



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

257784

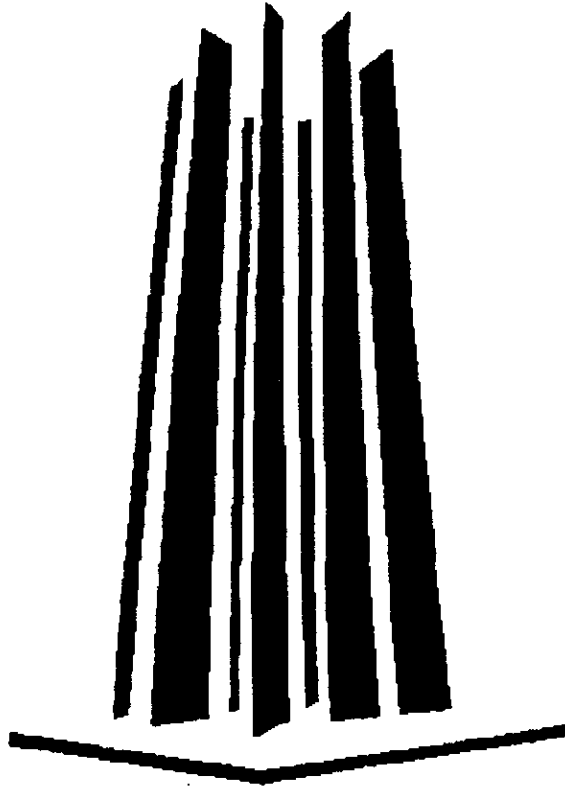


UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



“ CAMPUS ARAGON ”

Existe algo en todo buen hombre que lo impulsa hacia la disciplina y competencia. El mejor momento de cualquier hombre, el logro mas grande y la mayor satisfacción es cuando después de haber trabajado arduamente con todo su empuje, esfuerzo y entusiasmo en favor de una causa noble, se encuentra en el campo de batalla completamente exhausto, pero... victorioso.

Mi mas sincero agradecimiento al Ing. Gabriel Alvarez Bautista por ayudarme a realizar el presente trabajo.



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA
EL PUENTE VEHICULAR “ LA DRAGA “ EN
EL MUNICIPIO DE ECATEPEC, ESTADO DE
MÉXICO.**

MÉXICO 1998

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES
UNIDAD ARAGON

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA EL
PUENTE VEHICULAR "LA DRAGA" EN EL
MUNICIPIO DE ECATEPEC, ESTADO DE MEXICO.

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE

I N G E N I E R O C I V I L

PRESENTA

EDMUNDO NOCHEBUENA ORTIZ

SAN JUAN DE ARAGON ESTADO DE MEXICO

1998

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

INDICE.

CONTENIDO	PAGS.
INTRODUCCIÓN	(1 - 7)
I.- ASPECTOS GEOLOGICOS	(8 - 12)
II.- TRABAJOS DE EXPLORACIÓN	(13 - 15)
III.- TRABAJOS DE LABORATORIO	(16 - 19)
IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA	(20 - 24)
V.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO	(25 - 39)
VI.- PROCEDIMIENTO CONDSTRUCTIVO	(40 - 50)
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES..	(51 - 55)

Lista de figuras.

No.	Nombre.
01	Zonificación geotécnica.
02	Croquis de localización.
03	Localización de sondeos.
04	Sondeo de cono SC-01 (escala de 100 kg/cm).
05	Sondeo de cono SC-01 (escala de 20 kg/cm).
06	Sondeo de cono SC-02 (escala de 100 kg/cm).
07	Sondeo de cono SC-02 (escala de 20 kg/cm).
08	Sondeo de cono SC-03 (escala de 100 kg/cm).
09	Sondeo de cono SC-03 (escala de 20 kg/cm).
10	Sondeo mixto selectivo SMS-01.
11	Ensaye de compresión axial no confinada a 7.5 m del SMS-01.
12	Ensaye de compresión axial no confinada a 24.2 m del SMS-01.
13	Ensaye de compresión triaxial U-U a 4.9 m del SMS-01.
14	Ensaye de compresión triaxial U-U a 7.9 m del SMS-01.
15	Ensaye de compresión triaxial U-U a 16.9 m del SMS-01.
16	Ensaye de compresión triaxial U-U a 24.2 m del SMS-01.
17	Consolidación unidimensional a 4.9 m del SMS-01.
18	Consolidación unidimensional a 7.9 m del SMS-01.
19	Consolidación unidimensional a 16.9 m del SMS-01.
20	Cimentación propuesta.
21	Nivel de desplante y longitud del pilote para el lado Sur.
22	Nivel de desplante y longitud del pilote para el lado Norte.
23	Planta de distribución de pilotes por caballete.
24	Sección del pilote y detalle de junta de tramos.
25	Longitud de pilotes (caballete 1 y 2).
26	Tabla 1 y 2.
27	Formato para el control de perforación e hincado de pilotes.
A	Estructura apoyada en pilotes de fricción.
B	Carga uniformemente repartida p_h y p_p ; cambios de esfuerzo vertical por efecto de una fuerza vertical aplicada dentro de un medio semiinfinito.
C	Valores de I al centro de un área circular uniformemente cargada; valores de I al centro de un área rectangular uniformemente cargada.

- D Distribución de esfuerzos verticales en puntos debajo del centro de cargas circulares aplicadas dentro de un medio semiinfinito.
- E Esfuerzos verticales debidos a cuatro pilotes de fricción. Solución numérica de Mindlin y solución aproximada.

INTRODUCCIÓN.

En la Ciudad de México que es una de las más grandes del mundo; debido al anárquico crecimiento de la población se ha derivado en el incremento del número de vehículos que transitan en esta ciudad, tomando en cuenta las características mencionadas anteriormente se tiene un gran número de automotores que ingresan a la ciudad, un ejemplo muy claro de este problema se registro en la autopista México-Queretaro en la cuál fue necesario hacer una ampliación de la vialidad de 6 a 12 carriles, para satisfacer los requerimientos actuales, el mismo problema se presento en la zona que comprende al municipio de Ecatepec de la zona Oriente de la ciudad la cuál ha crecido en forma desmedida y no planificada. Tomando en cuenta estas características fue necesario fomentar un proyecto integral para mejorar el acceso a la Ciudad de México en esta zona.

Debido a la gran confluencia de vehículos y auto transporte que diariamente se registra proveniente de la zona de el Municipio de Ecatepec Estado de México; y tomando en cuenta la construcción de la línea "B" del metro, se hizo un proyecto integral que permitirá desahogar los problemas de transito causados durante la etapa de construcción. Como parte del proyecto de interés se establece que la Av. Central así como la Av. R-1 se encuentran en un proceso de mejoramiento. Se debe tomar en consideración que la Av. Central por encontrarse en proceso de construcción la línea "B" del metro, no se aprecia de manera significativa su mejoramiento. Si tomamos en cuenta que la AV. Adolfo López Mateos (R-1) es una avenida relevante, la cual opera como una vialidad primaria del transito vehicular.

Considerando estas características en esta avenida se comenzará a realizar un reencarpetado el cual demanda ampliar un puente que cruza el Canal de la Draga, es por ello la necesidad de efectuar un estudio de mecánica de suelos, que permita determinar las características del subsuelo en el sitio de interés.

Para la ejecución de un proyecto de esta magnitud se deberá tener presente la seguridad de la estructura así como la integridad de los usuarios durante su operación. Para poder garantizar lo anterior y considerando la característica principal del subsuelo la cual es muy desfavorable para la construcción de estructuras debido a que es una zona con un alto grado de deformabilidad, considerando lo antes mencionado se debe contar con información suficiente del subsuelo para así poder definir la cimentación más adecuada para la estructura de interés que permita un buen funcionamiento y seguridad de la estructura durante su vida útil.

Como lo marcan los lineamientos de construcción antes de realizar cualquier obra, se deben conocer las características en el sitio de interés y así poder diseñar adecuadamente la subestructura que servirá para desplantar la estructura cuidando que el diseño sea el más adecuado. Por las razones descritas anteriormente se efectuó el presente estudio, dando como resultado que la estructura de cimentación más adecuada sea la que resulte de la mejor opción tomando en cuenta los resultados del estudio.

Para esto se realizó un estudio de mecánica de suelos en el sitio de interés, proponiendo como solución preliminar una cimentación profunda, con diferente profundidad de desplante. En la realización del mismo se obtuvieron los siguientes resultados en lo referente a los trabajos de campo y gabinete.

- a).- Conocer la secuencia estratigráfica del subsuelo tanto de la zona Norte como de la zona Sur del canal.
- b).- Determinar las propiedades tanto índice como mecánicas del subsuelo.
- c).- Revisar la cimentación propuesta preliminar y en su caso definir una solución de cimentación más adecuada para el puente.
- d).- Revisar estructuralmente los pilotes y emitir las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación

En la realización y ejecución del programa de exploración y laboratorio se obtuvo la información geotécnica necesaria para efectuar los análisis pertinentes.

En el primer capítulo de este estudio se hace una descripción de la geología de la zona.

En el segundo capítulo se describen los métodos y técnicas de exploración empleadas para la obtención de muestras alteradas e inalteradas así como la resistencia a la penetración del subsuelo.

En el tercer capítulo se describen los ensayos de laboratorio efectuados sobre las muestras obtenidas de los sondeos realizados en el sitio de interés.

En el cuarto capítulo se hace una interpretación de la estratigrafía local del sitio a partir de los resultados obtenidos durante la etapa de exploración y de acuerdo a los ensayos de laboratorio.

En el quinto capítulo se describe el análisis geotécnico de la cimentación propuesta de acuerdo con las condiciones de seguridad establecidas en la revisión del estado límite de falla y de servicio señalados en el Reglamento de Construcción y Normas Técnicas Complementarias del Departamento del Distrito Federal.

En el sexto capítulo se describen las especificaciones del proceso constructivo para una correcta ejecución del mismo.

También se proporcionan las conclusiones y recomendaciones de revisión de los pilotes que se deberán considerar en la construcción de la cimentación.

En forma de anexo se presentan las características geométricas y electrónicas de un penetrómetro estático convencional.

A fin de facilitar la interpretación de los resultados que se pueden obtener con este instrumento, se incluye un resumen de los criterios más aceptados para definir los parámetros de resistencia al corte de los suelos penetrados. Debido a la poca información que se puede encontrar sobre el penetrómetro estático y considerando la gran importancia que representa contar con información de este tipo se consideró necesario anexarlo al presente trabajo para que se cuente con información en nuestra institución.

I.- ASPECTOS GEOLÓGICOS.

El sitio en estudio se localiza dentro de la planicie lacustre de la cuenca de la Ciudad de México, perteneciente a la provincia fisiográfica según la clasificación de E. Raíz (1964) del eje neovolcánico transmexicano, cadena montañosa formada por una serie de aparatos volcánicos alineados en una franja de dirección E-W, que se extiende desde el Océano Pacífico hasta el Golfo de México.

La zona estudiada se localiza aproximadamente en el paralelo de latitud 19°15' Norte y el meridiano de longitud 99°15' W; se encuentra limitada al Norte y al Oeste por las estribaciones de la Sierra de Tepotzotlán y la de Monte Alto, al Sur por la Sierra de la Cruces y al Este por la Sierra de Guadalupe. La altitud media de la región es de 2500 m.s.n.m. y la topografía del terreno varía de lomerío a sensiblemente plana.

El clima de la región es templado regular con lluvias de tipo convectivas en verano y parte del otoño. La precipitación media anual varía de 300 a 1000 mm. y la temperatura media anual es de 15.5°C. La vegetación en la región es escasa y es frecuente la presencia de pastizales y arbustos. Las tierras de labor y los pastizales están destinados a la agricultura y a la ganadería.

Las formaciones geológicas que se localizan en esta zona son de origen aluvial y volcánico, encontrándose dispuestas de acuerdo a su edad. En términos generales se puede decir que los suelos superficiales contienen restos de materiales vegetales de poco espesor (1 ó 2 metros).

Posteriormente se encuentran los suelos correspondientes a las series clásticas fluvial y aluvial, los depósitos de las formaciones de las Sierra de las Cruces, así como de las sierras menores (Tepotztlán y Guadalupe). Las series clásticas fluvial y aluvial están constituidas por materiales granulares aluviales y por depósitos superficiales de formación lacustre y principalmente arcillosos, con intercalaciones de pómez, arena negra y vidrio volcánico.

Las formaciones de las partes altas son básicamente la Tarango y la Becerra y están constituidas principalmente por, la brecha andesítica con intercalaciones de pómez, arena y limo. Por último las formaciones de las sierras menores contienen numerosos horizontes de toba, ceniza y capas de pómez provenientes de las erupciones de la Sierra de las Cruces (como la que se localiza cerca de los Remedios) y están constituidas por lava, toba , aglomerados basálticos, andesíticos y dacíticos.

Los sondeos de exploración realizados en esta zona alcanzan profundidades que varían entre 25 y 30 m, contando además con información geológica de pozos que alcanzan profundidades entre 200 y 350 m en el área de Lechería.

Gran parte de la zona estudiada se encuentra en las inmediaciones de las sierras aledañas a la Ciudad de México por lo que los suelos son propios de las formaciones Tarango y Becerra consistentes en arena limosa y pumíticas así como toba andesítica.

Por otro lado la región comprendida entre las faldas de las sierras y el fondo del lago, presenta condiciones estratigráficas del subsuelo que varían considerablemente de un punto a otro, esto se puede observar entre los límites del Estado de México con el Distrito Federal, en donde se presenta la confluencia de escurrimientos propios de los lomeríos de la zona, como son: los Ríos San Javier, Tlalnepantla, Los Remedios y Hondo.

En términos generales la región esta constituida por depósito de suelo tanto de las formaciones Tarango y Becerra, como de las aluviales y fluviales, las cuales son: arcilla y limo orgánico, superficiales que cubren depósitos de arcilla volcánica con intercalaciones de arena limosa. Es posible intentar cierta zonificación sobre todo en aquellas áreas en las que se cuenta con suficiente información, prevaleciendo la incertidumbre en las áreas donde está es escasa.

Se pueden diferenciar así las zonas dentro de la región, sin fijar límites precisos: zona I (pétrea) y zona II (de transición). Las zonas establecidas son de naturaleza geológica diferente, ya que la zona I está constituida básicamente por suelos de origen volcánico mientras que la zona II está constituida por depósitos aluviales y fluviales interpuestos con suelos de origen volcánico.

Zona I (pétrea).

En términos generales, está constituida por depósitos provenientes de los abanicos y las corrientes lávicas, así como de suelos producto de su meteorización; estos suelos presentan generalmente alta resistencia y baja compresibilidad.

Con objeto de proporcionar datos generales de los suelos y resaltar sus características mecánicas, se proporciona la información del subsuelo en algunos sitios de interés, sin llegar al detalle. Por facilidad descriptiva y para resumir la información, los datos se proporcionan agrupando los sitios cercanos que tienen cierta semejanza en cuanto a sus características.

Zona II (de transición).

Tomando en cuenta las características propias de los suelos que se encuentran en esta zona, los procesos posteriores de sedimentación y los procesos de sedimentación además los esfuerzos a que fueron sometidos a través del tiempo.

Se concluye en términos generales, que las formaciones se encuentran en abanicos fluviales dispuestos según la dirección de los escurrimientos. Consistentes en interstratificaciones de arcilla y limo orgánico, arcilla de origen volcánico y arena arcillosa o limosa de origen aluvial. Estos suelos presentan gran erraticidad en su disposición, espesor y propiedades mecánicas.

El cierre de la Cuenca de México ocurrió en el Pleistoceno Superior cuando creció la sierra de Chichinautzin, y fue azolvándose por materiales aluviales y piroclásticos que al desecarse el lago en el cual se depositaron originalmente, pasan a formar parte de una extensa planicie en la que se asienta la Ciudad de México y su zona Metropolitana.

Al Poniente del sitio en estudio se localiza la sierra de Guadalupe, alineamiento montañoso de origen volcánico formado por una secuencia de tobas y brechas volcánicas interstratificadas en la parte superior con derrames lávicos de composición andesítica y dasítica.

Como producto del último ciclo de volcanismo durante el periodo cuaternario se tiene el Cerro Gordo formado por rocas dasítico-andesíticas de estructura dómica, y considerado como el límite Oriental de la sierra de Guadalupe. De acuerdo con la zonificación geotécnica que para la cuenca de México se tiene, el sitio de estudio se localiza dentro de una zona de transición baja, constituida por una estratigrafía que en sus primeros 0.5 m de profundidad presenta una capa de rellenos artificiales correspondientes a limos arenosos de color café oscuro mezclado con basura.

Le subyace un depósito de arcilla lacustre de alta plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda, la cual presenta lentes y horizontes intercalados de arena, limos arenosos y arenas arcillosas de origen aluvial y volcánico.

Este potente depósito corresponde a la serie arcillosa superior y se extiende de los 13.0 a los 17.0 m de profundidad. En seguida se ubica una arena limosa de alta compacidad con un espesor variable; a continuación se presenta hasta los 33.0 m un estrato de arcilla lacustre de alta plasticidad y consistencia variable de blanda a media con lentes de arena y arena limosa.

A partir de los 33.0 m de profundidad se tiene la presencia de limos arenosos de consistencia muy compacta a dura, que empaca a gravas y gravillas, que constituyen los depósitos profundos que se correlacionan con la formación Tarango.

II.- TRABAJOS DE EXPLORACIÓN.

Considerando las características de la zona donde se desarrollara el proyecto una de las cuales, es que el subsuelo de la zona tiene un alto grado de deformabilidad; debido a que se encuentra en una zona franca de lago (zona III según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal).

De acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal será necesario realizar un número mínimo de sondeos. Que permitan definir con mayor precisión la estratigrafía y las propiedades tanto índice como mecánicas que caracterizan al subsuelo del sitio, para ello se elaboró y ejecutó un programa de exploración geotécnica que consistió en tres sondeos de cono eléctrico a 18.3, 35.0 y 34.4 m de profundidad y un sondeo mixto selectivo a 35.0 m de profundidad. Además se hicieron pozos a cielo abierto con una profundidad de 2.0 m para determinar que espesor tiene el estrato formado con relleno artificial y la profundidad a la que se encuentra el nivel freático.

Los sondeos de cono eléctrico consistieron en el hincado de una punta de acero de 60° de ángulo de ataque y 12.22 cm² de área transversal que se encuentra instrumentada con deformímetros eléctricos con una capacidad de carga de 2 ton y 1 kg de sensibilidad. Esta punta se hincó con la ayuda de un sistema hidráulico de una máquina perforadora Long Year 44 a una velocidad de 1 cm/seg., paralelamente al hincado del cono eléctrico se llevó a cabo un registro de las lecturas del hincado a cada 10 cms de profundidad con los cuales se obtuvieron las resistencias de punta del subsuelo, estas se graficaron con respecto a la profundidad, para posteriormente interpretar dicha gráfica y obtener la columna estratigráfica del sitio sondeado.

La gráfica se interpreta de la siguiente manera donde el suelo es duro tiene un mayor número de golpes, donde el suelo es blando únicamente con el peso de la herramienta penetra.

El sondeo mixto selectivo consistió en un muestreo realizado de acuerdo a los resultados obtenidos de los sondeos de cono eléctrico. Este muestreo se efectuó con tubos de pared delgada o tubo Shelby y el método dinámico de penetración estándar.

El muestreo realizado con tubos de pared delgada o tubo Shelby se efectuó para obtener muestras inalteradas las cuales se alojan en el interior del tubo, así también se obtienen especímenes del material existente en la zona. Del método dinámico de penetración estándar se obtienen muestras alteradas las cuales son usadas para determinar las granulometrias del subsuelo.

Las muestras inalteradas se obtuvieron con el hincado a presión de tubos de acero de pared delgada (Shelby) quedando alojada la muestra en el interior de los mismos, este tubo se hincó a través del sistema hidráulico de la máquina perforadora a una velocidad entre los 15.0 y 30.0 cm/seg. en una longitud de 75.0 cm (considerando tubos de 90.0 cm de largo para dejar 15.0 cm libres donde se alojó el azolve que pudo entrar en el fondo de la perforación), la muestra se dejó estática durante un minuto para permitir su expansión y adherencia.

Posteriormente se giró el muestreador para cortar la base de la muestra, se sacó al exterior en donde se limpió, clasificó y protegió debidamente contra una posible intemperización o pérdida de humedad.

Las muestras alteradas se obtuvieron al efectuar la prueba dinámica de penetración estándar a través del tubo muestreador de "media caña", este muestreador montado a un extremo de la tubería de perforación, se hincó a base de percusión con un martinete de 64.0 kg de peso, dejándose caer libremente desde una altura de 75.0 cm contando el número de golpes necesarios para permitir el avance, el cual se hizo en tres etapas, la primera de 15.0 cm, la segunda etapa de 30.0 cm y la última de 15.0 cm tomándose los datos de la segunda etapa de 30.0 cm y la última de 15.0 cm.

Tomándose los datos de la segunda etapa para correlacionar la resistencia a la penetración estándar con la compacidad relativa en el caso de las arenas o la consistencia relativa en el caso de materiales finos.

La ubicación de los sondeos se muestra en la (figura 3).

Método de penetración estándar; en suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la compacidad de los mantos, siendo esta la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos permite adquirir una idea, si bien tosca de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio. Normalmente el penetrómetro es de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior.

III.- TRABAJOS DE LABORATORIO.

De acuerdo al tipo de muestras obtenidas y las características que se necesitan, se programaron las pruebas de laboratorio que sirvieron para obtener las propiedades índice y mecánicas del subsuelo del sitio.

En primera instancia a cada muestra se le practicó una clasificación macroscópica visual y al tacto para lo cual se tomaron en cuenta las características como color, olor, textura, resistencia en estado seco y movilidad del agua por agitado, esta última en las muestras de suelo predominantemente fino.

Con el fin de conocer las propiedades índice del subsuelo se efectuaron los siguientes ensayos:

- Contenido natural de agua (W%).
- Límites de consistencia ó de Atterberg (LL, LP, e IP).
- Análisis por vía húmeda para conocer el porcentaje de finos, arenas y gravas (%F, %A, %G).
- Densidad de sólidos (Ss).
- Peso volumétrico seco y húmedo (γ_h , γ_s).
- Grado de saturación (G%).
- Clasificación de acuerdo al (SUCS).

- **CONTENIDO DE AGUA:** Se determinó como el porcentaje de agua y partículas sólidas de cada muestra, dicho porcentaje se gráfico en el perfil estratigráfico del sondeo mixto.

- **LÍMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG:** Este ensaye se realizó para poder precisar el estado de plasticidad del suelo, se llevó a cabo en la fracción fina de la muestra que pasa la maya N°200; los límites determinados fueron el líquido y el plástico, ambos usando el método y dispositivo estandarizado por A. Casagrande (copa de Casa Grande), con el resultado de ambos límites se determino el índice de plasticidad (IP).

Con los resultados de las pruebas anteriores se clasificó el suelo de acuerdo con el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

- **ANÁLISIS POR VÍA HÚMEDA:** Este ensaye permitió determinar los diferentes porcentajes de finos, arenas y gravas de que se compone el subsuelo, mediante la separación por lavado de tamises N° 4 y N° 200.

Con los resultados obtenidos se pueden determinar si el suelo es resistente de acuerdo a la constitución de gravas y arenas ó es altamente plástico lo que significa que esta constituido principalmente por finos.

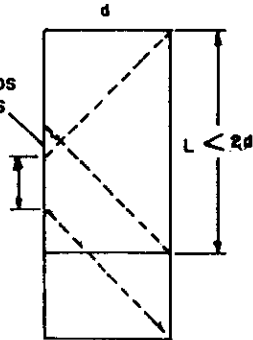
PRUEBAS DE PROPIEDADES MECÁNICAS.

- Compresión simple o compresión axial no confinada (q_u).
- Compresión triaxial no consolidada-no drenada (U-U).
- Consolidación unidimensional.

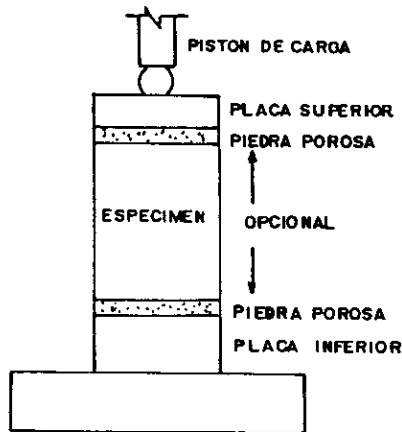
- **COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA (q_u):** Para la realización de esta prueba se labraron probetas cilíndricas de material inalterado de aproximadamente 8.0 cm de altura y 3.5 cm de diámetro, las cuales fueron sometidas a carga axial hasta llegar a la falla, determinándose así la relación progresiva esfuerzo-deformación.

CUANDO $L/d \geq 2$ SE TRASLAPAN LOS PLANOS DE FALLA POTENCIALES

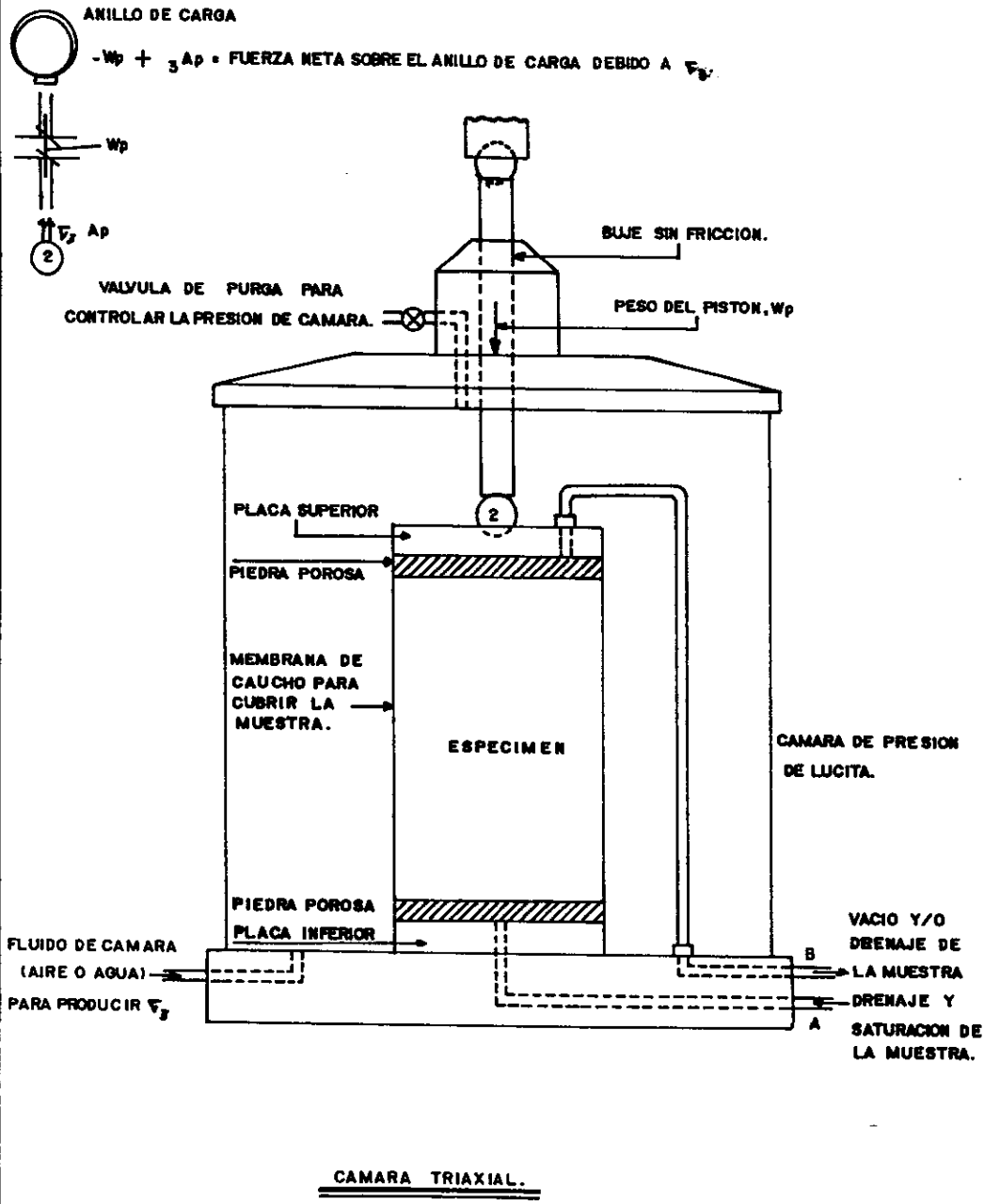
CUANDO $L/d < 2$ NO HAY TRASLAPPO DE ZONAS DE FALLA



RELACIONES DE L/d PARA CUALQUIER ENSAYO DE COMPRESION (INCONFINADO TRIAXIAL).



ESQUEMA DEL ENSAYO DE COMPRESION INCONFINADA.

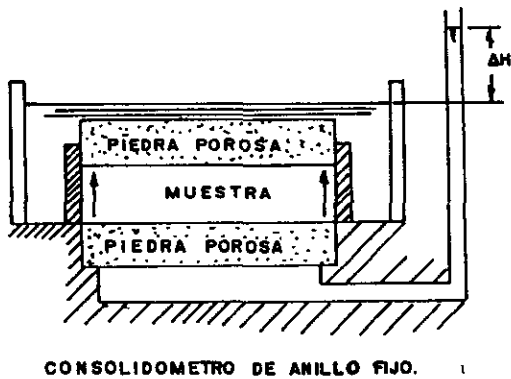
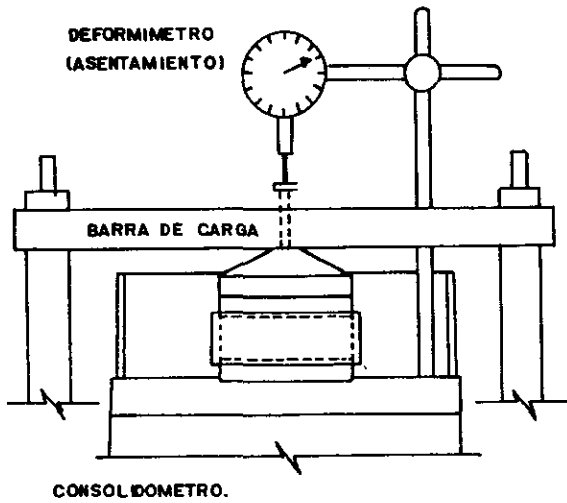


- Compresión axial no drenada-no consolidada (U-U): Para la realización de esta prueba se labraron tres probetas similares a las descritas para la compresión, obtenidas de una misma profundidad y ensayadas bajo diferentes condiciones de confinamiento, uno de ellos aproximadamente igual al del sitio. Se definió así la resistencia al corte para diferentes profundidades, la cual al estar confinado el material dentro de la cámara triaxial, se reproducen significativamente las condiciones naturales de la muestra.

