



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

“CONCEPTOS BÁSICOS DE LOS DIFERENTES
TIPOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL
SUBSUELO”

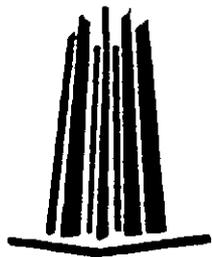
T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:

BENICIO DE LA CRUZ SOTO

ASESOR : ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA

287318

NOVIEMBRE DEL 2000





Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCION

BENICIO DE LA CRUZ SOTO
P R E S E N T E.

En contestación a la solicitud de fecha 16 de marzo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "CONCEPTOS BÁSICOS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 28 de marzo del 2000
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil
- C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/IIa.

[Handwritten initials]

AGRADECIMIENTOS.

A Dios, por permitir que llegue hasta
aquí, y por permitir que mis seres
queridos y yo estemos juntos

A mis padres, Benicio y María Dolores
por que todo lo que soy y lo que tengo
es gracias a su amor y a su empeño en
mi educación dentro y fuera de la
escuela

A mi hermana, Ursula por su ejemplo a
seguir y porque muchas de las cosas
que se, son gracias a ella

A mis profesores, por su compromiso y
dedicación, en particular al Ing.
Gabriel Alvarez Bautista, asesor de
este trabajo, por su tiempo y su gran
vocación

A mis amigos y compañeros, por todas
las cosas que hemos compartido, y por
que indirectamente siempre me
apoyaron.

A todos, Gracias.

**“CONCEPTOS BASICOS DE LOS DIFERENTES TIPOS DE
EXPLORACIÓN Y MUESTREO DEL SUBSUELO”**

| | |
|--|-----------|
| I INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| II CLASIFICACIÓN DE SONDEOS..... | 5 |
| EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO..... | 5 |
| <i>Objetivos.....</i> | 5 |
| <i>Etapas de la exploración geotécnica.....</i> | 5 |
| III DESCRIPCIÓN DE CADA UNO DE LOS SONDEOS..... | 7 |
| POZO A CIELO ABIERTO Y/O LUMBRERA..... | 7 |
| <i>Objetivos.....</i> | 7 |
| <i>Equipo necesario.....</i> | 7 |
| <i>Desarrollo del trabajo.....</i> | 12 |
| <i>Comentarios.....</i> | 13 |
| PENETRACIÓN ESTÁNDAR..... | 22 |
| <i>Objetivo.....</i> | 22 |
| <i>Equipo.....</i> | 22 |
| <i>Resultados.....</i> | 24 |
| <i>Interpretación de Resultados.....</i> | 25 |
| <i>Comentarios.....</i> | 26 |
| TUBO DE PARED DELGADA..... | 35 |
| <i>Objetivo.....</i> | 35 |
| <i>Descripción del Muestreador.....</i> | 35 |
| <i>Operación del Equipo.....</i> | 36 |
| <i>Comentarios.....</i> | 37 |
| BARRIL DENISON..... | 41 |
| <i>Objetivos.....</i> | 41 |
| <i>Descripción del muestreador.....</i> | 41 |
| <i>Operación del Equipo.....</i> | 42 |
| <i>Comentarios.....</i> | 43 |
| CONO ELÉCTRICO..... | 47 |
| <i>Introducción.....</i> | 47 |
| <i>Objetivo.....</i> | 47 |
| <i>Equipo.....</i> | 48 |
| <i>Operación del equipo.....</i> | 49 |
| <i>Resultados.....</i> | 49 |
| <i>Interpretación de resultados.....</i> | 49 |
| <i>Comentarios.....</i> | 51 |

| | |
|---|-----|
| CONO MECÁNICO..... | 59 |
| <i>Objetivo</i> | 59 |
| <i>Equipo</i> | 59 |
| <i>Operación Del Equipo</i> | 60 |
| <i>Resultados Obtenidos</i> | 61 |
| <i>Interpretación de Resultados</i> | 61 |
| <i>Comentarios</i> | 62 |
| SONDEO NEUMÁTICO..... | 68 |
| <i>Martillo Neumático de fondo</i> | 69 |
| <i>Comentarios</i> | 73 |
| PRUEBA DE PENETRACIÓN SERMES..... | 78 |
| <i>Generalidades</i> | 78 |
| <i>Características</i> | 78 |
| <i>Procedimiento de Operación</i> | 79 |
| <i>Interpretación de la Prueba</i> | 79 |
| PRUEBA DE PLACA..... | 88 |
| <i>Objetivo</i> | 88 |
| <i>Equipo para la realización de pruebas de placa</i> | 88 |
| <i>Procedimiento de la prueba de placa</i> | 88 |
| PRESIÓMETRO MENARD..... | 95 |
| <i>Introducción</i> | 95 |
| <i>Presentación del Aparato</i> | 96 |
| <i>Ejecución del Ensaye</i> | 97 |
| <i>Interpretación del Ensaye</i> | 99 |
| <i>Aplicación del Ensaye Presiométrico</i> | 101 |
| <i>Comentarios</i> | 102 |
| MÉTODO MAGNÉTICO..... | 109 |
| <i>Geomagnetismo</i> | 109 |
| <i>Propiedades magnéticas de las rocas</i> | 110 |
| <i>Variaciones del campo magnético terrestre</i> | 112 |
| <i>Prospección Magnética</i> | 112 |
| <i>Interpretación</i> | 117 |
| REFRACCIÓN SÍSMICA..... | 121 |
| <i>Objetivos</i> | 121 |
| <i>Equipo de medición</i> | 121 |
| <i>Procedimiento de prueba</i> | 122 |
| <i>Resultados</i> | 123 |
| <i>Interpretación de resultados</i> | 123 |

| | |
|--|-----|
| <i>Comentarios</i> | 124 |
| RESISTIVIDAD ELÉCTRICA | 127 |
| <i>Objetivo</i> | 127 |
| <i>Equipo de medición</i> | 127 |
| <i>Procedimiento de prueba</i> | 127 |
| <i>Resultados</i> | 128 |
| <i>Interpretación de los resultados</i> | 128 |
| <i>Comentarios</i> | 130 |
| IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 134 |
| ANEXO | 139 |
| BIBLIOGRAFÍA | 153 |

I INTRODUCCIÓN.

Una estructura es un conjunto de partes, que al cumplir una función determinada, definida y para la cual fueron específicamente cada una diseñadas, en la medida que cada una de estas partes funcione satisfactoriamente, la estructura cumplirá el objetivo para el que fue creada; si una de estas partes llegara a fallar o simplemente dejara de funcionar satisfactoriamente sin llegar a la falla, la estructura dejará de cumplir su objetivo.

Una estructura puede tener cualquier concepto, pero a lo que se referirá el presente trabajo serán a las estructuras en la ingeniería civil: casas habitación, edificios de oficina, de servicios, obras hidráulicas, vías de comunicación, etc., todas y cada una de estas estructuras tienen componentes: la superestructura, los acabados, las instalaciones y la cimentación.

El sentido común y la experiencia del hombre en lo que respecta a ingeniería indica que toda estructura debe contar con una cimentación, y ésta debe estar diseñada, como ya se mencionó, correctamente para las solicitaciones a la que va a estar sometida.

Hay que señalar que todo este conjunto de experiencias, respaldado en algunas ocasiones por conocimiento científico y otras por empírico, dan como resultado costumbres que después se vuelven prácticas de seguridad y por último leyes, reglamentos y pasos obligatorios a seguir; todo esto para garantizar el buen funcionamiento de esta parte de la estructura que redundará en seguridad, economía y funcionalidad del conjunto.

Para garantizar todo esto en cada una de las partes se debe tener como base un buen diseño del elemento en cuestión, para esto se tienen diversos parámetros de resistencia de los materiales y respetando éstos se obtiene la seguridad que garantice su buen funcionamiento a nivel individual y de conjunto; así como los factores del medio ambiente que nos presentan en cada caso, tales como: viento, sismo, avenidas

máximas, precipitaciones, en algunos casos predecibles y en otros solo tendremos como dato una probabilidad de que los eventos ocurran.

Para diseñar la cimentación de una obra civil o una estructura e tierra, el proyectista necesita conocer la estratigrafía y propiedades del suelo; este conocimiento se obtiene a través de la exploración, obtención de muestras y muestras de laboratorio.

En el caso específico de las cimentaciones, influye: el tipo de edificación que se va a realizar, la función que ésta va desempeñar, las características de la estructura, la geometría, la arquitectura y otras, además de las características del suelo donde se va a desplantar la estructura.

Así, uno de los aspectos más importantes es la correcta evaluación de las características definidas en el párrafo anterior, dado que está relacionada con su correspondiente programa de exploración y muestreo. Una obra de importancia grande ameritará un programa de una envergadura totalmente inadecuada para una obra menor. Y no solo la importancia de la obra juega papel como norma de criterio del proyectista, sino también el tipo de obra, en relación, por ejemplo, con las consecuencias de su falla respecto a bienes o vidas; puede haber obras de poco costo cuyos requerimientos de seguridad y, por lo tanto, de previsión en el proyecto, sean mucho mayores que en otras obras de mayor inversión presupuestal.

Como ya se ha mencionado antes, existen factores del medio ambiente que invariablemente no se pueden modificar, muy pocos de estos factores actúan a favor de la estructura simplificando el diseño; uno de estos factores es la constitución del suelo.

Los materiales de los que está constituido el suelo, la cantidad de cada uno de estos materiales y la calidad de los mismos además de las características de la estructura que se desplantará que ya se mencionaron arriba, son elementos de los se disponen para realizar el diseño de la cimentación.

Las características físicas de la estructura dependerán de la función que vaya a desempeñar, las acciones del medio ambiente dependerán del lugar en donde se vaya a colocar la estructura y las características del suelo solo se podrán conocer en forma exacta investigándolas.

Algunos de los elementos de que el ingeniero dispone para realizar esta investigación son el tema de este trabajo, la exploración, el muestreo y, cuando éstas no se puedan llevar a cabo o simplemente para complementar y corroborar la información que estos recursos nos proporcionan, disponemos también, de las pruebas de campo.

Ya se ha establecido que existen ciertos parámetros de resistencia en los materiales, éstos, en el caso de los suelos, bien pueden obtenerse en el laboratorio, cuando las condiciones así lo permiten, o en el campo en pruebas que para ese efecto específico fueron diseñadas.

Cuando se pueden realizar pruebas de laboratorio, es necesario que la muestra de suelo a la que se la vayan a aplicar las pruebas correspondientes esté en óptimas condiciones: sin que su estructura física y química no esté alterada, para que en el laboratorio al realizar las pruebas se pueda simular el estado natural del suelo y así obtener parámetros de resistencia más cercanos a la realidad.

Para que ésto se pueda dar es necesario una buena exploración y muestreo, en la medida en la que crezca la calidad de estas actividades, crecerá la calidad de la muestra de suelo que obtendremos y así una mejor calidad en los datos obtenidos en las pruebas de laboratorio.

Un aspecto importante será siempre que la magnitud, tanto en tiempo como en costo, del programa de exploración y muestreo esté acorde con el tipo de obra por ejecutar.

Un aspecto de importancia fundamental en los problemas aquí tratados es el buscar la colaboración de ciencias que, como la geología, pueden dar en ocasiones información de carácter general muy importante. Puede decirse que, sobre todo en

obras de importancia, un reconocimiento serio y eficaz, desde el punto de vista geológico, resulta imprescindible. Este reconocimiento será, naturalmente, previo a cualquier otra actividad realizada por el especialista en mecánica de suelos.

Para realizar una buena exploración y muestreo será indispensable: conocer con detalle los instrumentos que específicamente fueron diseñados para esta actividad, que la persona que vaya a realizar la exploración y el muestreo tenga experiencia manipulando estos instrumentos y que la persona que vaya a planear y supervisar la buena realización de las actividades sea un profesional calificado: un ingeniero especialista.

Específicamente este trabajo trata de la descripción física detallada de algunos de los instrumentos de muestreo y exploración, el correcto uso de estos instrumentos y la técnica que optimizará este uso, además de algunas recomendaciones.

Cada uno de estos instrumentos y técnicas tienen ciertas limitaciones para ser usadas en distintos tipos de suelo, así como condiciones óptimas de aplicación, este aspecto también será tratado en este trabajo.

La importancia y la necesidad de este tipo de estudios del subsuelo ya se justificó, también se menciona que las prácticas de seguridad se volvían costumbres y evolucionaban hasta leyes y reglamentos; y es así como por ejemplo, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal articula, en su capítulo VIII, referente al diseño de Cimentaciones, que toda edificación será soportada por una cimentación apropiada, así como que los estudios deberán ser suficientes para determinar los parámetros de diseño de la cimentación.

Como último comentario se resalta la importancia de estos estudios y trabajos de campo, los cuales nunca serán pocos debido a la importancia de la cimentación y a la estructura del suelo, siempre impredecible.

La utilización de las herramientas adecuadas para explorar y obtener muestras que nos representen las características del subsuelo, es de fundamental importancia,

ya que, como solía decir Casagrande: la calidad de un estudio de Mecánica de Suelos nunca podrá ser mejor que la calidad de la información obtenida en campo.

Para poder hacer una correcta planeación del programa de exploración del subsuelo es conveniente tener el antecedente técnico y los pasos previos para optimizar la exploración, de esto nos habla el capítulo 2 en el que se presenta la razón por la cual se debe de planear la exploración, lo que debemos obtener de esta exploración, las condiciones necesarias para que el estudio exploratorio alcance los objetivos planeados, se incluye también la forma de estructurar el programa de exploración y una clasificación de los estudios y recursos de los que el ingeniero dispone a modo de herramienta para llevar a cabo exitosamente la exploración y muestreo, aunque, en realidad la programación de un programa exploratorio correcto es un problema mucho más complejo de lo que dan a entender estos últimos párrafos y muchos aspectos dependen fundamentalmente de la experiencia particular del ingeniero y difícilmente se encasillan en normas fijas; en esta parte del trabajo trataremos de explicar porqué.

En el capítulo 3 se presentan cada uno de los aparatos que se utilizan para cada uno de los sondeos que se mencionan en el capítulo 2. Además de tratar de dar una descripción física detallada de el aparato en sí, también se describirá el procedimiento para llevar a cabo el estudio en cuestión.

En algunos casos se iniciará la presentación del aparato con una pequeña reseña histórica: el antecedente científico de el procedimiento del aparato, la evolución de la técnica empleada y el objetivo a alcanzar, el como el concepto de la medición de un parámetro físico se lleva hasta la aplicación en la mecánica de suelos y a partir de este parámetro la obtención de la característica física o mecánica de el suelo en estudio, por medio de la estandarización de dicho procedimiento.

Es importante conocer los límites de aplicabilidad de cada sondeo, la elección del sondeo según las características del suelo conocidas en una inspección anterior a el momento de realizar el sondeo y donde se define el programa de exploración nos

darán la pauta para hacerlo, ésto, conjuntado con las características de cada sondeo y la importancia de la obra a ejecutar nos arrojan como resultado el número, tipo y profundidad de los sondeos a realizar; por eso es indispensable conocer las características de cada herramienta, material y equipo que interviene en cada sondeo, para así saber cual sondeo aplicar en que caso. Este es el objetivo preponderante del presente trabajo.

Por último, en el capítulo correspondiente a las conclusiones y recomendaciones se harán un análisis comparativo de los sondeos definiendo cuales serán los que mejor se puedan aplicar a cada caso en particular según los resultados y datos que se esperen obtener; se harán las recomendaciones necesarias para llevar a cabo un exitoso proceso del programa de exploración geotécnica, desde la planeación, hasta la presentación de resultados.

Benicio de la Cruz Soto.

II CLASIFICACIÓN DE SONDEOS.

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

Objetivos.

El programa de exploración geotécnica deberá proporcionar información sobre las condiciones estratigráficas del sitio en estudio, las condiciones de presión del agua del subsuelo y las propiedades mecánicas de los suelos (resistencia, compresibilidad y permeabilidad), afín de facilitar el diseño racional de la cimentación de estructuras y la selección del método constructivo adecuado para su ejecución.

Objetivos del programa de exploración geotécnica. {

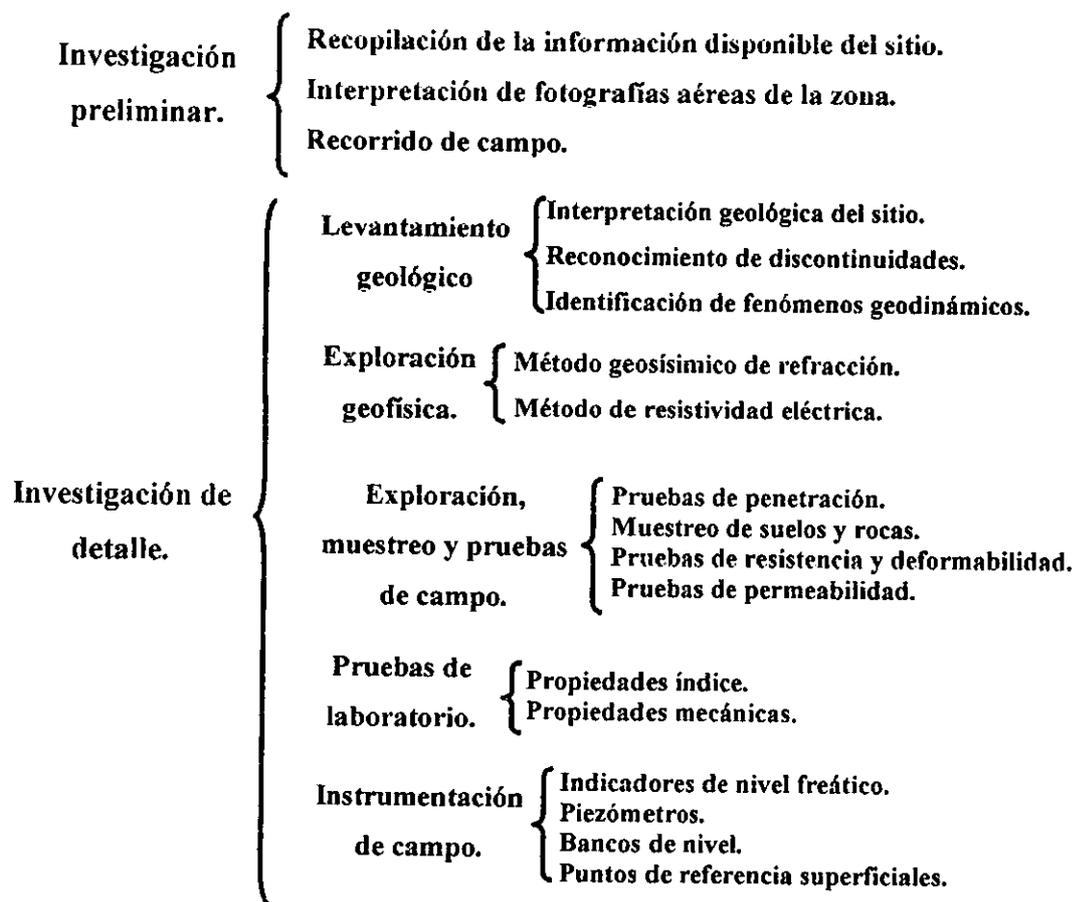
- Conocer la estratigrafía del suelo
- Conocer las condiciones de presión del agua del subsuelo.
- Determinar las propiedades mecánicas de los suelos

La exploración se lleva a cabo en tres fases: el reconocimiento del lugar, la exploración preliminar y la exploración detallada incluyendo el muestreo. La confiabilidad del estudio geotécnico que se realice de la de los trabajos de exploración, por tanto, éstos deben realizarse en forma cuidadosa siguiendo métodos y normas adecuadas.

Para asegurar que se alcanzaron los objetivos de la exploración geotécnica, los trabajos de campo los supervisará un ingeniero especialista en suelos y su realización estará a cargo de trabajadores entrenados en los trabajos de perforación, muestreo y ejecución de los trabajos de campo.

Etapas de la exploración geotécnica.

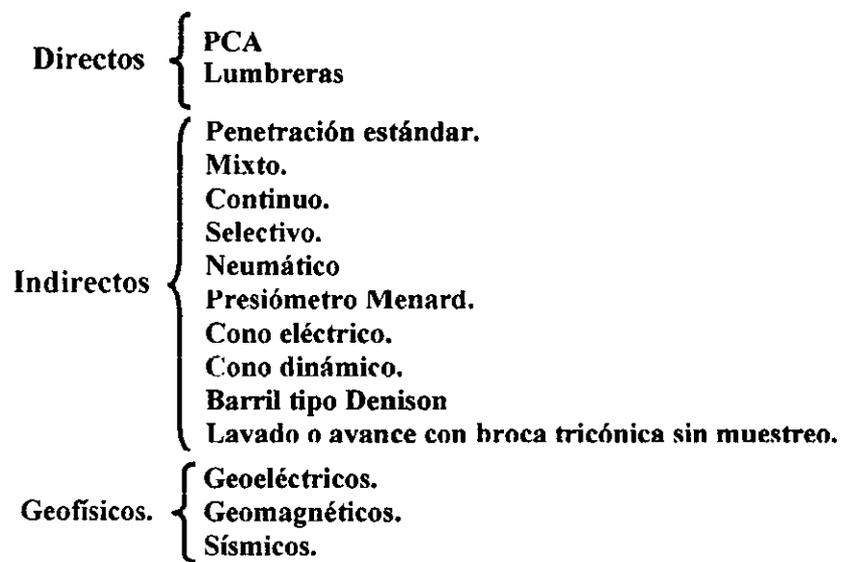
El programa de exploración geotécnica del sitio donde se construirá una estructura consta de dos etapas: la primera, de investigación preliminar, deberá permitir la definición tentativa de los problemas geotécnicos del sitio, lo que servirá para fundamentar la segunda etapa, de investigación de detalle, que incluye la realización de sondeos y pruebas de campo y de laboratorio. En la figura de abajo se muestra esquemáticamente el programa de exploración.



INVESTIGACIÓN PRELIMINAR. El objetivo de esta etapa de la exploración es el de recopilar la información geotécnica que exista de un sitio, para realizar una interpretación preliminar de los problemas que podrían presentarse en la cimentación de una estructura de características y requerimientos conocidos.

INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA DE DETALLE. El ingeniero especialista en geotécnica deberá formular el programa de la investigación detalle, para lo cual deberá considerar la aplicación de la técnicas que se mencionan mas adelante y fundamentar su propuesta en la información de la investigación preliminar. Debe además tomar en cuenta que tratándose de cimentaciones con pilas y pilotes, las propiedades de los suelos se modifican en la vecindad de los pilotes, aunque se trate de un procedimiento constructivo de no desplazamiento, como el de colado en el lugar, y que en el caso de los pilotes que desplazan el volumen de suelo que ocupan, se induce mayor alteración y cambios estructurales al suelo vecino aún a varios diámetros de distancia. Por lo anterior se tiene la certeza de que la cimentación de la estructura se resolverá con pilas o pilotes , algunos autores proponen que en la exploración geotécnica de detalle se ponga énfasis en las pruebas de campo como son las penetración estática con cono tipo eléctrico, de penetración estándar, de veleta y de presiómetro. Este enfoque se ha seguido para diseñar cimentaciones piloteadas de estructuras, ante la enorme dificultad de obtener muestras de buena calidad.

A continuación se hace una clasificación de los sondeos según el criterio de como se obtiene la información de el subsuelo.



III DESCRIPCIÓN DE CADA UNO DE LOS SONDEOS.

POZO A CIELO ABIERTO Y/O LUMBRERA.

Objetivos.

