimentación se deberán llevar a cabo por etapas y por sustitución, de acuerdo al siguiente procedimiento:

- a).- Instalación de dispositivos de medición mediante bancos de nivel (antes de la excavación), y durante la construcción tanto de la cimentación como de la superestructura, llevándose registros de las nivelaciones y cuyos registros deberán estar en la obra para su interpretación oportuna.
- b).- Excavación de áreas pequeñas de aproximadamente 1/2 del área total; formando taludes en cada margen, siendo la inclinación de éstos, la indicada anteriormente.
- c).- Preparación del suelo al nivel de desplante de la losa de cimentación mediante la colocación de una plantilla de concreto pobre.

- d).- Construcción de la losa de cimentación y lastrado de ésta con material producto de la excavación, para reducir considerablemente las expansiones del suelo y consecuentemente los hundimientos por recompresión. En la losa se dejará la preparación constructiva, para la junta respectiva.
- e).- Construcción de muros de retención y trabes de cimentación.
- f).- Excavación de la siguiente área del cajón; formando taludes en cada margen.

Se recomienda que los taludes se protejan durante la construcción contra intemperización y flujos de agua que se pudieran presentar en la obra, ya sea de origen pluvial, freático, etc. con plástico de manera provisional.

Es necesario que tan pronto se alcance la profundidad de desplante, se inicie la construcción en el área parcial correspondiente, para contar tan pronto como sea posible con el efecto de compensación, aplicando como mínimo el peso de la estructura equivalente al peso del suelo retirado; además, se recomienda que al menos se construyan los elementos estructurales del cajón, y en su caso lastrar ésta con material producto de excavación, o bien con material de construcción en cada área parcial, antes de realizar la excavación de un área parcial adyacente a la previamente excavada.

Se deberá proveer en el diseño de la cimentación un sello efectivo entre las losas y trabes de cimentación y en general en todas las juntas de construcción, con objeto de impedir el paso del agua adentro del cajón de cimentación. Sin embargo, si no se toman toda clase de precauciones

pueden presentarse filtraciones a través de ella, por lo que es recomendable, como otra alternativa, construir 2 cárcamos de bombeo distribuidos en contra esquina de la losa de cimentación, los cuales estarán conectados a bombas eléctricas de funcionamiento automático para evitar que el agua suba dentro del cárcamo a un determinado nivel.

A su vez estas celdas podrán servir en su caso como cavidades de lastre para una futura corrección geométrica de la estructura, dicho de otra manera; se podrán controlar hundimientos diferenciales parciales y totales por lastre en diferentes puntos de la cimentación.

## CONCLUSIONES

- En cuanto al suelo en el que nos apoyaremos se concluye que se encuentra formado con arcillas altamente compresibles con una alta relación de vacíos, alto contenido de humedad y grado de saturación.
- Se concluyó que de acuerdo con las cargas que se manejan (600Ton) y el tipo de estructura, las posibles opciones de cimentación serían: una losa de cimentación y un cajón con pilotes de fricción y no de punta debido a la inexistencia de un estrato resistente hasta los 80 m de profundidad.
- Se probó que la cimentación por losa podría soportar la carga que se maneja, pues la capacidad de carga del suelo para una losa de 29 m de largo por 3 m de ancho a una profundidad de 4 m medidos a partir del nivel de piso, fue de 11.39 Ton/m<sup>2</sup> requiriéndose un mínimo de 6.70 Ton/m<sup>2</sup>.
- Después se procedió al análisis de una cimentación con pilotes que distribuyeran la carga a varios estratos del suelo tomando en cuenta la descarga en peso por el cajón; con una leve compensación propiciada en su mayor parte por la necesidad de una limpieza del terreno del relleno existente hasta 1.8 m de profundidad y la frontera de éste con el primer estrato, subcompensando a la vez en mínima proporción hasta los 4 m de profundidad contados a partir del nivel de piso terminado existente. Considerando pilotes cuadrados de concreto armado de 30 cm. de lado y 25 m de largo se probó que esta opción de cimentación soporta la carga con 31.29 pilotes que soportan 18.71 Ton/pilote. Para efectos prácticos y por simetría se usarán 32 pilotes.
- Se verificó que a lo largo de la vida útil del puente, considerada en 50 años, no llegarían a trabajar por punta los pilotes quedando 23 m de holgura entre la terminación del pilote y el estrato resistente.
- Se verificó que la estructura trabajará sin peligro de falla por grupo de pilotes.