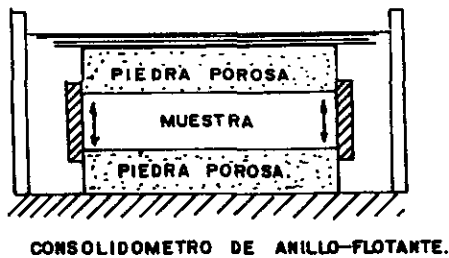
La interpretación de los resultados de los ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial se hizo a través de la gráfica esfuerzo-deformación, además se trazó la envolvente de falla para las tres probetas ensayadas en la prueba triaxial, obteniéndose los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna.

En muestras representativas inalteradas de los diferentes estratos compresibles se realizaron ensayos de compresibilidad en el odómetro a manera de establecer el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos compresibles y estar en posibilidad de evaluar el fenómeno de consolidación cuando actúa una fuerza en la muestra de suelo.

- Prueba de consolidación unidimensional: A un proceso de disminución que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama proceso de consolidación. Esta prueba se realiza tomando un fragmento de la muestra para ponerla en un anillo metálico, después se ponen piedras porosas; se le aplican cargas y se toma lectura cada determinado tiempo. Para graficar se utiliza una gráfica esfuerzo-deformación tiempo.



PIEZOMETRO PARA
DETERMINACION DE
LA PERMEABILIDAD.



Los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se muestra en las figuras 11 a 19.

En muestras representativas inalteradas de los diferentes estratos compresibles se realizaron ensayos de compresibilidad en el odómetro a manera de establecer el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo de los suelos compresibles y estar en posibilidad de evaluar el fenómeno de consolidación bajo carga.

IV.- DESCRIPCIÓN ESTRATIGRAFICA.

De acuerdo con los resultados obtenidos de los trabajos de exploración y laboratorio, se definió el siguiente perfil estratigráfico.

Para la partes Sur, se detectó superficialmente un relleno heterogéneo con un espesor aproximado de 40.0 cm, en seguida y hasta una profundidad promedio de 13.0 m se localiza una arcilla volcánica lacustre de alta plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda con la presencia de lentes de arena y limo arenoso; subyaciendo al estrato anterior y hasta los 20.0 m de profundidad se presenta una arena limosa de muy alta compacidad, a continuación se localiza una arcilla volcánica lacustre de alta plasticidad y consistencia variable de blanda a media con lentes de arena limosa de muy alta compacidad hasta los 30.3 m de profundidad. Finalmente y hasta la máxima profundidad explorada (33.4 m) se presenta una arena limosa con gravas y gravillas de muy alta compacidad.

Por otra parte en el lado Norte, se detectó superficialmente un relleno heterogéneo de 30.0 cm de espesor; a continuación hasta los 17.0 m de profundidad se presenta una arcilla volcánica lacustre, de color café oscuro, de alta plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda, con la presencia de lentes de arena y limo arenoso; a continuación y con un espesor de 2.0 m se ubica una arena limosa de muy alta compacidad.

Subyaciendo al estrato anterior y hasta los 33.0 m de profundidad, se localiza una arcilla volcánica lacustre de color gris verdoso y gris claro de alta plasticidad y consistencia variable de blanda a media con la presencia de lentes de arena y arena limosa de muy alta compacidad.

En seguida y hasta la máxima profundidad explorada se ubica una arena limosa de color gris verdoso de alta compacidad con la presencia de gravas y gravillas cementadas.

Por otra parte el nivel del agua freática se detectó a 3.56 y 6.3 m de profundidad en el lado Sur y Norte del canal respectivamente, correspondiente a los niveles 97.07 para el lado Norte y 99.05 m para el lado Sur en la fecha en que se efectuó la exploración.

Los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados se pueden observar en las figuras 4 a 10.

SONDEO MIXTO SM-01.

Profundidad(m).	Descripción.
0.00 a 0.6	Material de relleno constituido por materiales heterogéneos, con fragmentos de tabique y desperdicios de construcción.
0.6 a 4.5	Arcilla volcánica lacustre de color café oscuro de alta -- plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda con lente de arena y limo arenoso, con contenido de agua medio de 380%; de límite líquido igual a 220% y límite -- plástico 50%, en su porción fina: constituido granulometricamente por 0% de gravas, 01% de arenas y 99% de finos; de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CH, con una cohesión media de 0.18 y con un ángulo de fricción interna de 6.7°; con una relación de vacíos de 8.453; una densidad de sólidos de 2.3; un peso volumétrico húmedo de 0.25 ton/m ³ ; un peso volumétrico seco de 1.1 ton/m ³ .

Profundidad(m).	Descripción.
4.50 a 7.50	Arcilla volcánica lacustre de color café oscuro, de alta plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda con lentes de arena y limo arenoso; con un contenido de agua medio de 350%; de límite líquido igual a 220% y límite plástico de 50%, en su porción fina: constituido granulométricamente por 0% de gravas, 01% de arenas y 99% de finos; de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo CH; con una cohesión 0.12 kg/cm ² ; una resistencia a la compresión de 0.32 kg/cm ² ; un ángulo de fricción interna de 3°. Con un grado de saturación del 100%; una densidad de sólidos de 2.32, una relación de vacíos de 6.194, con un peso volumétrico húmedo de 0.4 ton/m ³ , un peso volumétrico seco de 1.2 ton/m ³ .
7.50 a 11.75	Arcilla volcánica lacustre de color café oscuro de alta plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda con lentes de arena y limo arenoso; con contenido medio de agua de 320%; de límite líquido igual a 250%; en su porción fina: constituido granulométricamente por 0% de gravas, 23% de arenas y 77% de finos; de acuerdo al S.U.C.S. pertenece al grupo LH; con una cohesión de 2.1 kg/cm ² , resistencia a la compresión de 3.2 kg/cm ² , una densidad de sólidos de 2.4; con un peso volumétrico húmedo de 1.3 ton/m ³ , un peso volumétrico seco de 1.6 ton/m ³ .

Profundidad(m).	Descripción.
11.75 a 16.50	Arcilla volcánica lacustre de color café oscuro de alta -- plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda con lentes de arena y limo arenoso; con un contenido ---- medio de agua de 240%; en su porción fina: constituido -- granulometricamente por 0% de gravas, 6% de arenas, --- 94% de finos; con una cohesión de 0.3 kg/cm ² , con resisten- cia a la compresión de 0.4 kg/cm ² ; con un grado de satura - ción del 100%; densidad de sólidos 2.55; peso volumétrico húmedo de 0.35 ton/m ³ ; peso volumétrico seco de 1.3 ton/m ³ una relación de vacíos de 6.78; de acuerdo al S.U.C.S perte- nece al grupo CH.
17.00 a 19.00	Arena limosa de muy alta compasidad con un contenido -- medio de agua de 220%; con una resistencia a la compresión de 0.41 kg/cm ² ; una cohesión de 0.35 kg/cm ² ; peso volu - métrico húmedo de 1.35 ton/m ³ ; peso volumétrico seco de 0.45 ton/m ³ ; una densidad de sólidos de 1.25.
19.00 a 30.00	Arcilla volcánica lacustre de color gris verdoso y gris claro de resistencia variable de blanda a media con lentes de ---- arena y arena limosa de muy alta compasidad; con un ---- contenido medio de agua de 110%; con un limite líquido -- de 110%, limite plástico de 20%; en su porción fina: ----- constituido granulometricamente por 0% de gravas, 2% de arenas y 98% de finos; con una cohesión de 0.49 kg/cm ² ; con una resistencia a la compresión de 0.45 kg/cm ² ; con un ángulo de fricción interna de 1°.

Profundidad(m). Descripción.

- 19.00 a 30.00 Con un grado de saturación del 100%; una densidad de sólidos de 2.4; peso volumétrico húmedo igual a 0.51 ton/m³; peso volumétrico seco 1.3 ton/m³; una relación de vacíos de 3.08.
- 30.00 a 36.00 Arena limosa de color gris verdoso de muy alta compacidad con la presencia de gravas y grumos cementados con una -- resistencia a la penetración estándar de 50/10, (50 golpes -- para penetrar 10 cms) y con un contenido medio de agua de 50%.

V.- ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN PROPUESTA.

Cimentación propuesta:

Debido a las características de la estructura la cual tendrá que soportar cargas relevantes y considerando el uso de gran importancia que tendrá el puente para el flujo de los vehículos que entran al D.F., es por ello que se debe seleccionar la alternativa de cimentación más adecuada para garantizar la estabilidad de la estructura y considerando las características del subsuelo se juzga que se tendrá que utilizar una cimentación profunda.

Para determinar la cimentación más adecuada de los apoyos del puente (caballetes) sobre los cuales se colocará la estructura; se tomaron en consideración los siguientes aspectos:

- El proyecto geométrico del puente y las cargas a que estará sometido.
- La estratigrafía del subsuelo.
- Y las propiedades mecánicas e índice del subsuelo de apoyo.

Tomando en cuenta los resultados de los sondeos de cono y el sondeo mixto selectivo del cual se obtuvieron las propiedades índice y mecánicas representativas del subsuelo del sitio, se concluye que la estratigrafía del lado Norte y del lado Sur hasta los 33.0 m de profundidad, presentan las mismas características de resistencia difiriendo sensiblemente en los espesores, por lo que una vez analizadas diferentes alternativas para cimentar el puente, se llegó a la conclusión que la cimentación más adecuada para la estructura de interés es a base de pilotes de fricción.

Para el apoyo del puente ubicado al lado Sur del canal, la profundidad de desplante de los pilotes deberá quedar en la cota 74.610 m, y el apoyo localizado en el lado Norte del canal el nivel de desplante de los pilotes será de 76.375 m.

Debiendo quedar los pilotes en el estrato constituido por una arcilla volcánica lacustre de color gris verdoso y claro, de consistencia variable de blanda a media.

Análisis geotécnico:

Los aspectos geotécnicos revisados para la cimentación propuesta del puente en el proyecto son las siguientes:

a.- Capacidad de carga de los pilotes de fricción.

b.- Revisión del estado límite de falla.

b.1 Condición estática.

b.2 Condición dinámica.

c.- Estado límite de servicio.

a.- Capacidad de carga de los pilotes de fricción:

La capacidad de carga de los pilotes de fricción, se determino mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$C_{pf} = c (AL) Fr \dots\dots\dots (1).$$

Donde:

Cpf = Capacidad del pilote de fricción, en ton/pilote.

c = Cohesión del fuste del pilote, en ton/m².

AL = Área lateral del pilote, en m².

Fr = Factor de resistencia, adimensional.

Considerando pilotes de sección cuadrada de 40.0 cm por lado y sustituyendo en la expresión (1) por los valores correspondientes se obtuvo una capacidad admisible de 70.0 ton/pilote.

b.- Revisión del estado límite de falla:

De acuerdo al Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, el estado límite de falla se verifica mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_c < C_{pf} (N_p) \quad \dots\dots\dots (2).$$

Donde:

ΣQ = Suma de cargas verticales, incluyendo el peso de los pilotes, igual a 563.76 ton.

F_c = Capacidad de carga admisible del pilote de fricción, igual a 70.0 ton/pilote.

N_p = Número de pilotes de fricción, igual a 12.

Sustituyendo por los valores correspondientes se tiene:

$$563.76(1.4) < 70(12)$$

739.3 ton < 840 ton por lo que si se cumple la condición.

b.1 Condición dinámica:

De acuerdo con el reglamento deberá cumplirse la siguiente desigualdad:

$$\Sigma Q F_c < \text{Cap (N)} \quad \dots\dots\dots (3).$$

Donde:

ΣQ = Suma de cargas dinámicas, igual a 332.5 ton (para la zona de compresión).

F_c = Factor de carga igual a 1.1.

Cap = Capacidad de carga del pilote, igual a 62.0 ton para la condición dinámica.

N = Número de pilotes, igual a 6 (para el lado de la zona de compresión).

Sustituyendo por los valores correspondientes en la desigualdad se tiene:

$$332.5 (1.1) < 62.6 (6)$$

365.75 ton < 372 ton por lo que si cumple la condición.

c.- Revisión del estado límite de servicio:

Se efectuó la revisión de los asentamientos a largo plazo mediante el método de computadora que transforma la solución de Mindlin en la solución de Boussinesq.

Previamente se determino la posición del eje y para el cálculo de los asentamientos se usaron las curvas de compresibilidad de los estratos representativos del suelo obtenidos del sondeo mixto.

Los asentamientos a largo plazo se determinaron de 10.0 cm por lo que se espera que el hundimiento regional sea un poco mayor que el asentamiento del puente.

El uso de los pilotes de fricción es la opción más apropiada para cimentar estructuras con cargas por unidad de área mediana o grande (mayores de 10 ton/m^2 , aproximadamente) sobre suelos compresibles de espesor muy grande (varias decenas de metros) o cuando, siendo estos de espesor moderado, están o se sospecha que están sujetos a consolidación generalizada y no se desea que la cimentación emerja o que los pilotes sean sobrecargados por fricción negativa. En la extensa zona lacustre de la Ciudad de México puede darse cualquiera de estas condiciones o todas a la vez, sin embargo, tal zona no es sino uno de los muchos ejemplos que se dan en todo el mundo de circunstancias en que los pilotes de fricción constituyen la mejor forma de cimentar estructuras relativamente pesadas.

En la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México, se tiene el estudio de que edificios con más de seis niveles están apoyados sobre pilotes de fricción. Y desde luego la mayor parte de los apoyos del tramo elevado del metro también se cimentarán sobre pilotes de este tipo.

En el diseño de las cimentaciones casi siempre se rige por la magnitud de los asentamientos medios diferenciales, y es bien sabido lo difícil que es hacer predicciones acertadas de dichos hundimientos cuando se trata de cimentaciones sobre pilotes.

La dificultad de esas predicciones proviene de dos factores. Uno es de tipo mecánico o numérico, derivado del hecho de que el cálculo de esfuerzos o deformaciones para cargas en el interior del semiespacio elástico (problema de Mindlin) es más complejo que para cargas en la superficie del mismo semiespacio (problema de Boussinesq).

El otro factor es la interacción pilote-suelo compleja por ser tan sensible a las relaciones esfuerzo-deformación-tiempo de suelo y pilotes, y a las deformaciones inducidas en el suelo por factores independientes de las cargas permanentes de la cimentación (por ejemplo, la disipación de las presiones de poro generadas por el hincado de pilotes).

La primera dificultad puede resolverse confiablemente mediante métodos numéricos empleando computadora, aunque la herramienta no deja de ser engorrosa en sí misma.

Las incertidumbres derivadas del segundo factor (la complejidad de la interacción pilote-suelo) son tan difíciles de eliminar que pocos diseñadores consideran justificado incurrir en la laboriosidad de integrar numéricamente la solución de Mindlin cuando han de adoptarse hipótesis burdas sobre la distribución de esfuerzos cortantes entre suelo y pilotes a lo largo de estos.

La complejidad y dificultades apuntadas son mucho mayores cuando, además del proceso de deformación producido por las solicitaciones permanentes de la estructura y las operaciones de construcción, debe considerarse un proceso generalizado de consolidación del suelo.

Lo que da lugar a la distribución de esfuerzos de contacto pilote-suelo con incrementos, reducciones o cambios de signo de la adherencia desarrollada a lo largo del fuste de los pilotes. Todo lo anterior da idea de la importancia que tendría contar con un método de escritorio para calcular hundimientos de cimentación sobre pilotes de fricción, que no redujera el grado de aproximación que la naturaleza misma que el problema impone.

En esta solución se propone, discute y justifica un método de escritorio para calcular hundimientos de pilotes y se comparan sus resultados con los de un método para computadora y más riguroso aplicado a dos casos particulares.

- Antecedentes:

En el caso (ideal) en que los esfuerzos cortantes iniciales de contacto entre pilote y suelo (es decir aquellos bajo carga actuante nula en la cabeza de los pilotes) son nulos y no hay un proceso de deformación del suelo a largo plazo, la transferencia de carga pilote-suelo bajo cargas de trabajo puede determinarse con los procedimientos propuestos por Coyle y Reese. Pero en los pilotes hincados generalmente hay, bajo carga nula, esfuerzos residuales entre aquellos y el suelo, producidos por los esfuerzos de hincado. En estos casos conviene estimar dichos esfuerzos y superponerlos a los de la solución mencionada en el párrafo anterior.

A partir de aquella distribución si se considera aplicable, o de la resultante de la superposición en su caso, los incrementos de esfuerzo en el suelo puede calcularse mediante integración a lo largo de todos los pilotes de la solución al problema de Mindlin (carga puntual en el interior de un semiespacio elástico), y a partir de los incrementos de esfuerzo es factible calcular las deformaciones por consolidación.

Lo anterior presenta la solución más general para casos donde hay consolidación regional u otros factores que modifiquen la transferencia de carga pilote-suelo. Por otra parte, existen métodos para tratar los casos en que hay un proceso generalizado de consolidación, cuyas deformaciones se superponen a las inducidas por la cimentación.

Reséndiz y Auvinet desarrollaron un método muy sencillo para determinar la distribución de esfuerzos pilote-suelo cuando este se halla sujeto en todo un espesor a un proceso de consolidación regional como el que se da en algunas zonas de la Ciudad de México. El método permite definir las zonas y magnitudes de fricción positiva y negativa a lo largo de los pilotes. El cálculo de esfuerzos en cualquier punto del suelo puede hacerse, como en el caso, mediante la solución de Mindlin, que es posible integrar numéricamente en computadora. El método puede tomarse en cuenta simultáneamente la de fricción o adherencia en las paredes de la cimentación.

Zeevaert propone así mismo un método para determinar la distribución de esfuerzos pilote-suelo en las mismas circunstancias. Los incrementos de esfuerzo vertical que causan consolidación del suelo se calculan, también en este caso, con base en la solución de Mindlin.

Al lado de estos métodos más o menos racionales y justificados están otros más usuales basados en simples correlaciones empíricas, mediante los cuales se calculan los hundimientos como si se tratara de una cimentación superficial suponiendo que la presencia de los pilotes es equivalente a reducir en cierta proporción (entre $\frac{1}{2}$ y $\frac{2}{3}$ el espesor del estrato compresible).

Como dicha reducción de espesor ha sido ajustada empíricamente para ciertas condiciones la confiabilidad de estos métodos se reduce rápidamente conforme se aplican a condiciones diferentes en cuanto a longitud y distribución de pilotes. Espesor del estrato compresible, resistencia al corte del mismo, factor de seguridad contra penetración de los pilotes individuales, existencia o no de fricción negativa, etc.

Los métodos racionales que se discutieron son los únicos que pueden proporcionar buenas estimaciones del hundimiento de cimentaciones sobre pilotes de fricción; como se vio, consta siempre de dos partes: un algoritmo para calcular la distribución de esfuerzos cortantes entre suelo y pilote a lo largo del fuste, y otro para calcular los incrementos de esfuerzo normal en el suelo y las correspondientes deformaciones. Este segundo algoritmo en la solución de Mindlin, y su aplicación requiere, para cada punto del suelo, una integración a lo largo de todos y cada uno de los pilotes; en la práctica, dicha aplicación es suficiente engorrosa como para requerir el uso de la computadora digital.

HIPÓTESIS:

Considérese una construcción sobre pilotes de fricción como se indica en la figura A.

La carga W impuesta por estructura y subestructura sobre el sistema de sustentación (suelo más pilotes) es tomada parcialmente por la presión de contacto p_c , entre suelo y la losa de cimentación. El resto lo soportan las cabezas de los pilotes.

A su vez, la carga que corresponde a cada cabeza se transforma en cierta distribución de esfuerzos cortantes, $f(h)$, con los valores locales positivos o negativos a lo largo del fuste, más una carga de punta Q_p .

La distribución de esfuerzos o transferencia de carga a lo largo del contacto pilote-suelo que se puede determinar; de la manera más apropiada a las condiciones específicas de cada caso, mediante algunos de los procedimientos racionales apuntados en el capítulo 2.

Se supondrá, por tanto, que dicha distribución es condicional, es decir, que p_c , $f(h)$ y Q_p están dados. Además, se plantean dos hipótesis, una para el cálculo de esfuerzos y otra para deformaciones.

- Hipótesis 1: Se supondrá que la densidad de pilotes es suficientemente grande y uniforme en toda el área de cimentación (o en porciones de ella) para que pueda considerarse que el sistema de cargas impuesto al suelo por la punta y por cada diferencial de longitud del conjunto (o subconjunto) de pilotes, es equivalente a una carga de la misma magnitud toda la distribución uniformemente, a la profundidad correspondiente, en el área encerrada por la envolvente del conjunto (o subconjunto) de pilotes. Como puede verse en la figura A2, esto significa que la presión uniforme Δp_h , aplicada a la profundidad h equivalente al sistema de cargas transmitidas hacia el suelo por la diferencial de longitud Δh de n pilotes, es:

$$\Delta p_h = \frac{\sum_{i=1}^n f_{hi} \phi_i \Delta h}{A} \quad \dots \dots \dots (1).$$

y que la presión uniforme Δp_p aplicada a la profundidad $DF + L$ y equivalente al sistema de cargas de punta del conjunto de pilotes es:

$$\Delta p_p = \frac{\sum_{i=1}^n Q_{pi}}{A} \quad \dots \dots \dots (2).$$

en que f_h es la fricción o adherencia unitaria desarrollada entre pilotes y suelo a la profundidad h , y ϕ_h el perímetro de la sección recta del pilote de la misma profundidad; Q_p la fuerza en la punta de los pilotes y A el área en planta encerrada por la envolvente de los n pilotes.

La justificación de la hipótesis 1 será la que resulte de evaluar globalmente la aproximación y las ventajas del método que se propone.

- Hipótesis 2: También se hará explícita la hipótesis usual en el cálculo de asentamientos de cimentaciones, esto es, que la deformación del suelo bajo la cimentación es predominantemente vertical y debida al incremento vertical del esfuerzo normal en esa misma dirección.

No se intentará justificar aquí esta segunda hipótesis, pues se ha comprobado empíricamente que es válida en multitud de casos. De hecho a una misma geometría de la cimentación y manto compresible, la hipótesis es mucho más justificada en cimentaciones con pilotes de fricción que en aquellas sin ellos, en vista del efecto de confinamiento lateral que los pilotes ejercen sobre el suelo bajo la cimentación.

TRANSFORMACIÓN APROXIMADA DEL PROBLEMA DE BOUSSINESQ.

En virtud de la manera como se ha planteado el problema (hipótesis 1), interesa calcular el incremento de esfuerzo vertical Δ_{ov} en cualquier elemento del suelo. Este puede calcularse como la integral de los incrementos debidos a Δ_{ph} para toda h entre D_f y $D_f + L$, y a Δh (fig. A2) por tanto:

$$\Delta_{ov} = \int_{D_f}^{D_f+L} \delta_{ov}(h) \dots \dots \dots (3).$$

donde, según la hipótesis 1, $\delta_{ov}(h)$ es el incremento de esfuerzos vertical que resulta en el punto considerado por efecto de las presiones uniformes Δ_{pp} o Δ_{ph} .

De acuerdo con la solución de Mindlin, una carga puntual aplicada verticalmente hacia abajo en el interior del semiespacio elástico produce incrementos de esfuerzo vertical positivos en puntos situados bajo el nivel de aplicación de la carga, y negativos en puntos por encima de dicho nivel (fig. B3). Lo mismo ocurre con una carga distribuida

El caso que aquí interesa es el de una carga uniformemente repartida aplicada en una superficie horizontal en el interior del semiespacio. Si la carga está dirigida hacia abajo (fricción positiva) tendrá signo positivo, y en caso contrario (fricción negativa), signo negativo. A partir de los resultados de Nishida y Skopek el incremento Δp_h puede expresarse:

$$\Delta p_h = + \Delta p I \quad \dots\dots\dots (4).$$

en que I es la función de la profundidad y las dimensiones del área cargada, y varía entre 1.0 a 0.5 (figs. D y E).

Por condición de equilibrio, inmediatamente arriba del área de aplicación de la carga aparece un decremento de esfuerzo vertical, Δp_d cuyo valor absoluto es el complemento de Δp_h es decir:

$$\Delta p_d = -\Delta p(1-I) \quad \dots\dots\dots (5).$$

Se postulará que los esfuerzos verticales en cualquier otro punto del suelo pueden calcularse aproximadamente por la solución de Boussinesq, suponiendo que:

a).- El incremento de esfuerzo Δp_h produce incrementos de esfuerzo solo hacia abajo del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie del semiespacio.

b).- El decremento del esfuerzo Δp_d produce decrementos de esfuerzo solo hacia arriba del nivel del área cargada, como si dicho nivel fuera la superficie de un semiespacio que se prolonga hacia arriba.

En la figura F se comparan los esfuerzos calculados según el postulado anterior y los que resultan de la solución de Mindlin para diversas relaciones entre la profundidad de aplicación de la carga y al radio del área circular cargada. Se observa que el postulado conduce a una aproximación con error máximo del 14% en puntos situados debajo de las cargas cuando estas se aplican a profundidades moderadas. En los puntos arriba de las cargas, el error máximo es mayor.

Aquí conviene evaluar la aproximación global con que se pueden calcular los esfuerzos mediante la hipótesis 1 y el postulado de transformación del problema de Mindlin en el de Boussinesq. Para ese fin, en la figura G se muestra la variación de los incrementos de esfuerzo vertical calculados según se propone aquí y los resultados de integrar numéricamente la solución de Mindlin a lo largo de cada uno de los pilotes. puede verse que los errores mayores ocurren cerca de la punta de los pilotes cuando el espaciamiento entre ellos es grande. En cualquier otro nivel de la zona de incrementos positivos la aproximación es satisfactoria aun para espaciamientos grandes. En la zona de decrementos de esfuerzo, los errores otra vez crecen mucho al aumentar el espaciamiento; afortunadamente los errores en los esfuerzos dentro de esta zona se traducen en errores muy pequeños en los asentamientos, dada la gran diferencia entre los módulos de carga y descarga para todos los suelos compresibles.

PROCEDIMIENTO DE CALCULO.

Con base en la hipótesis 1 y 2 en el postulado de transformación aproximada del capítulo 4, el procedimiento para calcular hundimientos de una cimentación sobre pilotes de fricción sería la siguiente.

a).- Considérese como una zona compresible la limitada por dos fronteras horizontales; la superior correspondiente a la losa de cimentación (o a un nivel a partir del cual se prevea que el suelo no sufrirá deformaciones), y la inferior a la máxima profundidad a la que existan suelos compresibles.

b).- Obténgase la distribución de esfuerzos cortantes pilote-suelo con alguno de los métodos mencionados en el capítulo 2.

c).- Calcúlense los cambios de esfuerzo vertical en los puntos de interés como sigue:

i) Divídase la longitud de los pilotes en tramos.

ii) Considerése aplicada al nivel medio de cada tramo j una presión uniforme p_j en toda el área piloteada, y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme P_p en que:

$$p_j = \Delta p h \quad \text{.....} \quad (6).$$

$$P_p = \Delta P p \quad \text{.....} \quad (7).$$

Nótese que P_j es positiva si la carga transferida de los pilotes al suelo es hacia abajo (fricción positiva). En caso contrario (fricción negativa) P_j es negativa

iii) Calcúlese el cambio de esfuerzo vertical en los puntos abajo del nivel de aplicación de la carga P_j y P_p , mediante la solución de Boussinesq.

Considérense aplicada en el nivel medio de cada tramo j una presión uniforme d_j y al nivel de la punta de los pilotes una presión uniforme d_p , en que:

$$d_j = \Delta p h (1-1) \quad \text{.....} \quad (8).$$

$$d_p = \Delta P p (1-1) \quad \text{.....} \quad (9).$$

Nótese que d_j y d_p son de sentido contrario a P_j y P_p .

iv) Determinense los cambios de esfuerzo vertical en puntos de arriba de los niveles de aplicación de d_j y d_p , mediante la solución de Boussinesq

v) Calcúlense los incrementos netos de esfuerzo vertical como la suma algebraica de incrementos y decrementos debidos a las cargas de los distintos tramos en que se dividió la longitud de los pilotes y a la carga de la punta.

d).-Determinense los asentamientos bajo cualquier punto de la cimentación sumando las deformaciones verticales del suelo producidas por los incrementos de esfuerzo previamente calculados a lo largo de la vertical que pasa por el punto de interés. Dicha suma de deformaciones se hará entre las fronteras mencionadas en el inciso (a).

VI.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Especificaciones para el procedimiento constructivo de la perforación previa al hincado de pilotes y de las consideraciones de los equipos a emplear en los trabajos previstos.

I.- PERFORACIÓN PREVIA:

La máquina para hacer perforaciones en el subsuelo, se conforma de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance tal como una broca. La barra se hace girar con unos mecanismos o bien se levanta y se deja caer rítmicamente sobre el fondo de la perforación en otros casos, lo cual da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión.

Este equipo rotatorio de perforación basa su operación en la transmisión de un par motriz a una barra (Kelly) en cuyo extremo inferior se encuentra un dispositivo cortador que penetra en el terreno a base de rotación. Para la construcción de perforaciones de cimentación se emplean generalmente dos tipos de perforadoras con sistemas rotatorios, según que estén sobre una grúa o que se monten sobre orugas o camión. En esta máquina la barra de perforación denominada comúnmente "barretón", puede ser de una sola pieza o bien telescópica de varias secciones.