El pozo a cielo abierto permite:

- Observar directamente las características estratigráficas del subsuelo.
- Rescatar muestras inalteradas de los estratos principales.
- Conocer módulos de deformación horizontal y vertical en sitio mediante la realización de pruebas de placa (ver sección específica de ésta prueba) a la profundidad estudiada.

Esta técnica de exploración y muestreo es particularmente recomendable en suelos secos y duros, como los de la costra superficial de la zona del lago y los depósitos de las lomas y de algunas transiciones, aunque también se puede realizar en suelos blandos y con nivel freático, tomando en cuenta las recomendaciones necesarias en los sistemas de bombeo.

Equipo necesario.

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas; la excavación puede hacerse con herramienta manual o con máquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realiza con herramienta manual.

EXCAVACIÓN MANUAL. El equipo se integra por picos, palas, cable de manila, botes, malacate mecánico para 250 kg., escaleras y herramienta para carpintería y albañilería; además, si el nivel freático está a una profundidad menor que lo que se desea explorar con este método, y cuyas filtraciones deban controlarse adecuadamente para permitir que la excavación se desarrolle en seco y así lograr un avance y muestreo óptimos, se hará como sigue (figura 2):

-
- El procedimiento de excavación debe realizarse por etapas de 1 m de profundidad, protegiendo las paredes del pozo con una capa de mortero de 5 cm de espesor, reforzada con malla electrosoldada de alambre de calibre 10 y 15 cm de separación.
 - Al llegar a la zona del acuífero, inmediatamente se instalarán drenes horizontales en los puntos con mayor aportación de agua; los drenes serán tubos ranurados metálicos o de PVC, de 1"φ y 1 m de longitud, que se instalarán a presión o impacto, dependiendo de la compacidad de estrato.
 - Las bocas de los tubos se conectarán entre sí a una manguera, que descargará a un tambo de 200 lts, sujeto contra la pared del pozo; en el tambo se colocará una bomba con electronivel o eyector, capaz de mantener un gasto de aproximadamente 0.1 a 0.5 lts/seg.
 - Una vez instalados los drenes, se protegerá con mortero la pared del pozo, vigilando que todas las filtraciones se hayan canalizado a través de los drenes; a el mortero deberá agregarse un acelerante de fraguado para permitir su colocación eficiente.
 - La excavación del pozo únicamente podrá continuarse cuando el acuífero se haya controlado eficientemente.
 - Es factible que también se necesiten martillos eléctricos o neumáticos para atravesar suelos muy duros, así como algunas tobas.

EXCAVACIÓN CON MÁQUINA. Se puede utilizar una máquina perforadora a rotación del tipo de que se emplea para la construcción de pilas de cimentación.

La selección de la máquina quedará condicionada por la profundidad que se pretende explorar, como guía, puede decirse que en suelos secos duros, las más ligeras (tipo Caldwell) pueden perforar hasta 15.0 m y más pesadas como las tipo Watson o Soilmec hasta 30.0 m en diámetros de 1.0 a 1.50 m.

HERRAMIENTAS Y MATERIALES PARA EL MUESTREO. Para el labrado y protección de las muestras inalteradas se requieren espátulas, cincel, martillos, brochas, estufas o lámparas de gasolina, manta de cielo, parafina y brea.

Desarrollo del trabajo.

EXCAVACIÓN MANUAL. El pozo puede excavar con sección cuadrada o circular, la forma se elige en razón a la técnica de estabilización de las paredes de la excavación. Si se utilizan tablones y marcos estructurales, la forma cuadrada es la más adecuada; en la figura 1 se muestra como se adema un pozo. Por otra parte, la forma de pozo circular es la conveniente cuando se estabilizan sus paredes con tubo de lámina corrugada o con ferro-cemento. Esta última solución se ha venido empleando con mucha frecuencia por su sencillez y bajo costo; esencialmente consiste en colocar anillos de malla electrosoldada (6x6, 10/10) separados por lo menos 2 cm de la pared de la excavación. La malla se fija en anclas cortas de varilla corrugada hincadas a percusión, y después manualmente el mortero se aplica con un espesor mínimo de 4 cm. Los anillos generalmente empleados son de 1 m de altura; si el terreno es estable, este valor puede incrementarse.

EXCAVACIÓN CON MÁQUINA. La perforación mediante máquina de rotación también puede presentar paredes inestables; en estos casos, el problema deberá resolverse con anillos de malla de acero y mortero.

Las zonas de tobas duras, donde las perforaciones pierden velocidad de avance, se acostumbra atravesarlas agregando agua para ablandar los materiales; esta práctica es inadecuada porque altera las propiedades de los suelos.

LABRADO DE LAS MUESTRAS INALTERADAS. En la excavación se deja un escalón (figura 3), en el cual se limpia un área de unos 50 cm ϕ , a continuación se marca la sección deseada y se labran los lados del cubo del suelo (25x25 cm). Posteriormente la muestra se envuelve con manta de cielo, y se impregna con parafina y brea calientes

mediante una brocha. En la parte superior de la muestra se coloca una etiqueta de identificación (figura 3).

REGISTRO DE CAMPO. Conforme avanza la excavación del pozo se lleva un registro (figura 4) donde se anota la descripción y clasificación de los estratos, indicando gráficamente la profundidad de las muestras; en el registro se incluirán comentarios relativos al procedimiento de excavación y ademe utilizados. Asimismo, conviene registrar los valores de resistencia al corte determinados en las paredes y piso del pozo con torcómetro o penetrómetro portátil.

Comentarios.

La calidad del muestreo es superior a la que se puede obtener de la mejor manera en un sondeo convencional.

Los resultados de los ensayos de laboratorio realizados a muestras cúbicas obtenidas en un pozo a cielo abierto comparados con los realizados a muestras obtenidas con tubo Shelby llegan a tener diferencia hasta de 10 veces un valor con respecto al otro, lo que podría redituar en economía de construcción con un diseño más depurado.

No se recomienda para disminuir las filtraciones al pozo, la perforación con instalación de bombas cuando se tiene nivel freático porque no logran reducir dichas filtraciones.

Tampoco se recomienda la inyección de lechada de cemento en el suelo cuando exista filtración el pozo porque no logra disminuirlas.

El costo aproximado con este tipo de exploración es como 5 veces más que un sondeo convencional.

El tiempo de ejecución llega a ser hasta 10 veces mayor en un pozo profundo a cielo abierto que en un sondeo convencional a la misma profundidad.

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como excelente; en suelos secos es la única confiable, ya que los métodos

de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar cambio de sus propiedades mecánicas.

Se pueden resumir todos los resultados obtenidos con este tipo exploración en forma como las presentadas en figura 5 y 6.

Es importante recomendar normas de seguridad durante los trabajos de excavación manual.

Los factores que deben tomarse en cuenta para la selección del pozo a cielo abierto como técnica de muestreo en un caso particular son: a) la profundidad máxima que pueda alcanzarse, b) el tiempo y costo de ejecución y c) que el nivel freático sea profundo.

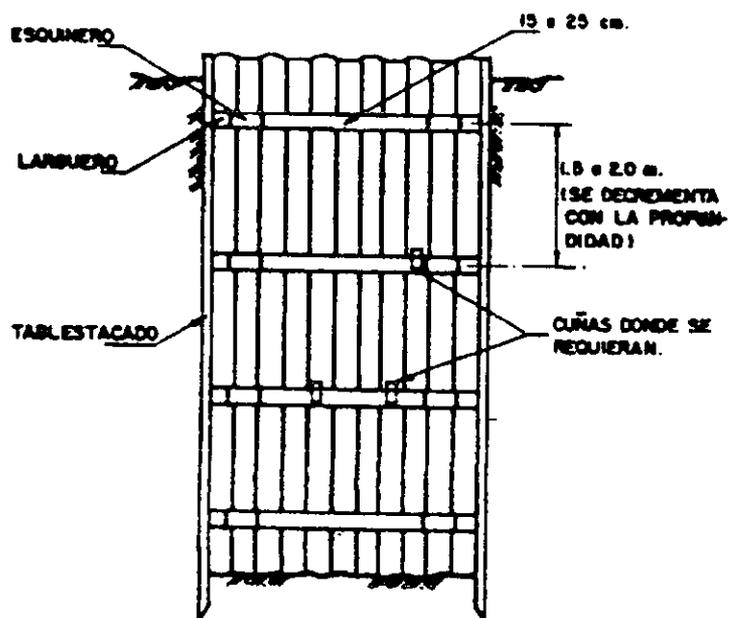
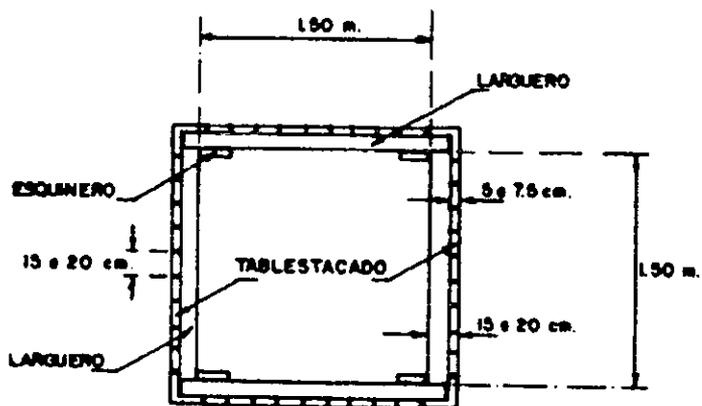


Fig. 1 Ademado de un pozo a cielo abierto.

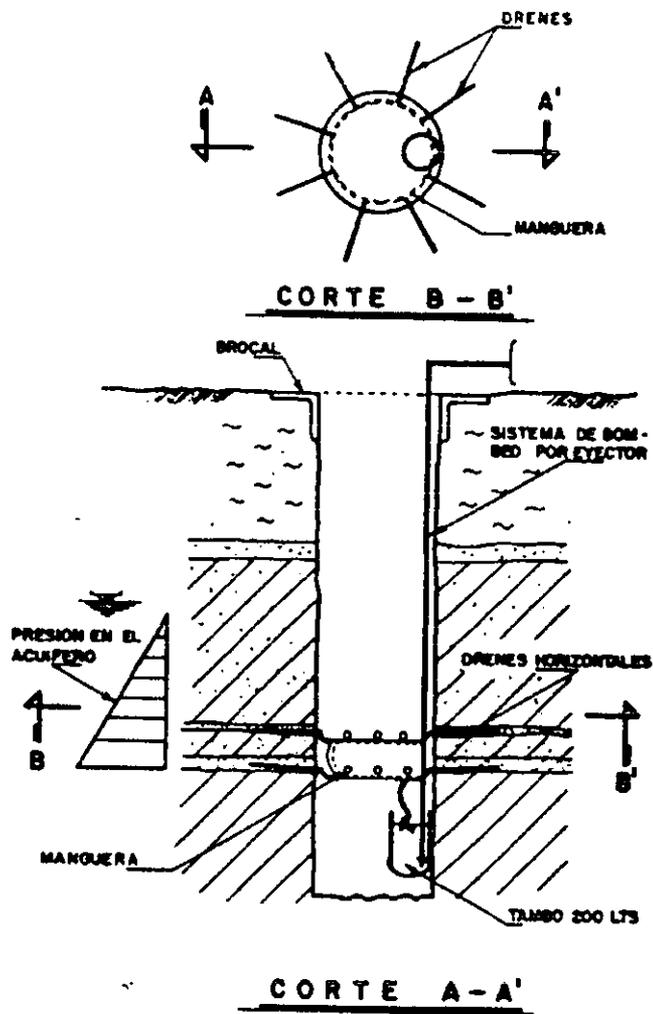
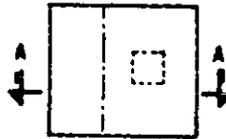
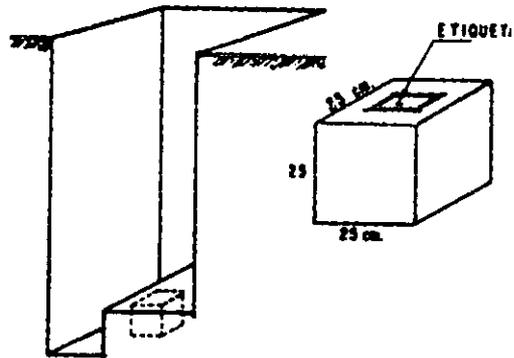


Fig. 2 Instalación para control de acuífero.

PROYECCION DEL CORTE A - A



| SONDEO | | |
|---------------|------|-------------|
| LÍNEA | CAD. | MUESTRA |
| CLASIFICACION | | PROFUNDIDAD |
| OPERADOR | | FECHA |

→ N

Fig. 3

SONDEO _____

COMENTARIOS _____

PLANTA

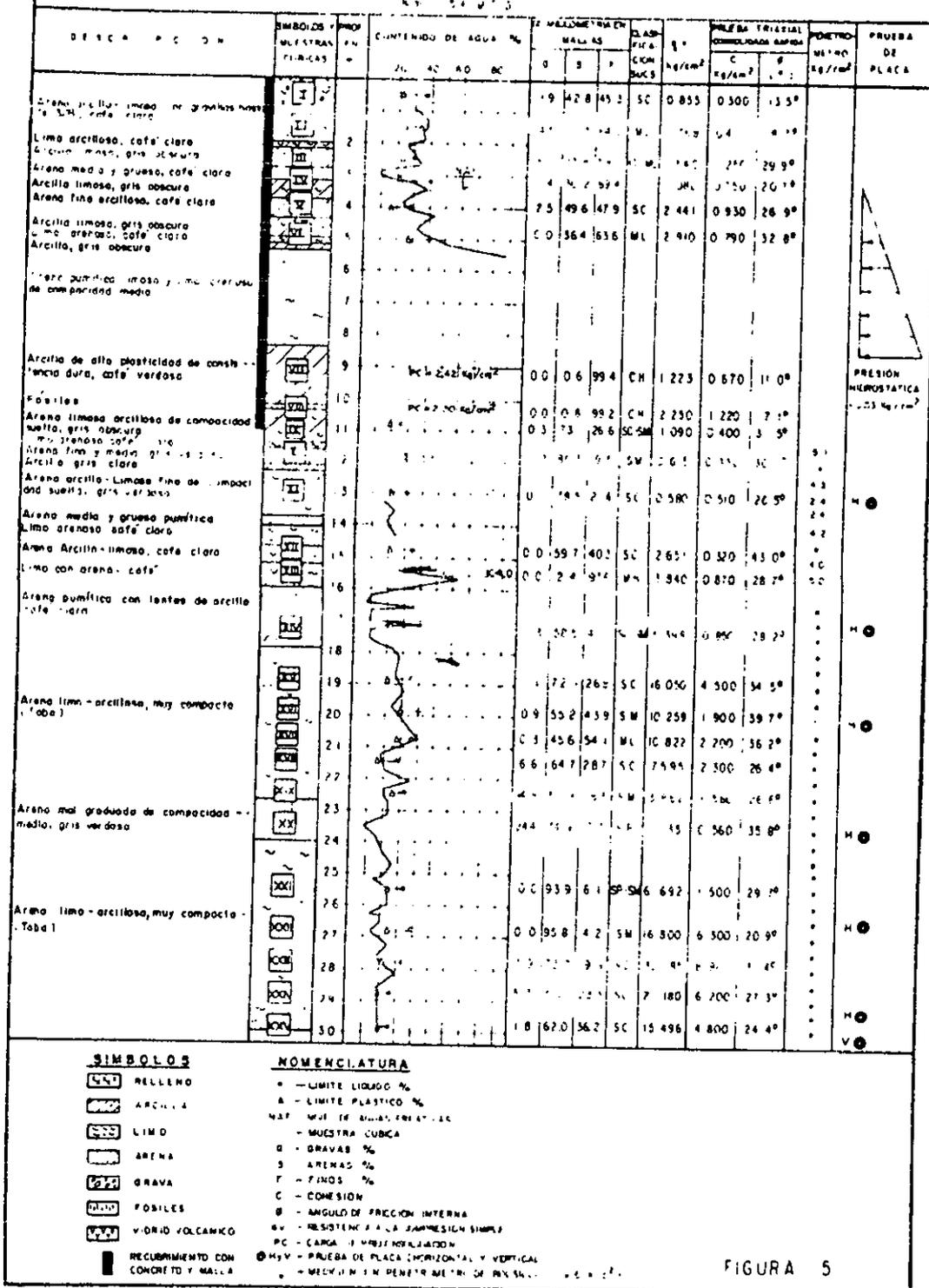


PENETROMETRO

| Prof en m. | Muestra | Tipo de suelo | C. en kg/cm ² |
|--------------|---------|--|--------------------------|
| 0 | | | 2.6 |
| 1 | MI-1 | Limo arcilloso con lentes de arena. | 2.0 |
| 2 | MI-2 | Arena limosa purfílica | 3.0 |
| 3 | MI-3 | Limo arcilloso | 1.9 |
| 4 | MI-4 | | 2.3 |
| 5 | MI-5 | | 3.0 |
| 6 | MI-6 | Materia muy dura, se requirió pala neumática para su excavación. | 5.0 |
| Sondeo | | Realizó | Supervisó |
| Localización | | Fecha | |

Fig. 4 Perfil estratigráfico.

LÍNEA 7 NORTE - NORTE
PCA - 2 AEO
FERRICARRILES NACIONALES Y AZTECAS
N.º 14 173



SIMBOLOS

- [I] RELLENO
- [II] ARCILLA
- [III] LIMOSO
- [IV] ARENA
- [V] GRAVA
- [VI] FOSILES
- [VII] VOLCANICO
- [VIII] RECURRIMIENTO CON CONCRETO Y MALLA

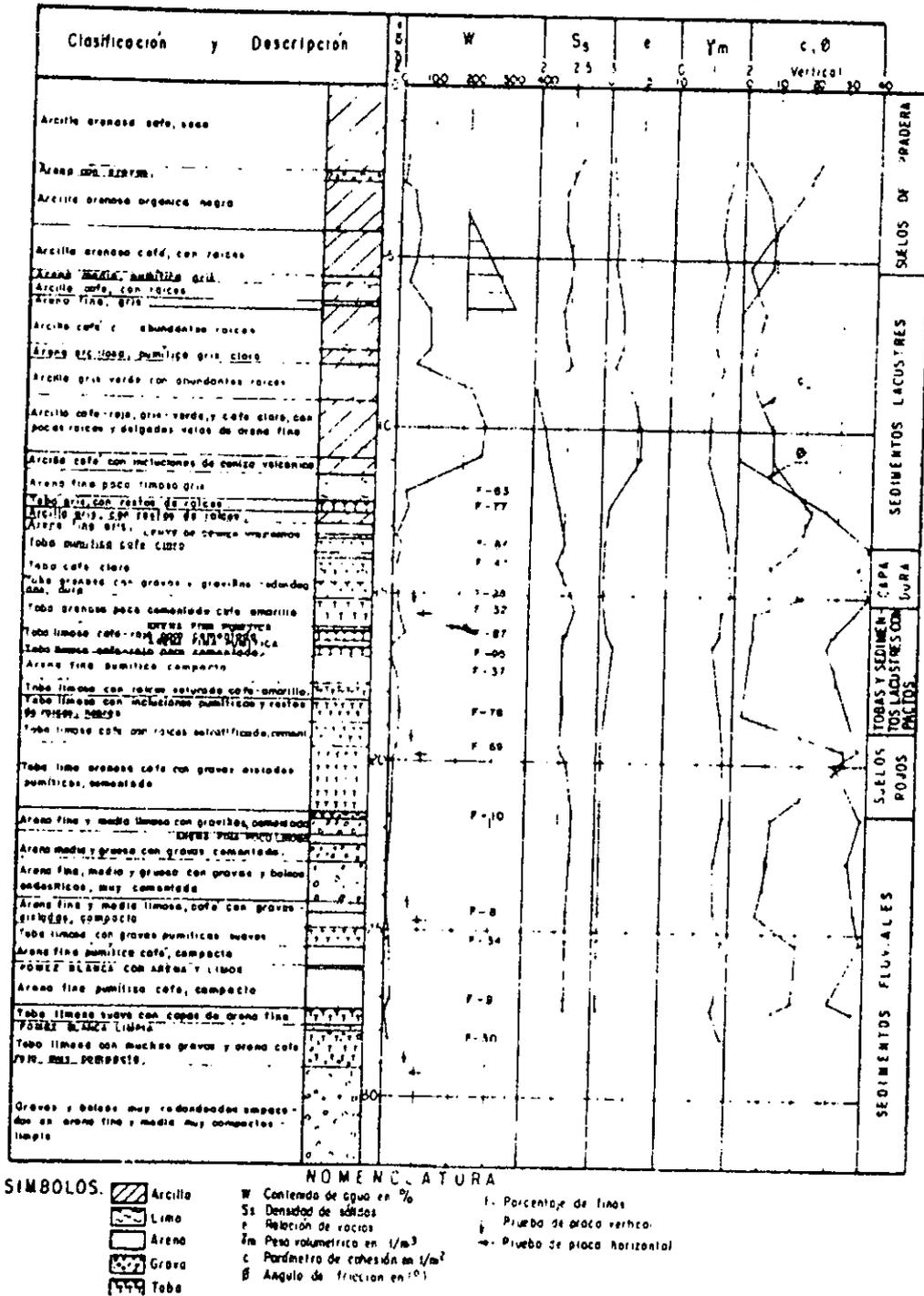
NOMENCLATURA

- W - LIMITE LIQUIDO %
- A - LIMITE PLASTICO %
- Wp - MUESTRAS DE MUESTRA CUBICA
- D - GRAVAS %
- S - ARENAS %
- F - FINOS %
- C - CONSISTENCIA
- B - ANGULO DE FRICCION INTERNA
- SV - RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE
- PC - CARGA DE PENETRACION
- MSV - PRUEBA DE PLACA (HORIZONTAL Y VERTICAL)
- PM - MUESTRA EN PENETRACION DE PLACA

FIGURA 5

Fig. 5

PERFIL GEOTECNICO DEL POZO PCA-TGC-1



- SÍMBOLOS.**
- Arcilla
 - Limo
 - Arena
 - Grava
 - Toba

- NOMENCLATURA**
- W Contenido de agua en %
 - S_s Densidad de sólidos
 - e Relación de vacíos
 - Y_m Peso volumétrico en 1/m³
 - c Parámetro de cohesión en 1/m²
 - Ø Ángulo de fricción en °
 - f Porcentaje de finos
 - P Prueba de placa vertical
 - H Prueba de placa horizontal

Fig. 6



Pozo a Cielo Abierto que no necesita ademe de protección.

PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

Objetivo.

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes. Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos, como los de Ciudad de México no es recomendable, porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

Equipo.

PENETRÓMETRO ESTÁNDAR. Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la figura 1; el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida del azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la superficie una vez hincado el muestreador, se presenta en la figura 2. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio. Otra alternativa es un tubo cerrado con funda de polietileno, aunque es poco aconsejable, porque no puede observarse la muestra en el campo.

EQUIPO AUXILIAR.

-
- a) Columna de barras. El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW ó BW. Ambos tipos son equivalentes porque tienen un peso semejante (ver Tabla 1); sin embargo son preferibles las BW porque sufren menos pandeo al someterlas a los impactos.
- b) Martinete golpeador. El penetrómetro se hince con los impactos del martinete de 64 kg. y 75 cm. de caída (trabajo = 4800 kg-cm; en la figura 3 se muestran el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional. Se ha extendido el uso de los llamados martinetes de seguridad, figura 4, que controlan con mayor precisión la altura de caída.
- c) Cabeza de gato. Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable de manila de $\frac{3}{4}$ pulg.; para sostener el cable, se requiere un tripié o una torre equipados con una polea.