- Después del cálculo de asentamientos para la losa de cimentación, se concluye que el valor del hundimiento total al centro de la estructura de 57 cm es inaceptable de acuerdo al valor máximo permisible (30 cm) por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones.
- Por lo anterior se calcularon los asentamientos para el cajón con pilotes de fricción, basados en la teoría de Terzaghi y Peck y calculando los esfuerzos por el método de los trapecios, de lo cual se concluye que el valor del hundimiento total de la estructura será de 25 cm el cual es aceptable de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones
- Se corroboró el resultado anterior realizando los cálculos de hundimiento en el centro y esquina de la superficie de cimentación basando los cálculos de esfuerzo en la gráfica de Fadum y tomando en cuenta los últimos dos tercios de la longitud total del pilote; Encontrando que el máximo asentamiento, al centro de la superficie, fue de 26 cm, valor muy parecido al encontrado por el método anterior.
- Debido a los problemas que se presentan en el área de trabajo en lo que se refiere al hundimiento regional, se realizó el cálculo del eje neutro, el cual se encontró a los 7.4m de profundidad.
- Se concluye que el proceso constructivo se realizaría empezando con el hincado de los pilotes con perforación previa y sembrado de configuración a tres-bolillo.

Se contaría con sistema de bombeo a base de 2 pozos con bombas sumergibles para poder realizar la excavación en seco, estando del lado de la seguridad, pues en este tipo de suelo (arcilloso) no es indispensable. La excavación se realizará por áreas parciales y alternadas.

- Por último, concluimos que para el diseño de cimentaciones de estructuras de considerable importancia en esta zona, se deberá poner especial atención en los hundimientos que pudiesen generar las estructuras tanto en el diseño de la cimentación, como en el control de estos durante y después de la construcción. Así mismo se recomienda preverse de la mayor cantidad de información en la investigación preliminar de tal manera que la investigación a detalle resulte más económica.

## **BIBLIOGRAFÍA BÁSICA**

GORDON A., FLETCHER. ESTUDIOS DE SUELOS Y CIMENTACIONES EN LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION. PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO, EDITORIAL LIMUSA. S.A., 1978.

LANDEROS ORTIZ, ROBERTO ET AL. TÓPICOS DE GEOTÉCNIA. PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO, EDITORIAL DE LA ENEP ACATLÁN, 1987.

MORENO GÓMEZ, EDMUNDO ET AL. EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN EL ÁREA URBANA EN LA CIUDAD DE MÉXICO. PRIMERA EDICIÓN. MÉXICO, SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS.

SOWERS, B. INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. SEGUNDA EDICIÓN. MÉXICO, EDITORIAL LIMUSA, S.A., 1982.

TERZAGHI, KARL. SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE. FIRST EDITION. LOS ANGELES, BY MCGRAW HILL, 1960.

JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ. MECÁNICA DE SUELOS. TOMO I, II Y III. PRIMERA EDICIÓN. EDITORIAL LIMUSA.

PECK, RALPH B. ET AL. INGENIERIA DE CIMENTACIONES

PRIMERA EDICIÓN, MÉXICO EDITORIAL LIMUSA 1982.

ENRIQUE TAMEZ, FEDERICO ET AL. MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO

VOLUMEN I. MÉXICO, COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO 1987.

MANUAL DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE PILAS Y PILOTES

PRIMERA EDICIÓN, MÉXICO 1983.

## **ANEXO 1**