Dadas las condiciones del tipo de terreno, el diámetro tan reducido de 50.0 cm con extracción del material y además de la longitud de la profundidad consideramos que esta perforadora cumple con todas las especificaciones para realizar dicha perforación.

La Texoma 700 emplea brocas espirales las cuales, pueden ser cilíndricas o cónicas y están formadas por una hélice colocada al rededor de una barra central, los extremos de corte están constituidos por dientes o cuchillas de acero de alta resistencia colocados en su extremo inferior.

Estas brocas tienen una caja donde penetra la punta del barretón o Kelly para su acoplamiento, siendo fijadas por un perno o seguro.

Las espirales cilíndricas se emplean en suelos preferentemente cohesivos que se encuentran arriba del nivel freático, de manera que sea posible la extracción del material perforado.

Las brocas espirales cónicas en cambio, son útiles cuando se intenta perforar en suelos con presencia de boleos o bien con guía en terrenos duros.

En el desarrollo del proceso de perforación se encuentran los siguientes puntos:

A).- Se localizan los puntos trazados con estacas.

B).- Se debe verificar la verticalidad del barretón mediante los niveles de albañil colocados en forma horizontal y vertical sobre la torre de la perforadora y además pueden emplearse dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° , teniendo como vértice el barretón.

C).- La broca a emplearse deberá ser prevista con espirales cilíndricas para poder extraer el material a la profundidad necesaria, con un diámetro de 50 cm.

D).- La perforación debe quedar inscrita en la sección del pilote con una tolerancia de ± 2.5 cm.

E).- Durante todo el proceso de la perforación, deberá verificarse la verticalidad de esta por medio de plomadas.

F).- La perforación tiene la función de servir de guía previa al hincado de pilotes, llevándose dicha perforación a una profundidad de 3.00 m de longitud con extracción del material.

G).- De existir cualquier tipo de instalación subterránea y que quede a menos de 4.00 m de distancia de los pilotes, la perforación se prolongará hasta 50 cm por debajo del lecho inferior de estas, realizando la perforación sin extracción sino por batido del material.

H).- La perforación no deberá de estar abierta más de 36 hrs. antes de lanzar el pilote.

2.- HINCADO DEL PILOTE:

Equipo necesario: Martinete diesel Delmag D22.

Los marcos de hincado adecuados para el martillo diesel para hincar pilotes prefabricados pueden viajar sobre rieles o se pueden montar en dispositivos de oruga o de camión. Cuando se trabaja en conexión con dragas, excavadoras o grúas se pueden usar diferentes tipos de resbaladoras, tales como colgantes, giratorias, oscilantes y suspendidas por cable.

El martillo diesel Delmag D22 de pilotes es un martillo que impulsado por combustible diesel, se usa principalmente para obras de cimentación en la industria de la construcción para hincar tabla estacas o pilotes de todos tipos. El martillo consta principalmente de un cilindro; ya sea abierto o cerrado en la parte superior, un pistón o un bloque de impacto. La parte que golpea o masa de golpeo del martillo es el pistón guiado en el cilindro o el cilindro mismo. Un recipiente de combustible y una bomba de combustible están montados en un cilindro, y la bomba esta activada por el pistón, inyectándose así en el cilindro cierta cantidad de combustible diesel.

Para poner en marcha el martillo diesel de pilotes, se levanta el pistón por medio de un dispositivo de disparo que desconecta al pistón a una cierta altura para que pueda caer. Durante la caída el pistón comprime el aire en la cámara de combustión en forma tal, que el combustible diesel inyectado se enciende y se quema súbitamente.

Llamamos a la energía que se libera en este proceso la "energía de explosión", ya que es el resultado de una explosión súbita. Esta energía impulsa al pistón hacia arriba nuevamente para que inicie un nuevo ciclo de trabajo y ayuda, por otro lado a hincar el pilote en el suelo.

A continuación se definirá como herramientas aquellos implementos auxiliares empleados para el manejo e hincado de pilotes.

RESBALADERAS:

Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para que se deslice tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo; pueden ser fijas, oscilantes y suspendidas por cable.

GORROS DE PROTECCIÓN:

Para proteger la cabeza de los pilotes durante el hincado se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos del martillo sobre la cabeza, evitando así daños mayores. Los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja.

En la parte superior se le coloca una "sufridera" que puede ser a base de madera, micarta, material plástico o de trozos de cable de acero y sobre ella una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote va colocado un colchón de madera.

La sufridera sirve para:

- Absorber la fuerza de impacto en pilotes frágiles.
- Proteger los pilotes en terrenos duros.
- Distribuir y transmitir uniformemente la fuerza en lo posible hacia el gorro y hacia el pilote.
- Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía sufrida.
- Alargar la vida útil del gorro.

Dentro del proceso de hincado se encuentran los siguientes puntos.

Después del despegue y transporte de los pilotes de las camas de colado, a la obra se llevará acabo la siguiente secuencia.

A).- Colocar marcas a una separación máxima de 1.0 m a lo largo de los dos tramos del pilote con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesarios, para cada metro hincado.

B).- Izar la primera sección del pilote (punta) manejandoló con un estrobo apoyado a una longitud $L/3$ en el punto correcto, siendo L, La longitud del pilote.

C).- Colocarlo en el punto correcto de ubicación en la perforación previa, orientando las caras sobre el eje longitudinal de las celdas.

D).- Izar la segunda sección del pilote (cabeza) manejandoló con un estrobo apoyado a una longitud $L/3$ en el punto correcto, siendo L, la longitud del pilote.

E).- Una vez colocadas en el sentido correcto las placas de las dos secciones del pilote se procederá a la unión por medio de soldadura 7018.

F).- Una vez soldadas las placas, colocar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador, el cual tendrá una sufridera de cable de acero o cama de madera y sobre el pilote se colocará un colchón de madera.

G).- Colocar el pilote y la resbaladera en forma vertical, para alcanzar dicha verticalidad del pilote, deberán emplearse dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° , teniendo como vértice el pilote.

H).- Accionar el disparador del martillo, con la cual se inicia propiamente el hincado del pilote.

I).- Una vez iniciado el hincado de cada pilote no se deberá suspender esta actitud hasta que la punta alcance la profundidad del proyecto.

J).- Una vez que se halla alcanzado la profundidad en la cual coincida la cabeza del pilote con el del terreno natural se empleará un seguidor que nos permita alcanzar la profundidad del proyecto.

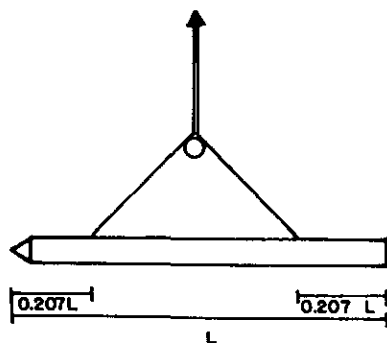
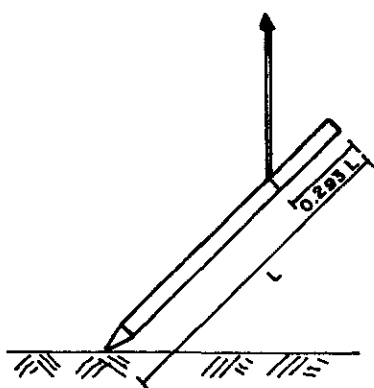
K).- Durante el hincado deberá llevarse el registro del número de golpes necesarios para hincar la totalidad de los pilotes.

L).- Una vez concluido el hincado, se encargará de verificar el nivel de la cabeza debiendo corresponder al hincado en proyecto.

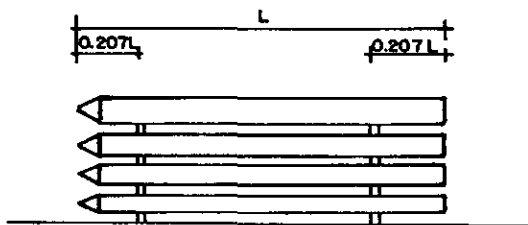
M).- La desviación angular máxima admisible del pilote es de 2%, de la tolerancia en la profundidad de hincado de $\pm 1\%$, de la longitud total.

EQUIPO AUXILIAR DEL MARTILLO:

Grúas: Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona a uno o varios cables montados sobre una pluma cuyos extremos terminan en ganchos.



PUNTOS DE IZAJE.



ESTIBAMIENTO.

Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina permiten girar alrededor de un eje vertical y a la pluma a moverse sobre un plano vertical. Pueden ser fijas o móviles, cuando la grúa es móvil, puede trasladarse por si misma, sobre orugas o ruedas dispuestas para tal fin.

Las plumas de las grúas pueden ser rígidas cuando están formadas por estructuras modulares (de tubo o de ángulo estructural). Las grúas en la actualidad son de gran funcionalidad, ya que además de realizar trabajos de movimientos variados de carga y descarga, mediante pequeñas adaptaciones es posible lograr montarles perforadoras, martillo y guías para hincado, almejas, dragados, etc.

El proceso constructivo de la draga se encuentra en función directa de la operación del martillo y de la guía, en lo que se refiere al proceso de montaje del equipo de hincado.

A).- Montaje a base, tronco medio y punta nariz de la pluma de la draga.

B).- Montaje de guía-resbaladera fija en su parte alta a la polea de la punta de la pluma de la draga y en la inferior por medio de telescopios a la base de la pluma de la draga.

C).- Montaje del disparador, martillo Delmag D22 y por último de gorro de protección del pilote. De ser necesario emplear el seguidor cuando así lo requiera.

Es necesario hacer hincapié y dejar asentado que además de tener montado el equipo de hincado sobre la draga, ésta tiene la capacidad de realizar las siguientes maniobras.

a.- Izaje para maniobrar los pilotes mediante los ganchos simétricos colocados sobre las anclas de izaje.

b.- Izaje de la punta del pilote para ser lanzada en el interior de la perforación.

c.- Izaje de la cabeza del pilote para ser colocada sobre la placa de la punta y permitir la unión de ambas placas de los pilotes.

d.- Una vez unida por medio de soldadura las placas de los pilotes, la draga dará inicio al hincado de los pilotes al accionar el disparador del martillo.

Por lo anterior descrito se comprueba la capacidad y versatilidad de la draga para realizar los trabajos de maniobras, izaje e hincado de pilotes sin la necesidad de una draga madrina.

Soldadura de placa de pilotes:

Procedimiento constructivo para unir las placas de las dos secciones de pilote mediante soldadura E-70XX.

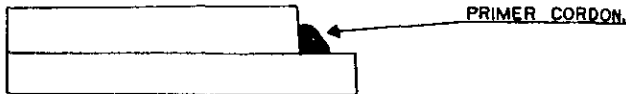
A).- Se lanza la punta del pilote a la perforación guía y se procede a hincar esta sección, a una altura propia que oscile entre 0.50 y 0.80 cm sobre el nivel del terreno natural y permitir la aplicación de soldadura en las dos secciones del pilote.

B).- Se coloca la cabeza del pilote sobre la placa de la primera sección cuidando el centrado entre placas y la verticalidad del pilote.

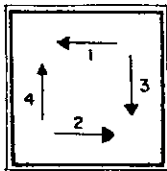
C).- Se procede a puntear las aristas de las placas con aproximadamente 3.0 cm de soldadura 7018 con diámetro igual a 5/32", para evitar que se muevan dichas placas y se fijen para permitir la aplicación de la soldadura de la unión.

D).- Se procede a limpiar perfectamente con cepillo de alambre, la unión de las cuatro caras de las placas.

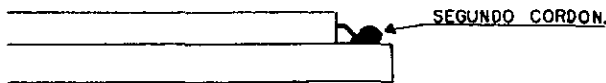
E).- Se aplica el primer cordón de la soldadura en la unión de las placas con soldadura 7018 y diámetro igual a 5/32".



F).- El procedimiento en las siguientes uniones en el sentido que se indica a continuación para aplicar los primeros cordones de soldadura.



G).- La aplicación del segundo cordón deberá llevarse acabo en la parte baja de la primera sección y el primer cordón, es decir aplicar cordones en paralelo como se muestra.



H).- Repetir el punto (F) en forma secuencial.

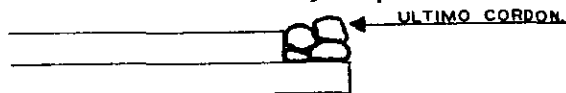
I).- Repetir el punto (G) en forma secuencial.

J).- El tercer cordón se aplicará sobre los cordones 1 y 2 y la placa de la segunda sección.

K).- Repetir el punto (F) en forma secuencial.

L).- Repetir el punto (G) en forma secuencial.

M).- El cuarto y último cordón se aplicará sobre los cordones 2 y 3 y se considerará como un cordón de cierre y a tope como se muestra.



N).- Repetir el punto (F) en forma secuencial.

O).- Repetir el punto (G) en forma secuencial.

P).- Una vez concluida la unión de las soldaduras se procederá al hincado de la segunda sección del pilote.

Manejo e izaje de pilotes:

Para el despegue, transporte y almacenaje de los pilotes han sido preparados ciertos puntos a lo largo de los mismos, estructuralmente apropiados para esas maniobras a manera de reducir el mínimo el peligro de fracturas. Los puntos de izaje están constituidos por "orejas" de varilla o cable de acero o placas que fijan previamente al acero de refuerzo y que quedan ahogadas en el concreto.

Para los pilotes cortos que se puedan manejar mediante un solo punto de izaje, éste debe estar colocado a $0.293L$ de la cabeza, siendo L la longitud del pilote. Para dos o tres apoyos su ubicación se marca en la figura siguiente.

Los pilotes se deberán manejar y almacenar en forma tal que no se dañen, la resistencia del concreto en el momento en que se despeguen de la cama de colado debe ser cuando menos ($f'c = 245 \text{ kg/cm}^2$).

Como medidas de seguridad se procura usar estrobos de 3/4" de diámetro que se abracen a los pilotes sobre los puntos de izaje y de esta manera asegurar más firmemente a los pilotes al momento de maniobrarlos izarlos y lanzarlos con la draga. Los movimientos invariablemente deberán realizarse de manera lenta y segura.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES:

1.- En el cruce de la vía Adolfo López Mateos y el canal de La Draga, localizado en el municipio de Ecatepec, Estado de México, se encuentra en proceso la construcción de un puente vehicular.

2.- Debido a que los niveles de desplante de los pilotes para el apoyo Norte y para el apoyo Sur difieren en 14.0 m el estudio de mecánica de suelos fue exhaustivo.

3.- Para cumplir con el objetivo anterior, se programó y ejecuto una campaña de exploración geotécnica consistente en la realización de tres sondeos de cono y un sondeo mixto selectivo, ubicado como se muestra en la figura 3.

4.- De acuerdo con la exploración y pruebas de laboratorio realizadas, en forma general la estratigrafía del subsuelo está constituida de la siguiente forma.

a).- En la parte Sur del canal, se detectó superficialmente un relleno heterogéneo con un espesor de 40.0 cm; a continuación y hasta los 13.0 m de profundidad se presentó una arcilla lacustre de alta plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda con lentes de arena y limo arenoso a continuación y hasta los 20.0 m de profundidad se localizó una arena limosa de muy alta compacidad.

Subyaciendo a este estrato, se ubica una arcilla lacustre de alta plasticidad y consistencia variable de blanda a media con la presencia de lentes de arena y arena limosa de muy alta compacidad en esta arcilla deberá quedar la punta de los pilotes. Finalmente se localiza una arena limosa con la presencia de gravas y gravillas de muy alta compacidad.

b).- En la parte Norte del canal, se detectó superficialmente un relleno heterogéneo de 50.0 cm de espesor; en seguida y hasta los 17.0 m de profundidad, se ubica una arcilla volcánica lacustre de color café oscuro de alta plasticidad y consistencia variable de muy blanda a blanda; a continuación se presenta una arena limosa de muy alta compacidad con un espesor de 2.0 m subyaciendo al estrato anterior, se localiza una arcilla volcánica de color gris verdoso de alta plasticidad y consistencia variable de blanda a media con lentes de arena y arena limosa en este estrato deberá quedar desplantada la punta de los pilotes; a continuación y hasta la máxima profundidad explorada, se localiza una arena limosa de color gris verdoso de muy alta compacidad con gravas y grumos cementados.

5.- Considerando las propiedades de resistencia y deformabilidad de los diferentes estratos que constituyen el subsuelo, la cimentación de los apoyos Norte y Sur del puente vehicular a base de pilotes de fricción.

6.- Los pilotes serán de sección cuadrada de 40.0 cm por lado y su profundidad de desplante será variable.

7.- El nivel de desplante para los pilotes del lado Norte del canal será 76.375 m, el cuál está referido al B.N. 12' con elevación 103.789 m, mientras que para los pilotes del lado Sur el nivel de desplante será de 74.61 m, referido al B.N. 3-1 con elevación 103.008 m.

8.- Los niveles de desplante y la longitud relativa del pilote se puede observar en las figuras 21 y 22.

9.- El número de pilotes para cada apoyo será de 12.

10.- Los pilotes serán monolíticos de los tramos necesarios, unidos por juntas diseñadas para tomar los mismos esfuerzos de tensión y compresión de los pilotes.

11.- Los pilotes se revisarán estructuralmente como columnas cortas para tomar 70.0 ton/pilote.

12.- Debido a la diferencia de velocidades entre el hundimiento regional y el asentamiento a largo plazo se estima que se formara una diferencia de niveles entre el puente y el pavimento, por lo que será necesario reencarpetar esta zona cuando el desnivel reduzca el índice de servicio de la vialidad en la zona.

13.- Antes de iniciar el hincado de los pilotes deberá efectuarse el retiro del material de relleno que se encuentre cerca de la superficie con el fin de evitar caídos en la perforación.

RECOMENDACIONES.

a).- De construcción:

- Los pilotes se hincarán en perforaciones previas de 50.0 cm de diámetro hasta 50.0 cm por arriba del desplante del pilote.

- Entre las perforaciones y el posterior hincado de cada pilote no deberán transcurrir más de 24 horas.

- Se usará lodo bentonítico con 7% de cemento para estabilizar la perforación, el que además servirá para llenar el espacio anular entre el pilote y la perforación previa a fin de que por una parte garantice la limpieza de la perforación y por otra se logre la adherencia entre el suelo perforado y el pilote.

- El hincado podrá ser por percusión, con la ayuda de un martillo Delmag D22 o de energía similar, hasta alcanzar la profundidad correspondiente.

- Deberá contarse con un equipo de mordazas para sujetar el pilote en caso de que éste se hunda por el efecto de su propio peso.

- Se usará un empaque amortiguante en el extremo superior de los pilotes con el objeto de garantizar que no se destruye la cabeza de estos durante el hincado.

- Se utilizará un seguidor para dejar las cabezas al nivel del proyecto.

- Las excavaciones necesarias para la construcción de los apoyos del puente, se realizarán mediante taludes que cumplan con la relación 1:2 (1 horizontal por 2 vertical).

- Los rellenos necesarios en las zonas adyacentes a los apoyos se conformarán con material limo arenoso (tepetate), el cual se tenderá en capas de 20.0 cm, compactado al 90% de su peso volumétrico seco máximo.

b).- Para la instalación de los pilotes:

- La distribución de los pilotes se hará conservando una separación mínima entre los lados, de 3 veces el lado de la sección del pilote.

- Los pilotes se deberán armar para soportar su izado y su manejo durante el hincado así como los momentos y fuerzas horizontales a los que estarán sujetos en la vida útil de la estructura.

- Para facilitar su hincado los pilotes deberán construirse con una punta de 60° debidamente reforzada para resistir los esfuerzos a que estará sujeta durante el hincado.

- En caso de que existan varias capas resistentes que dificulten o impidan la penetración del pilote hasta su profundidad de apoyo, se requerirá de una perforación previa al hincado, cuyo diámetro será igual al del círculo que circunscribe la sección transversal del pilote.

- Las perforaciones previas se efectuarán con extracción del material y deberán ser ademas mediante un lodo bentonítico mezclado en planta; con una densidad de 1.1 con objeto de conservar la estabilidad de la perforación, y que mantenga en suspensión posibles capas de arena que no puedan extraerse de tal manera que no se tengan azolves que impidan la penetración del pilote hasta el fondo de la perforación previa.

c).- Generales:

- Si durante las excavaciones para alojar la cimentación del puente, se presenta alguna anomalía que no haya sido detectada durante los trabajos de exploración, será conveniente la visita de un ingeniero especialista con el fin de emitir su opinión y tomar las medidas que sean necesarias.

- Los materiales utilizados en la construcción del puente serán sujetos a un estricto control de calidad, así como los procedimientos constructivos a una continua supervisión.

ANEXO.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y ELECTRÓNICAS

DEL PENETROMETRO ESTÁTICO.

1.- ANTECEDENTES

Los penetrómetros han llegado a ser herramientas de reconocida utilidad para exploración geotécnica, pues ayudan a definir con precisión los cambios de estratigrafía de un sitio, y las correlaciones disponibles permiten inferir la clasificación del suelo y el comportamiento mecánico probable.

Tienen estos aparatos muchas variantes en geometría y características mecánicas; de entre ellos, los denominados de tipo eléctrico con celdas sensibles para la medición simultánea de las fuerzas aplicadas para hincar la punta y la funda de fricción, han demostrado ser confiables y eficientes.

En México se han utilizado diferentes tipos de penetrómetros: a) el holandés, operado con una doble tubería y sistema hidráulico de medición de las resistencias de punta y fricción, b) el penetrómetro dinámico sermes, y c) conos simples hincados a percusión. sin embargo, su uso ha sido ocasional, por lo cual no se ha alcanzado experiencia y confianza en su operación e interpretación de resultados.

2.- CARACTERÍSTICAS DEL PENETROMETRO:

Como antecedente, conviene describir brevemente el penetrometro holandés de punta Begemann: consiste en un cono de 3.57 cm de diámetro, ángulo de ataque de 60° y funda deslizante de 3.57 cm de diámetro y 13 cm de longitud (fig. 1). Se opera mediante una doble tubería concéntrica; con la anterior, de 1.5 cm de diámetro, se hince el cono una longitud de 4 cm y después, con una ampliación de la tubería interior y una reducción de la funda que se tocan al final de los 4 cm, se arrastran simultáneamente la funda de fricción y el cono.

A continuación se introduce la tubería exterior, también de 3.57 cm de diámetro, para cerrar el mecanismo la carrera de 4 cm, e hincar el conjunto a la profundidad a la que se hará la siguiente prueba. La fuerza axial necesaria para el hincado se genera con un gato hidráulico capaz de empujar a la tubería interior, a la exterior, o a ambas; su magnitud se determina midiendo la presión del sistema hidráulico.

El cono holandés de punta Delft difiere del anterior en que no tiene funda de fricción, por lo cual se puede hacer mediciones continuas.

Los penetrómetros eléctricos tienen sobre los mecánicos la ventaja de la ausencia de piezas móviles y la de requerirse solo una tubería de hincado, ya que simultáneamente se mide la resistencia que el suelo opone a la penetración del cono y a la fricción que se desarrolla.

El penetrómetro descrito (fig. 2), se basa en las características del penetrómetro tipo fujino, que se utiliza en todos los tipos de suelos, salvo que la capacidad de las celdas sensoras es adecuada únicamente para los suelos blandos o sueltos.

2.1 DESCRIPCIÓN:

En la fig. 2a se identifican con los números 1 y 2 el cono y la funda de fricción de acero endurecido; el primero se une al elemento sensible de bronce (3) con rosca y la funda se apoya en un escalón saliente del elemento; de esta manera, cuando la pieza de empuje (4) actúa, el cono es hincado y simultáneamente la funda es jalada. La pieza de empuje (4) se centra respecto al elemento sensible con tres pernos de sujeción (5) y se une por su parte intermedia con el cople conector (6), que a su vez fija el aparato al extremo inferior de una columna de barras de diámetro nominal, EW (3.49 cm), no mostrada en la figura.

El extremo inferior de la pieza de empuje se divide en dos media cañas: una integral a la pieza, y otra que se le une con tornillos a fin de sujetar el cable blindado (7) de ocho conductores cuya salida se impermeabiliza con hule de silicón.

Son elementos auxiliares del aparato el sello flexible de silicón (8), que impide se introduzcan arenas entre la funda y la pieza de empuje, y la rondana de bronce (9) que evita que el cono pueda reaccionar contra la funda. En la foto de la fig. 3a se muestra el penetrómetro desarmado.

2.2 ELEMENTO SENSIBLE:

Es una pieza de bronce, aleación SAE-64 (figs 2b y 3b), en la que se han labrado las dos celdas (10 y 11) para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y ala funda. Las características del bronce elegido son: límite elástico de 1250 kg/cm^2 y módulo de elasticidad de $910,000 \text{ kg/cm}^2$. En la figura 4 se muestra el diagrama de instrumentación realizado con deformómetros eléctricos tipo foil gage, de 350 ohms, en arreglo de puente completo; para el equilibrio del mismo y darle estabilidad térmica a temperaturas ambiente, se han incorporado los resistores descritos en la misma figura.

Las dimensiones de las celdas (fig. 4) se determinaron considerando que serviría para realizar pruebas de penetración en suelos cohesivos blandos o granulares sueltos.

2.3 CALIBRACIÓN DE LAS CELDAS:

De las calibraciones realizadas se deduce que la precisión de las mediciones del esfuerzo en la punta es 0.1 kg/cm^2 , y 0.01 kg/cm^2 para el de fricción, con sensibilidad de 1/5 de los valores anteriores (fig. 4).

Las calibraciones se hicieron con dos puentes medidores para deformómetros eléctricos (Vishay, mod P 350A y Hottinger BLH, mod MK), observándose un comportamiento lineal en la celda de la punta, de 0 a 49 kg/cm² (fig. 5); en la de fricción se nota un comportamiento errático para esfuerzos menores de 0.03 kg/cm².

A partir de este valor y hasta esfuerzos de 0.09 kg/cm², es poco sensible por la presencia de los arosellos que impermeabilizan el dispositivo; para esfuerzos mayores y hasta de 2.0 kg/cm² se comporta linealmente (fig. 6). Se comprobó durante las calibraciones que el cono no trasmite carga a la funda de fricción, es decir, que ambas celdas son independientes.

3.- PRUEBAS PRELIMINARES:

En la fig. 7 se muestran los resultados de una de las pruebas realizadas hasta una profundidad cercana a 8 m. La resistencia de punta q_c , define la presencia hasta 1 m de profundidad de rellenos y suelo consolidado por secado, subyacen arcillas de 2.5 a 5.2 m intercaladas con capas de arena; más abajo de esa profundidad se localizan arcillas blandas. Esta interpretación coincidió con la que se definió a través de muestras inalteradas y alteradas extraídas de un sondeo cercano. En la fig. 8 se comparan los resultados de las prueba de penetración estándar expresados con el número de golpes, N, para el hincado del penetrómetro estándar, con la variación de la resistencia a la penetración de punta, q_c . En esta última se observan detalles que no se advierten con la prueba de penetración estándar.

4.- OPERACIÓN DEL PENETROMETRO.

4.1 FUERZA AXIAL:

El penetrómetro estático se hince con un mecanismo hidráulico, capaz de empujar con fuerza de 2.5 a 20 ton; para la penetración de suelos blandos se propone aquí utilizar el mecanismo de los dos gatos hidráulicos de una perforadora convencional (fig. 9), que puede proporcionar hasta 3 ton de empuje.

Para reducir la fricción de las barras con el suelo e incrementar la capacidad de penetración, además de colocar a un metro del cono un cople de 4.5 cm de diámetro para remodelar el suelo que rodea la barra, conviene untarlas de grasa. Una ventaja significativa de esta forma de operación es que una vez que se alcanza la fuerza máxima de empuje del mecanismo hidráulico o se encuentra una capa dura que no se puede penetrar, después de extraer el instrumento, es factible oradar con una broca de 5.4 cm de diámetro, utilizando lodo bentonítico con fluido de perforación y estabilizador de las paredes del pozo, hasta alcanzar la profundidad a la que se había realizado la penetración.

Después de extraer la broca se introduce de nuevo el penetrómetro hasta que nuevamente se alcance la capacidad del sistema hidráulico de fuerza axial. Con este método que puede hincar el penetrómetro sin limitaciones de profundidad.

4.2 VELOCIDAD DE HINCADO:

El hincado del penetrómetro se acostumbra efectuarlo con una velocidad constante de usualmente 2 cm/s. Las normas DIN proponen velocidades de 0.3 a 0.6 cm/s; por parte, la norma tentativa ASTM de 3441-75T propone de 1 a 2 cm/s \pm 25 %.

En pruebas de hincado con velocidades que van de 2mm/s a 2cm/s se ha observado que la resistencia aumenta hasta un 40% en arcillas y 100% en limos. Por otra parte, en limos y arcillas saturadas se observa disminución hasta en un 50%.

4.3 REGISTROS DE INFORMACIÓN:

La información obtenida durante la prueba puede recopilarse: a) un registrador gráfico, de penetración potenciométrico con dos canales y velocidad de papel mínima de 1.2 cm/min , o b) un equipo digital captador de señales de transductores electrónicos, también de dos canales.

Con la primera técnica se obtiene un registro continuo y se elimina el trabajo manual con la segunda se adquiere información en puntos separados de 10 a 30 cm de profundidad. Otra técnica es utilizar una grabadora de dos canales y posteriormente, en laboratorio, obtener con registrador gráfico los resultados.

5. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS:

En la prueba de penetración estática se obtiene con la profundidad las variaciones de las resistencias de punta y de fricción de un sitio. La interpretación de esta información permite definir: a) la clasificación de los suelos, b) los parámetros de resistencia al corte de los suelos, en condiciones no drenadas para los finos, y drenadas para los gruesos, c) la capacidad de carga de un suelo y d) los asentamientos de las cimentaciones.

5.1 CLASIFICACIÓN INDIRECTA DE LOS SUELOS:

Varios autores han elaborado gráficas que correlacionan empíricamente los resultados de la prueba de penetración estática con la clasificación de los suelos. Entre ellas, las debidas a Sanglerat y a Schertmann presentadas en las figs 10 y 11, son las de uso más extendido.

En la fig. 12 se muestra la correlación de Sanglerat ampliando la zona que corresponde únicamente a los suelos cohesivos blandos o granulares sueltos, y en la 13 las correlaciones de Schertmann y Sanglerat entre la resistencia de punta del cono estático y la compacidad relativa de las arenas.