OPERACIÓN DEL EQUIPO. La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm. con la masa de 64 kg., dejada caer desde 75 cm. de altura; durante al hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar los últimos 30 cm. (de 15 a 45 cm.); los golpes en los primeros 15 cm. se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

En caso de que el número de golpes llegue a cincuenta y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alternativo usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm. adicionales (60 cm. en total); desde luego, el número de golpes, N, se obtiene como ya se describió, por lo cual permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que al cable de manila tenga un máximo de dos vueltas a la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada la prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm.

las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco, protegido de los rayos del sol.

La información de campo debe recopilarse en un registro como el de la figura 5; si se decide hincar el penetrómetro 60 cm., deberá agregarse otra columna al registro; las notas aclaratorias tendrán que ser claras y breves.

Resultados.

- a) *Muestras alteradas.* Las muestras rescatadas con el penetrómetro estándar siempre sufren distorsiones geométricas que alteran el acomodo estructural de sus partículas; por ello, sólo pueden servir para identificar los suelos y para las pruebas índice que no requieren especímenes inalterados.
- b) *Perfil estratigráfico.* La clasificación de campo de los suelos muestreados permite elaborar la primera versión del perfil estratigráfico del sitio, que posteriormente se precisará y corregirá en el laboratorio.
- c) *Resistencia a la penetración.* Cada una de las pruebas de penetración se representa gráficamente mediante puntos (valores de N), que unidos por líneas definen la variación de la resistencia a la penetración estándar con la profundidad.
- d) *Resultados típicos.* La figura 6 ilustra un caso típico de sondeo que corresponde a la zona del lago; como en todos los sondeos que se realizan en esta área de la Ciudad, el número de golpes en su mayoría resulta cero (el muestreador penetra por propio peso), mostrando la insensibilidad de la prueba de penetración estándar como técnica de medición de la resistencia

al corte en estos suelos blandos. La figura 7 corresponde a un suelo en la zona de transición en la que predominan los suelos no saturados; en otro sondeo vecino se observó que el estrato arenoso localizado entre 13.2 y 14.0 m de profundidad es un acuífero sin artesianismo; la parte inferior de ese estrato está impermeabilizada con limos y arcillas de alta plasticidad; por su parte, las tobas que aparecen desde 17 m se encuentran con muy bajo contenido de agua. La influencia del humedecimiento que generó el lodo de perforación en los valores de la resistencia a la penetración y contenido natural de agua, así como el efecto del chiflón de la broca de perforación, pueden advertirse en las incongruencias de la figura 7; por ejemplo, en los tres estratos con material granular (3.6 a 4.8, 9.5 a 11.5 y 13.3 a 14.0 m), la resistencia deducida de las pruebas de penetración estándar resultaría muy baja y aun menor que la de los estratos arcillosos vecinos. En la figura 8 se presenta un buen ejemplo de congruencia de la prueba de penetración estándar, SPT, con las condiciones estratigráficas del sitio como consecuencia de que el nivel freático es superficial.

Interpretación de Resultados.

La interpretación de la prueba de Penetración Estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas; es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada para los suelos de la Ciudad de México y que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrómetro se hinca únicamente por el peso de las barras y martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla ($N=0$).

Por lo anterior, las correlaciones que se describen a continuación deben aplicarse con las debidas reservas, ya que se desconoce su orden de precisión y tampoco se sabe la tendencia del signo de cada relación; por ejemplo podría subestimarse sistemáticamente la resistencia.

-
- a) Correlación de N en suelos cohesivos. El número de golpes, N, de la prueba de penetración estándar, SPT, puede interpretarse con la ayuda de la Tabla 2 o de la figura 9; con alguno de estos auxilios se deduce el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u) y el correspondiente a la resistencia al corte ($c=q_u/2$).
- b) Correlación de N en suelos granulares. Usualmente se estima la compacidad relativa con ayuda de la Tabla 3.

Comentarios.

La prueba de penetración estándar, SPT, es aplicable sólo en la etapa de exploración del subsuelo; la información que proporciona carece de la confiabilidad necesaria para definir con precisión los parámetros de resistencia de los suelos; por tanto no debe aplicarse para el diseño geotécnico definitivo.

En la zona del lago, el penetrómetro se utiliza únicamente para rescatar muestras alteradas de lentes y estratos duros; la información que proporciona de los suelos blandos en cuanto a propiedades de resistencia es muy limitada. En este tipo de suelos, el cono eléctrico es una técnica de exploración más eficiente y precisa.

En la zona de transición, la prueba SPT es muy útil como técnica de exploración, cuidando de que en las zonas con nivel freático profundo se perfore en seco, con herramientas helicoidales o con aire como fluido de perforación.

En la zona de lomas, la prueba SPT no es aplicable, ya que el muestreador sólo penetra unos centímetros y únicamente puede estimarse que la resistencia a la penetración N es mayor de 50 golpes; en conclusión, no se logra definir ningún parámetro de resistencia.

| Barra | Diam. ext., en cm | Diam. int., en cm | Peso, en kg/m | Recomendable en sondeos: |
|-------|-------------------|-------------------|---------------|----------------------------|
| AW* | 4.44 | 3.09 | 6.53 | Menores de 15 m. |
| BW | 5.40 | 4.45 | 6.22 | Menores y mayores de 15 m. |

* Paredes paralelas.

Tabla 1 Barras de perforación.

| Consistencia | Muy Blanda | Blanda | Media | Dura | Muy dura | Durísima |
|----------------|------------|-------------|------------|-----------|-----------|----------|
| N | < 2 | 2 - 4 | 4 - 8 | 8 - 15 | 15 - 30 | > 30 |
| q _u | < 0.25 | 0.25 - 0.50 | 0.50 - 1.0 | 1.0 - 2.0 | 2.0 - 4.0 | > 4.0 |

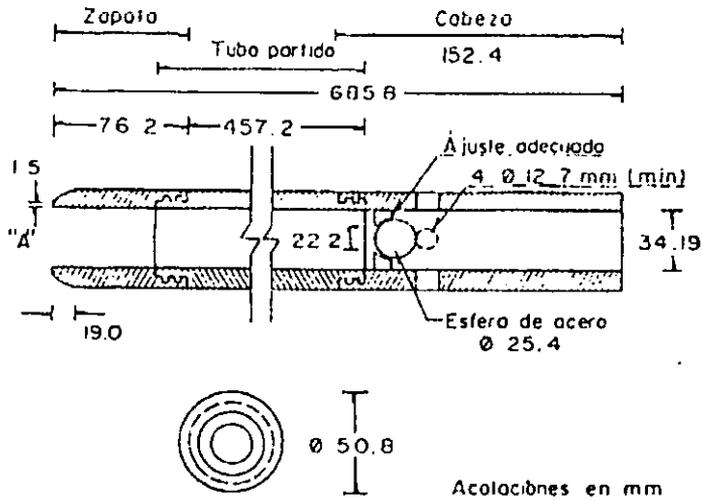
N número de golpes en la prueba de penetración estándar

q_u resistencia a la compresión simple, en kg/cm²

Tabla 2 Correlación entre N, q_u y consistencia relativa de suelo cohesivo.

| Número de golpes. | Compacidad Relativa |
|-------------------|---------------------|
| 0 - 4 | Muy Suelta |
| 4 - 10 | Suelta |
| 10 - 30 | Media |
| 30 - 50 | Densa |
| > 50 | Muy Densa |

Tabla 3 Correlación entre compacidad relativa de arenas y número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar.



NOTAS:

El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor

Se permite el uso de trampas de paso (canastillas)

Las aristas de "A" deben estar ligeramente redondeadas

fig. 1 Penetrómetro estándar.

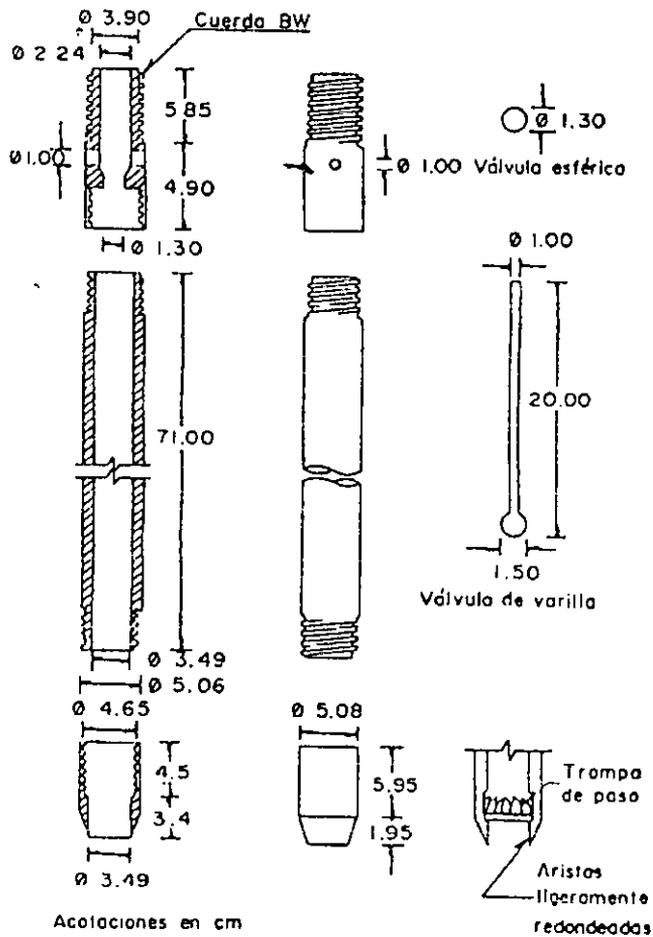


fig. 2 Penetrómetro estándar.

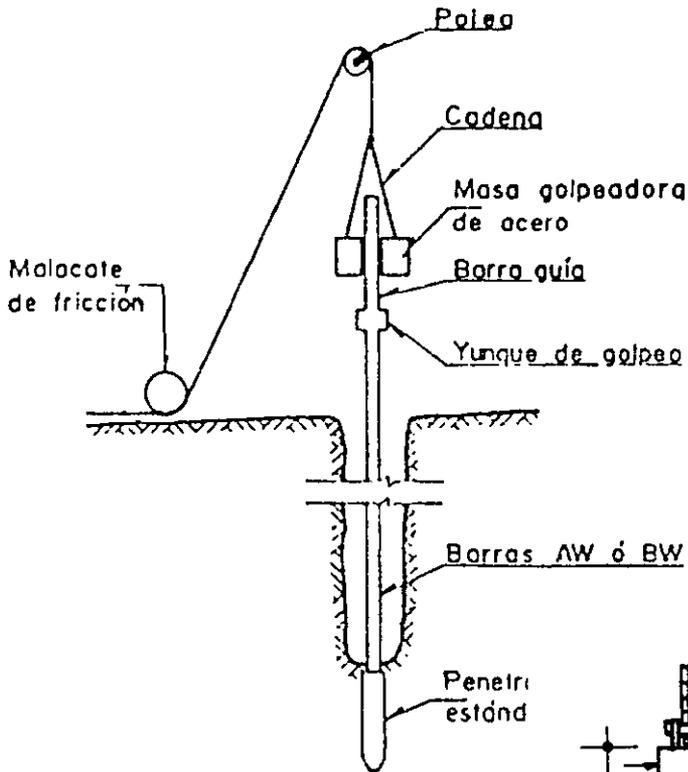
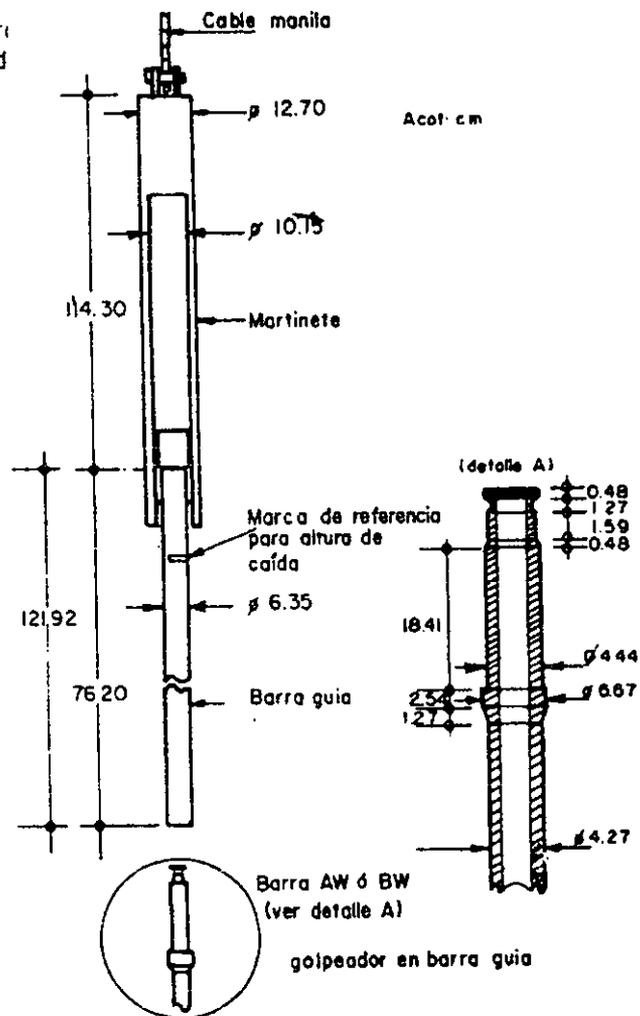


fig. 3 Prueba de penetración estándar.

fig. 4 Martinete de seguridad.



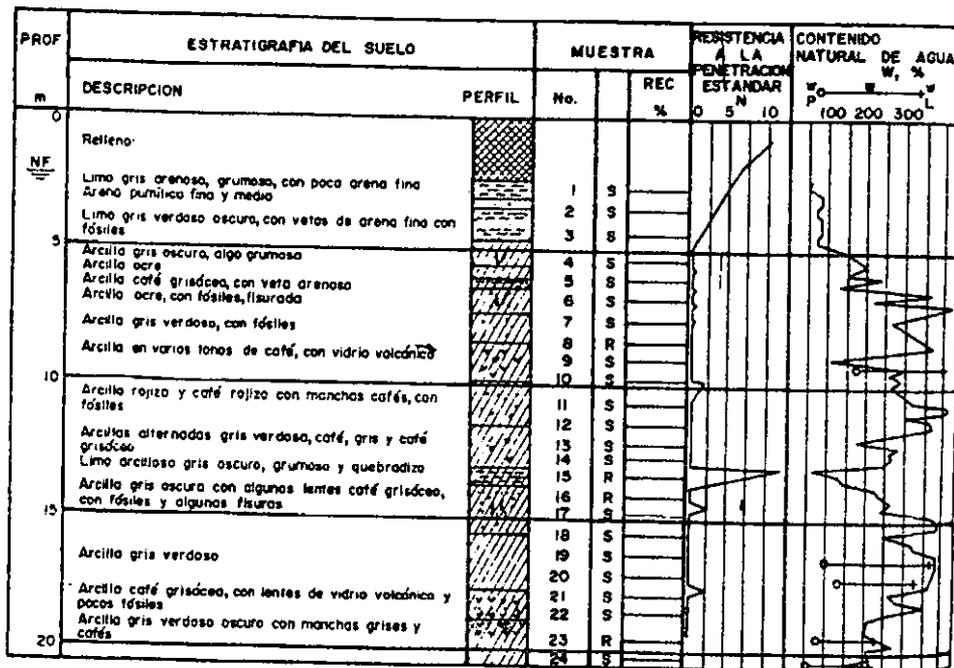
| | | | | |
|----------------------------|--------------|---------|--------------|-------------|
| REGISTRO DE CAMPO OBRA: | SONDEO | M-14 | NIV FREATICO | HOJA |
| | LOCALIZACION | | MADURA | FECHA |
| | X: | | A | 27 Jun 87 |
| | Y: | | OPERADOR | SUPERVISION |
| Z: | | E López | Ing. Cruz | |

| Prof m | Clasificación de Campo | Mue- tra No | N (SPT) | | | Muestreo | | Ademe Prof | Hora |
|-----------|------------------------|-------------------|------------|------------|------------|--------------|-------|---------------|-----------|
| | | | 1 15 cm | 2 15 cm | 3 15 cm | Pre- sión | Rec | | |
| | CL Café | F-1 | 10 | 15 | 25 | - | - | - | 8:30 |
| | CL Café con arena | F-2 | 10 | 20 | 30/4 | - | - | - | 9:00 |
| | CH Ocreosa gris | TR-1 | - | - | - | - | 20/30 | - | 10:00 (1) |
| | CH " " | F-3 | 10 | 35 | 35 | - | - | - | 10:30 |
| | CH " " | TR-2 | - | - | - | - | 30/30 | - | 11:10 (2) |
| | SW fina gris | F-4 | 5 | 10 | 15 | - | - | - | 11:50 (3) |
| | " | F-5 | 5 | 20 | 30 | - | - | - | 12:10 |
| | " | F-6 | 5 | 25 | 35 | - | - | - | 12:40 (4) |
| | CL Café | F-7 | 5 | 10 | 20 | - | - | - | 13:00 |
| | CL Café | TR-3 | - | - | - | - | 20/30 | - | 13:20 |
| | | TR-9 | - | - | - | - | - | - | 13:30 (5) |
| | | F-8 | - | - | - | - | - | - | |

DATOS
FICTICIOS

- NOTAS
- 1) La CH empezó a las 4.5 m
 - 2) La parte inferior del TR-2 es SW
 - 3) La SW empieza a 12.0 m. se perdió el agua de perforación
 - 4) Se tiene azules y se decidió parar ademe
 - 5) Se perdió la muestra, probablemente era arena

fig. 5 Registro de campo.



R=Tubo dentado

S=Tubo shelby

• Recuperación

fig. 6 Sondeo de penetración estándar (zona de lago).

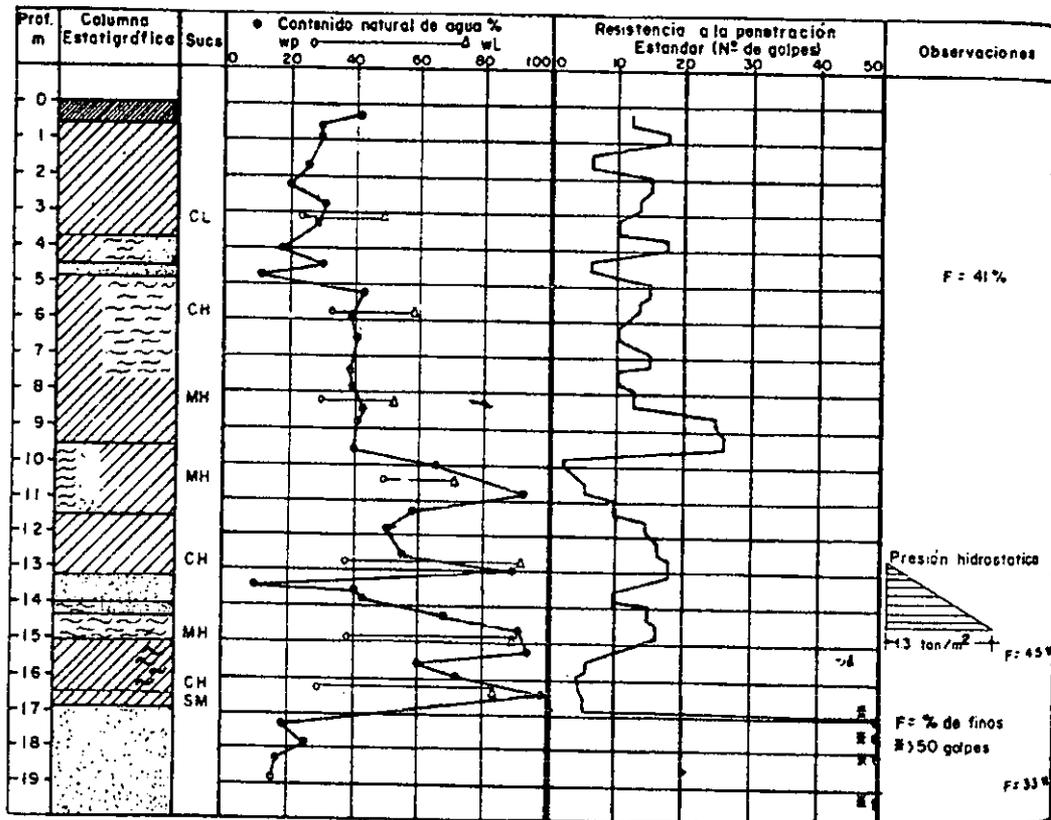


fig. 7 Sondeo de penetración estándar (zona de transición abrupta).

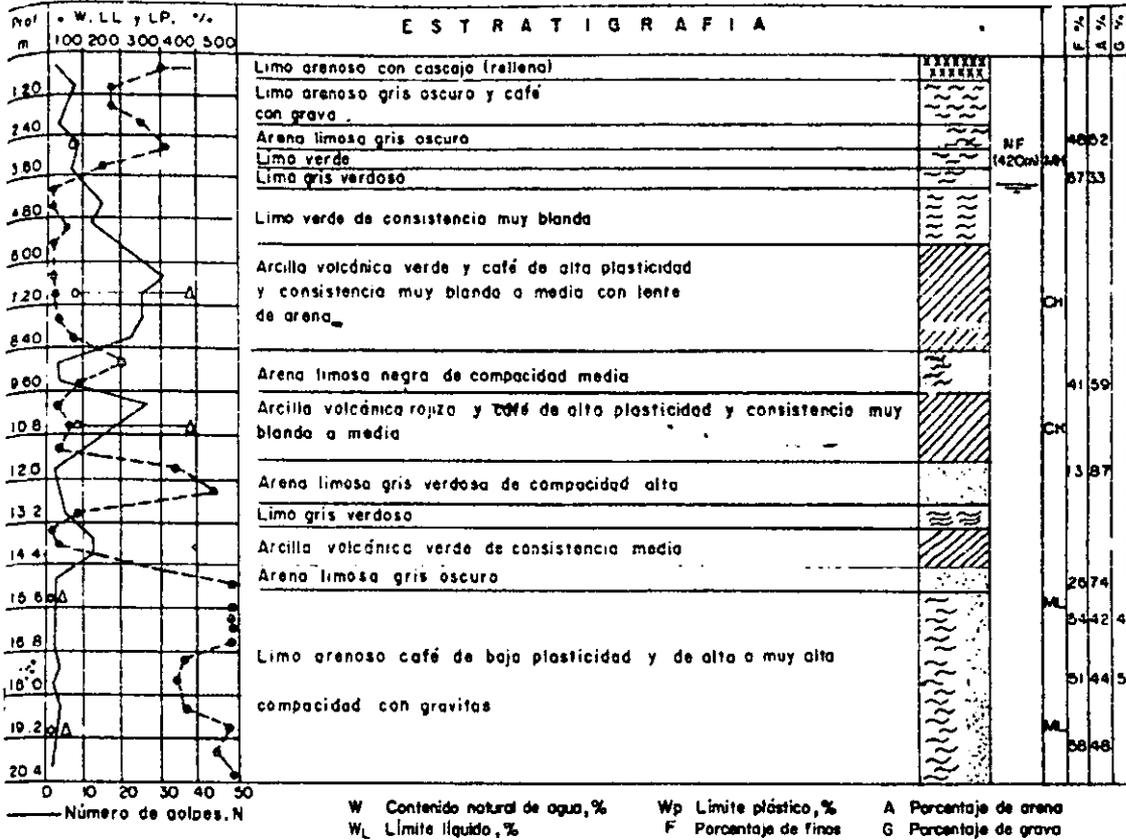


fig. 8 sondeo de penetración estándar (zona de transición interestratificada).