5.2 PARÁMETROS DE RESISTENCIA EN SUELOS COHESIVOS:

La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas puede deducirse de una prueba de cono aplicando la siguiente expresión debida a Terzaghi.

$$q_c = N_k T_f + \gamma z$$

donde:

q_c = Resistencia de punta del cono.

N_k = Factor de carga.

T_f = Resistencia al corte no drenada.

γ = Peso unitario del suelo (total).

z = Profundidad de la prueba.

Entonces:

$$T_f = \frac{q_c - \gamma z}{N_k} \quad \dots\dots\dots (1)$$

En la tabla 1 se presentan valores típicos del coeficiente N_k recopilados de la literatura técnica.

Begemann fue el primero en plantear que en la expresión 1 debe eliminarse el término γz por ser poco significativo, quedando entonces.

$$T_f = \frac{q_c}{N_k} \quad \dots\dots\dots (2)$$

Para esta expresión también se han presentado valores típicos de N_k ; una recopilación de ellos se incluye en la tabla 2.

Para utilizar los coeficientes N_k obtenidos de la literatura, es necesario distinguir si fueron establecidos para penetrómetros con punta de forma clásica, con estrechamiento posterior al cono, o de forma cilíndrica recta.

Entre los primeros se clasifican los conos mecánicos tipos Delft y Begemann, y el cono eléctrico Delft; y de los segundos, el cono eléctrico, tipo figno, el más conocido (tabla 3). Se debe tener este cuidado, ya que por su diferente geometría se originan diferencias que pueden ser significativas. Algunos autores consideran que para el penetrómetro eléctrico de forma cilíndrica, la resistencia al corte no drenada de suelos cohesivos puede obtenerse aplicando un coeficiente único de 10.

Evidentemente, los coeficientes de correlación serán confiables solo cuando hayan sido confirmados o establecidos para los suelos de la zona en que se estén aplicando.

5.3 PARÁMETROS DE RESISTENCIA AL CORTE DE SUELOS NO COHESIVOS

La experiencia y confianza en la utilización del cono se han acumulado en materiales no cohesivos. Para la interpretación de la información obtenida se han elaborado teorías métodos que permiten deducir el valor del parámetro σ' de resistencia al corte de estos suelos.

Considerando que la velocidad de hincado del cono es suficientemente lenta para que se disipe significativamente la presión de poro y que por ello se trata de una prueba en condiciones drenadas. Las teorías que se utilizan con mayor frecuencia son:

a) La de De Beer que tiende a predecir los valores más bajos del ángulo ϕ' , por lo cual ha caído un poco en desuso.

b) La teoría desarrollada por Mitchell y Durgunoglu, que considera la influencia de la rugosidad del cono, sobrepresión y valor de k_0' ; los valores de ϕ' que predice son semejantes a los obtenidos en pruebas triaxiales drenadas.

c) Los métodos empíricos de Meyerhof y de Schmertmann, que también predicen valores de ϕ' semejantes a los definidos en pruebas triaxiales drenadas.

d) La de Holden, que hace intervenir el fracturamiento de la partículas de arena.

Con el procedimiento de cálculo del ángulo ϕ' presentado en la fig. 14, basado en las fórmulas de capacidad de carga, se ha interpretado la información de pruebas de penetración presentadas en varios de los artículos citados arriba; los valores de ϕ' obtenidos muestran diferencias máximas de únicamente 3° .

Una limitación significativa para la interpretación de la información de las pruebas de penetración estática en arenas, es que no es fácil conocer confiablemente los pesos volumétricos de las arenas, pues con ello se requeriría obtener muestras inalteradas; la solución alternativa al respecto es suponer estos pesos volumétricos y aplicar la solución simplificada en la fig. 14.

Una correlación que puede ser de utilidad, obtenida por Schertmann, entre la resistencia de punta q_c y el número de golpes, N , en prueba de penetración estándar es:

Tipo de suelo	q_c/N
Limos, limos arenosos, mezclas limo-arena ligeramente cohesivas.	2.0
Arenas limpias finas a medias, y arenas ligeramente limosas	3.5
Arenas gruesas y arenas con algo de grava.	5.0
Gravas arenosas y gravas.	6.0

5.4 PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS-FRICCIONANTES

Los suelos que durante el hincado del cono desarrollan componentes de resistencia de fricción y cohesión son el caso más difícil de interpretar. Los procedimientos propuestos se basan en plantear dos exposiciones de la capacidad de carga última para dos profundidades en que se presente el mismo suelo y después obtener por tanteos los valores de los parámetros de resistencia c y ϕ . En esta solución, el desconocimiento de los pesos volumétricos también induce a errores como en los suelos no cohesivos. Los procedimientos de interpretación más usados se deben a De Beer y Mitchell-durgunoglu ; el primero conduce a resultados muy conservadores y el segundo está orientado a resolver el problema a profundidades someras.

Aplicando el criterio antes escrito a la expresión de carga obtenida por Terzaghi, corregida con los factores de forma, se puede deducir un sencillo procedimiento de interpretación:

a) Capacidad de carga última

$$q_c = c N_c \lambda_c + \gamma D N_q \lambda_q + \gamma B/2 N_\gamma \lambda_\gamma \quad \dots\dots\dots (3)$$

donde:

$$\lambda_c = 1 + (B/L)(N_q/N_c)$$

$$\lambda_q = 1 + (B/L) \tan \phi$$

$$\lambda_\gamma = 1 - 0.4 (B/L)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = N_\phi e^{\pi \tan \phi}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

b) Las pruebas de penetración a dos profundidades z_1 , z_2 , definen resistencias de punta, qc_1 y qc_2 .

Para:

$$D = z_1 ; qc_1 = cNc\lambda c + \gamma z_1 Nq\lambda q + (\gamma B/2) N\gamma\lambda\gamma$$

$$D = z_2 ; qc_2 = cNc\lambda c + \gamma z_2 Nq\gamma q + (\gamma B/2) N\gamma\lambda\gamma$$

c) Resolviendo las ecuaciones anteriores como simultáneas y considerando que para el cono $B = L$, se obtienen las siguientes expresiones 4 y 5.

$$Nq = \frac{qc_2 - qc_1}{\gamma(1+\tan\theta)(z_2-z_1)} \dots\dots\dots (4)$$

$$\tan \theta = \frac{qc_2 - qc_1}{\gamma (z_2 - z_1) Nq} - 1 \dots\dots\dots (5)$$

Para calcular esta expresión se supone el peso volumétrico γ , y un valor tentativo del ángulo θ ; determinado Nq , se introduce en la fig. 15 para obtener el valor de θ . En caso que θ calculado difiera del supuesto inicialmente, se vuelve a obtener Nq con el valor de θ calculado y de nuevo con la gráfica, se define el valor de θ ; después se aplica la expresión:

$$c = \frac{qc_1 + qc_2 - \gamma Nq (1+\tan\theta)(z_1 + z_2)}{2Nc (1 + (Nq/Nc))}$$

El valor de Nc se obtiene de la fig. 15.

6.- CONCLUSIONES

a) Por su notable eficiencia y facilidad de operación, las pruebas de penetración estática con cono eléctrico o mecánico son recomendables para la exploración preliminar de un sitio o como complemento de la exploración definitiva.

b) La penetración estática permite definir con precisión los cambios de estratigrafía de un sitio, y por correlación interpretar la clasificación del suelo y predecir su posible comportamiento mecánico.

c) Las correlaciones descritas en este trabajo para definir la clasificación del suelo y sus parámetros de resistencia, sirven para la interpretación preliminar de la información que se obtiene. Para incrementar su confiabilidad deben compararse con resultados obtenidos con pruebas de corte de laboratorio y de campo.

d) La operación del cono eléctrico es más simple y eficiente que la del cono mecánico; por ello su uso se está extendiendo.

INSTRUCTIVO DE OPERACIÓN DEL CONO ELÉCTRICO.

1. INTRODUCCIÓN

1.1 El cono eléctrico fue diseñado para deducir la resistencia al corte de los suelos in situ.

1.2 Este instrumento ha sido diseñado específicamente para ser utilizado en suelos cohesivos blandos y granulares sueltos, mediante el empleo de una perforadora hidráulica convencional.

1.3 Los materiales utilizados en su construcción, así como la sensibilidad de las celdas de carga le permiten funcionar sin daño hasta un límite de carga de 1,500 kg en la punta y 2,000 kg sobre la funda de fricción. Sin embargo, es recomendable no sobrepasar el 90% de la capacidad máxima mencionada.

1.4 Las variaciones que presenta el aparato por "ruido" o interferencia suelen estar restringidas a ± 1 , sin embargo en el transcurso de varias horas se han observado desviaciones hasta de +3 kg en la celda de punta y +8 kg en la celda de fricción, las cuales se deben probablemente a variaciones de temperatura.

1.5 Los circuitos utilizados en la construcción de la consola así como cada uno de sus componentes son susceptibles de afectarse temporal o definitivamente por el exceso de humedad, por lo cual ésta deberá de ser evitada al máximo.

2. FUNCIONAMIENTO:

a.- El sistema funciona con corriente alterna de 110 v o con cuatro pilas de 6 volts tamaño 4FD (cuadradas).

b.- La consola trasmite corriente directa a través de los elementos sensibles incluidos en las celdas sensoras de punta y fricción, elementos que al deformarse varían su resistencia, la cual es medida y traducida en carga, la que aparece finalmente en el tablero.

c.- Al iniciar el hincado del cono en el suelo, la punta oprime directamente en forma axial a la celda sensora de punta con una fuerza (q_c , resistencia de punta) igual a la carga que es aplicada para ser introducido (F_m), esta carga es registrada y es transmitida a la celda sensora por medio del elemento de conexión al mismo tiempo que se suma en esta última la carga transmitida por la funda de fricción (F_f), entonces, la suma de ambas cargas es igual a la fuerza empleada para el hincado (F_m).

d.- Todo el sistema electrónico del cono se encuentra blindado contra la humedad por barniz, silicón, sellos de goma y sellos de silicón, para evitar interferencias y cortos circuitos dentro del sistema.

e.- La consola cuenta con dos pantallas que indican las lecturas de carga en las celdas de punta y fricción; con una "calculadora" capaz de ordenar la impresión de cualquier número hasta diez dígitos que se desee y capaz de ordenar el avance del papel para impresión; un botón que ordena la impresión de los datos de carga en punta y por fricción; dos tornillos por medio de los cuales se puede realizar el ajuste inicial de ceros; una impresora y un interruptor de corriente (apagador).

f) El cono deberá ser introducido de preferencia mediante el empleo de una perforadora hidráulica convencional, transmitiendo la fuerza del sistema hidráulico al cono mediante una serie de tuberías de diámetro EW huecas, que permitan el paso por su interior del cable blindado hasta la consola.

3. ENSAMBLE:

a) Toda la preparación para el ensamble y para la utilización del equipo, deberá realizarse con extremo cuidado para no dañar ningún componente de este.

b) Se deberán preparar barras de diámetro EW en número tal que siempre excedan un mínimo de 3m a la longitud programada de exploración.

c) Entre el cono y la primera barra se colocará una rondana que sobresalga 0.5 cm al ancho de las barras, con el objetivo de eliminar parte de la fricción que se produce al suelo sobre las barras.

d) Se colocará el cable blindado dentro de la tubería como se muestra en la fig. 6, teniendo cuidado de aislar las puntas de los cables para evitar que se impregnen de lodo y grasa en el interior de la tubería.

e) En cualquier circunstancia deberán quedar como mínimo 10 m libres de cable fuera de la tubería para poder maniobrar las barras en el proceso de acoplamiento y desacoplamiento (fig. 6).

f) Se deberá evitar exponer el cono al sol directamente, a fin de evitar las variaciones producidas por la temperatura.

4.- OPERACIÓN:

a) Se procederá a conectar el cable a la consola con el fin de dejarla estabilizarse el máximo tiempo posible, de 5 a 10 min. (fig. 2.2).

b) Se marcarán las barras a cada metro a partir de la punta del cono indicando la profundidad de cada marca.

c) Se calibrará la velocidad del sistema hidráulico a manera que los vástagos tengan una velocidad de descenso igual a 1 cm./seg., velocidad que deberá permanecer constante durante toda la prueba.

d) Se instalará por arriba del broquero la primera barra con el cono y se ajustará para que, con el broquero subido, el cono quede al ras del suelo sin recibir carga, cuidando de no tensar en ningún momento el cable blindado.

- e) Se ajustarán a ceros las cifras en las pantallas.
- f) Se pondrán marcas en la tubería a cada 10 cms.
- g) Se procederá al hincado del cono registrando las cargas cada 10 cm. en el papel de impresión (ver figura), o bien utilizando las formas de sondeo de cono (figura)
- h) Por ningún motivo podrá darse rotación al broquero.
- i) El acoplamiento a partir de la segunda barra en adelante se realizará de una en una en el momento inmediato anterior al que la parte superior de la barra quede oculta por el choke superior y con el sistema hidráulico en la posición mas baja, cuidando de no tensar el cable blindado.
- j) Todos aquellos procesos que impliquen que el cono permanezca estático a una profundidad, deberán realizarse cuidadosa y rápidamente, ya que este instrumento no deberá permanecer estático en ninguna posición a profundidad por mas de 60 segundos.
- k) Una vez alcanzada la profundidad programada de exploración deberá sacarse la tubería, desacoplando una por una las barras (3 m), con el broquero en su posición más baja.
- l) Durante el proceso de extracción de barras no se deberá tensar el cable blindado y deberá asegurarse la tubería cuando el choke este flojo mediante una trampa o llave stillson.
- m) En el momento en que durante el proceso de extracción del aparato este llegue a la posición en la cual fueron calibrados los ceros iniciales deberá tomarse la última "lectura de salida" la cual deberá ser mayor que +5 kg a la esperada por variación de temperatura.

n) En el caso de encontrar horizontes duros, se deberá tener mucho cuidado para evitar que se sobrepasen los límites de seguridad establecidos anteriormente. En caso de alcanzar estos límites deberá suspenderse el hincado y extraer el cono, perforar el estrato duro con broca tricónica y continuar el hincado por abajo de dicho estrato.

5.- ALMACENAMIENTO:

a) El almacenamiento del aparato deberá realizarse con todos los componentes limpiados previamente.

b) El lugar de almacenamiento deberá quedar exento de riesgo de que el aparato sea golpeado.

c) El lugar de almacenamiento deberá ser de preferencia fresco y sin humedad.

d) Durante el almacenamiento deberán quedar desconectadas las pilas de la consola.

INSTRUCTIVO DE OPERACIÓN DEL CONO ELÉCTRICO

a) La primera barra de 3m deberá estar formada de 2 barras de 1.5 m de longitud, en la cual en la parte media se colocará una rondana que sobresalga 1/2 cm de ancho de las barras, con el objeto de eliminar parte de la fricción que produce el suelo sobre las barras.

b) Cuando se vaya a realizar el primer sondeo se deberá revisar que las barras no se encuentren tapadas con grasa o lodo.

c) Antes de iniciar un sondeo, se deberá hacer una perforación (con broca tricónica o tubo liso) a una profundidad de 2m, con el fin de atravesar el relleno y además permitir que la rondana colocada en la primera barra pase a través de las mordazas colocadas en el choke.

d) Para meter o sacar el cable de las barras, es necesario que esto lo realicen dos personas, para evitar que cuando se jale el cable este roce en los filos de las barras lo cual lo podría dañar.

e) Cuando se esté realizando sondeo y al tratar de imprimir, la impresora comienza a tirar papel y a marcar ceros, esto es indicativo que las pilas se encuentran bajas, por lo cual el sondeo se deberá continuar utilizando las formas de sondeo de cono se requiere como mínimo un operador de máquina y 3 ayudantes cuya función es:

A) OPERADOR: Como su nombre lo indica operar la máquina o perforadora hidráulica.

B) Un ayudante que se colocará a una altura de la torre desde la cual podría jalar o meter el cable durante el acoplamiento o desacoplamiento de las barras respectivamente.

C) Un ayudante que se colocará un poco más abajo que el ayudante anterior y a una altura desde la cual pueda recibir las barras, acoplarlas y apretarlas.

D) Un ayudante que se encuentre abajo para subir las barras y apretar o aflojar el choke y marcar las barras a cada 10 cm.

Después de realizar un sondeo deberá hacerse una limpieza entre la junta de la punta y la funda de fricción y colocarle un sello de silicón para evitar que se introduzca material en la ranura.

TABLA 1. VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE N_K (ecu. 1)

Tipo de suelo.	N_K	Forma del penetrómetro.	Autor
Todo tipo	5-70	?	Amar et al
Arcillas marinas, de blandas a duras	13-24	cilíndrica	Lunne et al
Arcillas preconsolidadas	17	cilíndrica	Lunet et al

TABLA 2. VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE N_K (ecu. 2)

Tipo de suelo	N_K	Forma del penetrómetro.	Autor
Arcilla normalmente consolidada ($q_c < 20$)	15-18	Clásica	Mc Carthy
Arcilla suave con falla local	10-14	Clásica	Mc Carthy
Arcilla preconsolidada ($q_c > 25$)	22-26	Clásica	Mc Carthy
Arcillosos abajo del nivel freático	14	Clásica	Begemann
Arcillosos blandos	20	Cilíndrica	Montañes et al

TABLA 3. TIPOS DE EQUIPOS Y TÉCNICAS Q-CPT*
(DESARROLLADOS TODOS EN HOLANDA), CONOS DE 10 cm² Y 60°.

Sistema	Punta	Mediciones	Características	Protección de la fricción del suelo
Mecánico	Delft (con faldón)	q_c cada 20.0 cm	Gato hidráulico que empuja alternativamente la barra exterior, interior o ambas.	Diámetro reducido arriba del cono (con faldón). Barras interiores entre la punta y el gato.
	Begemann (cono y fricción)	q_c y f_s cada 20.0 cm		
Eléctrico	Fugro (forma cilíndrica)	q_c ó q_c y f_s continuamente	Tolvas de carga instrumentadas con deformómetros eléctricos; un cable que pasa por las barras lleva la señal a la superficie al aparato medidor.	Mediciones en la punta abajo del suelo a fricción; no hay partes móviles en la punta.
	Delft (con faldón)	q_c y f_s		

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
SECRETARÍA DE CULTURA Y TURISMO
SECRETARÍA DE ECONOMÍA
SECRETARÍA DE ENERGÍA
SECRETARÍA DE FOMENTO ECONÓMICO
SECRETARÍA DE GOBIERNO FEDERAL
SECRETARÍA DE HACIENDA Y CREDITO PÚBLICO
SECRETARÍA DE INDUSTRIA, COMERCIO Y CALIDAD
SECRETARÍA DE MEDIO AMBIENTE Y ENERGÍA
SECRETARÍA DE SALUD
SECRETARÍA DE TRABAJO Y PREVISIÓN SOCIAL
SECRETARÍA DE TRANSPORTES Y COMUNICACIONES
SECRETARÍA DE VIVIENDA Y OBRAS PÚBLICAS
SECRETARÍA DE DEFENSA NACIONAL
SECRETARÍA DE LA FORTALEZA DE LA FUNCIÓN PÚBLICA
SECRETARÍA DE LA FORTALEZA DE LA FUNCIÓN JUDICIAL
SECRETARÍA DE LA FORTALEZA DE LA FUNCIÓN LEGISLATIVA
SECRETARÍA DE LA FORTALEZA DE LA FUNCIÓN EJECUTIVA
SECRETARÍA DE LA FORTALEZA DE LA FUNCIÓN JUDICIAL
SECRETARÍA DE LA FORTALEZA DE LA FUNCIÓN LEGISLATIVA
SECRETARÍA DE LA FORTALEZA DE LA FUNCIÓN EJECUTIVA

BIBLIOGRAFÍA.

- **EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN EL ÁREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO.**
SOCIEDAD MEXICANA DE MECÁNICA DE SUELOS.
SIMPOSIO (10 DE MARZO DE 1978).

- **CALCULO DE ASENTAMIENTOS DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.**
JOSÉ LUIS LEÓN, DANIEL RESENDIZ.
MEMORIAS DEL VI CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DE SUELOS E INGENIERÍA DE CIMENTACIONES, LIMA, PERÚ (DICIEMBRE DE 1979).

- **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.**
GACETA OFICIAL DEL DISTRITO FEDERAL.
27 DE FEBRERO DE 1995.

- **MECÁNICA DE SUELOS TOMO I, II, III.**
JUÁREZ BADILLO Y RICO RODRÍGUEZ.
NORIEGA EDITORES.

- MANUAL DEL INGENIERO CIVIL.

TOMO I, II, III y IV.

TERCERA EDICIÓN.

FREDERICK S. MERRITT.

**- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO
FEDERAL.**

EDITORIAL PORRUA.

EDICIÓN 1990.

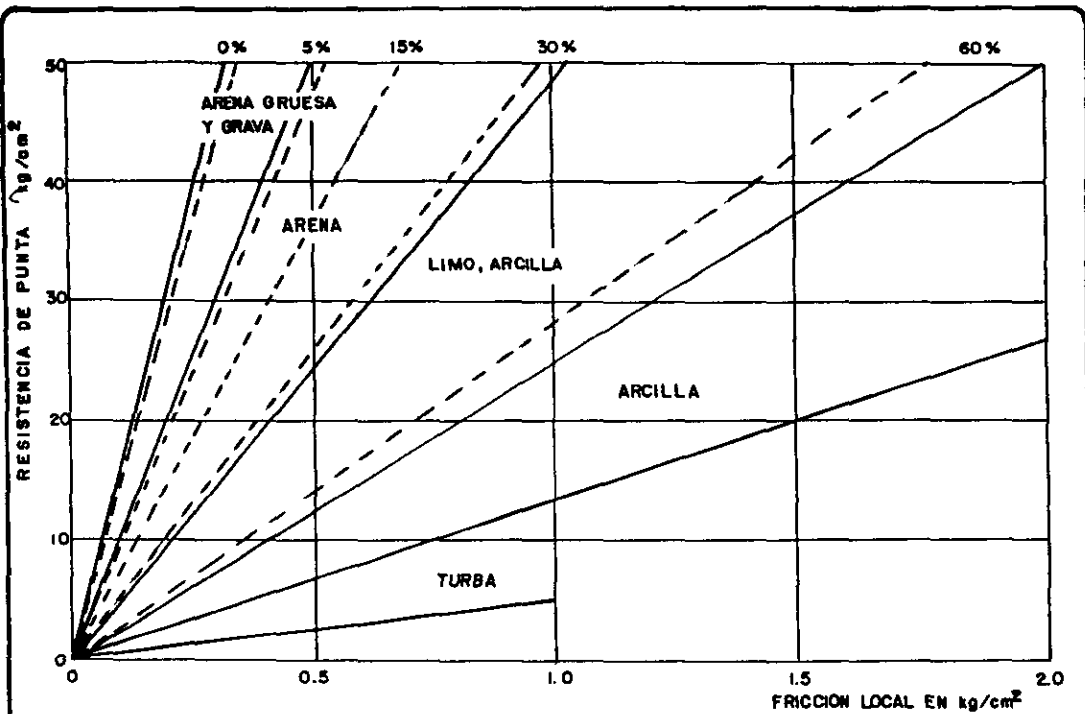
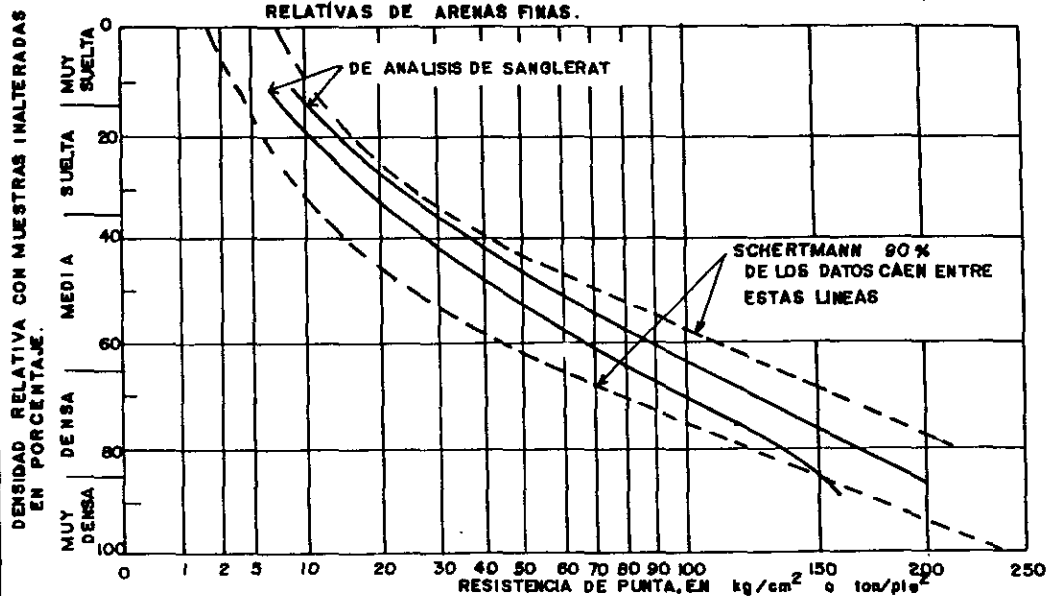


FIG. 12 CLASIFICACION DE SUELOS BLANDOS O SUELTOS.

FIG. 13 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y LA DENSIDAD RELATIVAS DE ARENAS FINAS.



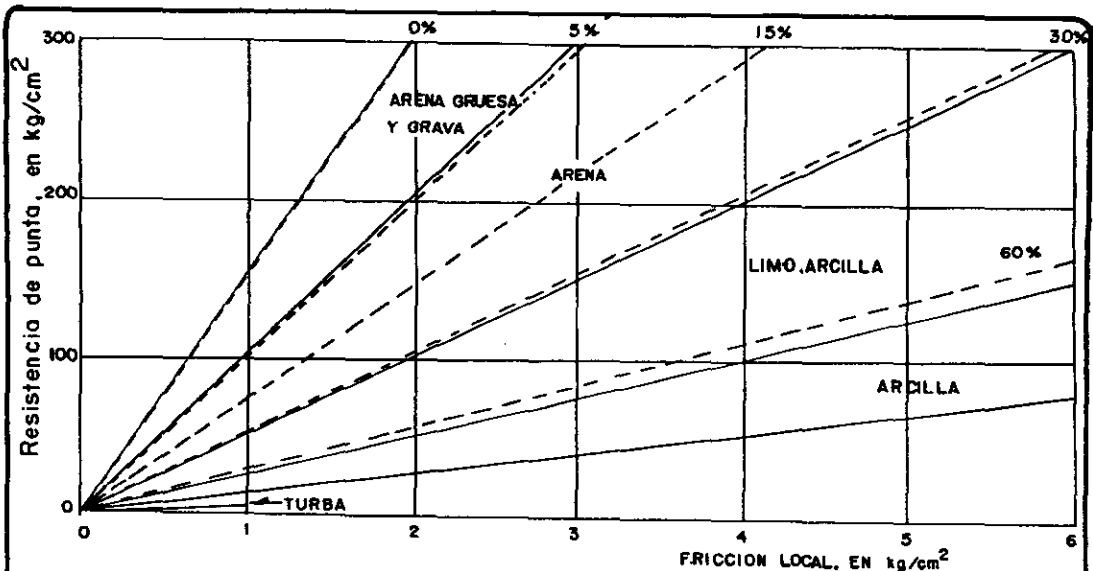
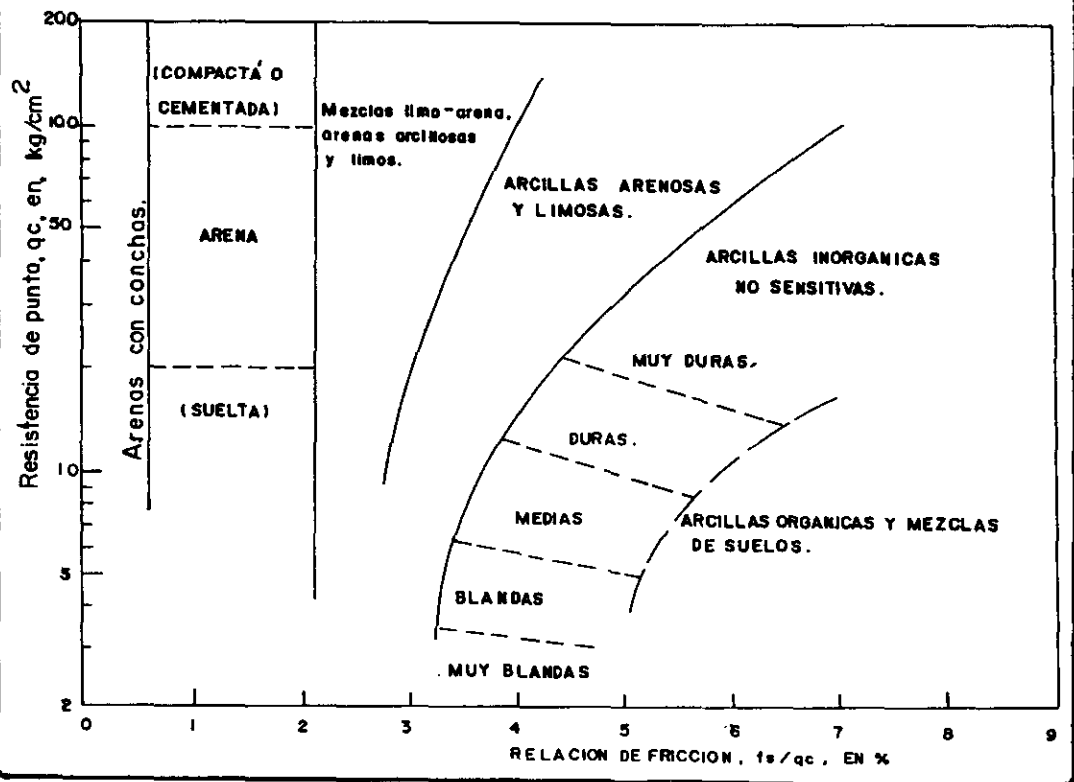


FIG. 10 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO ELECTRONICO.