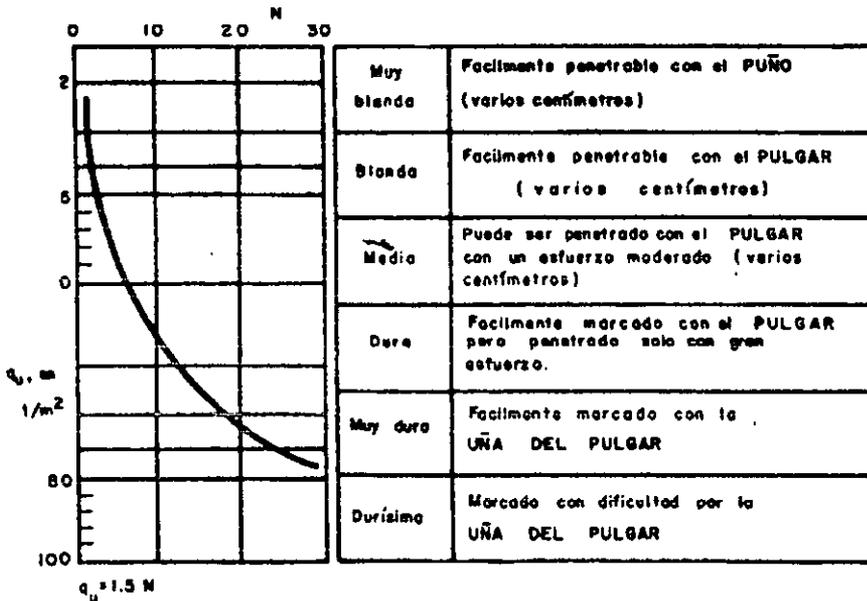


fig. 9 Correlación entre N, q_n y la consistencia relativa.



**Barras de perforación, Penetrómetro Estándar cerrado y abierto
para la recuperación de la muestra alterada.**



**Tripié de soporte de martinete golpeador y
máquina perforadora a rotación
combinadas en la ejecución de un sondeo
mixto.**



TUBO DE PARED DELGADA.

Objetivo.

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

Descripción del Muestreador.

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

La figura 1 presenta los dos tipos de unión tubo—cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero, aún operando en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa del hincado, para permitir el alivio de la presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

La figura 2 corresponde a un muestreador con válvula deslizante, en la que se sustituye la válvula esférica de los muestreadores anteriores por un mecanismo. El cople de unión a la columna de barras de perforación tiene un tramo cuadrado al que se enrosca una barra circular que termina en una ampliación con un aro sello; en dicha barra desliza la pieza a la que se fija el tubo muestreador y que tiene perforaciones para la extracción del fluido de perforación del interior del tubo.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubos de pared delgada de condiciones geométricas diferentes, mediante la técnica de secado de láminas de suelo, permitió a Hvorslev fundamentar las relaciones de áreas y diámetros que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento, las cuales se resumen en la figura 3.

En la figura 4 se anotan las dimensiones que necesariamente deben satisfacer estos muestreadores para los diámetros usuales de 7.5 y 10 cm., de los que únicamente deben usarse los de 10 cm., sobre todo cuando se hagan pruebas de consolidación que requieran especímenes de 8 cm. de diámetro.

El procedimiento de afilado del tubo necesita ser lo suficientemente preciso para que se obtengan tubos con las dimensiones especificadas (figura 4). Hvorslev describe dos métodos para ésta operación: el más sencillo consiste en afilar primero el tubo en un torno y después con un bloque de moldeo darle la forma de la figura 3.

Otro cuidado que se debe tener con este muestreador es el de pintarlo interiormente para reducir la corrosión de la lámina que induce cambios físico-químicos en el suelo muestreado.

Una alternativa para eliminar la corrosión y reducir además la fricción tubo-suelo al extraer las muestras, es recurrir a tubos de aluminio o de plástico PVC: la solución más factible es un muestreador de acero con masa interior de aluminio o plástico y zapata de acero en su extremo de ataque.

Operación del Equipo.

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

Para reducir la influencia que induce la técnica de perforación, se requiere el empleo de posteadora—rimadora, combinando su aplicación con la broca de aletas, de acuerdo con la siguiente secuencia: a) perforar con la broca de aletas hasta llegar 1.0 m. arriba de la profundidad de muestreo, b) perforar con la posteadora-rimadora el tramo faltante de 1.0 m., y c) muestrear con el tubo de pared delgada.

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

Comentarios.

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

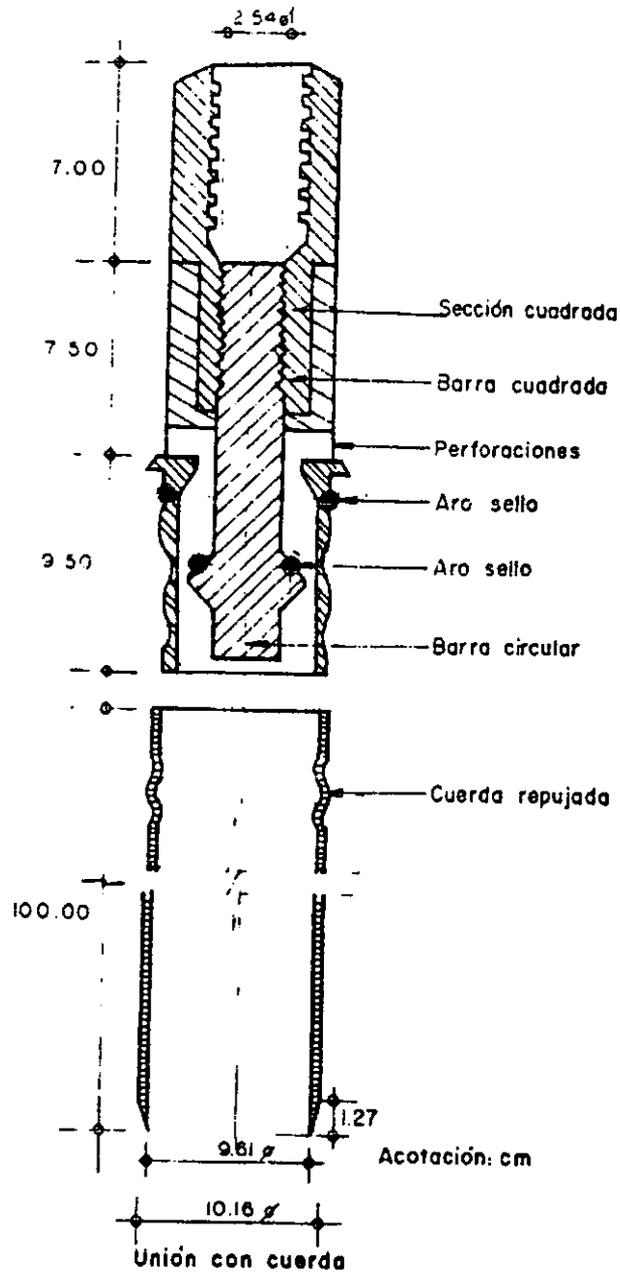
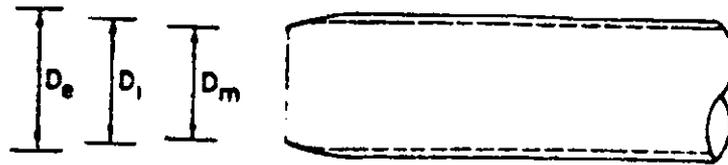


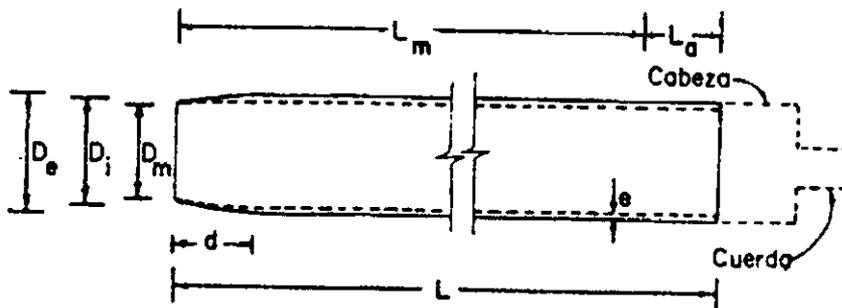
fig. 2 Muestreador de pared delgada con válvula deslizante.



| | |
|-----------------------|--|
| Relación de áreas | $\frac{D_e^2 - D_m^2}{D_m^2} \times 100 < 10\%$ |
| Relación de diámetros | $0.7\% \frac{D_i - D_m}{D_m} \times 100 < 1.5\%$ |

D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de la muestra

fig. 3 Relaciones de áreas y diámetros.



| Diámetro nominal (cm) | D _e en cm | D _i en cm | D _m en cm | e en cm | d en cm | L en cm | L _m en cm | Cuerda de unión |
|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|---------|---------|---------|----------------------|-----------------|
| 7.5 | 7.62 | 7.22 | 7.11 7.17 | 0.20 | 1.27 | 75 | 60 | AW y BW |
| 10 | 10.16 | 9.76 | 9.61 9.69 | 0.20 | 1.20 | 90 | 75 | BW y NW |

D_e Diámetro exterior
 D_i Diámetro interior
 D_m Diámetro de la muestra
 E Espesor
 d Longitud aguzada
 L Longitud del tubo
 L_m Longitud de muestreo recomendable
 L_a Espacio para azolves (L_a=L-L_m)

fig. 4 Dimensiones de los tubos de pared delgada

BARRIL DENISON.

Objetivos.

Con el muestreador de barril Denison, que opera a rotación y presión, se obtienen especímenes de arcillas duras, limos compactos y limos cementados con pocas gravas, localizados abajo del nivel freático; las muestras siempre presentan cierto grado de alteración. Cuando se muestrean estos suelos arriba del nivel freático, las muestras se contaminan con el agua o lodo de perforación, por lo cual su aplicación se condiciona al empleo de aire como fluido de perforación.

Descripción del muestreador.

El muestreador tipo Denison consiste en dos tubos concéntricos; uno interior, que penetra en el suelo a presión, y rescata la muestra, mientras que el exterior, con la broca en su extremo gira y corta el suelo circundante. Para operar este muestreador se requiere fluido de perforación (agua, lodo o aire) que se hace circular entre ambos tubos.

En la figura 1 se presenta el diseño actualizado de este muestreador; se observa como los tubos concéntricos se acoplan a la cabeza con baleros axiales, que sirve de unión con la columna de barras de perforación y permite que el tubo inferior se hique a presión en el suelo, sin inducir esfuerzos de torsión a la muestra. La cabeza del muestreador tiene una tuerca de ajuste que controla la posición relativa entre ambos tubos; así, durante el muestreo, el tubo interior penetra en el suelo la distancia "d" antes que la broca (figura 2), para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste; en la figura 3 se muestran las dos brocas tipo más usuales.

Las dimensiones del muestreador Denison, que permiten obtener muestras de 7.5 y 10.0 cm de diámetro nominal, se anotan en la tabla 1; el diámetro admisible de muestreos es de 10.0 cm.

Para el muestreo de materiales granulares conviene adaptarle una trampa de canastilla, formada por lengüetas de lámina de acero flexible (figura 1).

Operación del Equipo.

Antes de introducir el muestreador al sondeo se debe ajustar la distancia "d", entre el tubo interior y la broca (figura 2), de acuerdo con el material que se va a muestrear, también se necesita verificar que la cabeza esté limpia, engrasados los baleros y que la válvula opere correctamente. A continuación se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca la profundidad "d", para evitar que el tubo interior gire al iniciar la rotación del tubo interior. Durante el muestreo, la máquina perforadora transmite, a través de la columna de barras, rotación y fuerza vertical; la primera varía entre 50 r.p.m. para materiales blandos y 200 r.p.m. para los duros. En cuanto a la fuerza vertical puede ser hasta de 1 ton.

Una vez que ha penetrado la longitud prevista o que el muestreador no pueda avanzar, se suspende la rotación y la fuerza axial y se deja reposar tres minutos a fin de permitir que la muestra expanda; después se gira para romper el espécimen por la base y posteriormente extraer el muestreador.

La extracción del material que corta la broca, así como el enfriamiento de la misma se hace con un fluido de perforación que circula por el espacio anular que dejan los dos tubos. En muestreos arriba del nivel freático se debe utilizar aire; podría ser admisible emplear lodo, condicionado a comprobar que la contaminación que induce a la muestra sea tolerable. En muestreos abajo del nivel freático es factible utilizar agua o lodo. La presión de operación del fluido debe ser la mínima necesaria, para mantener limpia la perforación.

Comentarios.

El empleo de este muestreador con lodo de perforación generalmente induce contaminación en las arcillas que se localizan abajo del nivel freático, así como el lavado de lentes de arena típicas del subsuelo de la Ciudad de México; por ello generalmente se obtienen mejores muestras con el tubo dentado de rotación. El barril Denison es el mejor muestreador para las tobas duras, cuidando de utilizar aire como fluido de perforación, cuando se muestrea arriba del nivel freático.

| Diámetro Nominal | Tubo interior | | | | Tubo exterior | | | | Barras de Operación. |
|------------------|----------------|----------------|----------------|----|----------------|----------------|----------------|----|----------------------|
| | D _e | D _i | D _m | L | D _e | D _i | D _m | L | |
| 7.5 | 7.62 | 7.22 | 7.17 | 75 | 8.52 | 7.92 | 90 | 60 | BW |
| 10 | 10.16 | 9.76 | 9.71 | 90 | 11.16 | 10.46 | 105 | 75 | NW |

dim. en cm

Donde:

- D_e Diámetro Exterior
- D_i Diámetro Interior
- D_m Diámetro de la Muestra
- L Longitud del Tubo
- l_m Longitud de la Muestra

Tabla 1 Dimensiones del muestreador Denison.

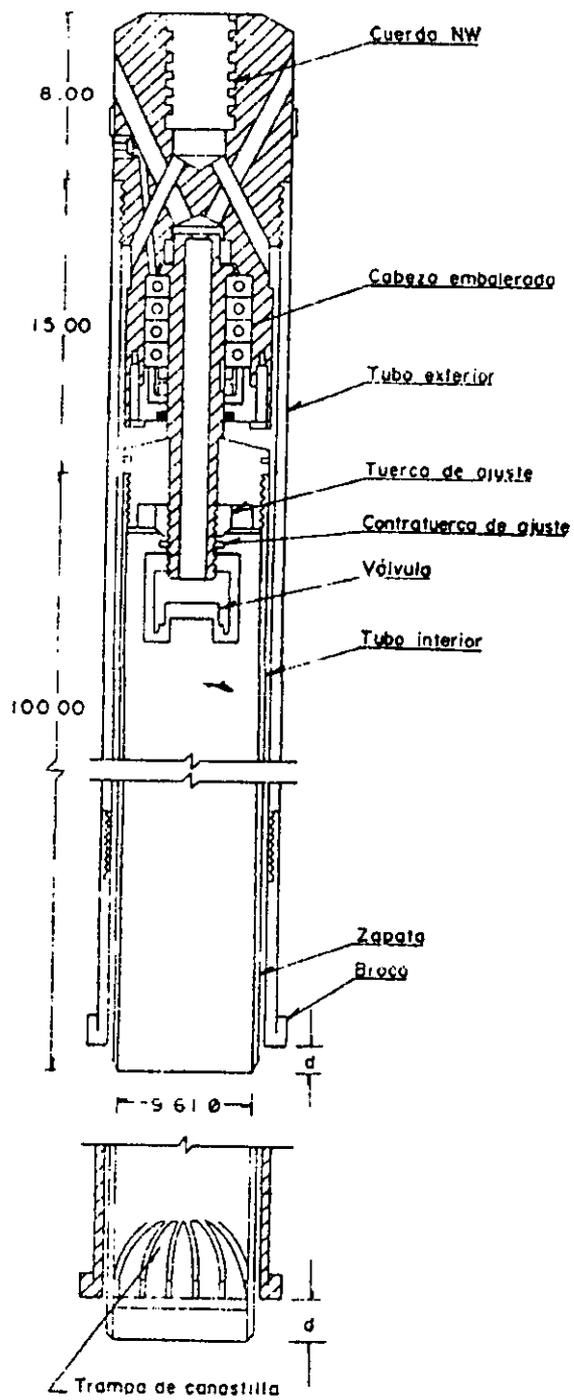
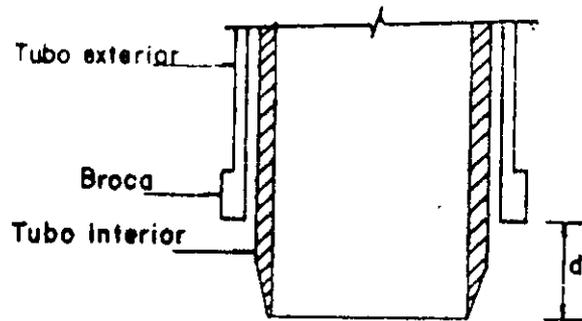


fig. 1 Muestreador Denison.



| Tipo de suelo. | d, en cm |
|----------------|--------------|
| Blando | 2 |
| Duro | 0.5 |
| Muy Duro | 0 ó el menor |

fig. 2 Ajuste del muestreador Denison.

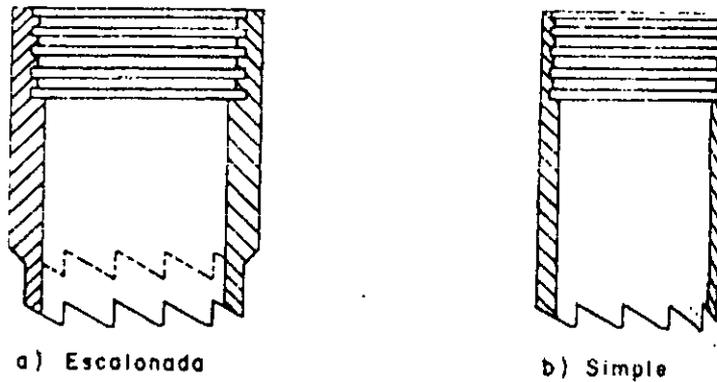


fig. 3 Tipos de Broca Denison.

CONO ELÉCTRICO.

Introducción.

La primer oportunidad para iniciar esta técnica, se presento en el proyecto Texcoco en 1967, se pensó desarrollar un cono eléctrico para explorar con eficiencia una zona del lago de Texcoco; se diseñó uno que desafortunadamente no llegó a fabricarse, porque en ese entonces se consideró más confiable realizar ese trabajo con veleta. En 1979 se volvió a presentar la oportunidad de desarrollarlo, esta vez para complementar el estudio geotécnico de la presa Támesis; la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos patrocinó al Instituto de Ingeniería la construcción de un cono eléctrico similar al diseñado por De-Ruiter, con ese primer aparato se exploró el sitio de la presa y se utilizó en una breve campaña de sondeos para el Interceptor Central del Sistema de Drenaje de Ciudad de México. Este segundo trabajo hizo evidente su potencialidad como una notable herramienta de exploración geotécnica y fue gracias al impulso que le dio COVITUR en los estudios de las líneas 4, 8 y 9 del Metro de al Ciudad de México que ha ganado el lugar que tiene; la experiencia acumulada en esos proyectos forma parte del Manual de Estudios Geotécnicos de COVITUR.

Objetivo.

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono, la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

Equipo.

CONO ELÉCTRICO. Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages), usualmente tiene 2 ton. de capacidad de carga y resolución de ± 1 Kg., pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton. y resolución de ± 2 Kg., en la figura 1 se muestra esquemáticamente dicho instrumento, generalmente tienen 3.6 cm. de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

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

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

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

ELEMENTO SENSIBLE. Es una pieza de bronce, aleación SAE-64, figura 1 en la que se han labrado las dos celdas (2 y 4) para medir las fuerzas axiales que se transmiten al cono y a la funda. Las características del bronce elegido son: límite elástico de 1250 kg/cm^2 y módulo de elasticidad de 910000 kg/cm^2 . La figura 2 muestra el diagrama de instrumentación realizado con deformímetros eléctricos tipo "foil gage" de 350 ohm en arreglo de puente completo; para el equilibrio del mismo y darle estabilidad térmica a temperaturas ambiente se han incorporado resistores térmicos.

Operación del equipo.

La velocidad del hincado del cono es usualmente de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2 cm/s \pm 25%. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos; sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

Resultados.

La prueba de penetración estática de cono permite definir la variación de la resistencia de punta y fricción con la profundidad; en la figura 3 se muestra un ejemplo de un sondeo; en algunas ocasiones como en los sondeos en el centro de la Ciudad de México la gráfica de la fricción no se presenta debido a que su medición es incierta.

Interpretación de resultados.

ESTRATIGRAFÍA. El penetrómetro eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia de punta.

IDENTIFICACIÓN INDIRECTA DE LOS SUELOS. La identificación de los suelos se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las de las figuras 4 y 5, una elaborada por Sanglerat y la otra por Schmertman. En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona del Lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS.

- a) Suelos cohesivos. La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$C_{uu} = \frac{q_c}{N_k}$$

donde:

C_{uu} : resistencia al corte no drenada, en t/m²

q_c : resistencia de punta de cono, en kg/cm²

N_k : coeficiente de relación

Los valores del coeficiente N_k , determinados para suelos de Ciudad de México, aparecen en la tabla 1.

- b) Suelos friccionantes. La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la figura 6. Para determinar el valor del ángulo de fricción interna, ϕ' , usualmente se utilizan las fórmulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la figura 7, se presenta una solución gráfica para determinar el valor de ϕ' en función de q_c y de σ'_v , donde σ'_v es el esfuerzo vertical efectivo.
- c) Suelos cohesivos—friccionantes. Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1)N_q} \right)^{-1}$$

$$c = \frac{(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_q (1 + \tan \phi)(z_1 + z_2)}{2N_c \left(1 + \frac{N_q}{N_c} \right)}$$

donde:

c, ϕ : parámetros de la resistencia al corte

q_{c1}, q_{c2} : valores de la resistencia de punta ($q_{c2} > q_{c1}$)

z_1, z_2 : profundidades de medición

N_c, N_ϕ : coeficientes de capacidad de carga

donde:

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + \tan\phi)(z_2 - z_1)}$$

Para determinar el valor de ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas 2 y 4, para ello primero se supone un valor de ϕ para calcular N_q (ec.4) y con el valor obtenido calcular ϕ (ec.2); este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones.

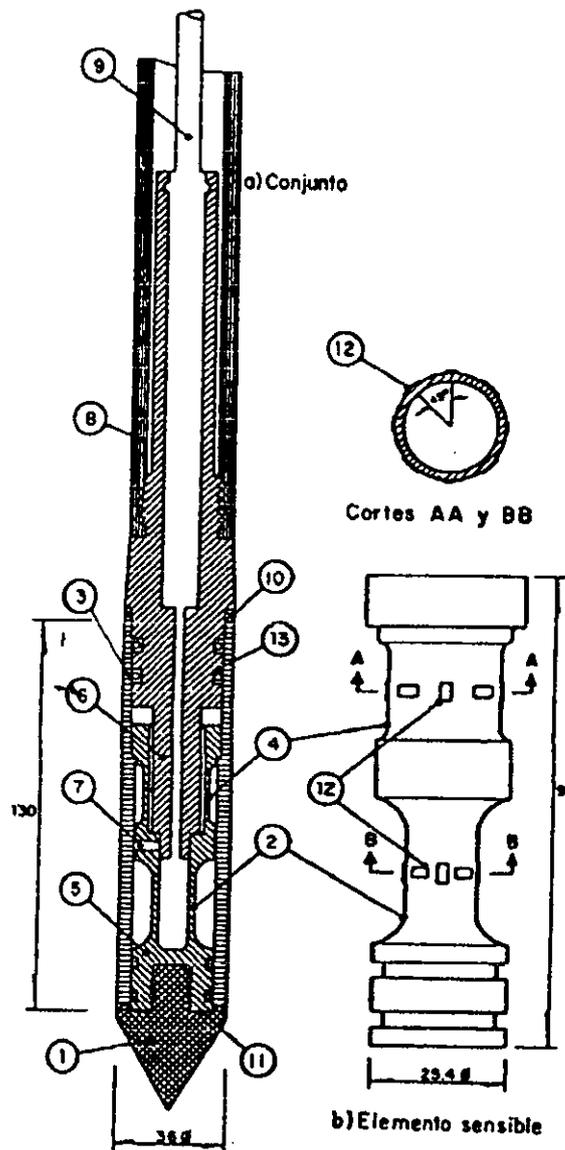
Comentarios.

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente. Cuando se trata de suelos blandos, el cono eléctrico tiene mayor precisión que el cono mecánico. Los coeficientes de relación N_k entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurar su validez. El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad. El cono eléctrico es una herramienta de precisión que debe operarse con personal calificado, darle mantenimiento frecuente y realizarle la calibración según el tiempo recomendado arriba a fin de comprobar su confiabilidad. Los pequeños descuidos en la operación del cono fácilmente provocan y generan sondeos con errores.

| Tipo de suelo | q_c | Prueba | | Torcómetro | | Penetrómetro de bolsillo |
|------------------------|----------------|-------------|-------------------|------------|----------|--------------------------|
| | | Triaxial UU | Compresión Simple | Lab | Campo | |
| Costra Seca | $5 < q_c < 10$ | $q_c/14$ | $q_c/20$ | - | - | - |
| Arcillas Blandas | $q_c > 5$ | $q_c/13$ | $q_c/16$ | $q_c/12$ | $q_c/14$ | - |
| Limos arcillosos duros | $q_c/10$ | $q_c/24$ | $q_c/54$ | - | - | $q_c/29$ |

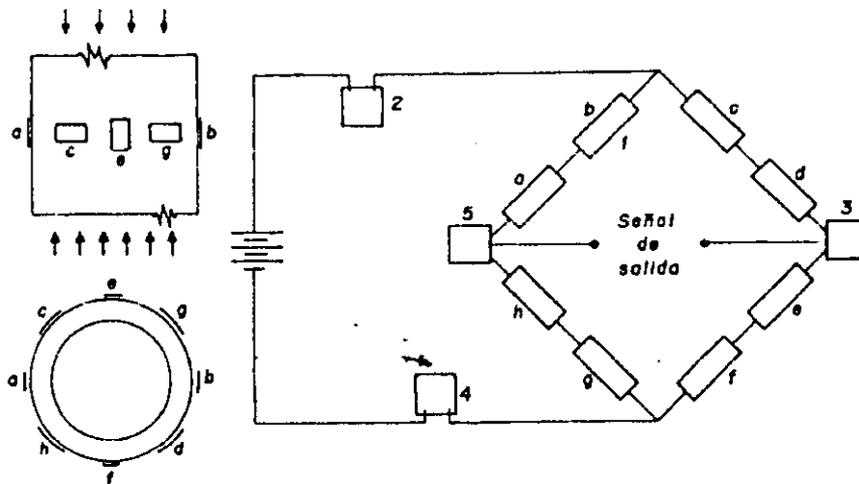
q_c =resistencia de punta en kg/cm^2

Tabla 1 Valores del coeficiente de correlación N_k para la Cd. de México.



1. Cono (60° , $\phi 36\text{mm}$, 10.18cm^2)
2. Celda de Punta
3. Funda de fricción ($\phi 36\text{mm}$, 147.02cm)
4. Celda de fricción
5. Elemento sensible (bronce SAE-64)
6. Pieza de empuje
7. Perno de sujeción ($3@120^\circ$)
8. Cople conector a la tubería EW
9. Cable conductor blindado de 8 hilos
10. Sello de silicón blando
11. Rondana de bronce
12. Deformómetros eléctricos
13. Aro-Sello

fig. 1 Corte transversal del penetrómetro eléctrico.



Elementos de las celdas de punta y fricción.

1. Deformómetros eléctricos (strain gages) marca Micromeritics tipo foil gage de 350Ω , clave MA-06-250-BF-350, cementados con adhesivo epóxico tipo M-BOND-43-B, impermeabilizados con M-COAT "D" y M-COAT "C".
2. Resistor de balco, calculado para los módulos de elasticidad del bronce de la celda y del constantán de los deformómetros.
3. Resistor de Constantán para ajustar la salida, en términos de mv/v.
4. Resistor de Cobre para evitar el corrimiento del cero por temperatura, ajustado para un intervalo de 20 a 70°C .

| Celda | Capacidad | | Diámetros, en mm | | Long. en mm | Precisión | | | Sensibilidad | |
|----------|-----------|----------|------------------|------|-------------|-----------------|------|----------------------|--------------|----------------------|
| | kg | kg/cm | Ext. | Int. | | Intervalo Total | kg | kg/cm ² | kg | kg/cm ² |
| Punta | 0-500 | 0-49.1 | 13.5 | 18.9 | 20 | 1/460 | 1.09 | 0.107 | 0.218 | 2.1×10^{-2} |
| Fricción | 5-300 | 0.03-2.4 | 9.2 | 18.6 | 21 | 1/210 | 1.42 | 9.7×10^{-1} | 0.285 | 1.9×10^{-3} |

fig. 2 Diagrama de instrumentación y características de las celdas del cono eléctrico.

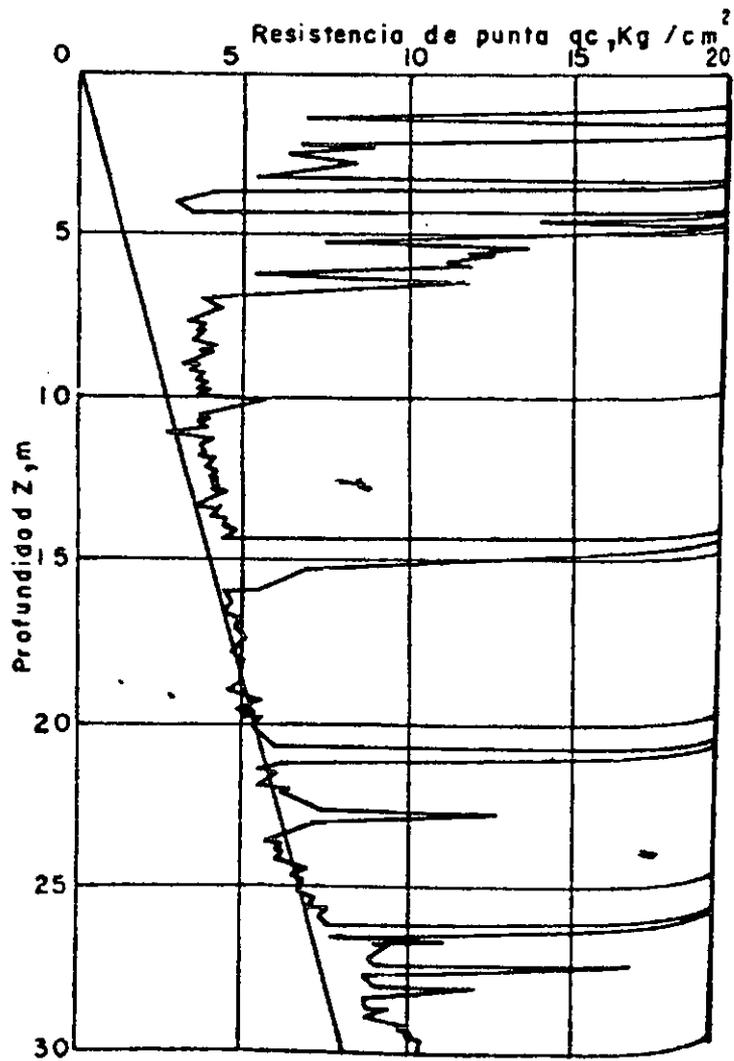


fig. 3 Variación de la resistencia de punta con la profundidad.

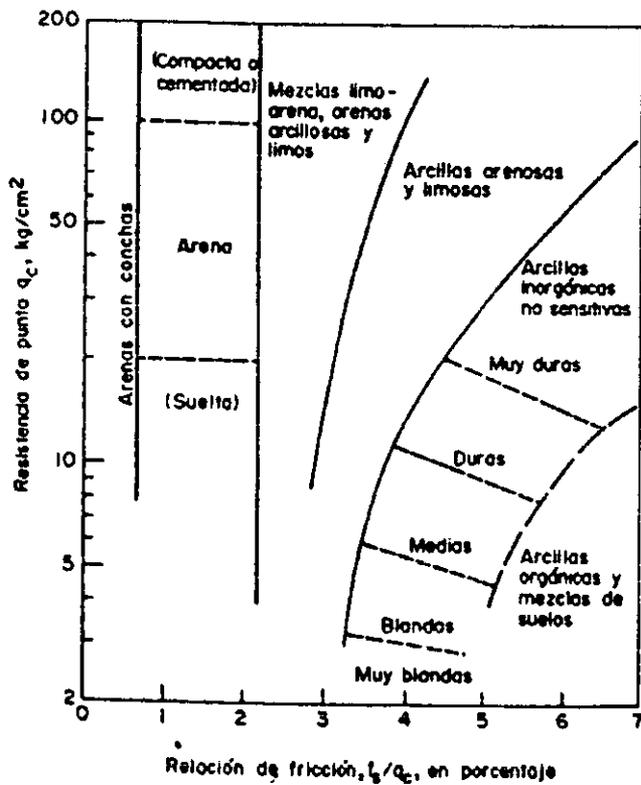


fig. 4 Clasificación de los suelos con penetrómetro estático.

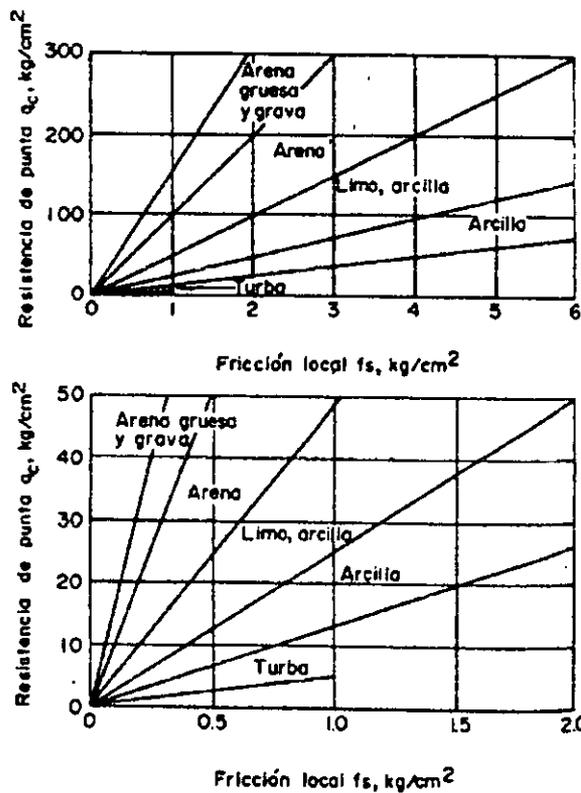


fig. 5 Clasificación de los suelos con penetrómetro estático.

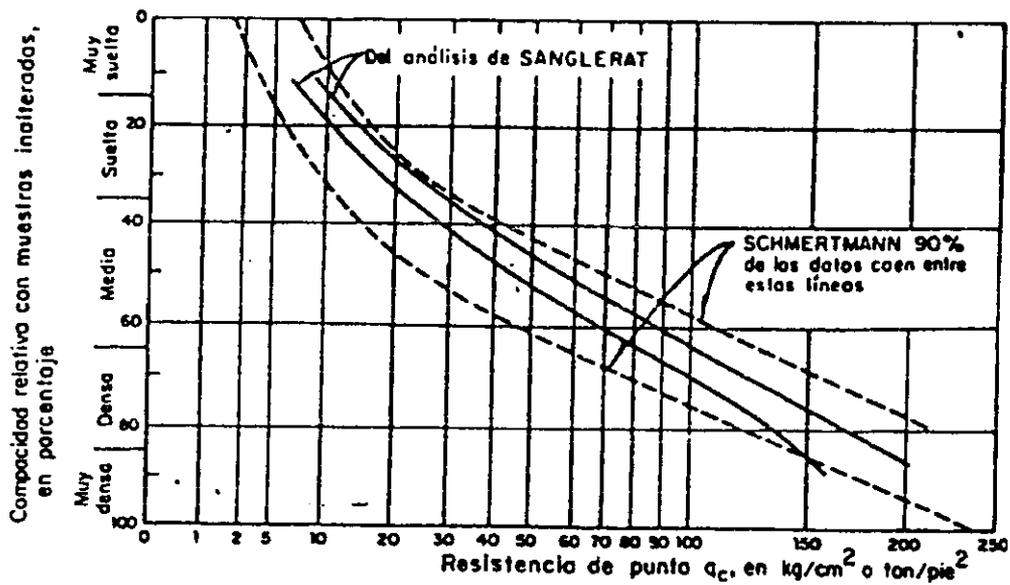


fig. 6 Correlación entre la resistencia de punta y la compacidad relativa de arenas finas.

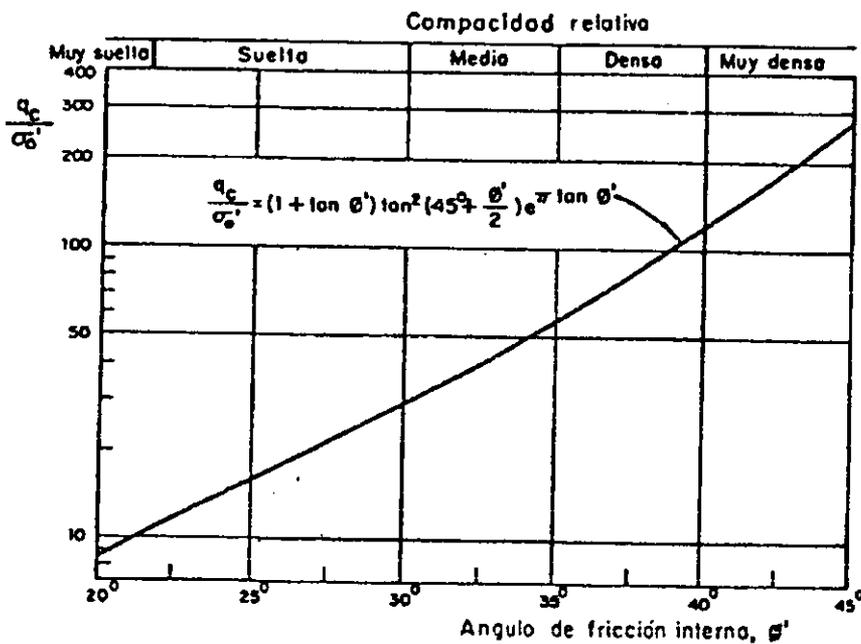
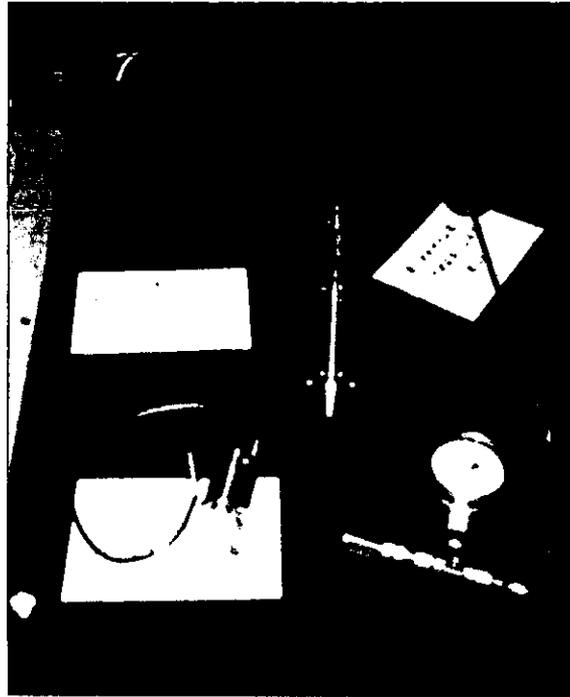


fig. 7 Correlación de la resistencia de punta y el ángulo ϕ' de arenas.



**Partes constituyentes del elemento sensible del cono
eléctrico.**

CONO MECÁNICO.

Objetivo.

Determinar la variación con la profundidad de la resistencia de punta y fricción del cono; la interpretación de estos parámetros permite definir con precisión las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos.

En general la operación del cono mecánico es más confiable que la del eléctrico, porque las fallas de trabajo son poco frecuentes; en cambio, su sensibilidad y precisión son menores que las del cono eléctrico.

Equipo.

El penetrómetro mecánico consta esencialmente de una tubería de acero, con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm ϕ exterior y 1.6 cm ϕ interior, en tramos de 1 m de longitud, unidos con cuerdas cónicas; la barra sólida interior es también de 1 m de longitud y 1.5 cm ϕ . Las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hinca la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

CONO MECÁNICO. La punta del cono puede ser de dos tipos: a) la Delft, que únicamente permite determinar la resistencia de punta, y b) la Begemann, que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción; ambos tipos se describen a continuación.

- a) Punta Delft. En la figura 1 se muestra esta punta, que consta del cono (1) de 3.6 cm ϕ (10.0 cm² de área), montado en el extremo inferior de una funda deslizante (2) de 9.9 cm de longitud, cuya forma cónica lo hace poco sensible a la fricción del suelo confinante; el cono penetra gracias a la fuerza axial que le transmite el vástago (3), roscado al cono y protegido por el cople del conector (4).

b) Punta Begemann. Diseñada para medir la resistencia de punta y fricción (figura 2) consiste del cono (1) de 3.57 cm ϕ 10.0 cm² de área), montado en una pieza cilíndrica deslizante (2) de 11.1 cm de longitud y 3.25 cm ϕ , que su forma la hace poco sensible a la fricción con el suelo confinante; más atrás va la funda de fricción (3), de 13.3 cm de longitud y 3.6 cm ϕ (150.4 cm² de área), esta funda también es una pieza deslizante. El vástago (4) está enroscado al cono y tiene una ampliación para jalar a la funda de fricción; finalmente, el cople conector (5).

MECANISMO DE CARGA AXIAL. En la figura 3 se muestran dos mecanismos de carga, uno mecánico y otro hidráulico con capacidades de 250 a 10000 kg., respectivamente; sus elementos principales son: 1) el sistema de carga axial de 1 m de carrera, igual que la longitud de las barras, genera la carga mediante engranes y cremallera o una bomba hidráulica, 2) la pieza de cerrojo, que puede aplicar carga selectivamente a la columna de barras centrales, a las barras huecas o simultáneamente a ambas, 3) los manómetros, de alta y baja presión, que determinan la presión de la celda hidráulica hermética en la que se apoya el dispositivo de cerrojo, 4) el sistema de anclaje, resuelto mediante cuatro barras helicoidales, que se hincan en el suelo a rotación.

Operación Del Equipo.

PUNTA DELFT. El procedimiento convencional de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas cada 20 cm; para ello se hinca el cono un máximo de 7 cm; por medio de las barras centrales, observando los manómetros la presión desarrollada durante el hincado; la condición final del cono (extendido) se muestra en la figura 1. A continuación se hinca la columna de barras exteriores 20 cm; en los primeros ocho, el cono debe recuperar la condición inicial (cerrada) y en los 13 cm restantes, el cono, las barras centrales y las exteriores penetran juntos, completándose de esta manera un ciclo de medición.

PUNTA BEGEMANN. El procedimiento convencional se realiza con mediciones de la resistencia del suelo cada 20 cm, determinando primero la fuerza de punta (Q_c) para hincar el cono de las barras centrales un incremento de 3.5 cm; concluido ese movimiento, la ampliación del vástago hace contacto con la punta de fricción, así al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm se hinca el cono y simultáneamente se arrastra la funda, registrando los manómetros la presión debida la presión debida a las fuerzas de punta y fricción ($Q_c + F_s$). La condición extendida del cono se muestra en la figura 2; a continuación se hincan las barras exteriores 20 cm; con ello se cierra el mecanismo los 7 cm que se abrió, y la punta llega a la siguiente posición donde se iniciará otro ciclo de medición.

Resultados Obtenidos.

Los resultados que se obtienen son similares a los descritos para el cono eléctrico, aunque la falta de sensibilidad y precisión de los manómetros afecta a las mediciones. en la figura 4 se muestran dos sondeos, uno con cono mecánico y otro eléctrico; se advierte en el mecánico, que muchos tramos aparecen verticales, como de igual resistencia, dando una falsa impresión de estratificación, que no ocurre en el sondeo con cono eléctrico. En la zona de menor resistencia el cono mecánico determina resistencias de la mitad del cono eléctrico; ese es un error debido se puede controlar el peso de las barras centrales, que por estar simplemente apoyadas permanentemente, gravitan sobre el cono, haciendo poco confiable a este tipo de cono cuando se sondean suelos blandos.

Interpretación de Resultados.

DETERMINACIÓN DE LAS RESISTENCIAS. Con las presiones medidas en los manómetros y conociendo el área de la celda hidráulica, se pueden determinar la fuerza mecánica para hincar el cono y para el cono y funda simultáneamente; a continuación se aplican las siguientes expresiones:

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

donde:

Q_c : fuerza necesaria para hincar el cono, kg.

A_c : área transversal del cono, 10 cm²

q_c : resistencia de punta, kg/cm²

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

donde:

$$F_s = R_t - Q_c$$

siendo:

R_t : fuerza necesaria para hincar el cono y la funda, en kg.

F_s : fricción lateral local en la funda deslizante, en kg.

A_f : área lateral de la funda, 150 cm²

CORRELACIONES CON LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA. En el apartado correspondiente al cono eléctrico se describen las correlaciones que se han logrado establecer para los suelos de la zona del lago; desafortunadamente, en la literatura técnica se reconoce que las diferencias en la forma de los conos eléctrico y mecánico afecta estas correlaciones. En conclusión, para adoptar el cono mecánico en los suelos de la Ciudad de México, se requiere obtener los factores de correlación con las pruebas de laboratorio convencionales.

Comentarios.

La principal ventaja del cono mecánico sobre el eléctrico es su simplicidad, que permite fácilmente mantenerlo y repararlo; en cambio, el mantenimiento del cono eléctrico requiere personal y equipo especializado.

Las desventajas del cono mecánico son: a) se desconoce la magnitud de la fricción que se desarrolla en las barras interiores y exteriores; esto puede ser particularmente significativo en los suelos blandos, y b) la deformación elástica y pandeo de las barras interiores dificulta el control de la penetración de suelos duros.

La resistencia de punta de suelos blandos se tiende a subvaluar cuando se utiliza el cono mecánico, como se muestra en la figura 4.