FIG. 11 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO.



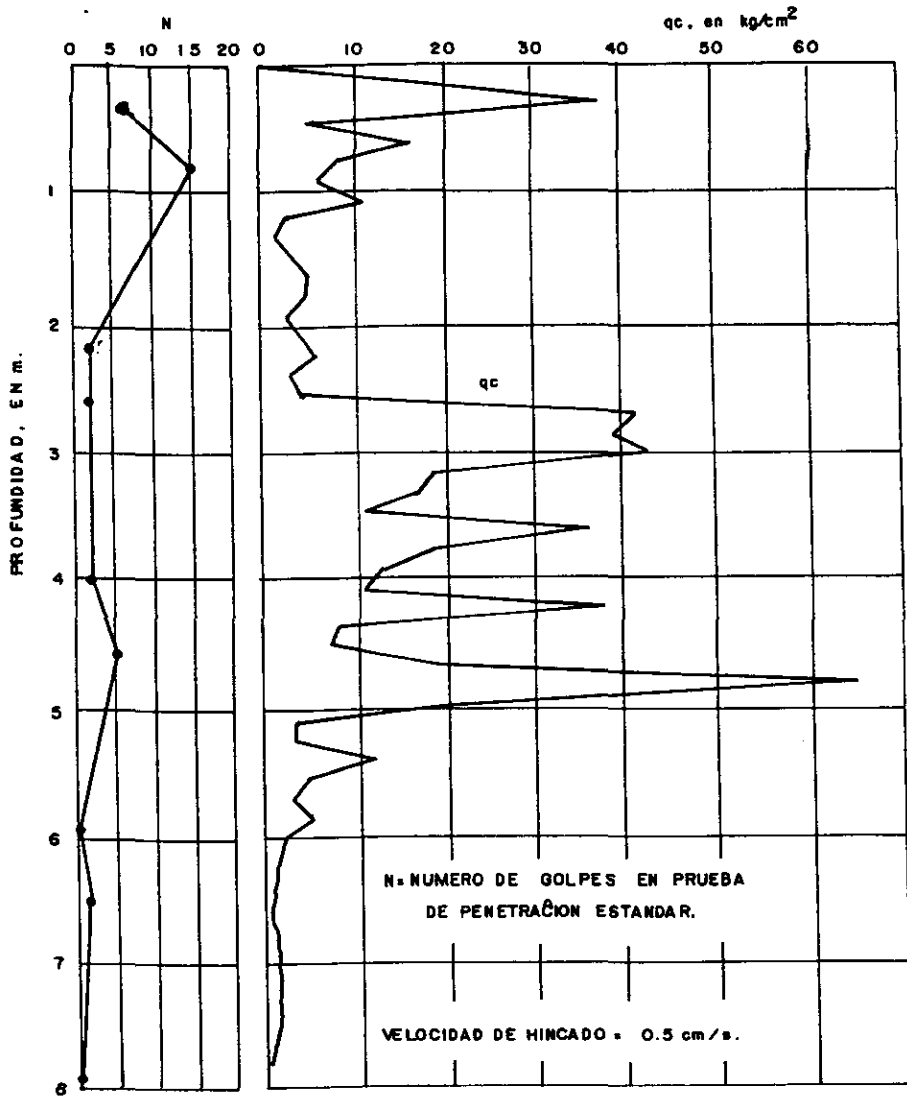


FIG 8. COMPARACION CON LA PENETRACION ESTANDAR.

COMPACIDAD

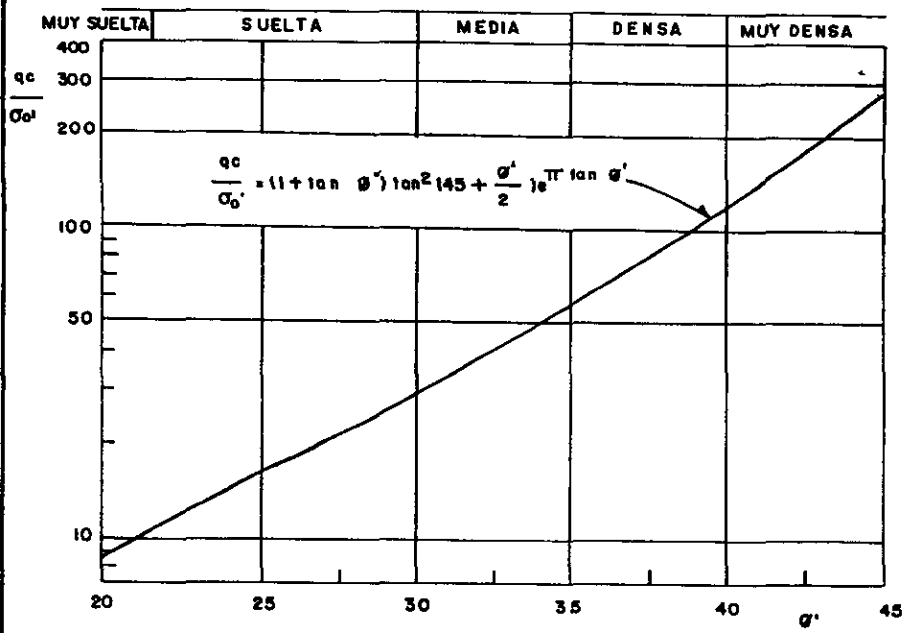


FIG 14 CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ANGULO ϕ' DE ARENAS

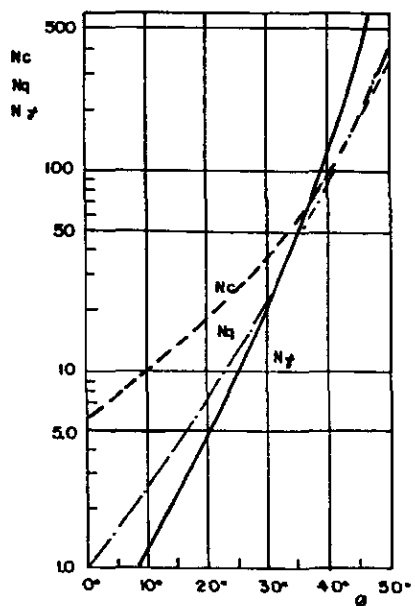


FIG 15 FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA.

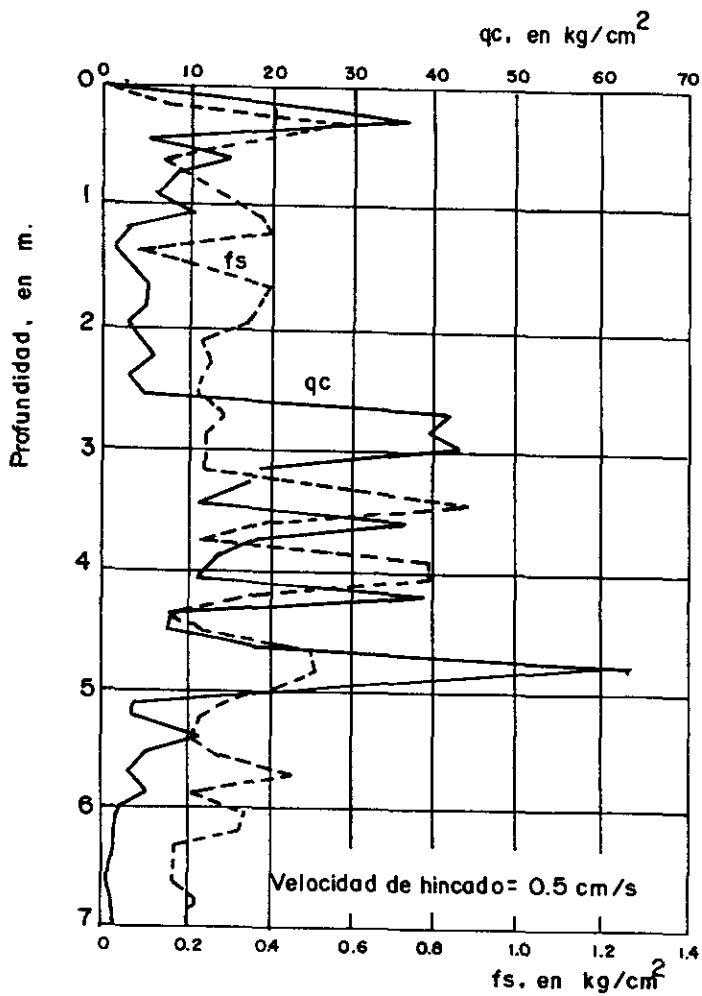


Fig 7. Gráfica de penetración estática.

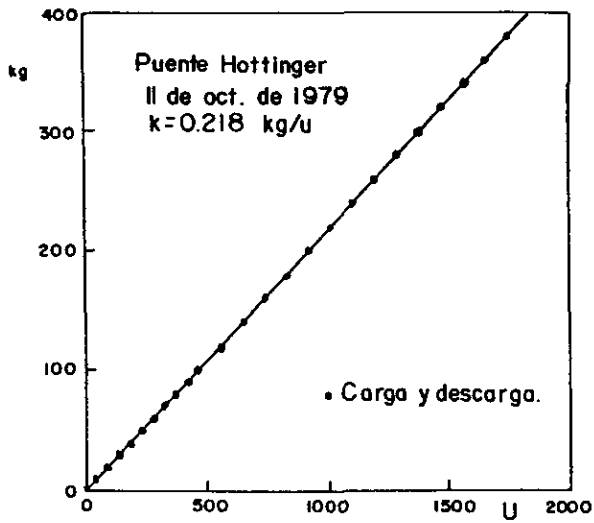


Fig 5. Calibracion de la celda de punta.

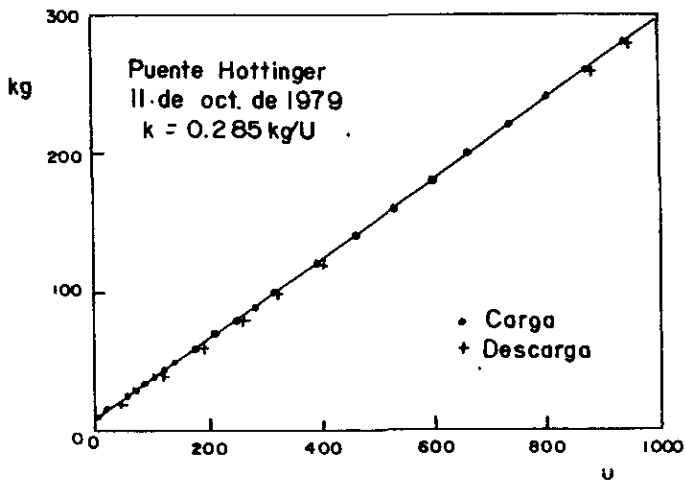
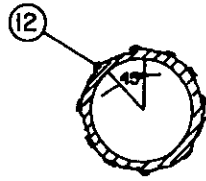
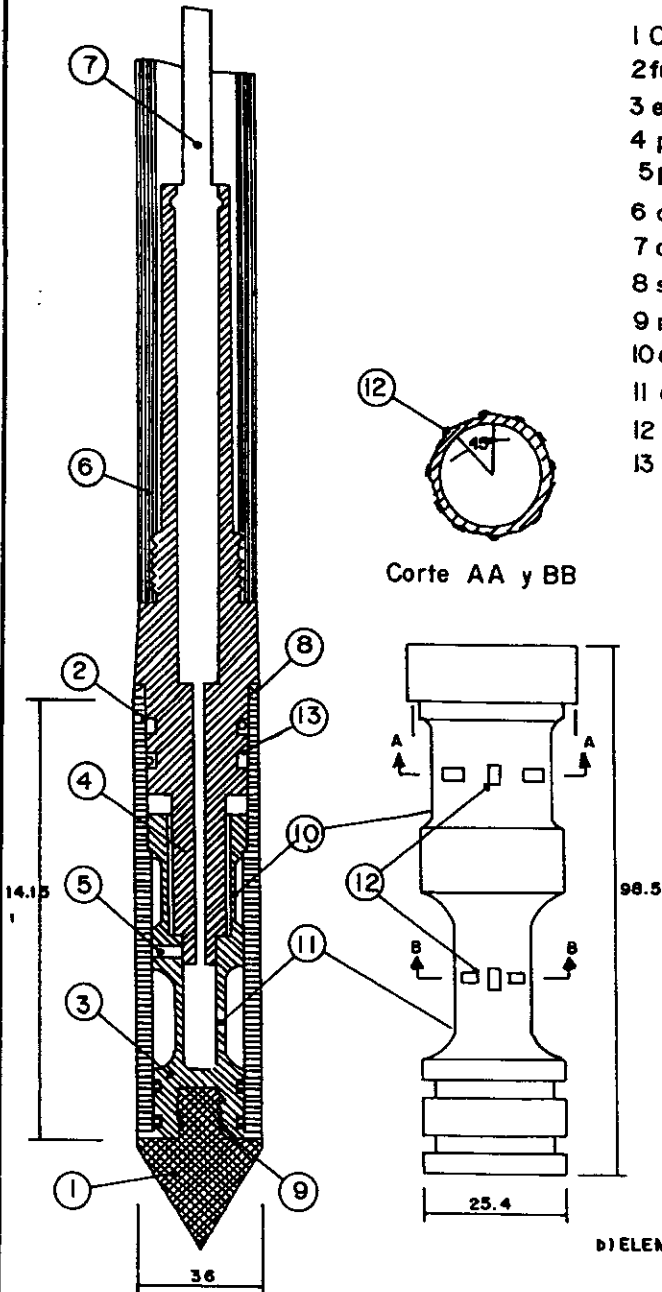


Fig 6 Calibracion de la celda de friccion.

- 1 Cono (60°, Ø 36mm, 10.18 cm²)
- 2 funda de fricción (Ø36mm, 147.02 cm²)
- 3 elemento sensible bronce(SAE-64)
- 4 pieza de empuje
- 5 perno de sujeción(3 a/c 120°)
- 6 cople conector a la tubería EW
- 7 cable conductor blindado de 8 hilos
- 8 sello de silicón blando
- 9 rondana de bronce
- 10 celda de fricción
- 11 celda de punta
- 12 deformómetros eléctricos
- 13 aro-sello



Corte AA y BB

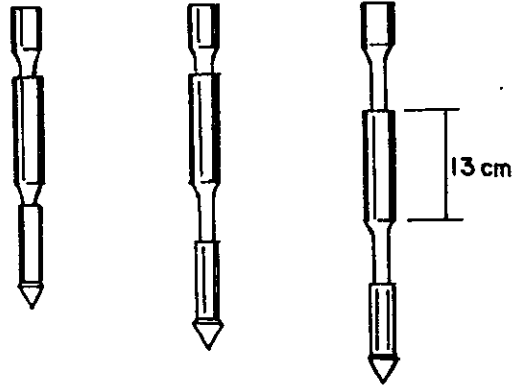
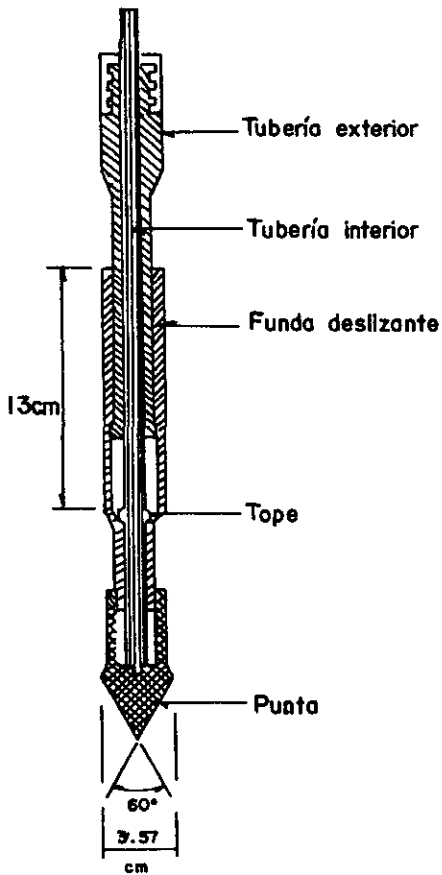


DIMENSIONES EN mm.

b) ELEMENTO SENSIBLE

a) CONJUNTO

Fig corte del penetrometro electrico



$$R_t - Q_c = F_s$$

$$f_s = \frac{F_s}{A_t}$$

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c}$$

R_t FUERZA NECESARIA PARA HINCAR SIMULTANEAMENTE CONO Y FUNDA, EN kg

Q_c FUERZA NECESARIA PARA HINCAR EL CONO EN kg

F_s FRICCIÓN LATERAL DE LA FUNDA DESLIZANTE EN kg

q_c RESISTENCIA DE PUNTA, EN kg/cm²

f_s FRICCIÓN LATERAL POR UNIDAD DE AREA EN kg/cm²

A_t AREA LATERAL DE LA FUNDA (147.02 cm²)

A_c AREA TRANSVERSAL DEL CONO (10 cm²)

Fig 1. Penetrométo holandés (punta Beggan)

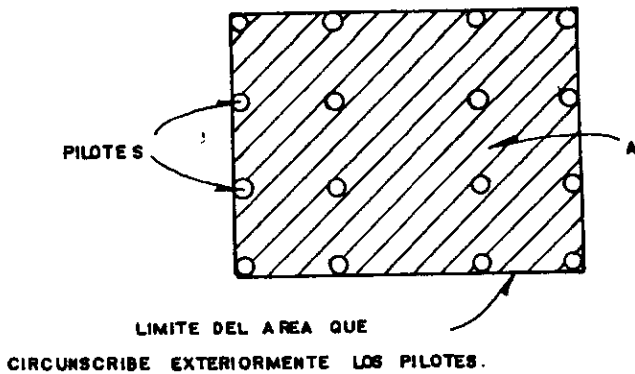
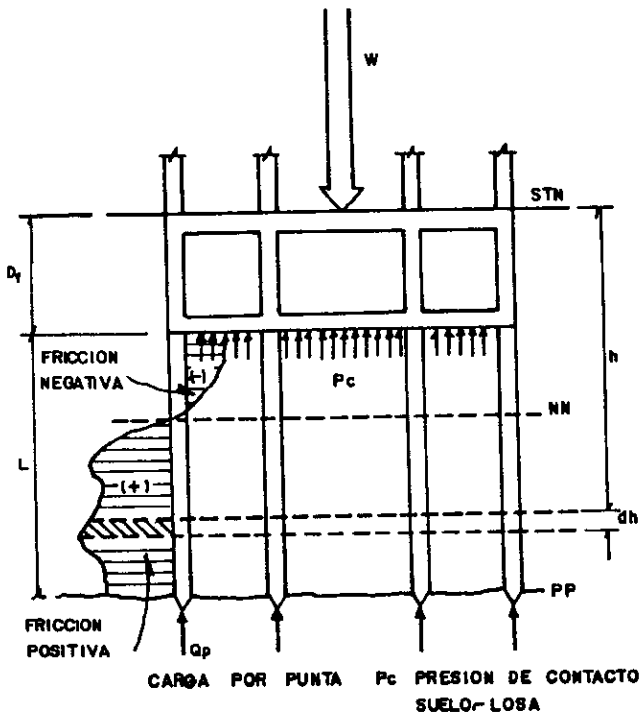
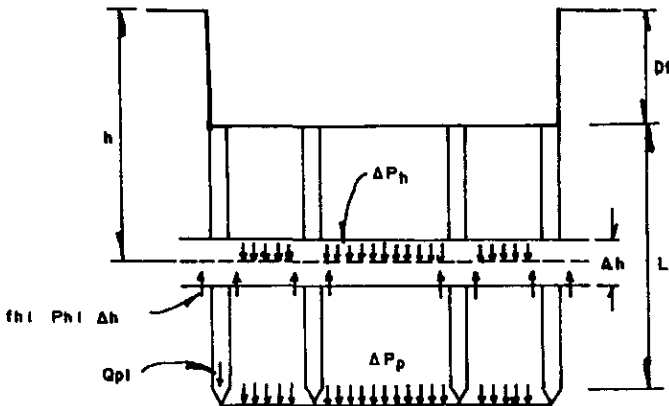


FIG. 1.- ESTRUCTURA APOYADA SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.



- f_{hi} P_{hi} Δh REACCION DEL SUELO CONTRA EL PILOTE DEBIDO A LA FRICCION (POSITIVA O NEGATIVA) ESTANDO EN Δh .
- ΔP_h CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA DEBIDA A LA FRICCION POSITIVA O NEGATIVA QUE EL PILOTE TRANSMITE AL SUELO.
- ΔP_p CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA DEBIDO A LAS FUERZAS EN LA PUNTA.

FIG. 2. CARGA UNIFORMEMENTE REPARTIDA, ΔP_h Y ΔP_p

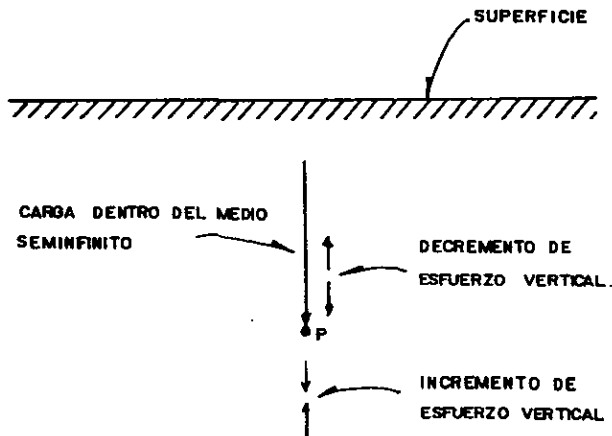


FIG. 3 CAMBIOS DE ESFUERZO VERTICAL POR EFECTO DE UNA FUERZA VERTICAL APLICADA DENTRO DE UN MEDIO SEMINFINITO

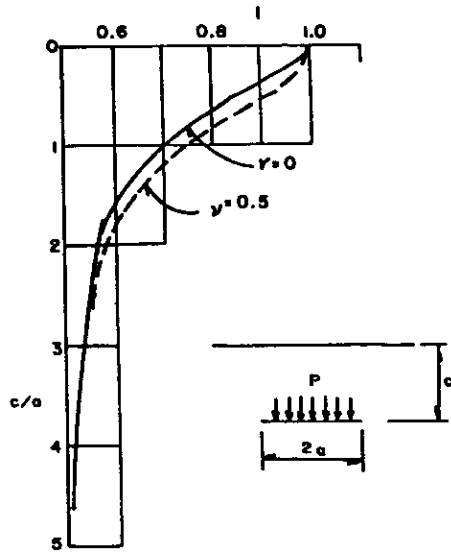


FIG 4. VALORES DE I AL CENTRO DE UN AREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

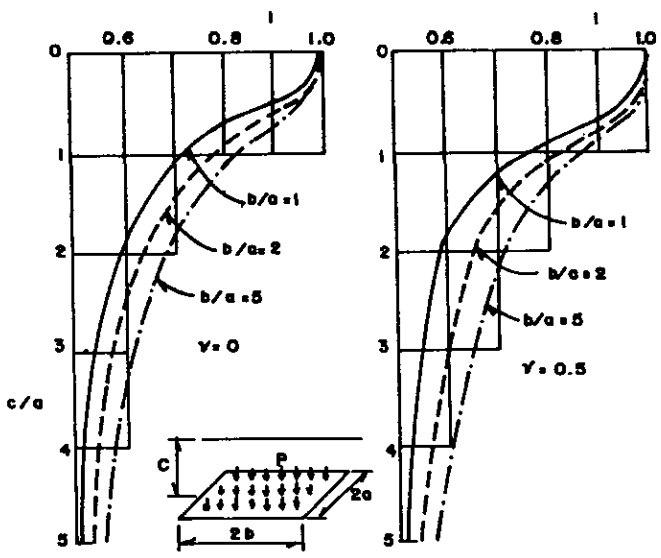


FIG 5. VALORES DE I AL CENTRO DE UN AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA.

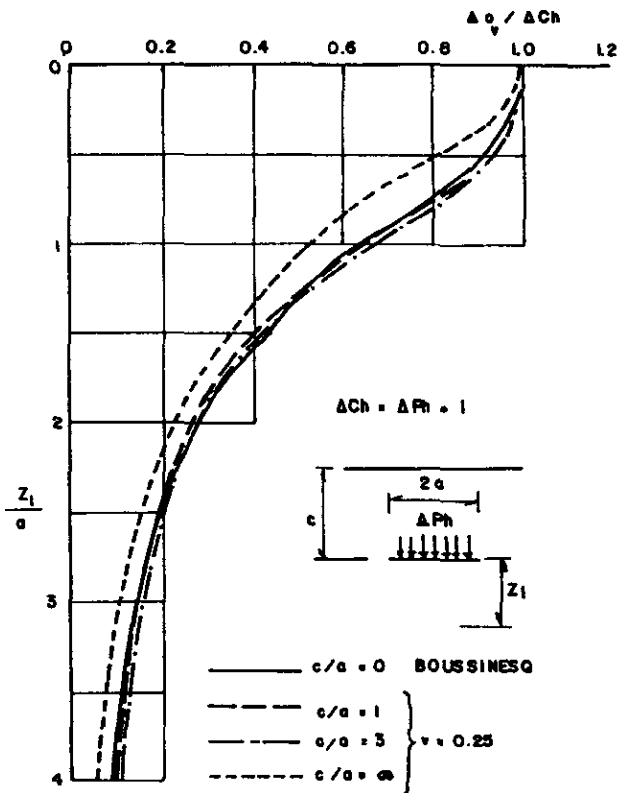


FIG. 6 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS VERTICALES EN PUNTOS DEBAJO DEL CENTRO DE CARGAS CIRCULARES APLICADAS DENTRO DE UN MEDIO SEMINFINITO.