- ① Cono
- ② Funda
- ③ Barra sólida
- ④ Cople

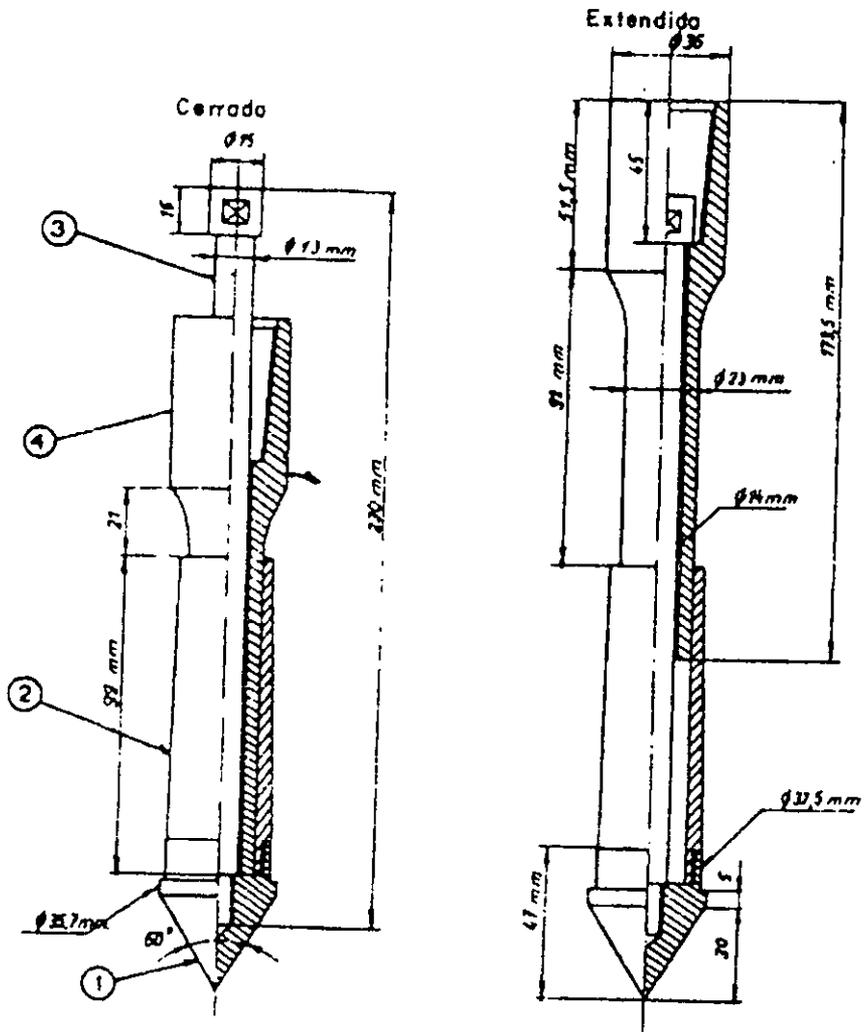


fig. 1 Punta Delft.

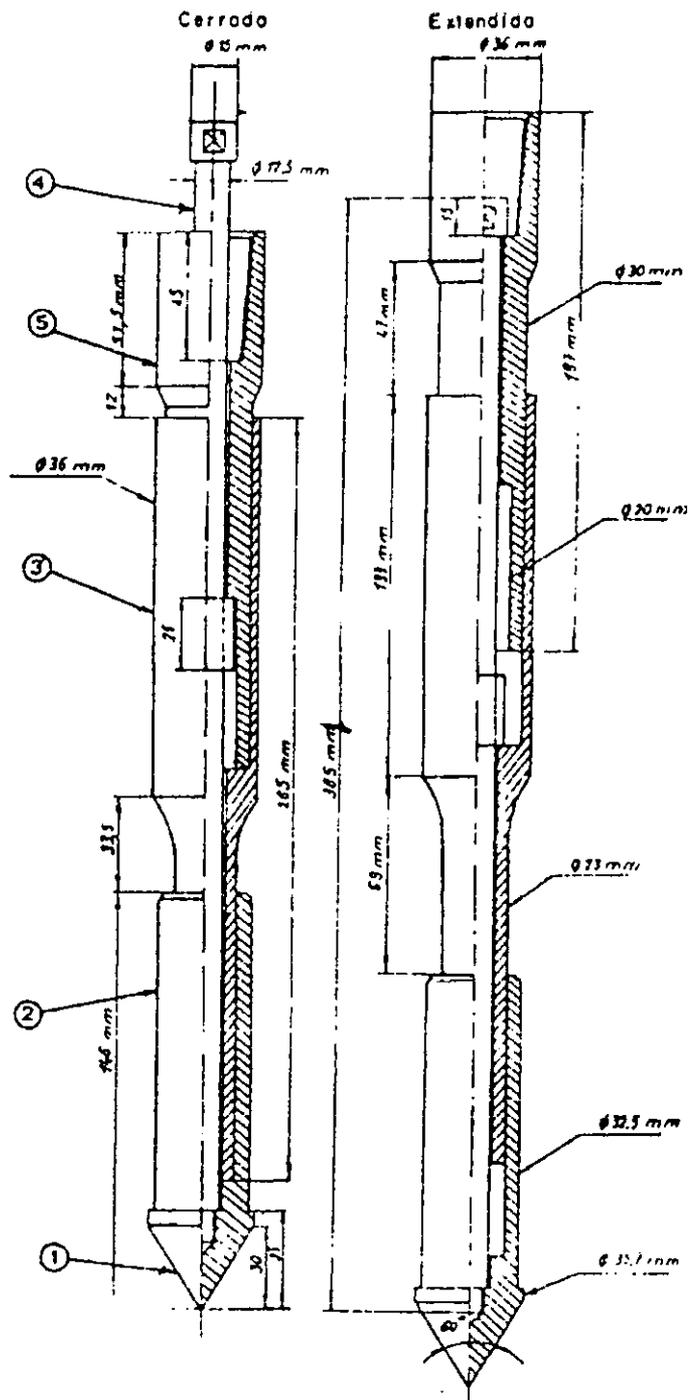


fig. 2 Punta Begemann.

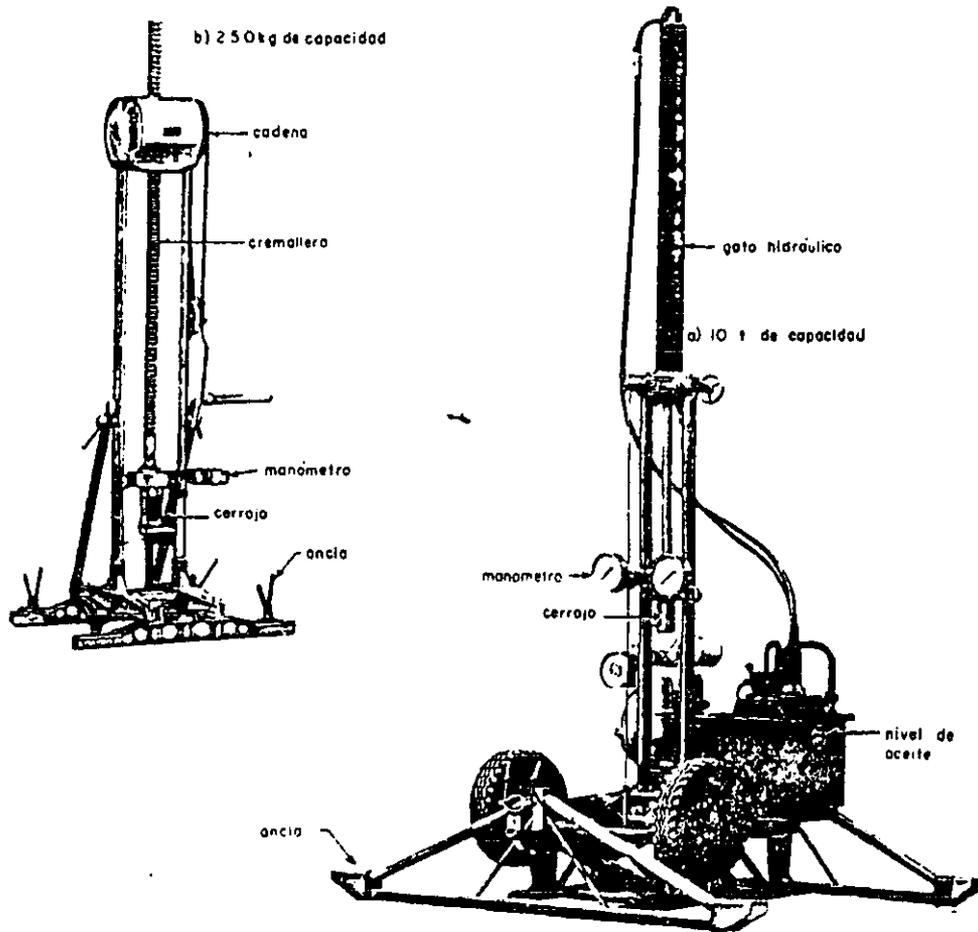


fig. 3 Mecanismo de Carga Axial.

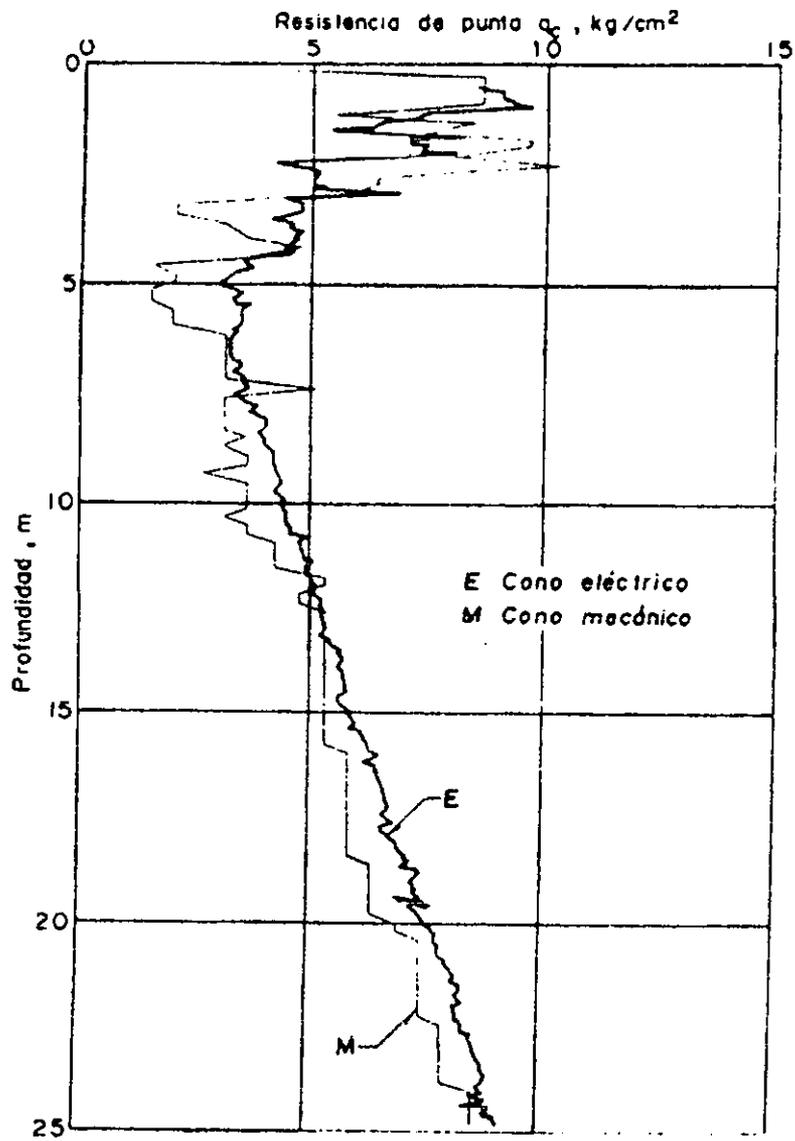


fig. 4 Gráfica de Resistencia de Punta-Profundidad con cono mecánico en suelos blandos.

SONDEO NEUMÁTICO

Al elegir el procedimiento de perforación en un sondeo se deben tomar en cuenta las condiciones del subsuelo que pueden variar entre dos extremos: los suelos blandos (zona de lago en la Ciudad de México) con nivel freático superficial, y los suelos duros (zona de transición y zona de lomas de la Ciudad de México) en los que el nivel freático puede ser profundo y los suelos secos.

Cuando se perfora en suelos duros arriba del nivel freático la perforación debe hacerse sin agua o lodo, porque son susceptibles a sufrir cambios en sus propiedades mecánicas como consecuencia del humedecimiento que se les puede inducir.

Esta limitación obliga elegir entre hacer la perforación con barrenas helicoidales o con aire a presión; sólo podrá usarse lodo si se admite cierto nivel de alteración en las muestras, aún extrayéndolas del muestreador inmediatamente y cortándoles el perímetro alterado.

Cuando se decide hacerlo con aire a presión se puede utilizar en dos formas diferentes: a) con equipo y herramienta convencionales de la perforación a rotación, recurriendo al aire como fluido de perforación para enfriar la broca y transportar los detritus de perforación a la superficie, y b) mediante martillos neumáticos de fondo. En el segundo caso, la máquina de perforación podría ser también de operación neumática; sin embargo, se puede también operar con una máquina rotatoria convencional y el martillo neumático Stenuick (fig. 1 y 2). Estos martillos generan el impacto en el fondo de la perforación cuando el aire acciona el percutor y éste a la broca.

Este último método nos permite tomar datos de las características del sondeo para que después puedan ser interpretados y tomarlos como resultados de sondeo y muestreo del subsuelo; así la perforación con martillo neumático de fondo adquiere la calidad de sondeo y muestreo.

Martillo Neumático de fondo.

Trabajando con un martillo neumático normal, el impacto en el fondo se va amortiguando cada vez más según la longitud del agujero. Las varillas absorben parte del choque.

Para seguir teniendo la misma energía de choque sería necesario ir aumentando el tamaño del martillo y, como consecuencia, el diámetro de las barras de empalme. Se llegaría a un equipo excesivamente voluminoso.

Una solución Ingenua consiste en hacer un martillo de un tamaño más pequeño que los anteriores y meterlo por el agujero que va haciendo. En estas condiciones el diámetro de la cabeza del trépano que golpea el fondo del agujero es mayor que el diámetro de martillo.

DESCRIPCIÓN. El martillo se rosca a una barra movida y empujada por la sonda, que cuando sólo sirve para este tipo de trabajo se llama carro perforador. A través de esta barra llega el aire comprimido, que hará golpear el martillo sobre el terreno. El aire de escape servirá para sacar al exterior los detritus.

A la vez que va golpeando sobre el terreno, va penetrando en él. Cuando ha avanzado la longitud de una varilla, se rosca otra en el exterior y se continúa así.

A cada golpe van girando un poco las barras para que el martillo golpee en distinta posición. La velocidad de rotación viene a ser de 10 a 30 revoluciones por minuto. Aproximadamente las revoluciones son un 50% más que el avance en centímetro por minuto. Por ejemplo, si el martillo avanza 16 cm/min deberá girar a unas 24 r.p.m.

Estas máquinas están concebidas para que puedan ser maniobradas por un solo operador, roscándose las barras unas a otras automáticamente.

Las barras o varillas tienen un diámetro próximo al del agujero para que la velocidad de salida del aire sea grande y la limpieza del agujero buena. En la perforación a percusión el polvo producido es muy fino, por lo que la velocidad de subida de aire basta que sea de 4000 pies/minuto = 1219 metros/min.

También, por golpear el martillo directamente en el fondo del agujero, los sondeos se desvían menos. El ruido que se produce es también menor que en un sondeo con el martillo en el exterior. La cantidad de aire necesario es aproximadamente la tercera parte.

El martillo normal tiene ventaja sobre el de fondo en sondeos cortos (15 m) y con diámetros pequeños (menor de 50 mm), ya que por estar en el exterior puede ser más voluminoso y, por lo tanto, más potente que el de fondo, que con un diámetro pequeño no tiene espacio para ser potente.

Los martillos de fondo, como todos los procedimientos de percusión, tienen su principal empleo en rocas duras. Si se perforan rocas blandas que sean arcillosas, el martillo avanza muy poco.

Conviene tener una broca en forma de trialeta para pasar las formaciones arcillosas. Basta quitar el martillo de fondo y poner la trialeta. Se aumentará el número de revoluciones y habremos pasado de forma sencilla a la rotación con aire. Desde luego que el trépano del martillo y la trialeta deben tener el mismo diámetro, así como la rosca de ésta y la de barras.

FUNCIONAMIENTO. Exteriormente el martillo de fondo tiene una forma cilíndrica, terminado en un trépano, sobre el que golpea un pistón accionado por el aire comprimido. Para que el pistón golpee sobre el trépano, es necesario que el martillo está en compresión, es decir, apoyado sobre el fondo y con un cierto peso encima. El que funcione así es muy importante, pues permite, al elevar el martillo unos centímetros del fondo, que todo el aire suministrado sea empleado para barrido de los detritus y limpieza del agujero, lo cual conviene hacer de vez en cuando.

El peso que es necesario ejercer sobre el martillo varía de acuerdo con su diseño, influyendo considerablemente la presión del compresor (si es de 7 ó de 17 kg/cm² - 100 ó 250 psi). El peso mínimo es el necesario para que el martillo comience a funcionar. El máximo es aquel que no conviene sobrepasar, pues obtendremos un desgaste excesivo del trépano. Al comenzar a perforar se empezará con el mínimo de

peso y se irá aumentando hasta que se consiga un avance adecuado que no ponga en peligro el que se acuñe el trépano en el fondo.

Durante la perforación conviene, de vez en cuando, elevar el martillo 15 ó 20 cm del fondo y durante un minuto estar soplando aire. Esto debe hacerse especialmente cuando fluye mucha agua al agujero.

En cambio, cuando fluye algo de agua al agujero, éste tiene tendencia a cegarse por formarse un lodo espeso que puede llegar a bloquear el martillo. En este caso es conveniente inyectar agua a la vez que aire. Aproximadamente con la adición de 7.5 a 15 litros por minuto de agua será suficiente. Si la sonda no está preparada para inyectar agua, parar el aire comprimido, levantar el martillo unos 20 cm del fondo y añadir agua desde la superficie por el exterior de las varillas. Así se formará un lodo más ligero. Después soplar aire durante unos minutos y continuar nuevamente perforando. De esta forma evitaremos muchos atascos.

Es muy importante que cuando paremos de perforar, por la causa que sea, levantemos el martillo unos 20 cm del fondo y soplemos aire durante un minuto para limpiar bien el agujero. Si además en este hay agua o lodo no conviene dejar el martillo dentro del agujero sin perforar o soplar aire más de media hora.

La velocidad de rotación variará de 10 a 30 r.p.m. Si la roca es dura emplearemos velocidades bajas, y las altas para roca más blandas. No conviene sobrepasar esas revoluciones, pues no se obtiene una mayor velocidad de avance que compense el desgaste que sufrirá el trépano.

LUBRICACIÓN.

Esta abarca dos campo diferentes:

- a) LAS ROSCAS DEL VARILLAJE: GRASA. Las roscas deben limpiarse con un cepillo de alambre y engrasarse con una grasa especial que contenga por lo menos una adición de un 40% de cinc, o grasa base de plomo.

No hay que usar productos selladores que se emplean en tuberías de producción o revestimiento en sondeos petrolíferos o de agua. Cualquier

producto que se emplee debe tener un coeficiente de rozamiento inferior al 0.08.

Engrasar solamente las roscas machos no las hembras, pues la grasa caería encima de martillo.

Si es malo no engrasar las roscas, es peor engrasarlas y dejarlas a la intemperie para que cojan polvo. Hay que ponerles siempre cubreroscas.

b) EL INTERIOR DEL MARTILLO: ACEITE. La parte interior del martillo hay que engrasarla con aceite especial para este tipo de trabajo. La cantidad de aceite consumido será de 1 a 2 litros por hora. El aceite se introduce por el interior de las varillas cada vez que se añade una. La mayor parte de las casas fabricantes de aceites suministran tres grados de aceites 10, 20 y 30, cuyos números se relacionan aproximadamente con las viscosidades S.A.E. El empleo de un grado u otro está relacionado con la temperatura del medio ambiente. Si se perfora con inyección de agua, emplear el aceite de grado inferior más próximo.

AFILADO. Aparte de que se elija la broca de dureza y forma adecuada a la roca a perforar, influye mucho en el rendimiento de ella el que se afile en el momento oportuno. Se nota que esto ha llegado por varias causas:

- Por una observación visual del estado de corte.
- Porque la broca avanza más despacio.
- Porque salen menos detritus (polvo) al exterior.
- Porque se oyen chirridos.
- Porque da la sensación de avanzar a saltos.

En cualquiera de estos casos conviene parar la perforación y examinar el estado de la roca.

La casa suministradora del martillo habrá dado unas instrucciones sobre la forma de afilar la broca, a las cuales conviene atenerse.

Igualmente habrá dado una plantilla con la cual se comprobará el perfil después del afilado.

El continuar empleando una broca que está gastada sin afilarla contribuye a destruirla rápidamente.

Comentarios.

Como ya se mencionó antes el empleo de este tipo de instrumento para la exploración geotécnica, dadas las recomendaciones de uso y que la máxima eficiencia al realizar perforación y sondeo, se da al emplearlo en suelos duros (tobas y suelos como los de zonas de transición y lomas) con nivel freático profundo y suelos secos.

En la fig.3 se muestra la manera de instalar este equipo, el detalle del ciclón de recuperación de los detritus de la perforación, que permiten la identificación precisa de los materiales que corta la broca o martillo con que se perfore. Como el tiempo que transcurre entre el corte del material y su traslado a la bolsa de polietileno resulta muy breve, se puede admitir que los materiales que se van depositando corresponden exactamente a la profundidad a la que se localiza la broca.

Al aplicar esta técnica de perforación se debe registrar la velocidad de penetración y la presión aplicada a la broca o martillo, porque son parámetros muy sensibles para inferir las condiciones estratigráficas de un sitio; adicionalmente, la vibración, y el nivel de ruido de perforación son también buenos indicadores.

Esto último es particularmente útil cuando estamos realizando el sondeo para la detección de cavernas, aplicando la acción del martillo con una presión de 5 kg/cm² y velocidades de rotación de 45 r.p.m.

El procedimiento para identificar una caverna consiste en observar el cambio de intensidad del ruido durante la perforación y la ausencia de retorno de aire; cuando esto ocurre se debe suspender la inyección de aire y operar únicamente con el mecanismo elevador para determinar la altura de la cavidad.

En la fig.4, se muestran registros típicos de este sondeo.