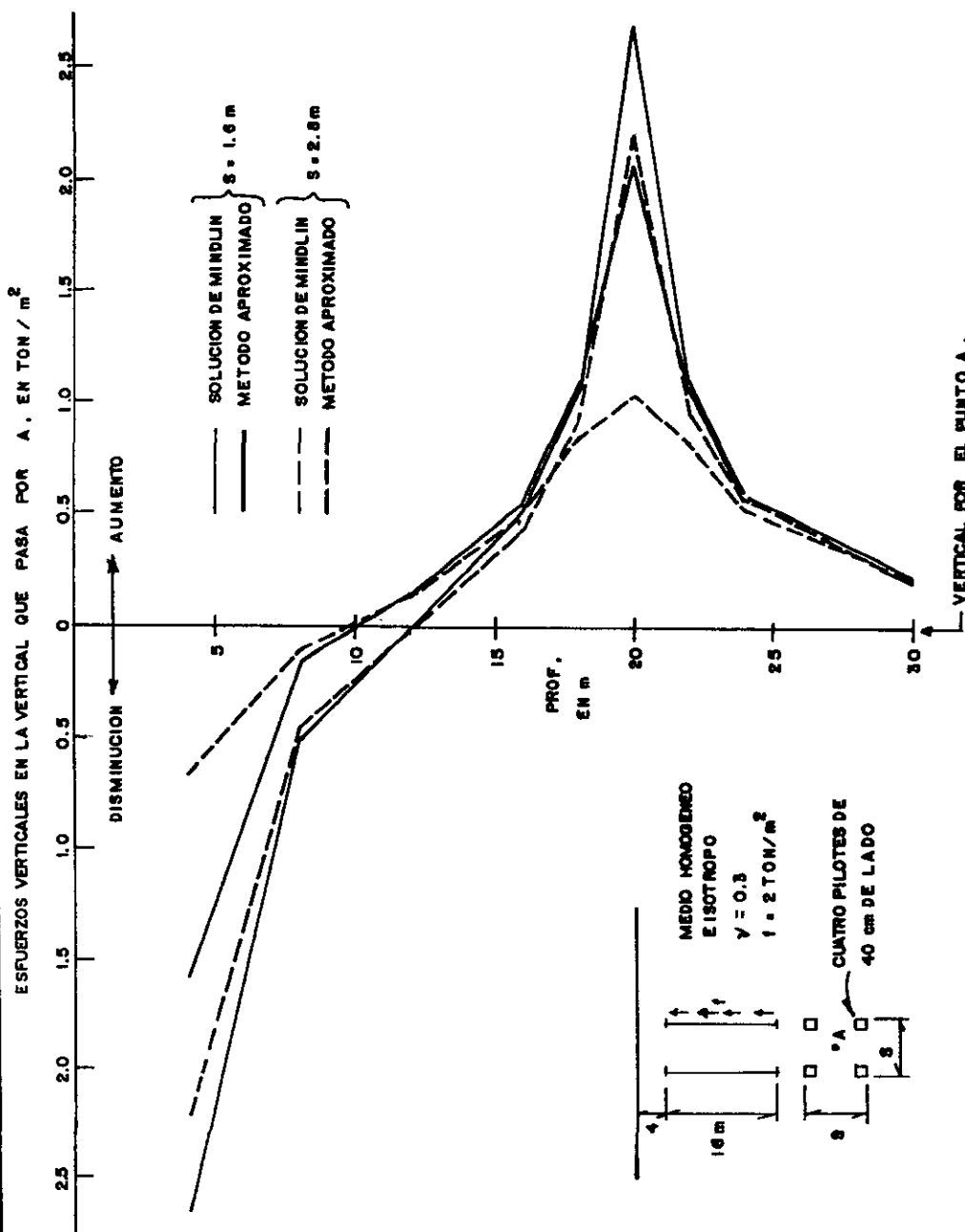
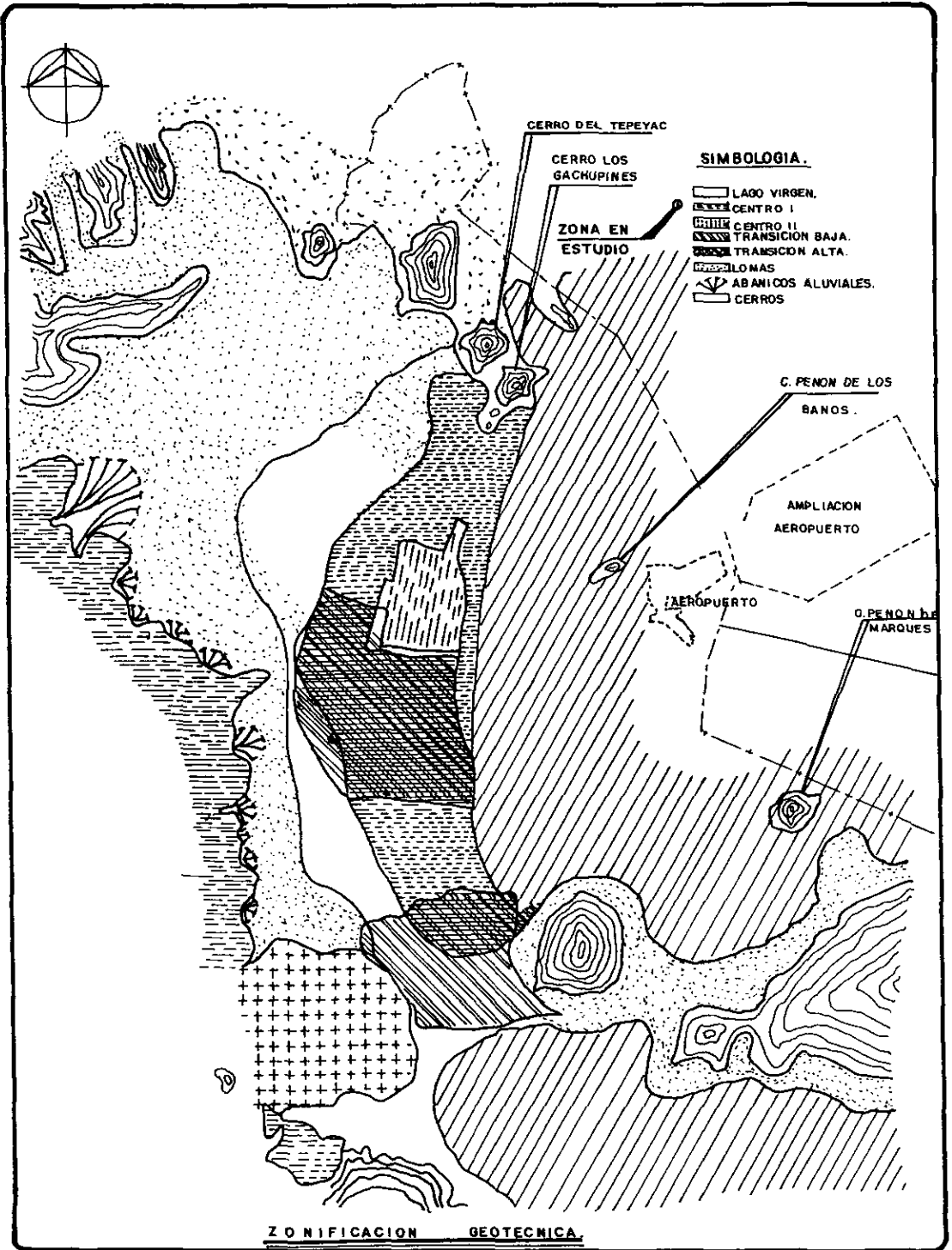
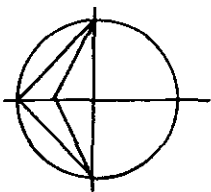
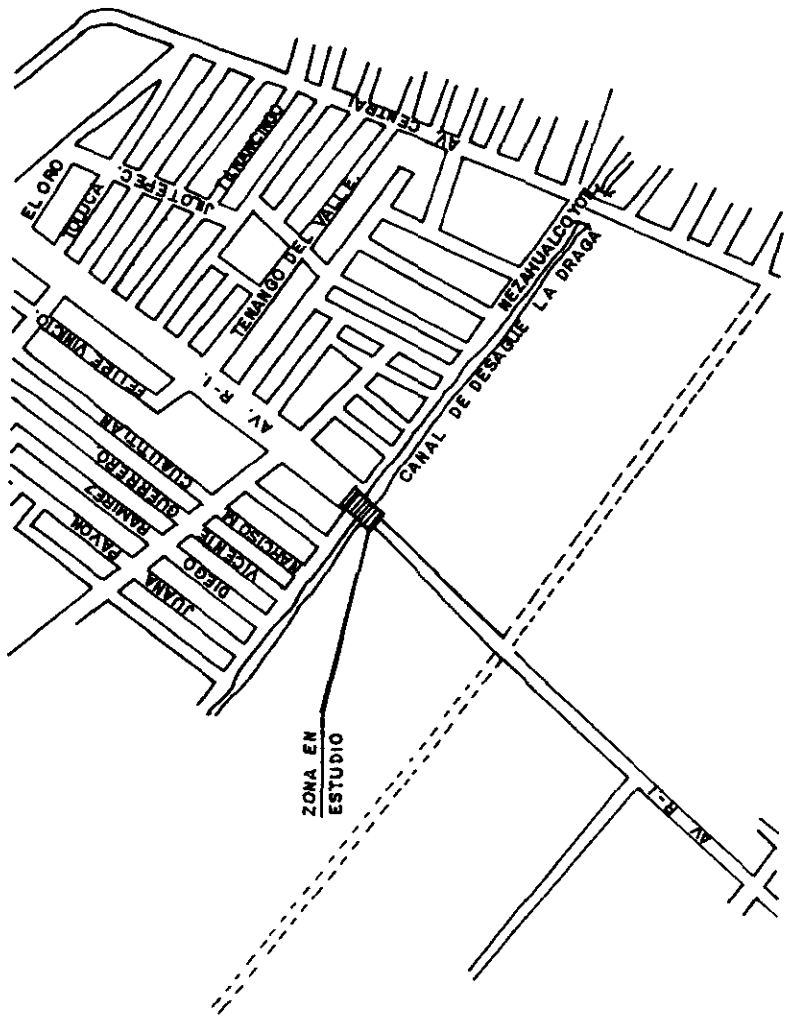


FIG 7. ESFUERZOS VERTICALES DEBIDOS A CUATRO PILOTES DE FRICCION. SOLUCION NUMERICA DE MINDLIN Y SOLUCION APROXIMADA.



PUENTE VEHICULAR DE LA DRAGA CON LA VIA ADOLFO LOPEZ MATEOS.

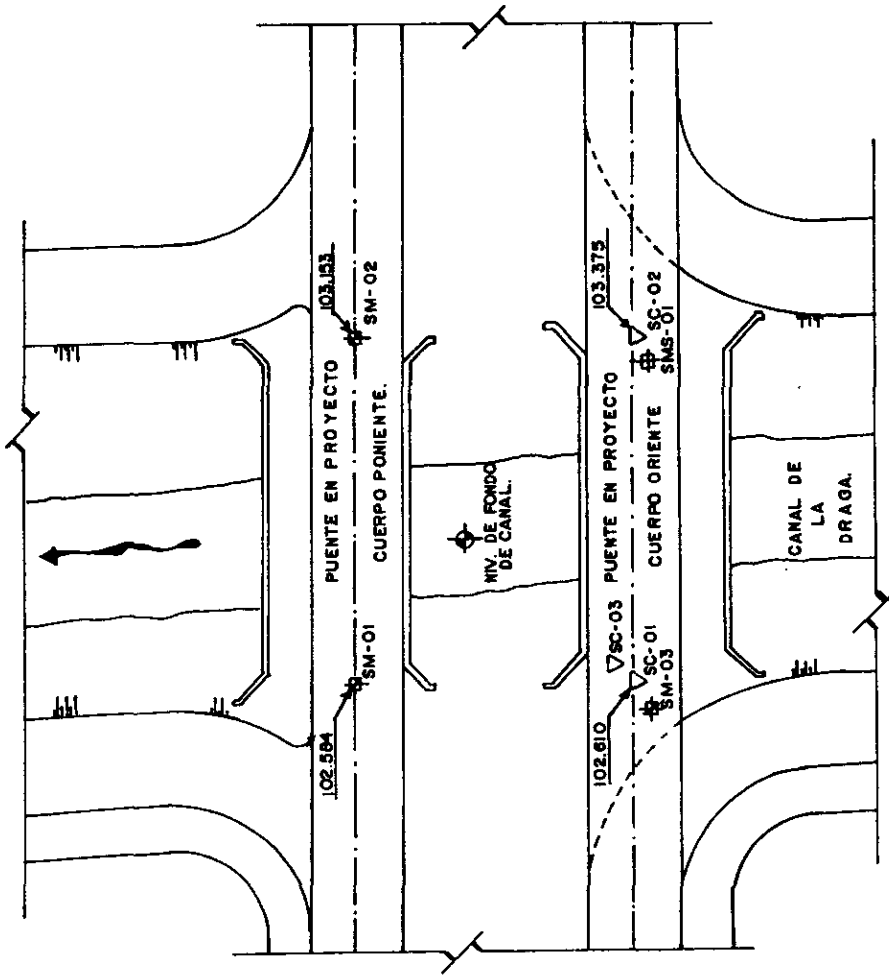
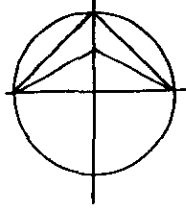


CROQUIS DE LOCALIZACION.

SIN ESCALA.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO. CAMPUS ARAGÓN

FIG. 02.



LOCALIZACION DE SONDEOS.

SIMBOLOGIA.

SC - SONDEOS DE CONO.

SM - SONDEOS MIXTOS.

SMS - SONDEO MIXTO SELECTIVO.

NOTAS.

- 1- AL LADO SUR LOS NIVELES FUERON REFERIDOS AL BANCO DE NIVEL (B.N.3-1), CON ELEVACION 103.008 m.
- 2- AL LADO NORTE LOS NIVELES FUERON REFERIDOS AL BANCO DE NIVEL (B.N.12-1), CON ELEVACION 103.789m.

SIN ESCALA.

"UNA M CAMPUS ARAGON"

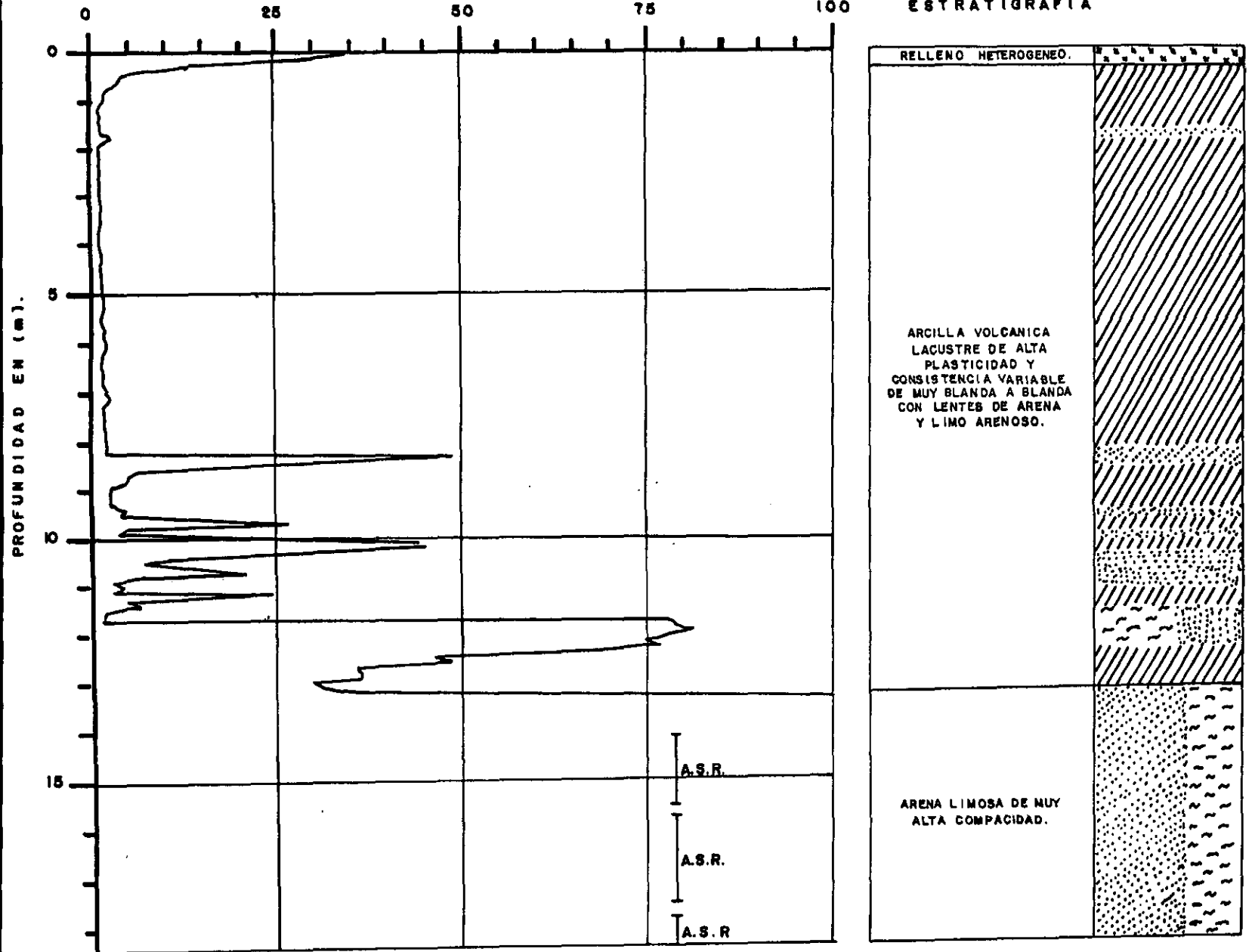
SONDEO DE CONO.

OBRA: CANAL DE LA DRAGA
LOCALIZACION: AVENIDA R-1 Y CANAL DE DESAQUE

SONDEO DE CONO: SC-01
CONO DE 2 TON.
COTA DEL BROCAL : 102.610

RESISTENCIA DE PUNTA OC (Kg/cm²)

ESTRATIGRAFIA



SIMBOLOGIA.

A.S.R. AVANCE SIN RECUPERACION.



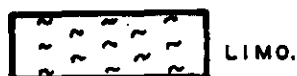
RELLENO.



ARCILLA.



ARENA.



LIMO.

OBRA: CANAL DE LA DRAGA.

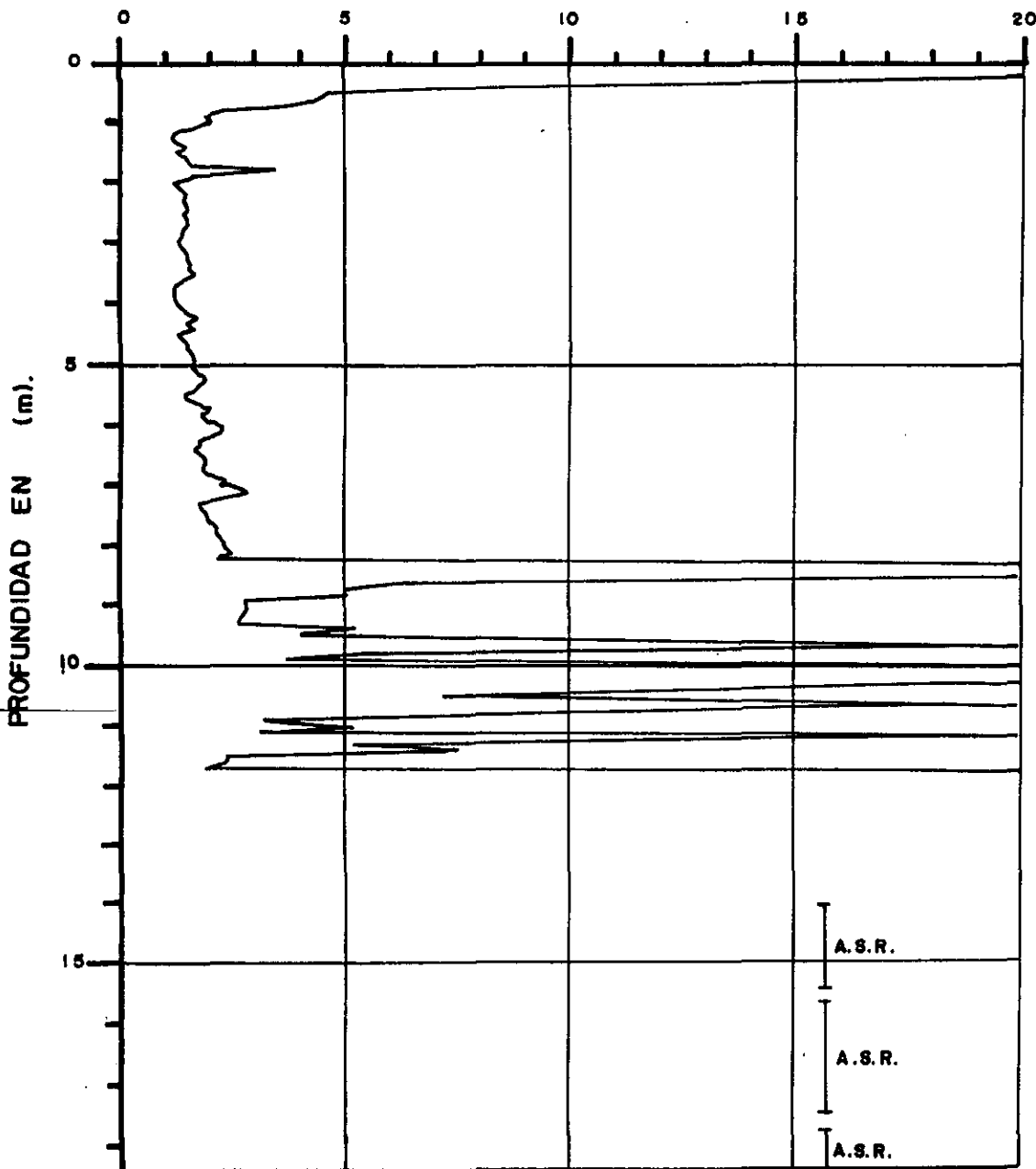
LOCALIZACION: AVENIDA R-1 Y CANAL DE DESAGUE.

SONDEO DE CONO: SC-01

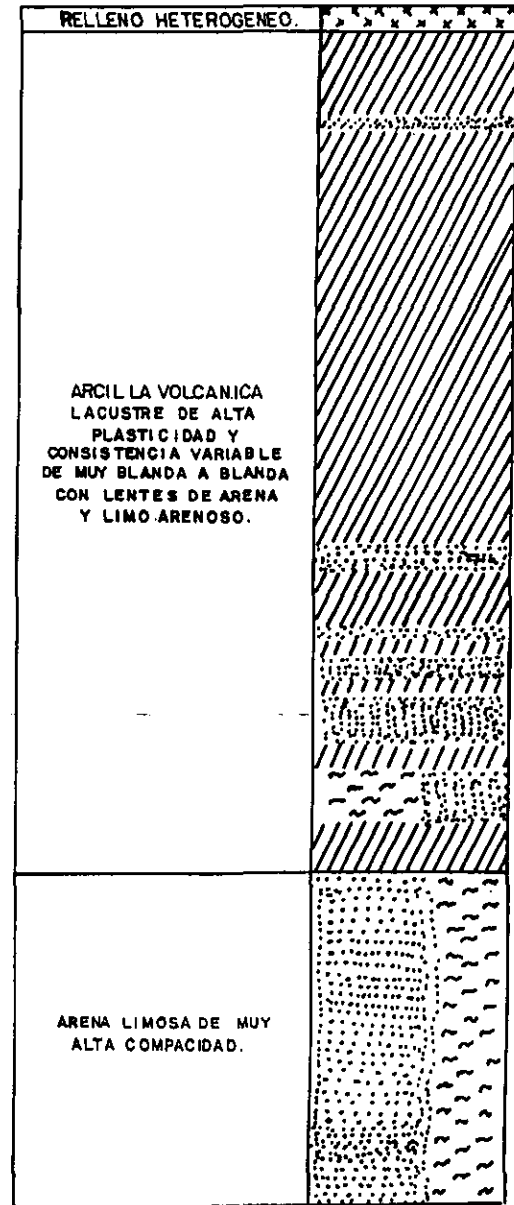
CONO DE 2 TON.

COTA DEL BROCAL: 102.610

RESISTENCIA DE PUNTA OC (Kg/cm²)



ESTRATIGRAFIA



SIMBOLOGIA.

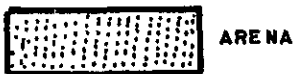
A.S.R. — AVANCE SIN RECUPERACION.



RELLENO



ARCILLA



ARENA



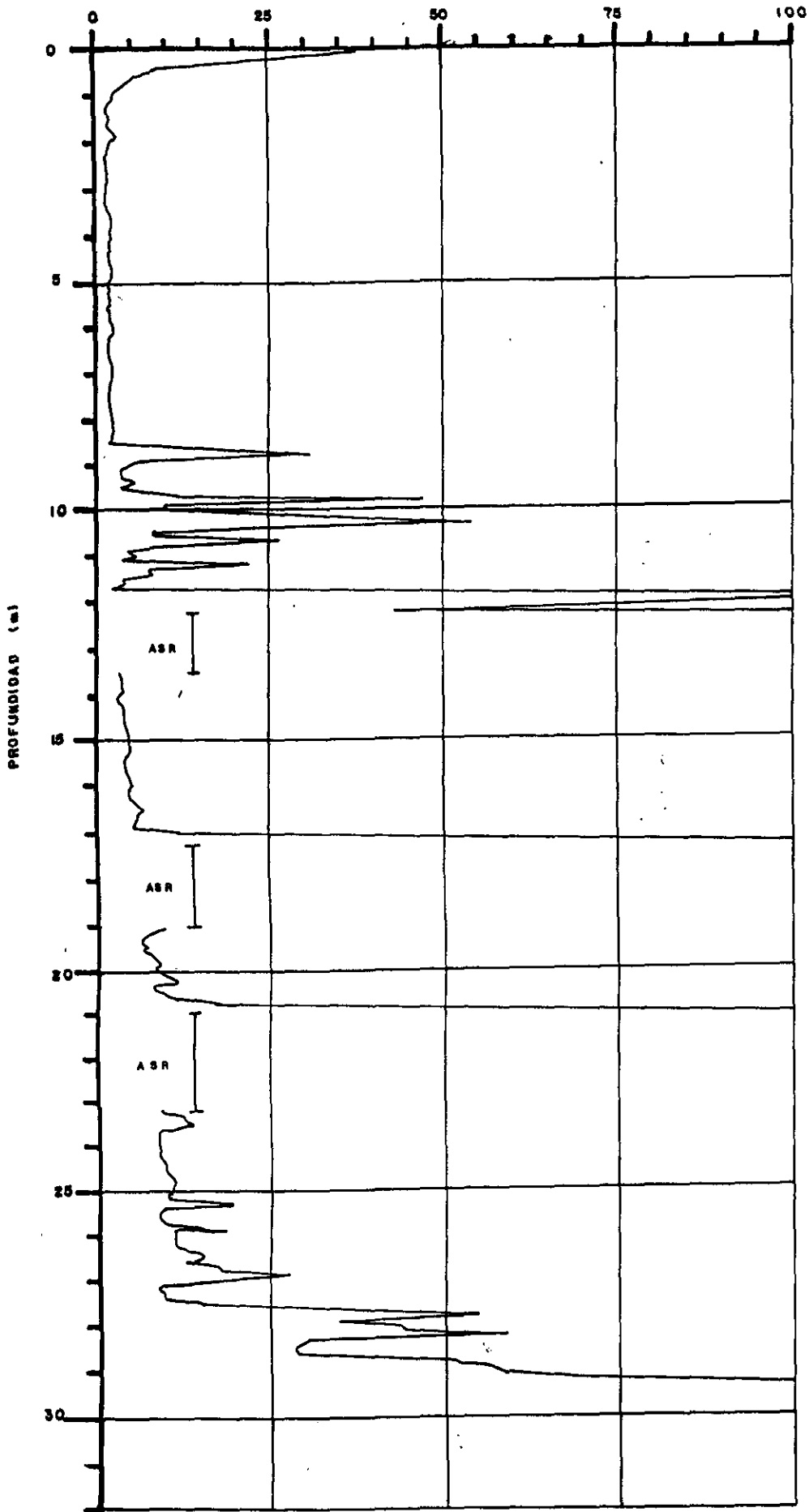
LIMO

FIG. 05

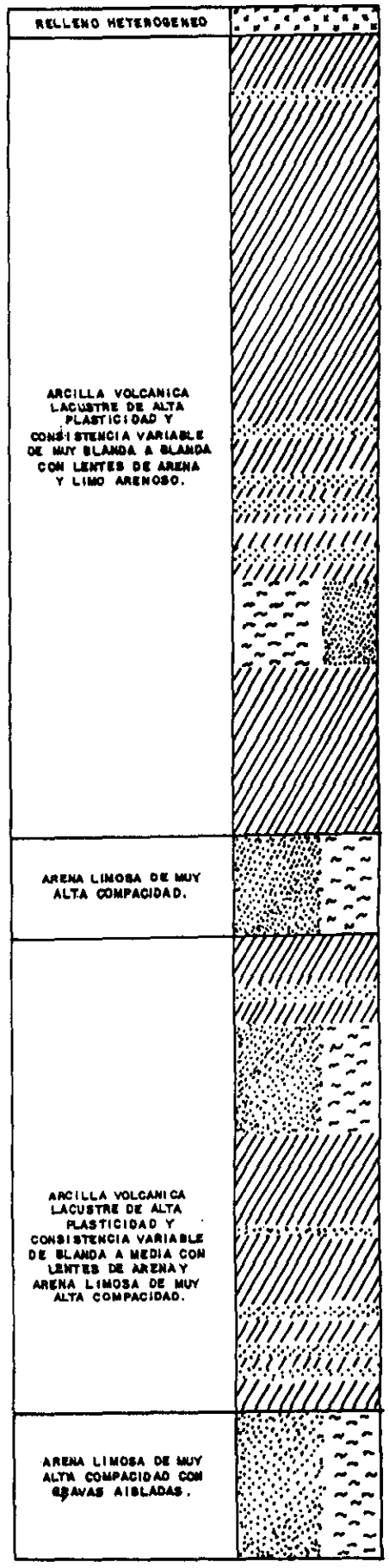
OBRA: CANAL DE LA DRAGA
 LOCALIZACION: CANAL DE DESAGUE Y AVENIDA R-1

SONDE DE CONO: SC-02
 CONO DE 2 TON.
 COTA DEL BROCAL: 103.375

RESISTENCIA DE PUNTA OC (Kg/cm²)



ESTRATIGRAFIA



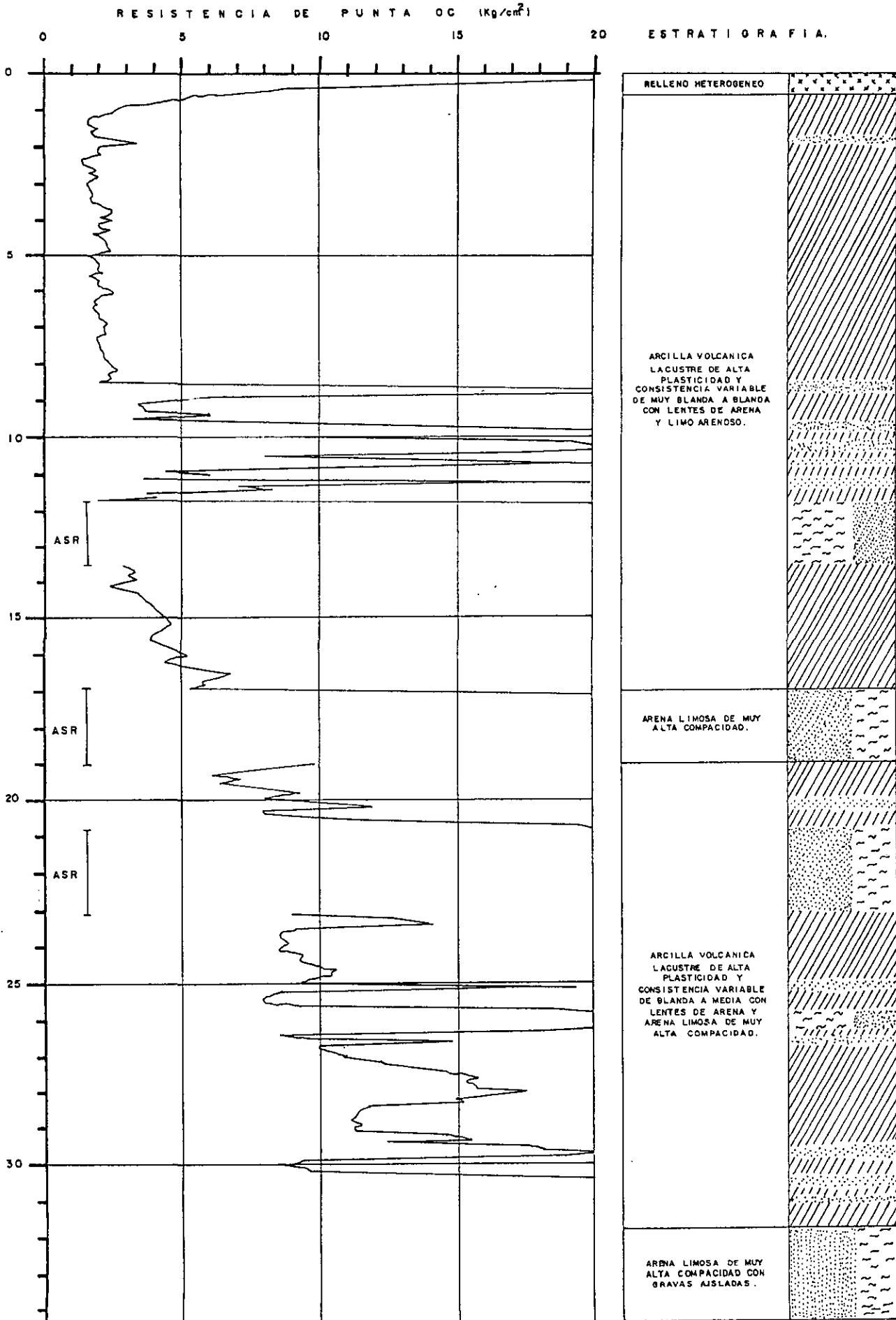
SIMBOLOGIA



FIG. 06

OBRA: CANAL DE LA DRAGA.
 LOCALIZACION: CANAL DE DESAGUE Y AVENIDA R-1.