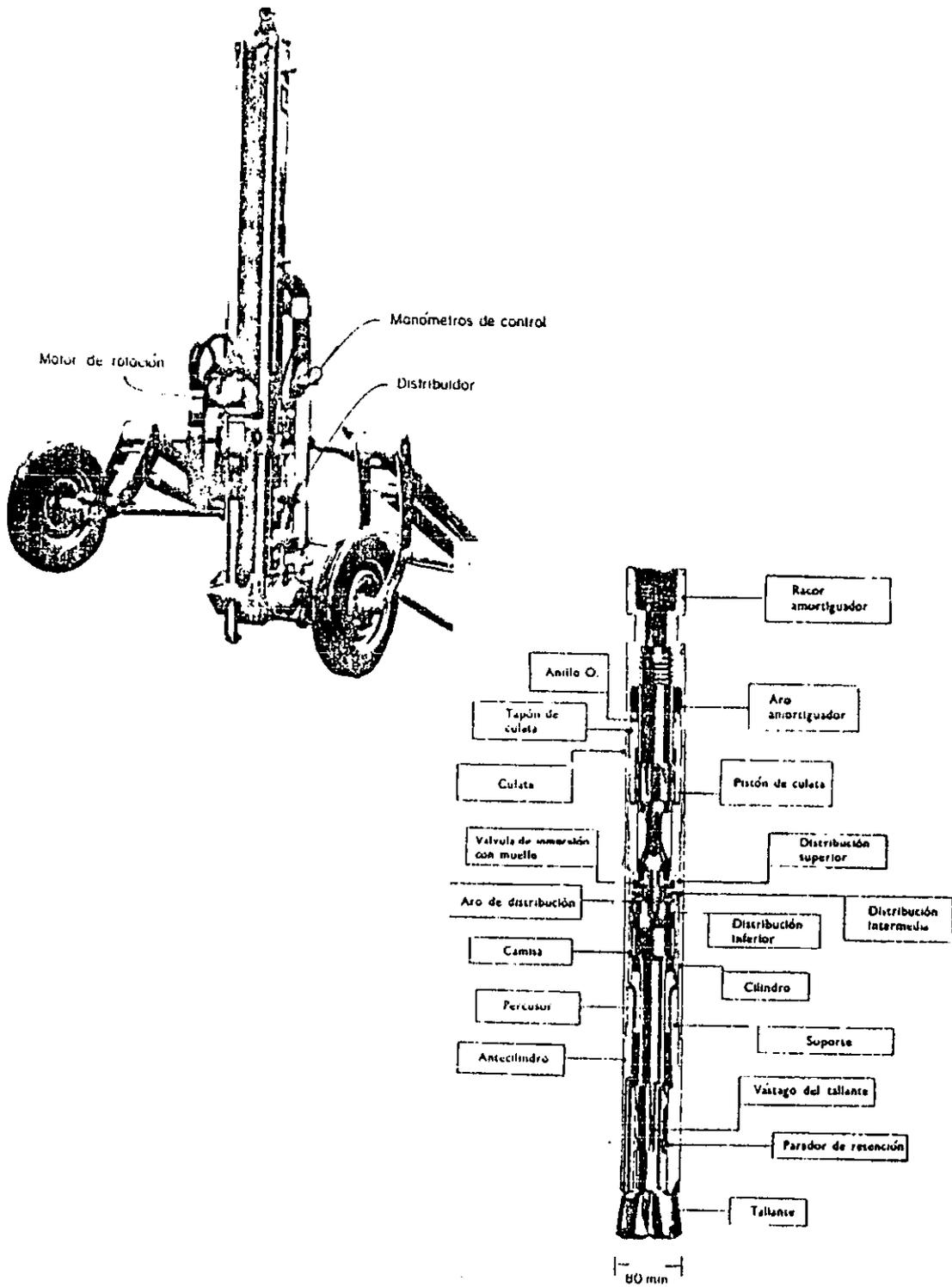


Fig. 1 y 2 Perforadora Neumática Stenuick y Martillo neumático.

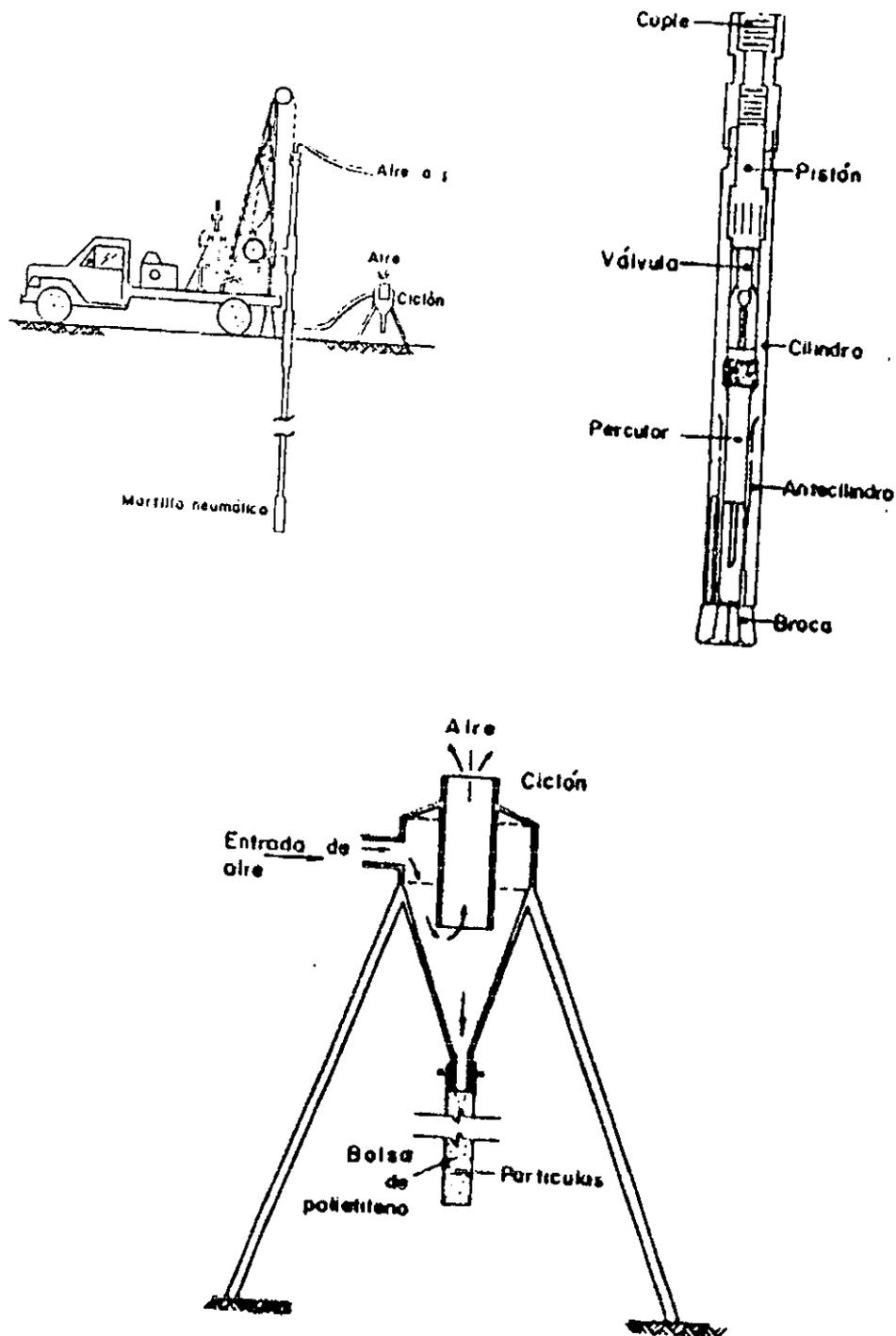
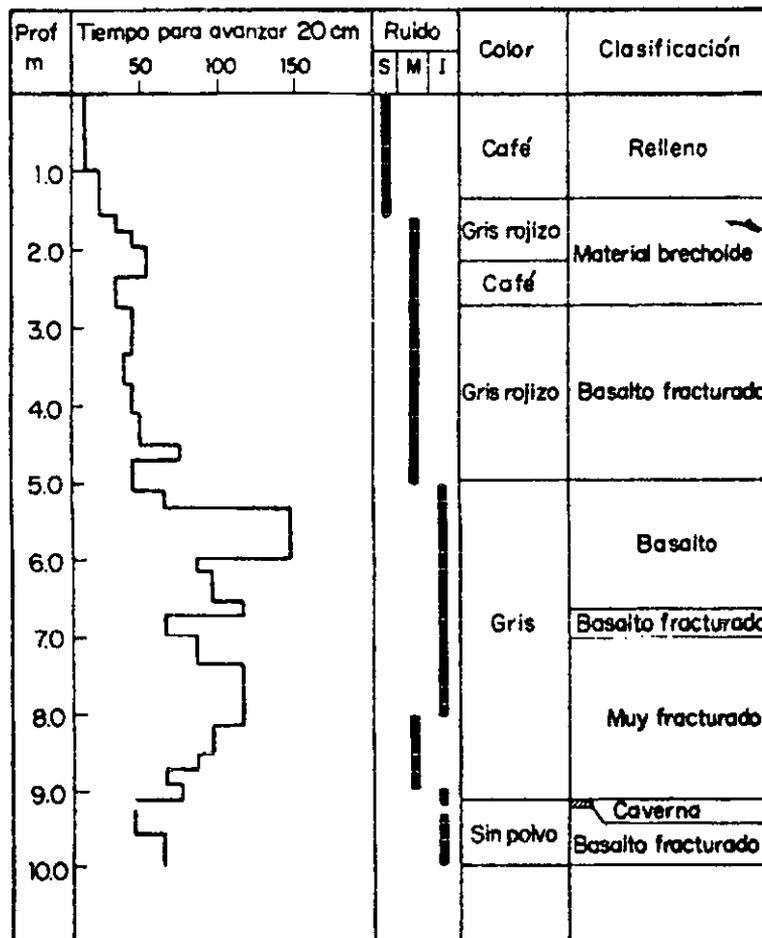


Fig. 3 Muestreo a percusión.



S Suave
M Medio
I Intenso

Fig. 4 sondeo a percusión con perforadora Neumática.



Martillo neumático de fondo. Máquina perforadora neumática, que muestra sus múltiples aplicaciones, aquí empleándose en la colocación de anclas en la estabilización de taludes.

PRUEBA DE PENETRACIÓN SERMES.

Generalidades.

La prueba de penetración Sermes es una prueba dinámica, que consiste en hincar un cono de acero con una columna de tubos y un martinete de operación neumática. Un penetrómetro de funcionamiento similar se puede lograr con una masa en caída libre, sin embargo el diseño del martinete neumático permite a este penetrómetro una mayor eficiencia. El penetrómetro Sermes puede realizar un sondeo de 25 m en 2 horas por la rapidez del martinete y la facilidad de su operación.

El campo de aplicación en que su información es más confiable es en arenas, aunque se disponen también de experiencias en arcillas.

El diámetro del cono es mayor que el de los tubos (1.73 veces) para reducir a un valor despreciable la fricción y considerar que se trata de un prueba de penetración de punta; si se genera fricción importante se puede inyectar lodo para reducirla.

Características.

El cono de penetración se muestra en la figura 1, es un cilindro de acero templado de 70 mm de diámetro, punta de 90° y altura de la parte cilíndrica de 70 mm, tiene dos orificios laterales para el paso de lodo. Los tubos son de 40 mm de diámetro con marcas cada 10 cm. El martinete funciona como una pequeña piloteadora, el cilindro neumático levanta la masa y al llegar a un tope la suelta en caída libre desde una altura constante de 40 cm. Después del impacto a la cabeza golpeadora el cilindro se retrae y entrapa a la masa para levantarla de nuevo y así sucesivamente. La frecuencia de impactos es de 52 golpes por minuto. El peso del martillo se puede ajustar con piezas de lastre que le dan un peso total de 30, 60 ó 90 kg.; es interesante señalar que la cabeza golpeadora que recibe el impacto de la masa para

transmitirlo a los tubos tiene una rondana de material ligeramente deformable para reducir el rebote del martinete.

El cilindro neumático funciona con aire a presión de 1.5 a 3.5 kg/cm², dependiendo del peso con que esté operando. El consumo de aire es reducido y un compresor portátil lo satisface. El penetrómetro Sermes cuenta con herramienta accesoria para facilitar la operación.

Procedimiento de Operación.

Para seguir el procedimiento de detallado de operación debe consultarse el manual del aparato; básicamente consiste en colocar el aparato en posición vertical con ayuda de un tripié e iniciar la penetración desde la superficie. El peso del martinete se elige de acuerdo con la dificultad para penetrar; en suelos poco resistentes se usará con el menor peso.

En condiciones estratigráficas inestables y que provoquen fricción en las barras, la prueba conduce a resultados poco confiables; en estos casos se debe inyectar lodo bentonítico para reducir la fricción., usando una bomba de émbolo de operación manual.

La información que se obtiene es el número de golpes para cada incremento de penetración de 10 cm (N_{10}), el peso del martillo utilizado, presión y datos adicionales, como interrupciones, condiciones de hincado en seco o con lodo y presión de inyección. Esta información se debe anotar en registros de campo; como el mostrado en la figura 4.

Interpretación de la Prueba.

La prueba se interpreta considerando válido el principio de la conservación de energía, analizando el sistema representado en la figura 2:

$$R_d = \frac{M^2 h}{Se(M + P)}$$

donde:

ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA

R_d resistencia dinámica, kg/cm^2

M peso total del martillo, 30, 60 ó 90 kg.

h altura de caída del martillo, cm

S área de la sección transversal del cono = 38.5 cm^2

e Penetración de la punta, en cm

P peso muerto que incluye el de las barras, el cono y aditamentos

N número de golpes para hincar el penetrómetro una distancia e. (Para $e = 10$ cm, $N = N_{10}$)

Simplificando:

$$R_d = KN_{10}$$

$$K = \frac{M^2 h}{10 S(M + P)}, \quad \text{kg}/\text{cm}^2$$

Los valores de K, se presentan en la tabla 1 y con ello se puede calcular el valor de R_d cada 10 cm y llenar la hoja de registro (figura 4). Con los valores de R_d para cada profundidad se hace una gráfica como la mostrada en la figura 3, para interpretar la condiciones estratigráficas.

La correlación entre la resistencia dinámica y las características de los suelos penetrados, se establece a través de la resistencia a la penetración estática (prueba de cono holandés) siguiendo los criterios que se describen a continuación: En suelos granulares se puede obtener la resistencia de punta (q_c) con la expresión:

$$q_c = \frac{R_d}{2}$$

Las características de los materiales se obtienen con la correlación empírica de la figura 5, considerando que la fricción lateral por unidad de área es nula ($f_s=0$).

En suelos cohesivos la correlación entre resistencia dinámica y estática es poco confiable, arriba del nivel freático puede aceptarse:

$$q_c = R_d$$

Abajo del nivel freático puede desarrollarse mucha fricción y además el efecto de la presión de poro puede ser muy significativo, por ello la información que se obtenga sólo sirve para definir la estratigrafía.

En el caso de la prueba de penetración Sermes siempre será necesario realizar sondeos complementarios para la obtención de muestras, con las que se pueden establecer correlaciones que auxiliien la interpretación de los sondeos de penetración.

| No. de Barra. | Peso del Martillo. | | |
|---------------|--------------------|-------|-------|
| | 30 kg | 60 kg | 90 kg |
| 1 | 1.78 | 4.51 | 7.41 |
| 2 | 1.66 | 4.31 | 7.18 |
| 3 | 1.56 | 4.14 | 6.96 |
| 4 | 1.47 | 3.97 | 6.75 |
| 5 | 1.40 | 3.82 | 6.55 |
| 6 | 1.32 | 3.68 | 6.37 |
| 7 | 1.25 | 3.55 | 6.19 |
| 8 | 1.19 | 3.43 | 6.03 |
| 9 | 1.14 | 3.32 | 5.87 |
| 10 | 1.09 | 3.21 | 5.72 |
| 11 | 1.04 | 3.11 | 5.58 |
| 12 | 1.00 | 3.02 | 5.45 |
| 13 | 0.96 | 2.93 | 5.32 |
| 14 | 0.93 | 2.84 | 5.20 |
| 15 | 0.89 | 2.77 | 5.08 |
| 16 | 0.86 | 2.70 | 4.97 |
| 17 | 0.84 | 2.63 | 4.86 |
| 18 | 0.81 | 2.56 | 4.76 |
| 19 | 0.78 | 2.49 | 4.66 |
| 20 | 0.76 | 2.43 | 4.57 |
| 21 | 0.74 | 2.38 | 4.48 |
| 22 | 0.72 | 2.32 | 4.39 |
| 23 | 0.70 | 2.27 | 4.31 |
| 24 | 0.68 | 2.22 | 4.23 |
| 25 | 0.66 | 2.17 | 4.15 |
| 26 | 0.64 | 2.13 | 4.08 |
| 27 | 0.63 | 2.08 | 4.00 |
| 28 | 0.61 | 2.04 | 3.93 |
| 29 | 0.60 | 2.00 | 3.87 |
| 30 | 0.58 | 1.96 | 3.80 |

Tabla 1 Valores de K según la longitud de las barras y el peso del martillo.

- 1 Turba, arcillas lacustres y arcillas de consistencia muy blanda
- 2 Arena limosa suelta y depósitos de arena muy suelta
- 3 Arcillas blandas y arcillas limosas
Depósitos de grava suelta
- 5 Arenas sueltas o loess arriba del nivel freático
- 6 Arcillas de consistencia media y arcillas limosas
- 7 Arcillas medianamente duras
- 8 Arenas limosas medianamente densas y arenas limpias
- 9 Arcillas duras o arcillas limosas duras
- 10 Gravas limpias posiblemente con arena fina suelta
- 11 Arenas densas o mezclas densas de arena con limo o arcillas, gravas arcillosas
- 12 Arcillas muy duras
- 13 Gravas en una matriz de arena arcillosa densa
- 14 Arena densa y mezclas de grava
- 15 Grava suelta o arena limosa muy densa

Tabla 2 Auxiliar de la figura 5 para la clasificación del suelo.

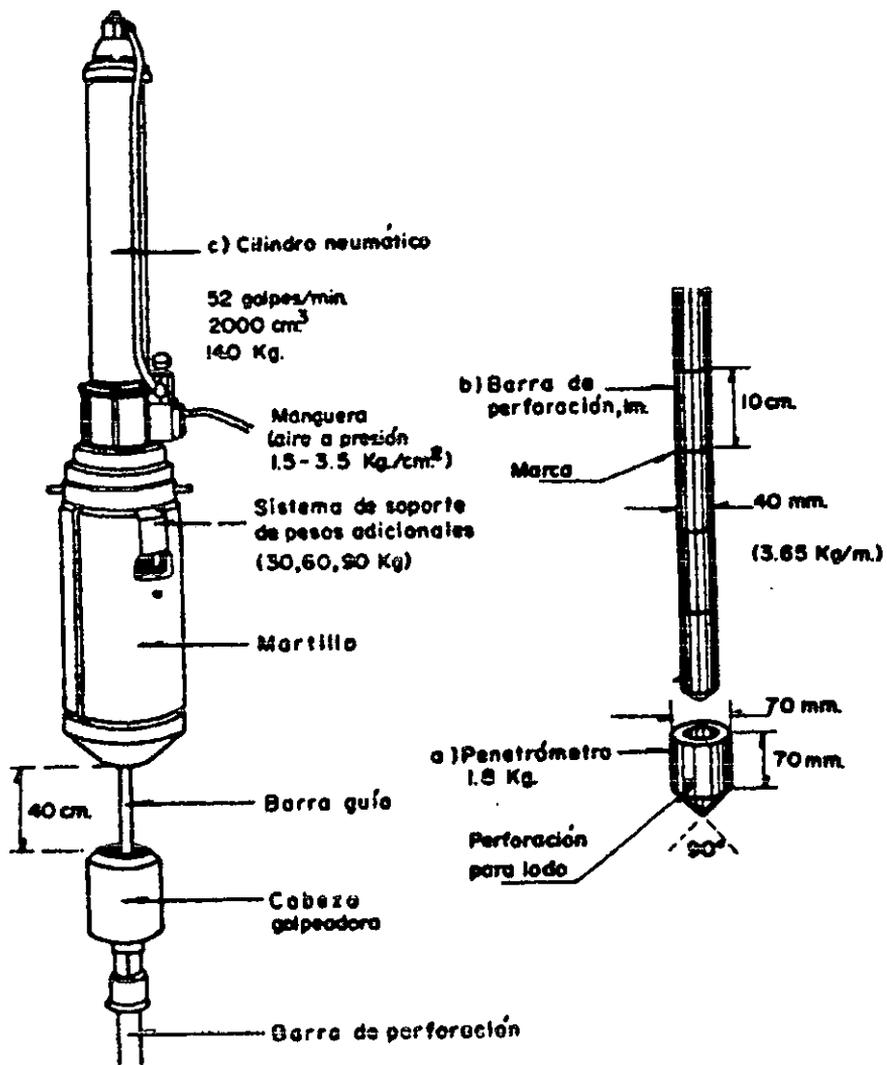


fig. 1 Penetrómetro dinámico SERMES.

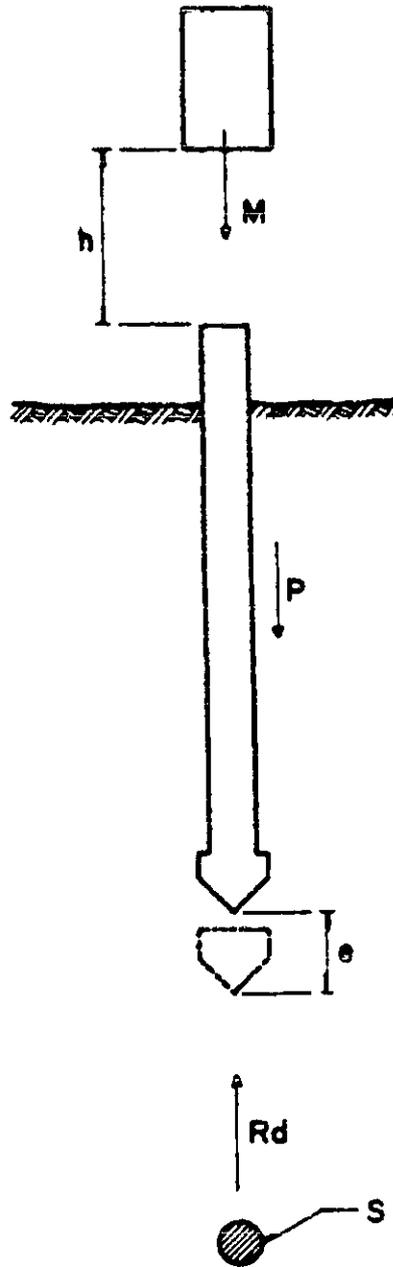


fig. 2 Esquema del funcionamiento del penetrómetro dinámico SERMES.