SONDEO DE CONO: SC-02
 CONO DE 2 TON.
 COTA DEL BROCAL: 103.375



SIMBOLOGIA

RELLENO
 ARENA

ARCILLA
 LIMO

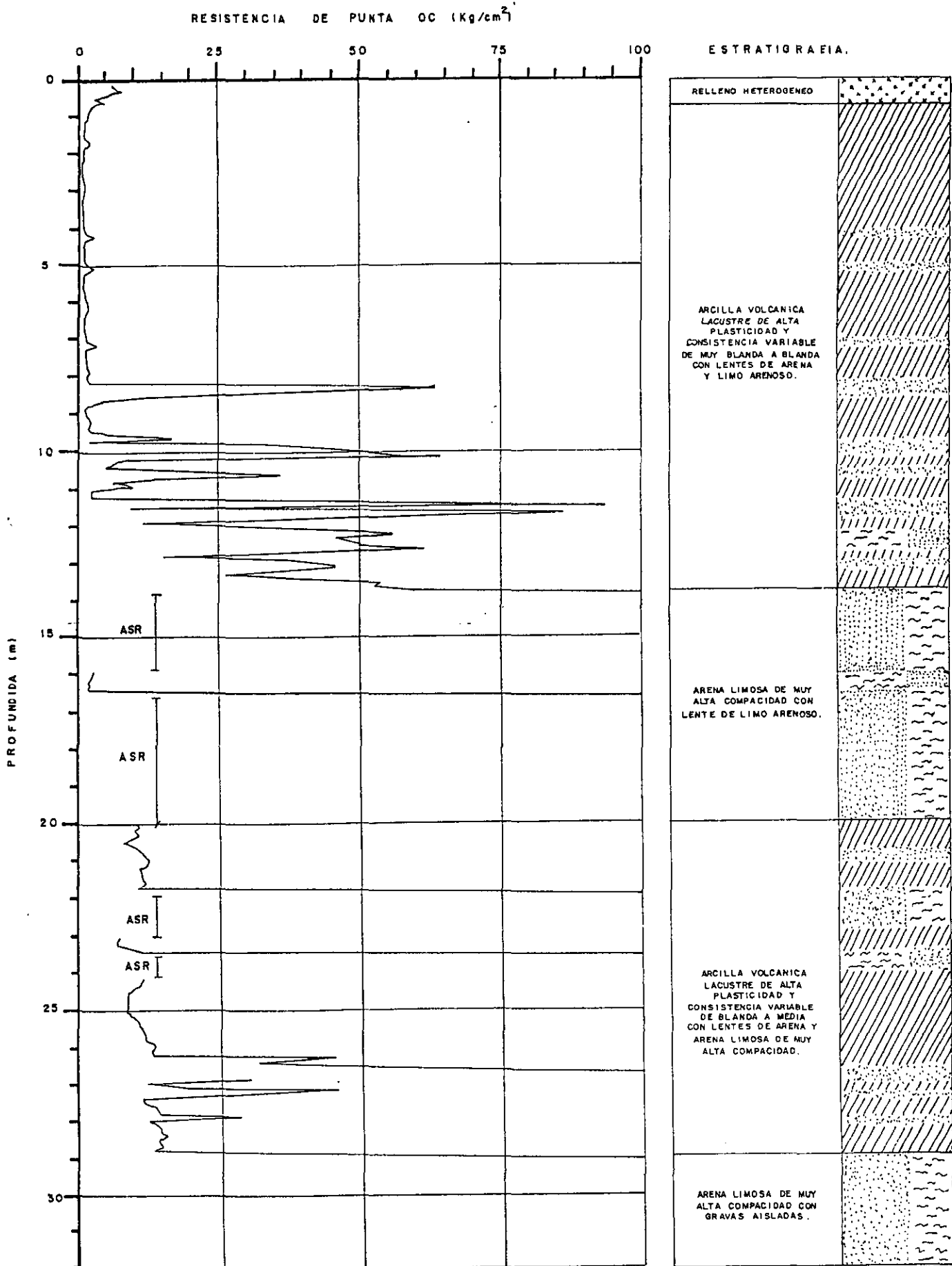
FIG. 07

"UNAM CAMPUS ARAGON"

SONDEO DE CONO.

OBRA: PUENTE DE LA DRAGA
 LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DE DESAQUE

SONDEO DE CONO: SC-03
 CONO DE 2 TON.
 COTA DEL BROCAL: 102.610



SIMBOLOGIA



FIG. 08.

OBRA: PUENTE DE LA DRAGA.
 LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DE DESAGUE.

SONDEO DE CONO: SC-03
 CONO DE 2 Ton.

COTA DEL BROCAL: 102.610

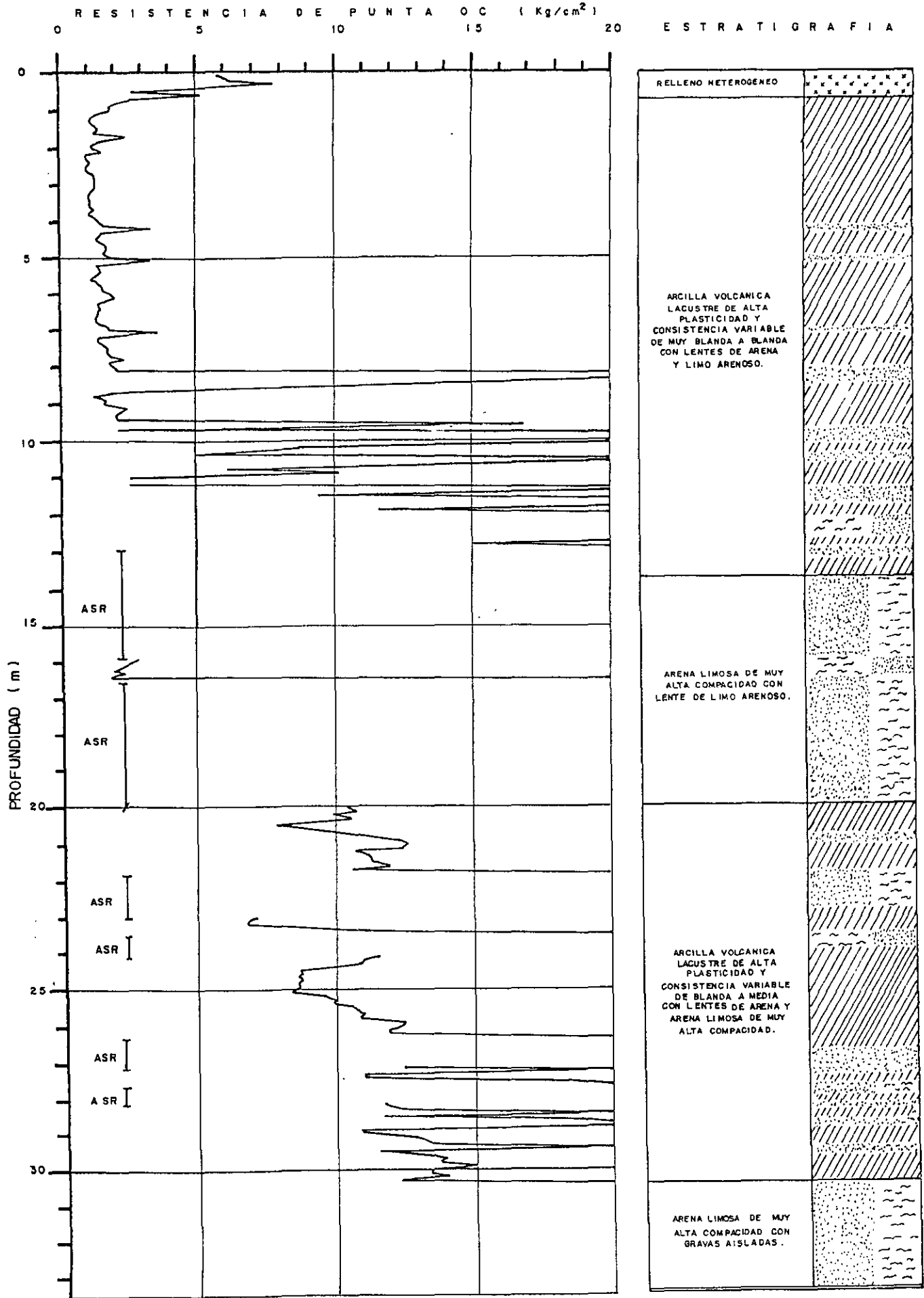
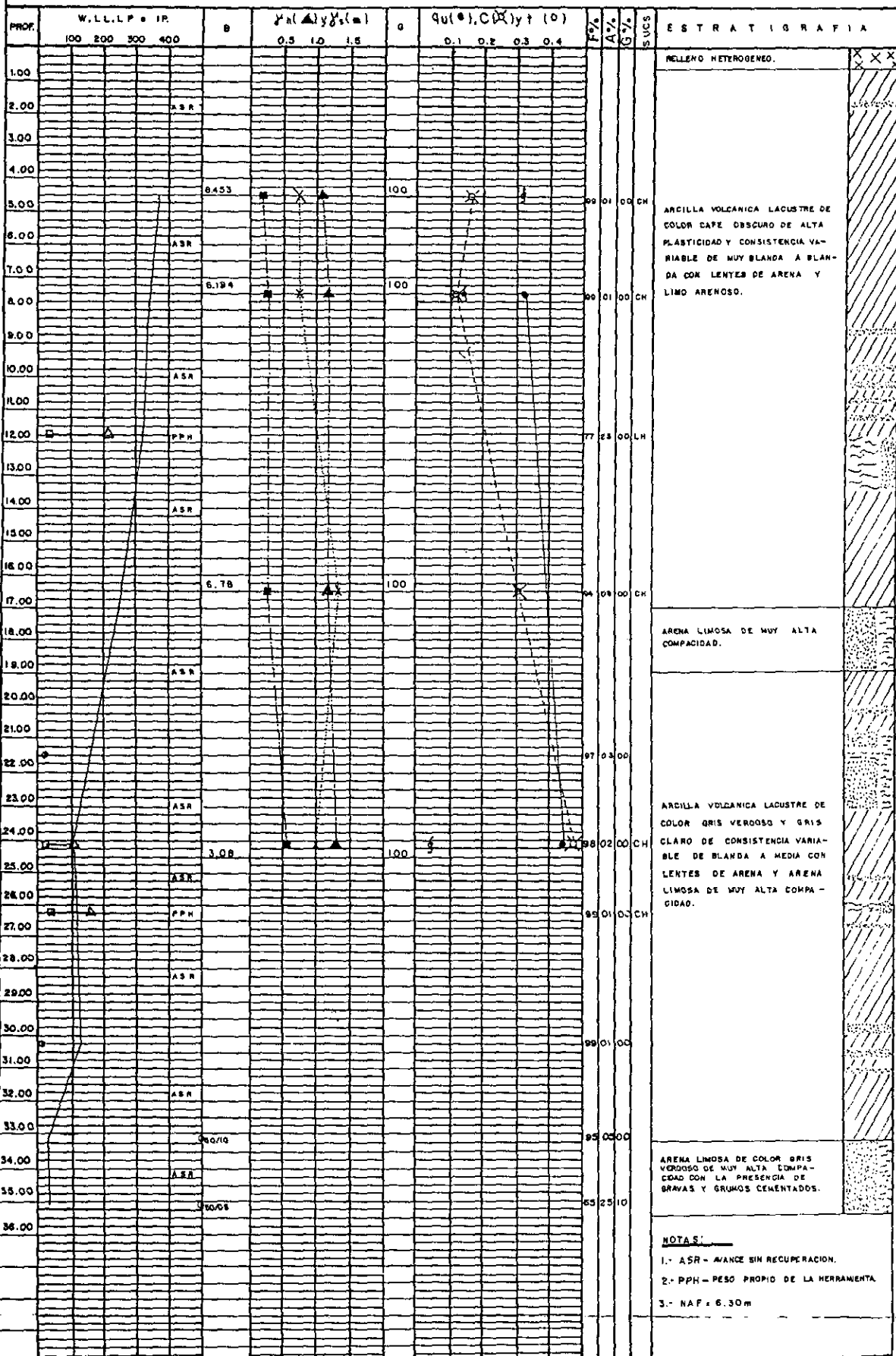


FIG.09

OBRA: PUENTE VEHICULAR DE LA DRAGA CON LA VIA ADOLFO LOPEZ LOCALIZACION: ECATEPEC, ESTADO DE MEXICO.
MATEOS.

FECHA DEL SONDEO: ABRIL / 1995. COTA DEL BROCAL: 103.375



NOTAS:
1.- ASR - AVANCE SIN RECUPERACION.
2.- PPH - PESO PROPIO DE LA HERRAMIENTA.
3.- NAF = 6.30m

— W, CONTENIDO DE HUMEDAD (%)
 Δ LL, LIMITE LIQUIDO (%)
 □ LP, LIMITE PLASTICO (%)
 ▽ IP, INDICE DE PLASTICIDAD (%)
 ○ e, RELACION DE VACIOS
 G, GRADO DE SATURACION (%)
 ▲ γ_n , PESO VOLUMETRICO HUMEDO (ton/m^3)
 ■ γ_s , PESO VOLUMETRICO SECO (ton/m^3)
 × s_u , DENSIDAD DE SOLIDOS.
 ● q_u , RESISTENCIA A LA COMPRESION (kg/cm^2)
 ✕ c, COHESION (kg/cm^2)
 ○ l, RESISTENCIA AL CORTE CONTORVANE (kg/cm^2)
 F % PORCENTAJE DE FINOS
 A % PORCENTAJE DE ARENA
 G % PORCENTAJE DE GRAVAS
 ○ - N - NUMERO DE GOLPES
 - δ - ANGULO DE FRICCION INTERNA

RELLENO
 GRAVA
 ARENA
 ARCILLA
 LIMO

FIG. 10

ENSAYO DE COMPRESION AXIAL INCONFINADA

OBRA: PUEBTE CANAL DE LADRAGA. LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DEL DESAGUE.

SONDEO: SMS-01

PROFUNDIDAD: 7.9 m.

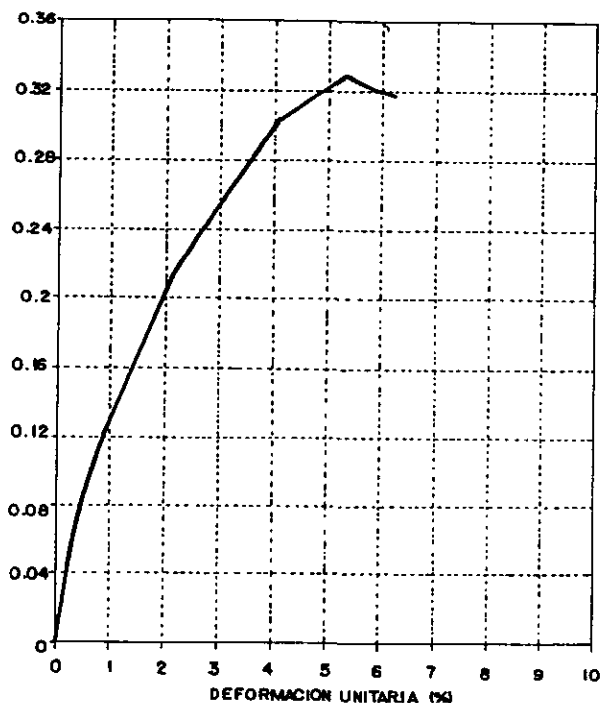
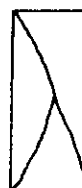
W %	S _s	e	G _w %	p.v.h. kg/m ³	p.v.s. kg/m ³	q _u kg/cm ²	E kg/cm ²
27.9	2.351	6.310	100	1219	322	0.33	11

DESCRIPCION DEL MATERIAL
ARCILLA CAFE OSCURO.

W %	CONTENIDO DE AGUA.
S _s	DENSIDAD DE SOLIDOS.
e	RELACION DE VACIOS.
G _w	GRADO DE SATURACION.
p.v.s.	PESO VOLUMETRICO SECO.
p.v.h.	PESO VOLUMETRICO HUMEDO.
q _u	RESISTENCIA A LA COMPRESION.
E	MODULO DE ELASTICIDAD.

CLASIFICACION			
SUCS.	% F	% A	% G
CH	99	1	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA.



OBSERVACIONES.

ENSAYO DE COMPRESION AXIAL INCONFINADA

OBRA : PUENTE CANAL DE LA DRAGA.

LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DEL DESAGUE.

SONDEO: SMS-01

PROFUNDIDAD: 24.2 m

W %	S _s	e	G _w %	p.v.h. kg/m ³	p.s.s. kg/m ³	q _u kg/cm ²	E' kg/cm ²
140	2.427	3.296	100	1356	565	0.45	15

DESCRIPCION DEL MATERIAL.

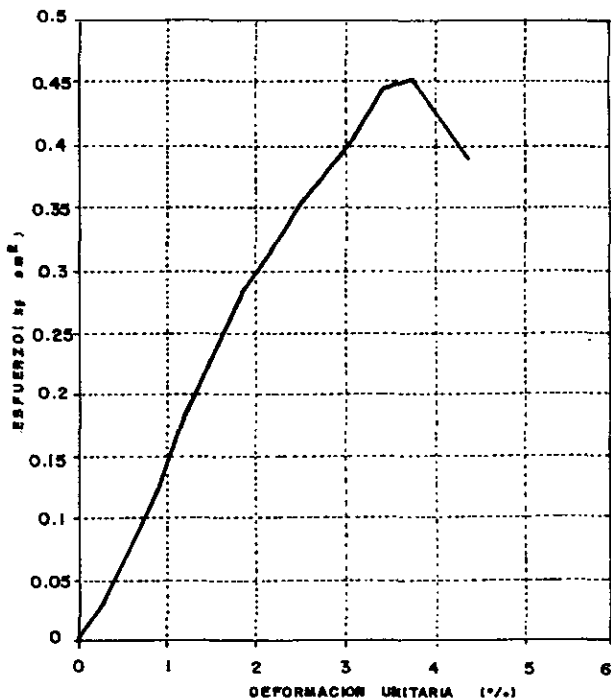
ARCILLA GRIS VERDOSO Y GRIS CLARO CON LENTE DE CENIZA VOLCANICA.

W%	CONTENIDO DE AGUA.
S _s	DENSIDAD DE SOLIDOS.
e	RELACION DE VACIOS.
G _w	GRADO DE SATURACION.
p.v.s.	PESO VOLUMETRICO SECO.
p.v.h.	PESO VOLUMETRICO HUMEDO.
q _u	RESISTENCIA A LA COMPRESION.
E'	MODULO DE ELASTICIDAD.

CLASIFICACION.

SUCS.	(%) F	(%) A	MG
CH	98	2	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



OBSERVACIONES.

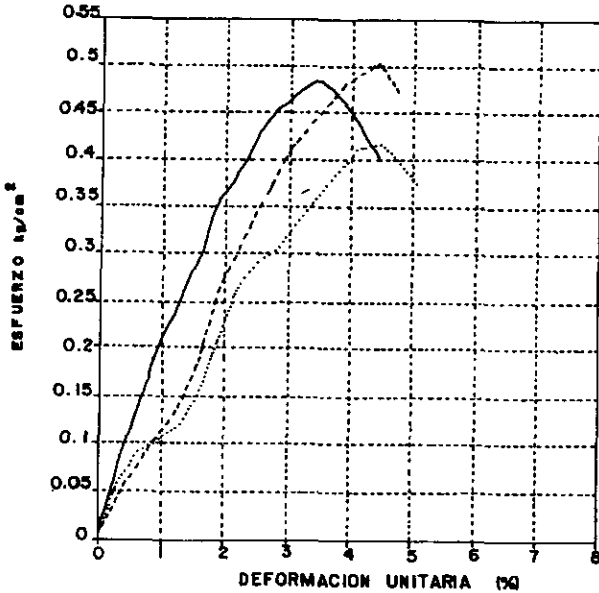
ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU.

OBRA : PUENTE CANAL DE LA DRAGA.

LOCALIZACION : AV. R-1 Y CANAL DEL DESAGUE.

SONDEO : SMS - 01

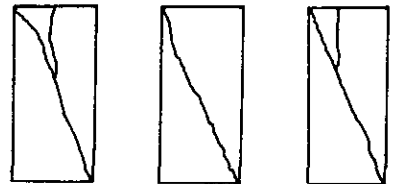
PROFUNDIDAD : 4.9 m.



DESCRIPCION	
ARCILLA CAPE OSCURO.	

CLASIFICACION			
SUCS.	% F	% A	% G
CH	99	1	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA.

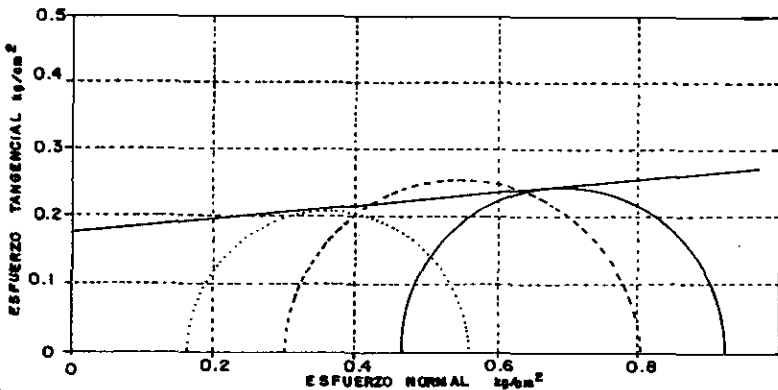


P III (kg/cm²)

SIMBOLOGIA.

P I	P III	w	S _e	a	G _w	p.v.h.	p.v.s.	E
kg/cm ²	kg/cm ²	%			%	kg/cm ³	kg/cm ³	kg/cm ²
0.9555	0.45	359	2.319	8.044	100	1177	255	21
0.9015	0.3	402	2.319	9.178	100	1144	228	14
0.5662	0.15	354	2.319	8.139	100	1182	254	11

c	φ
kg/cm ²	(°)
0.17	6.5



OBSERVACIONES

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU.

OBRA : PUENTE CANAL DE LA DRAGA.

LOCALIZACION :

AV. R-1 Y CANAL DEL DESAGUE

SONDED : SMS-01

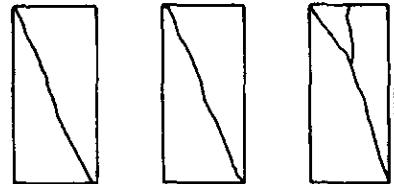
PROFUNDIDAD :

7.9 m

DESCRIPCION	
ARCILLA CAPE OSCURO.	

CLASIFICACION			
SUCS	% F	% A	% G
CH	00	1	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA.

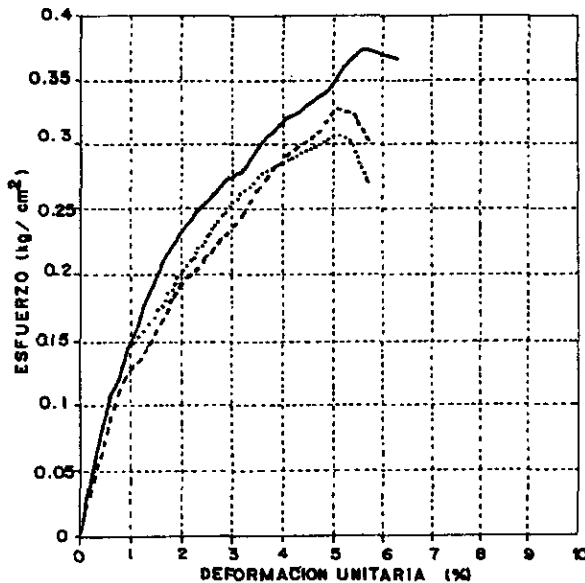


0.9

0.6

0.3

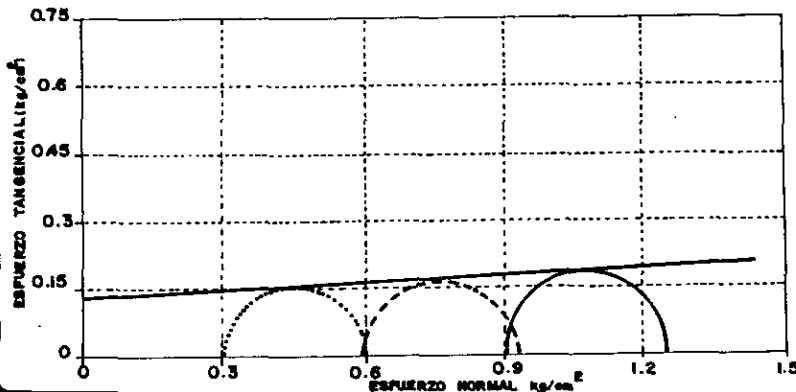
P II (kg/cm²)



SIMBOLOGIA.

P _I kg/cm ²	P _{III} kg/cm ²	W %	S _e	e	G _w %	p.v.A ₃ kg/m ³	p.v.s ₃ kg/m ³	E kg/cm ²
1.2731	0.9	262	2.351	6.010	100	1214	336	12
0.9251	0.6	256	2.351	5.923	100	1209	340	10
0.6042	0.3	291	2.351	6.648	100	1202	307	11

c	φ
0.13	3



OBSERVACIONES

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU

OBRA : PUENTE CANAL DE LA DRAGA.

LOCALIZACION : AV. R-1 Y CANAL DEL DESAGUE.

SONDEO : SMS-01.

PROFUNDIDAD : 16.9 m

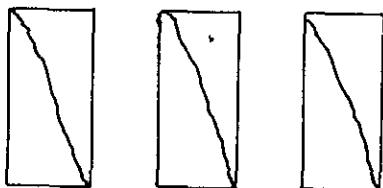
DESCRIPCION

ARCILLA GRIS VERDOSO CON FOSILES.

CLASIFICACION

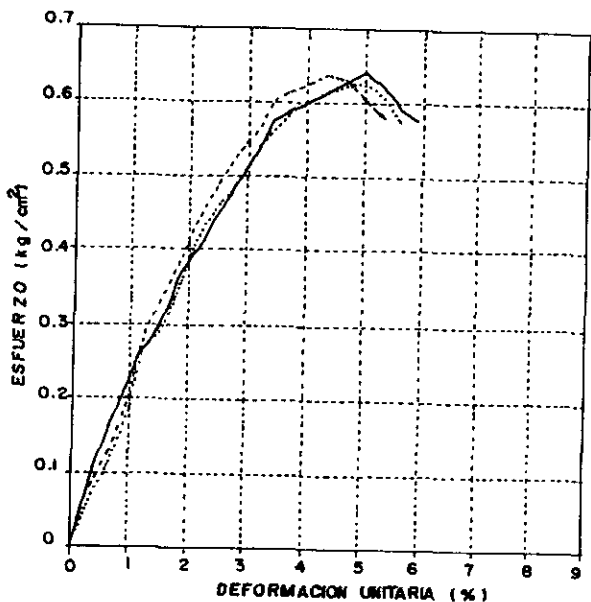
SUCS.	% F	% A	% G
CH	94	6	0

ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA.



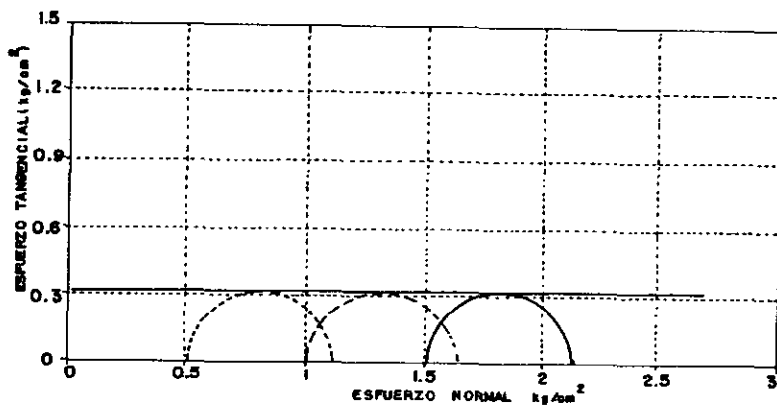
P_{III} (kg/cm²)

SIMBOLOGIA.



P _I kg/cm	P _{III} kg/cm	W %	S _s	e	G _w %	p.v.h ₃ kg/m ³	p.v.s ₃ kg/m ³	E kg/cm ²
2.1597	1.5	262	2.551	6.557	100	1228	336	20
1.6388	1	267	2.551	6.828	100	1196	326	20
1.1235	0.5	276	2.551	6.953	100	1206	321	20

C ₂ kg/cm	φ (°)
0.31	0



OBSERVACIONES

U N A M "CAMPUS ARAGON."

FIG. 15

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL UU.

OBRA: PUENTE CANAL DE LA DRAGA.

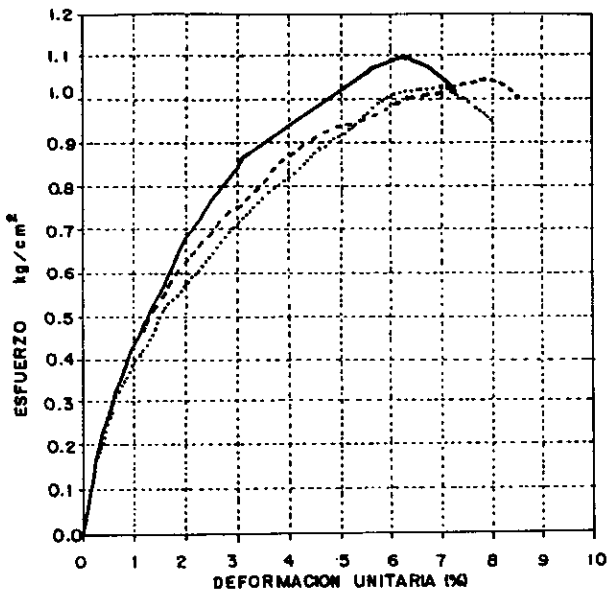
LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DEL DESAGUE.

SONDEO: SMS-01

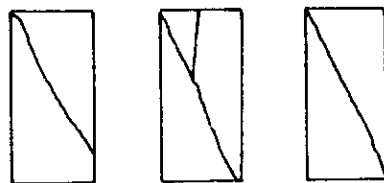
PROFUNDIDAD: 24.2 m

DESCRIPCION
 ARCILLA GRIS VERDOSO Y GRIS CLARO
 CON LENTE DE CENIZA VOLCANICA.

CLASIFICACION.			
SUCS.	% F	% A	% G
CH	98	2	0



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA.

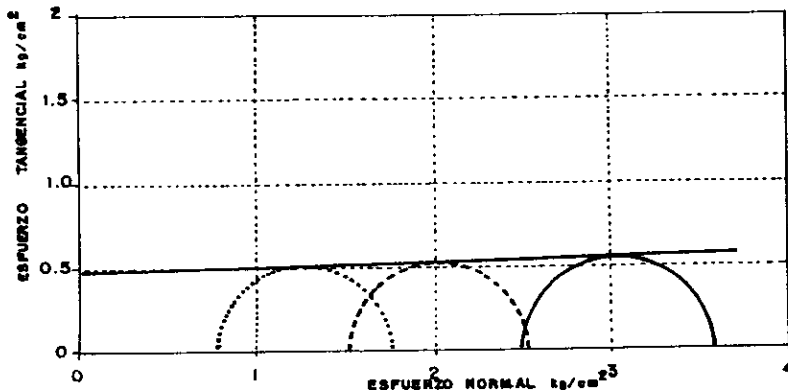


2.5 1.5 0.75
 P III (kg/cm²)

SIMBOLOGIA.

P I	P III	W	S _s	e	G _w	p.x.h.	p.v.a.	E
kg/cm	kg/cm	%			%	kg/m ³	kg/cm ³	kg/cm ²
3.5934	2.5	125	2.427	3.024	100	1357	603	45
2.5464	1.5	130	2.427	3.069	100	1372	597	44
1.7717	0.75	128	2.427	3.145	100	1335	586	40

C	θ
kg cm	(°)
0.48	1



OBSERVACIONES



PRUEBA DE
CONSOLIDACION.

OBRA: PUENTE CANAL LA DRAGA.

LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DEL
DE SA GUE.

SONDEO: SMS-01

PROF.: 4.9 m.

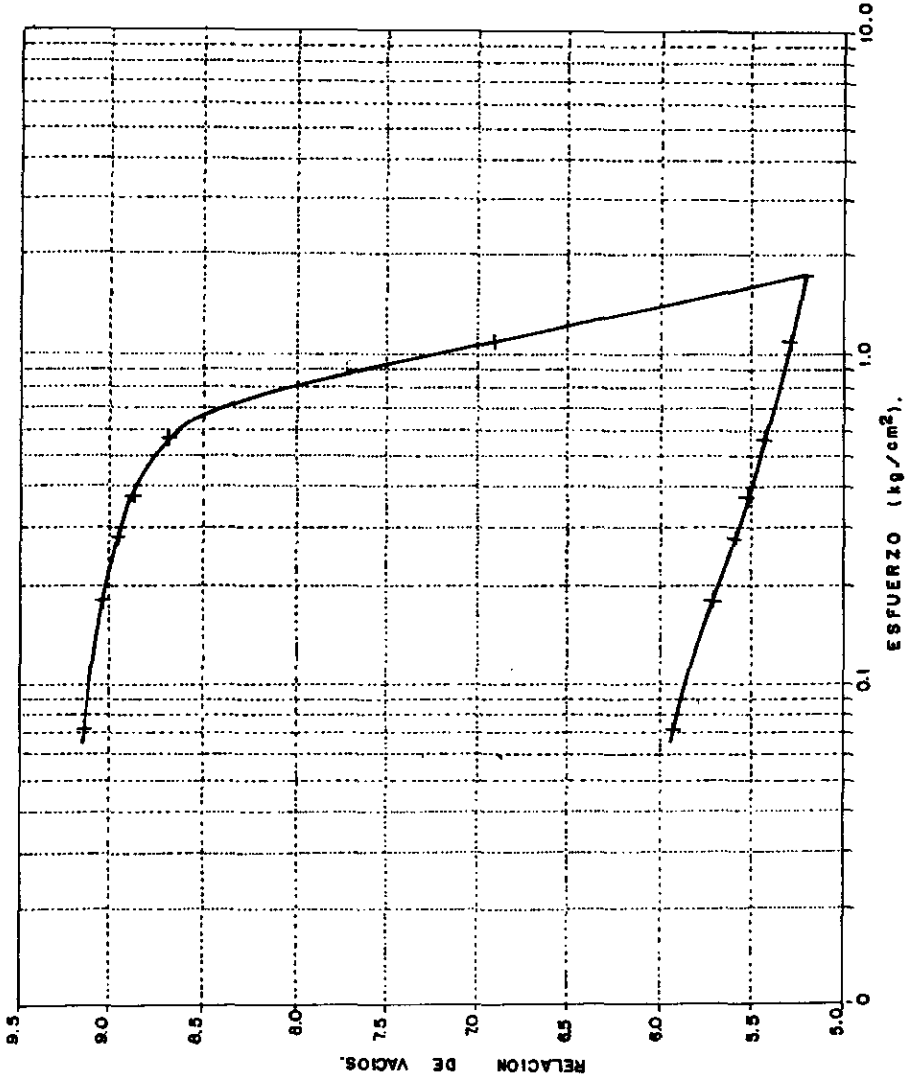
CLASIFICACION: CH.

DESCRIPCION DE LA MUESTRA.

ARCILLA CAFE OSCURO.

OBSERVACIONES:

FIG. No. 17.





PRUEBA DE CONSOLIDACION.

OBRA: PUENTE CANAL LA DRAGA

LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DEL DESAGUE.

SONDED: SMS-01

PROF.: 7.9 m

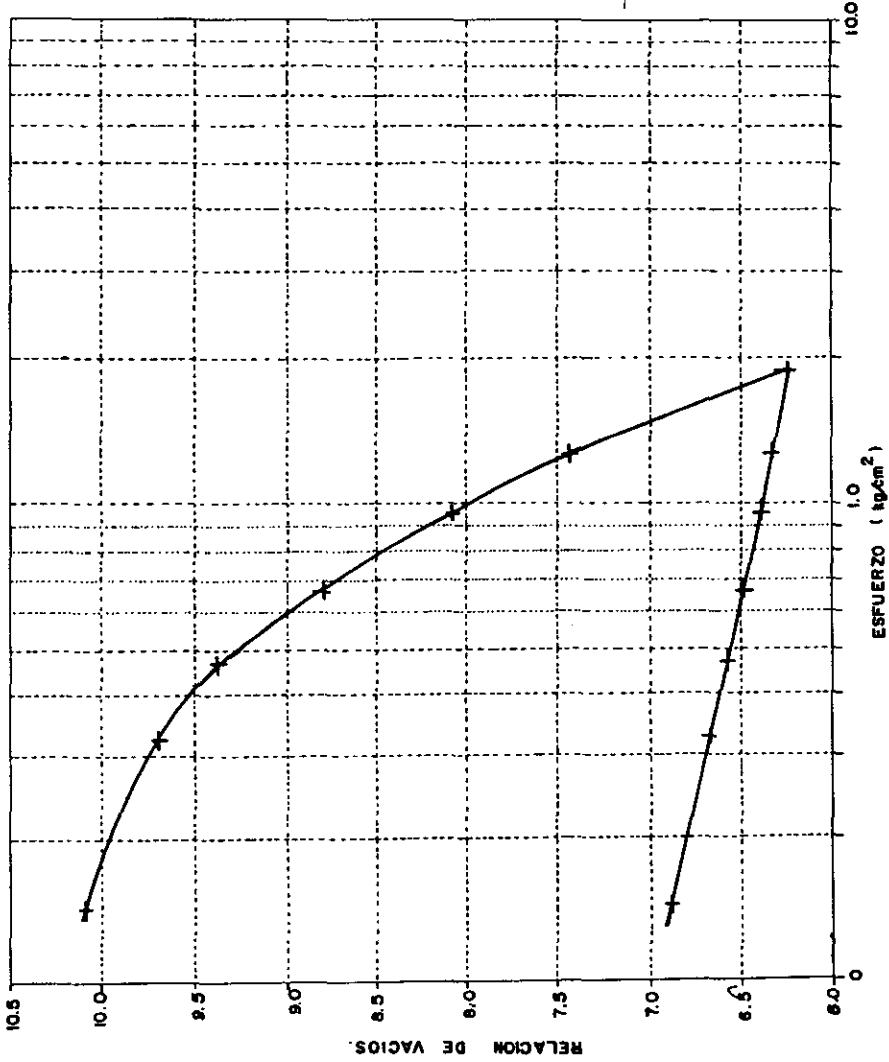
CLASIFICACION: CH

DESCRIPCION DE LA MUESTRA

ARCILLA CAFE OSCURO.

OBSERVACIONES

FIG. No. 18





PRUEBA DE
CONSOLIDACION.

OBRA: PUENTE CANAL LA DRAGA.

LOCALIZACION: AV. R-1 Y CANAL DEL
DESAGUE.

SONDEO: SMS-01

PROF.: 16.9 m

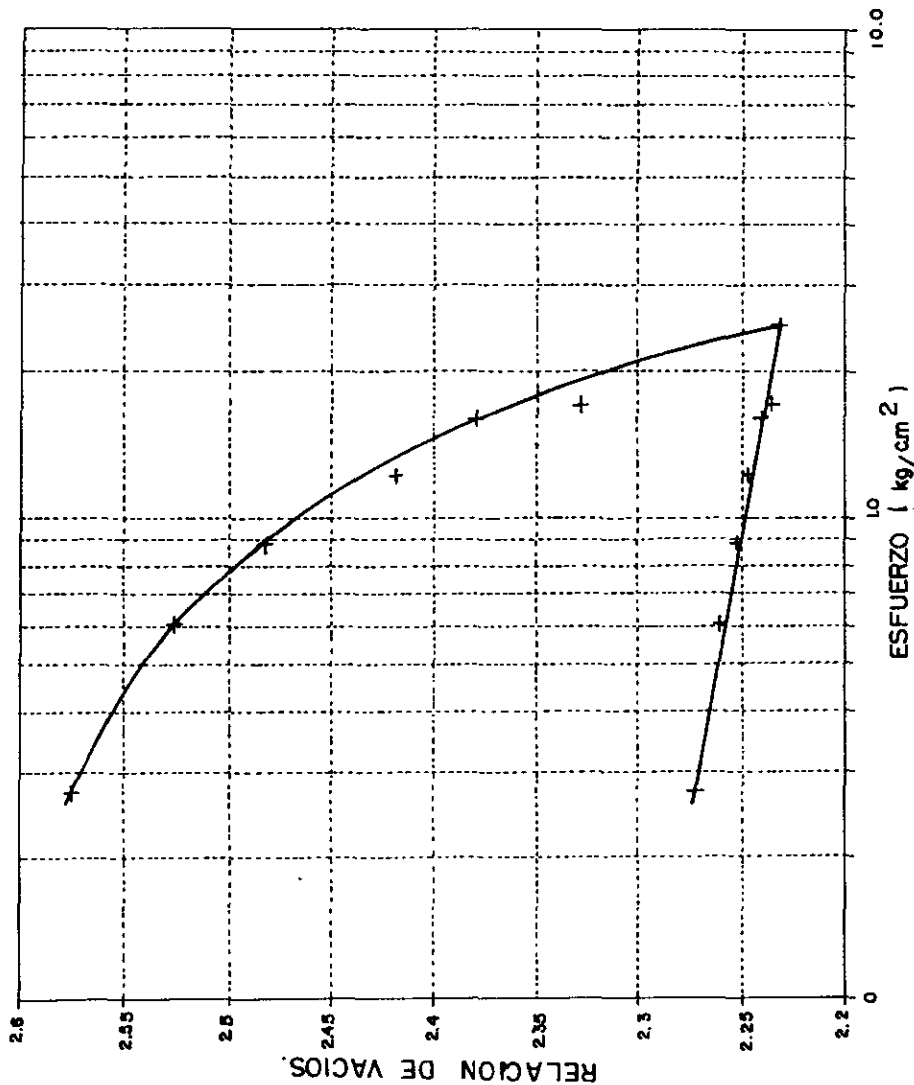
CLASIFICACION: CH

DESCRIPCION DE LA MUESTRA.

ARCILLA GRIS VERDOSO CON
FOSILES

OBSERVACIONES

FIG. NO. 19



BLADO SUR)
COTA 102.610
SC-03



35.00

PUENTE.

CANAL DE LA DRAGA.

PILOTES DE
FRICCION.

CABALLETE.

ARCILLA VOLCANICA LACUSTRE DE ALTA PLASTICIDAD Y
CONSISTENCIA VARIABLE DE MUY BLANDA A BLANDA CON
LENTES DE ARENA Y LIMO ARENOSO.

ARENA LIMOSA DE MUY ALTA COMPACTACION

ARCILLA VOLCANICA LACUSTRE DE ALTA PLASTICIDAD Y
CONSISTENCIA VARIABLE DE BLANDA A MEDIA CON LENTES
DE ARENA Y ARENA LIMOSA DE MUY ALTA COMPACTACION.

ARENA LIMOSA DE MUY ALTA COMPACTACION CON
GRANAS AISLADAS



69.21

N.T.N. - NIVEL DE
TERRENO
NATURAL

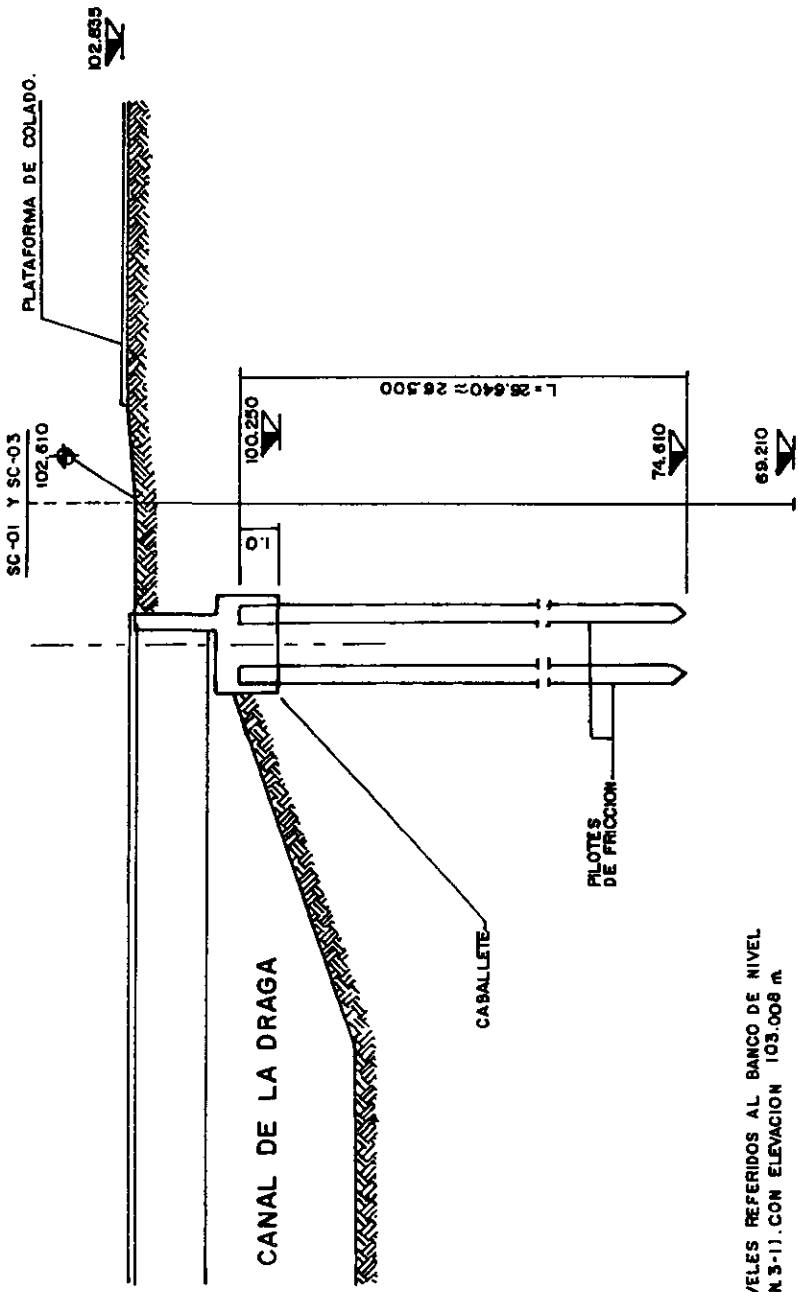
CIMENTACION PROPUESTA.

69.975
N.T.N. - NIVEL DE
SIN ESCALA.
NIV. EN METROS.
ACOT. EN METROS.

UNIVERSIDA NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO "CAMPUS ARAGON"

FIG. 20

PUENTE VEHICULAR DE LA VIA ADOLFO LOPEZ MATEOS.

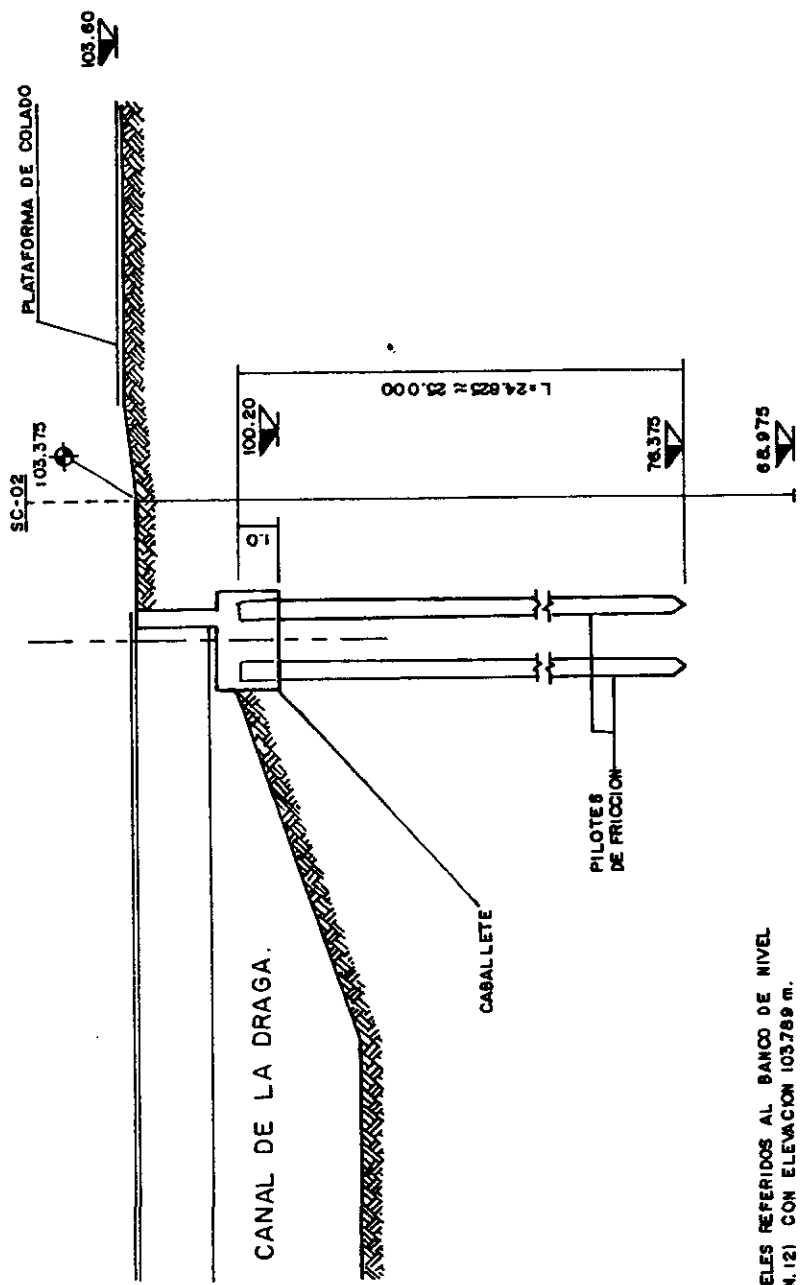


NIVELES REFERIDOS AL BANCO DE NIVEL (B.M.3-11), CON ELEVACION 103.008 m.

NIVEL DE DESPLANTE Y LONGITUD DEL PILOTE PARA EL LADO SUR

ACOTACIONES EN METROS.
NIVELES EN METROS.

PUENTE VEHICULAR DE LA DRAGA CON LA VIA ADOLFO LOPEZ MATEOS.

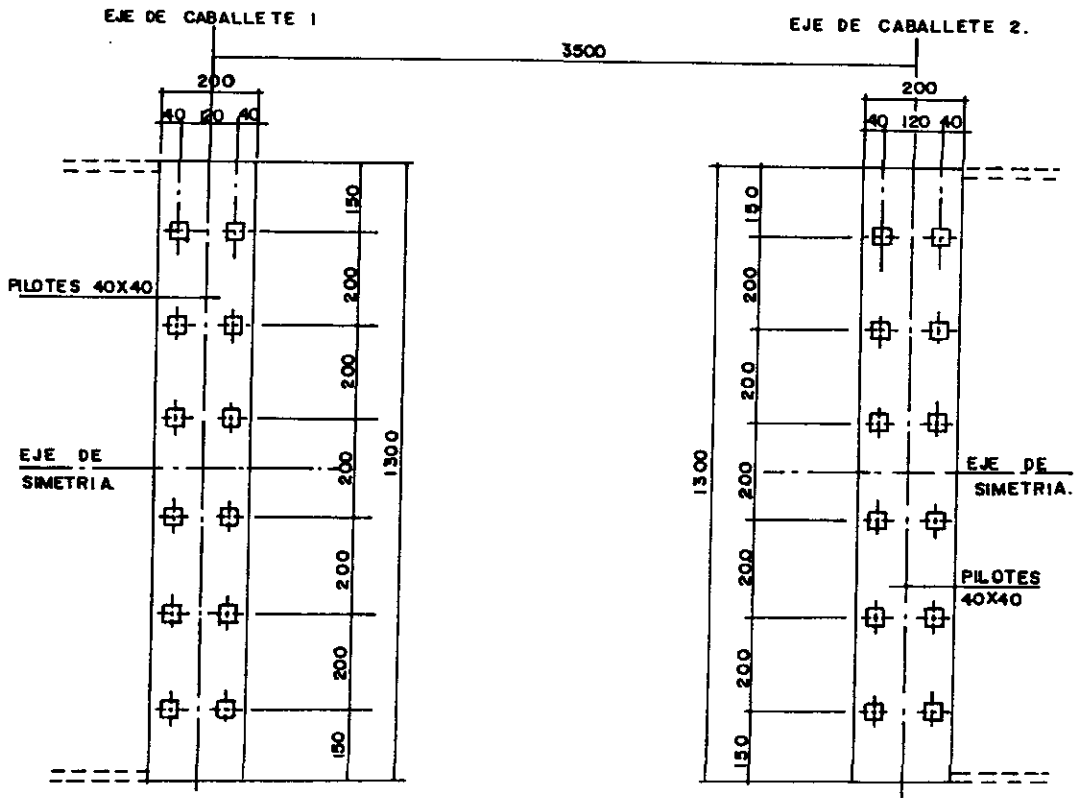


1) NIVELES REFERIDOS AL BANCO DE NIVEL
(B.M. 12) CON ELEVACION 103.789 m.

**NIVEL DE DESPLANTE Y LONGITUD
DEL PILOTE PARA EL LADO NORTE**

ACOTACIONES EN METROS
NIVELES EN METROS.

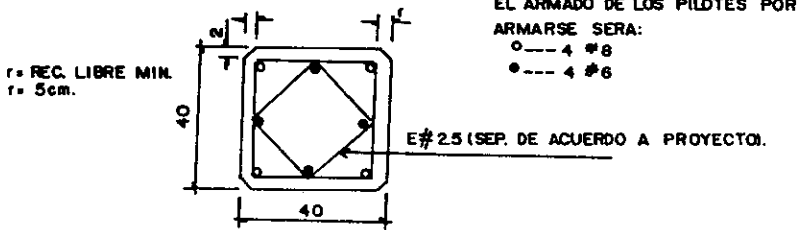
PUENTE VEHICULAR DE LA DRAGA CON LA VIA ADOLFO LOPEZ MATEOS.



PLANTA DE DISTRIBUCION DE PILOTES
POR CABALLETE.

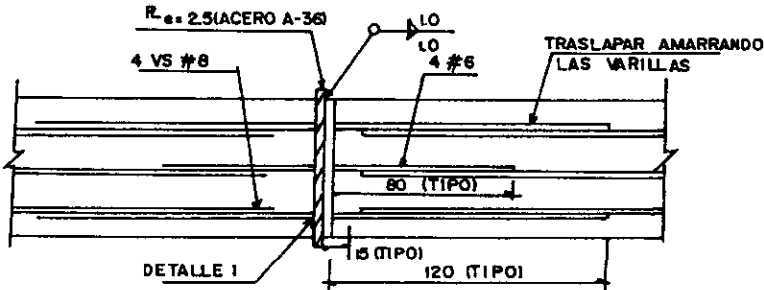
SIN ESCALA.
ACOT. EN CENTIMETROS

PUENTE VEHICULAR DE LA DRAGA CON LA VIA ADOLFO LOPEZ MATEOS

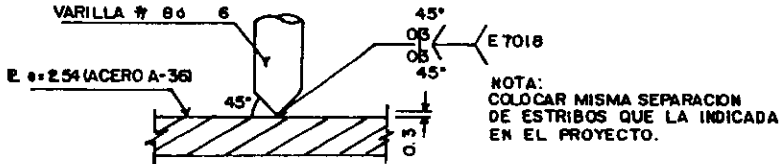


EL ARMADO DE LOS PILOTES POR ARMARSE SERA:
 ○ --- 4 #8
 ● --- 4 #6

SECCION DE PILOTE.



DETALLE DE JUNTA ENTRE TRAMOS DE PILOTES.



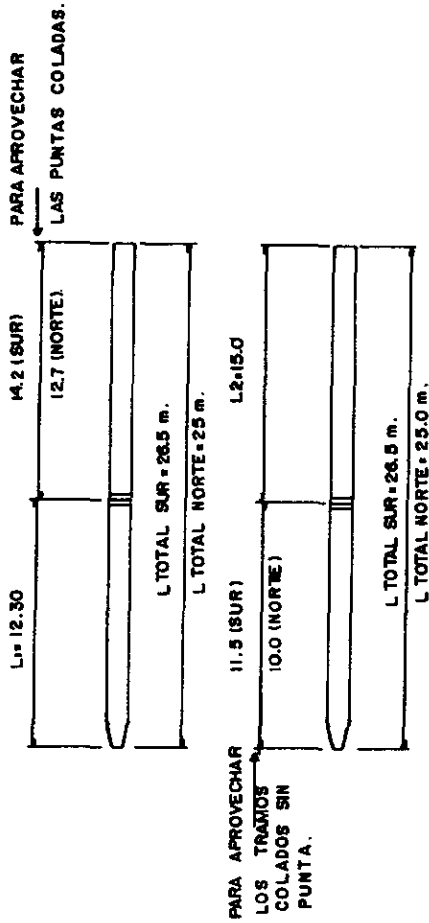
DETALLE I.

SIN ESCALA.
 AOOT. EN CENTIMETROS.

PUENTE VEHICULAR DE LA DRAGA CON LA VIA ADOLFO LOPEZ MATEOS.

LONGITUD DE PILOTES L=26.5 m PARA APOYO SUR (CABALLETE 1).

L= 25.0 m PARA APOYO NORTE (CABALLETE 2).



LONGITUD DE PILOTES (CABALLETES | Y2).

TABLA 1. VALORES DE I. AREA CIRCULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

c/a	γ	0	0.5
1		0.7	0.75
2	I	0.56	0.58
3		0.54	0.54
∞		0.5	0.5

c PROFUNDIDAD DEL AREA CARGADA

2a DIAMETRO DEL AREA CARGADA

TABLA 2. VALORES DE I. AREA RECTANGULAR UNIFORMEMENTE CARGADA

c/a	I						
	0			γ	0.5		
	1	2	5	b/a	1	2	5
0.5	0.91	0.94	0.95		0.96	0.98	0.985
1	0.71	0.78	0.82		0.765	0.83	0.865
2.5	0.555	0.59	0.645		0.56	0.62	0.675
5	0.51	0.535	0.555		0.51	0.535	0.565
∞	0.50	0.50	0.50		0.50	0.50	0.50

c PROFUNDIDAD DEL AREA CARGADA

2a DIMENSION MENOR DEL AREA CARGADA

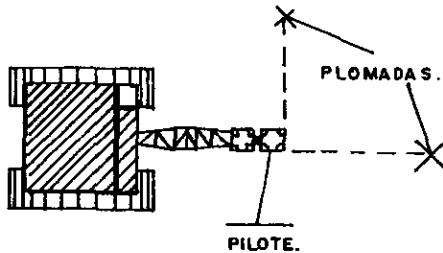
2b DIMENSION MAYOR DEL AREA CARGADA

Control de perforacion e hincado de pilotes.

OBRA: _____

ESTIMACION No. _____	FECHA DE FABRICACION DEL PILOTE _____
LOCALIZACION _____	RESISTENCIA DEL CONCRETO _____
FECHA DE PERFORACION _____	Nº DE PILOTE SEGUN FABRICACION _____
LONG. DE PERFORACION _____	FECHA DE HINCADO _____
DIAMETRO DE PERFORACION _____	LONG. DEL PILOTE _____
TIPO DE PERFORACION _____	TIEMPO DE SOLDADURA _____
INICIO DE HINCADO _____	No. DE FOLIO _____
FINAL DE HINCADO _____	TIEMPO TOTAL DE HINCADO _____

Profundidad (m)	No. de golpes por metro.	Observaciones.
1		
2		
3		
4		
5		
6		
7		
8		
9		
10		
11		
12		
13		
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		



FORMULA _____
 FIRMA: _____
 NOMBRE _____

Ve. 8a
 FIRMA: _____
 NOMBRE _____