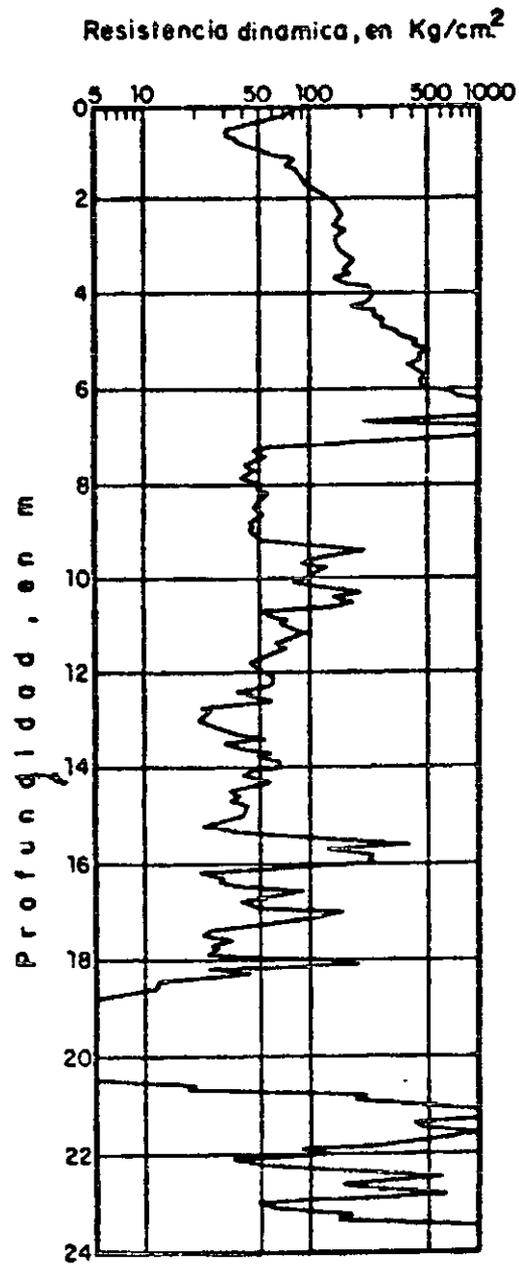


fig. 3 Representación gráfica de una prueba de penetración dinámica SERMES.

| | | | | |
|---|---------|----|--------------|-------------|
| PEMEX PRUEBA DE PENETRACION DINAMICA SERMES OBRA: | SONDED: | | NIV. FREAT.: | MOJA: |
| | LOCAL: | Z= | MAQUINA: | FECHA: |
| | X= | Y= | OPERADOR: | SUPERVISOR: |
| | | | | |

| Prof. en m | M en kg | N ₁₀ | k | R _d en kg/cm ² | R _e en kg/cm ² | Observaciones |
|---------------|------------|-----------------|---|---|---|---------------|
| 0.1 | | | | | | |
| 0.2 | | | | | | |
| 0.3 | | | | | | |
| 0.4 | | | | | | |
| 0.5 | | | | | | |
| 0.6 | | | | | | |
| 0.7 | | | | | | |
| 0.8 | | | | | | |
| 0.9 | | | | | | |
| 1.0 | | | | | | |
| 1.1 | | | | | | |
| 1.2 | | | | | | |
| 1.3 | | | | | | |
| 1.4 | | | | | | |
| 1.5 | | | | | | |
| 1.6 | | | | | | |
| 1.7 | | | | | | |
| 1.8 | | | | | | |
| 1.9 | | | | | | |
| 2.0 | | | | | | |

| | |
|-------|--|
| NOTAS | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |
| | |

SIMBOLOS
 M = Peso del martillo, en kg
 N₁₀ = Número de golpes por 10 cm
 k = Constante
 R_d = Resistencia a la penetración
 dinámica, en kg/cm²
 (R_d = k N₁₀)
 R_e = Resistencia estática, en kg/cm²
 (en sus granderos R_e = R_d/2)

fig. 4

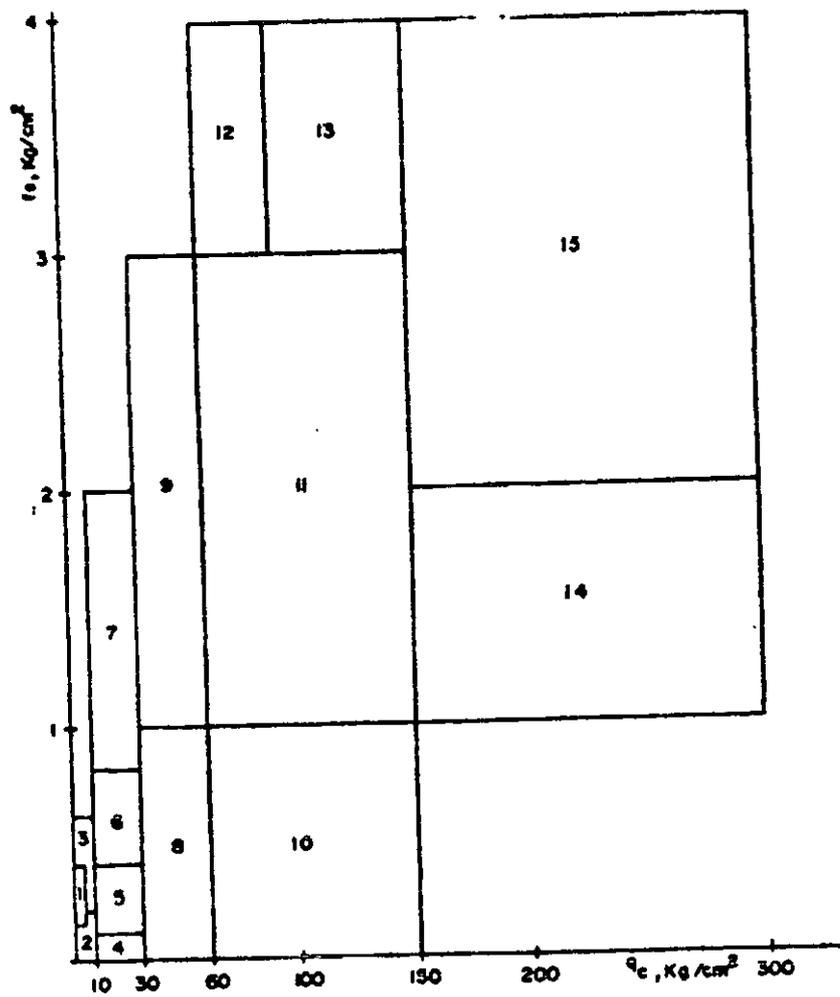


fig. 5 Gráfica para clasificación de suelos en función de f_s y q_c .

PRUEBA DE PLACA.

Objetivo.

La prueba de placa aplicada en el interior del pozo a cielo abierto permite conocer módulos de deformación horizontal y vertical en sitio mediante la realización de pruebas de placa a la profundidad estudiada.

Equipo para la realización de pruebas de placa.

SISTEMA DE REACCIÓN. El sistema de reacción en pruebas horizontales será proporcionada por las paredes del pozo. La posición de cada uno de los elementos se indican en las figuras 1 y 2; en la prueba vertical se deberá instalar una viga de acero de 8" a 1.20 m de altura con respecto al piso del pozo y empotrarse en las paredes laterales, ver figura 2.

SISTEMA DE CARGA. El sistema de carga esta constituido por un gato hidráulico, manómetros y por un juego de placas circulares de 1" de espesor, tubo de acero de aproximadamente 70 cm de longitud y 6" de diámetro para ajustar el sistema formado por el gato hidráulico y las placas de acero.

Tanto para la colocación vertical como para la horizontal de las placas de carga se deberá contar con un nivel de burbuja de albañil del tipo de escuadra.

Procedimiento de la prueba de placa.

La prueba de placa se realizará de acuerdo con lo descrito a continuación:

- Para el caso de la prueba vertical, la placa de carga se deberá colocar sobre una cama de arena fina de aproximadamente 0.5 m de espesor para proporcionarle un apoyo uniforme, si la lectura se hace desde la superficie del terreno se instalará un gato plano entre la placa y la capa de arena; sobre la placa principal y concéntricas a ésta se colocarán las demás placas

en orden diámetro decreciente. En la prueba horizontal, las placas de carga podrán apoyarse sobre un mortero a base de yeso—cemento cuando este se encuentre aún fresco. El gato hidráulico se colocará centrado directamente sobre uno de los dos juegos de placas.

- Para ajustar el sistema de carga de control se deberá aplicar rápidamente y retirándola de inmediato, una carga suficiente para producir una deformación no menor de 0.25 mm (0.01") ni mayor de 0.5 mm (0.02"). Posteriormente se aplicará la mitad de la carga anterior y se ponen en cero los deformímetros o micrómetro para empezar la prueba.
- La zona de medición deberá protegerse con tela de fibra de vidrio y papel aluminio para aislarse de cambios de temperatura; sin embargo se recomienda instalar un termómetro cercano al sistema de carga y registrar la temperatura cada vez que se efectúen las lecturas de los micrómetros. La aproximación del termómetro deberá ser de 1°C.
- La presión máxima aproximada de prueba que se aplicará en cada ensaye será de 10.0 kg/cm², efectuando dos ciclos de carga y descarga intermedios a 5.0 kg/cm² y 8.0 kg/cm², finalmente se debe alcanzar la máxima carga, manteniéndola durante una hora antes de proceder a la descarga.
- Incrementos de carga. La presión sobre la placa será transmitida en incrementos de 1.0 kg/cm² y en cada incremento se registrarán las deformaciones sufridas en la placa principal, tomando lecturas en los micrómetros o deformímetros a cada 2 minutos hasta que la velocidad de deformación se estabilice, pero sin exceder de 10 minutos, lo que ocurra primero. En ningún caso la duración de los incrementos será menor a 6 minutos.
- Decrementos en la descarga. Después de aplicar la carga de 5.0, 8.0 y 10.0 kg/cm², se procederá a efectuar el proceso de descarga con los mismos

-
- valores que la carga para obtener la gráfica de recuperación del suelo. En cada decremento se tomarán lecturas de acuerdo al inciso 5.
- Presentación de resultados. Con los datos recabados en cada ensaye se construirán gráficas deformación—tiempo, una para cada micrómetro o deformímetro y en cada incremento de carga, en escala natural. Con las deformaciones máximas registradas para cada incremento de carga, se construirá una gráfica presión (kg/cm^2) contra asentamientos (mm). (figura 3).

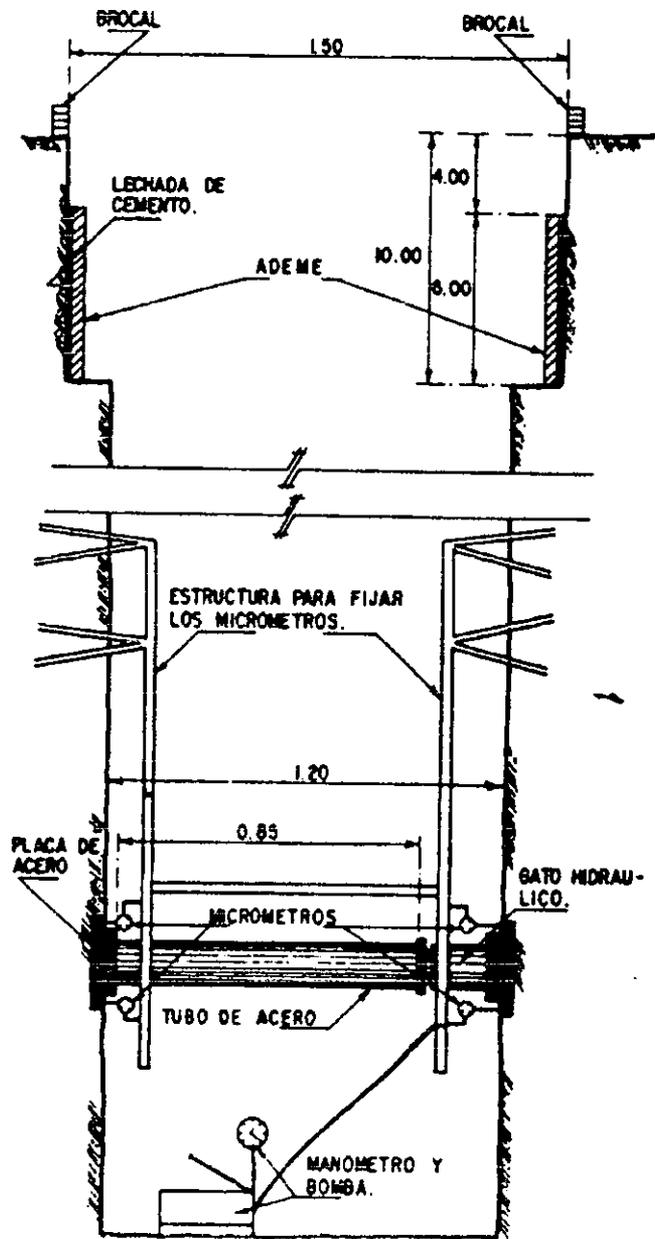


fig. 1 Instalación y medición desde el interior en la prueba horizontal (corte).

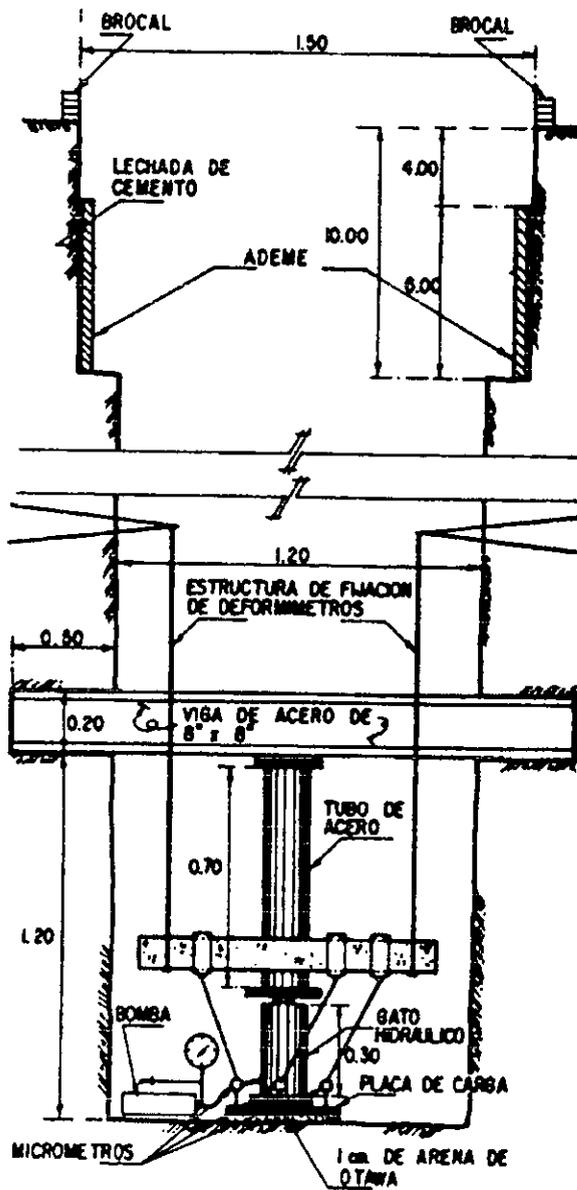


fig. 2 Instalación y medición desde el interior en la prueba vertical (corte).

PRUEBA DE CARGA VERTICAL
 PROFUNDIDAD: 30.10 m.
 FECHA: 10-08-85
 TIPO DE SUELO: Arena fino-arcillosa muy compacta.

DEFORMACIONES PROMEDIO REGISTRADAS EN CADA -
 INCREMENTO DE CARGA DE LOS MICROMETROS 1, 2, 3.

SIMBOLOGIA

- 1º CICLO DE CARGA A 5 K/c²
- 2º CICLO DE CARGA A 8 K/c²
- △ 3º CICLO DE CARGA A 10 K/c²

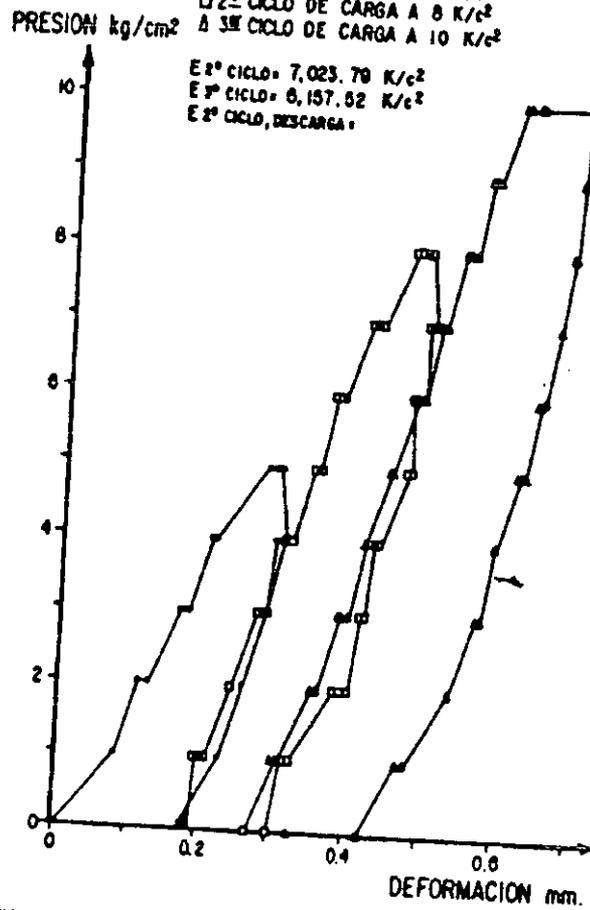
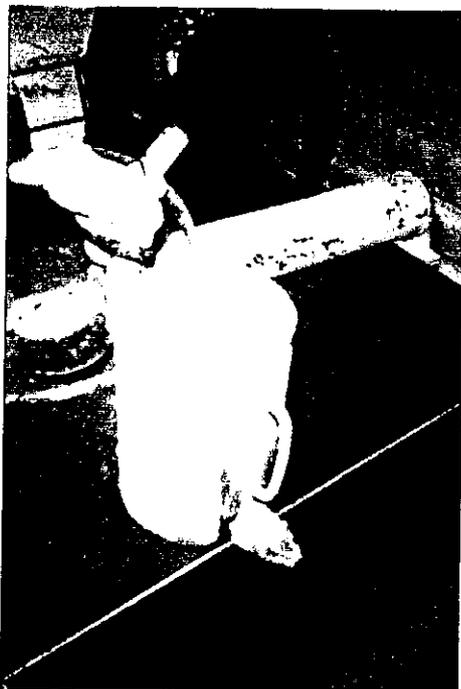


fig. 3 Prueba de placa "in situ".



Arriba izquierda: prueba de placa horizontal. El marco de carga en la prueba de placa vertical puede ser substituido por elementos habidos en campo: arriba, el camión hace esta función. A la izquierda se muestra el gato hidráulico.

PRESIÓMETRO MENARD.

Introducción.

La mecánica de suelos dispone actualmente de diferentes modelos que intentan poner en evidencia el comportamiento del terreno. Sin embargo, cualquiera que sea el modelo escogido, el ingeniero especialista deberá siempre enfrentarse a un problema mayor, este es: parámetros representativos del suelo, de tal forma que el modelo permita estimar correctamente la respuesta del sistema "Suelo—Cimentación".

Se puede evaluar el carácter de la relación esfuerzo—deformación de un suelo o roca por la resistencia que ofrece a expansionarse un pozo de sondeo debido a una presión que se ejerce en su interior. El medio más simple para hacer este ensayo es un manguito de goma con casquetes rígidos en los extremos, que se coloca bien ajustado que se coloca en una porción del agujero. Se llena el manguito de líquido y se aplica presión que se transmite al suelo o a la roca. La deformación radial se puede medir con una sonda interior o, indirectamente, por el cambio de volumen del líquido contenido en el manguito. Cuando la obtención de muestras inalteradas es difícil o bien imposible, el proyectista debe recurrir a la ejecución de pruebas de campo. Dentro de esta categoría de trabajos resalta el ensaye presiométrico, ya que su modo de operación, confiable y eficiente, permite obtener los parámetros de resistencia (p_1) y de deformabilidad (E_m) necesarios para el diseño de las cimentaciones.

En cuanto a los orígenes del ensaye presiométrico podemos señalar que este se remonta hasta los años 30's en los que el ingeniero alemán Kögler imaginó un dispositivo que permitía realizar un ensaye de carga lateral dentro de una perforación. Sin embargo, este aparato no fue desarrollado.

A partir de 1955, el ingeniero francés Louis Menard, inspirado por la idea de Kögler, presentó y desarrolló un prototipo en el que se distinguían ya los elementos

que componen al presiómetro, así como la ejecución, los resultados y finalmente la aplicación del ensaye presiométrico.

Presentación del Aparato.

Este aparato, puesto a punto por el mismo L. Menard, permite medir la presión límite de un suelo y su módulo de deformación. Para utilizarlo es necesario previamente realizar un sondeo cuyas paredes se sostengan solas, A menudo se emplea bentonita, especie de lodo arcilloso tixotrópico que mantiene las paredes del hoyo en equilibrio por presión hidrostática, pero sin penetrar en el suelo.

El presiómetro está compuesto por los siguientes elementos (fig.1):

- a) Una consola de medición.
- b) Una sonda dilatada.
- c) Las tuberías coaxiales.

LA CONSOLA DE MEDICIÓN. La consola de medición, también llamada "controlador presión—volumen" (C.P.V.), contiene todos los elementos necesarios para regular y medir la presión del agua y del aire utilizados durante el ensaye, así como la correspondiente variación del volumen dentro del sistema "tuberías—sonda".

LA SONDA DILATABLE. Se encuentra compuesta por tres cámaras; una célula de medición (la cual recibe el agua a presión desde la consola de control) y dos células de guardia. Éstas últimas se encuentran colocadas en los extremos de la célula central, provocando en ella únicamente deformaciones en la dirección radial; con más detalle: Se compone de una célula de longitud constante (22 cm) y de 5 cm de diámetro, deformable lateralmente ya que sus paredes son de caucho, que se introducen en el sondeo y que se pone a presión por medio de una bomba hidráulica. Esta célula está entre dos células de protección, inflables con aire, y cuya misión es permitir un buen reparto de presiones sobre las paredes del hoyo (ver fig. 1).

LAS TUBERÍAS COAXIALES. Permiten transportar el agua y el aire a presión desde la consola de control hasta las células central y de guardia que componen la sonda presiométrica.

Ejecución del Ensaye.

En general se procede así: El ensayo consiste en transmitir una presión a la célula principal y medir en cada instante la presión y el volumen inyectado. Como la célula tiene longitud constante, sólo puede deformarse radialmente. Se lleva a un gráfico la variación del volumen de agua inyectada en función de la presión; se obtiene una curva cuya forma es similar a la de la fig.2a

El procedimiento de ejecución de un ensayo presiométrico incluye las operaciones siguientes:

- Instalación de la sonda dentro del terreno
- carga del suelo

INSTALACIÓN DE LA SONDA. Para la instalación de la sonda se requiere efectuar una perforación en el terreno, de tal modo que el material que compone la pared de la cavidad resulte lo menos alterado posible. Esta operación es fundamental ya que la curva presiométrica y los parámetros que resultan de su interpretación representan al suelo contenido dentro de una corona cilíndrica (de 25 a 30 cm de espesor, aproximadamente), y si ésta se encuentra poco alterada por las operaciones de instalación de la sonda, entonces podremos considerar que dichos parámetros representan al suelo in situ en estado "virgen".

CARGA DEL SUELO. Una vez que la sonda se ha colocado a la profundidad deseada se puede proceder a la operación de Carga del suelo. Ésta consiste, fundamentalmente, en incrementar la presión dentro de la sonda según una progresión aritmética registrando la correspondiente variación de volumen durante un período a presión constante.

De acuerdo con las normas establecidas por Menard, en colaboración con la escuela de puentes y caminos de Francia, el ensaye debe incluir de 6 a 15 incrementos iguales de presión, durante los cuáles se registran las de deformación a 15, 30 y 60 seg.

Por lo que respecta al número de ensayes a ejecutar dentro de un sondeo presiométrico, se establece que éstos deben ser realizados sistemáticamente metro a metro de profundidad, de manera a establecer un perfil relativamente continuo de las propiedades de resistencia y deformabilidad del suelo.

En la fig.2b se presenta esquemáticamente las cuatro fases distintas que se presentan durante el ensaye:

- 1ª Fase, llamada de recompactación: se produce para valores de p inferiores a p_A , ($p < p_A$) y comprende el tramo de la curva situada a la izquierda de A, ya que durante la ejecución del sondeo el terreno se ha descomprimido y se vuelve a comprimir hasta su valor inicial en el momento de transmitir presión a la célula principal.
- 2ª Fase, llamada pseudoelástica: Se produce para $p_A < p < p_B$ y está representada por la parte de la curva AB. Durante esta fase, el terreno se comporta sensiblemente igual que un sólido elástico, ya que las deformaciones son función lineal de la presión ejercida, aproximadamente.
- 3ª Fase, llamada plástica: se produce para $p_B < p < p_C$ y viene representada en la curva por el tramo BC. Es una fase bastante delicada de delimitar. El suelo entra en el dominio de las deformaciones plásticas, que no son proporcionales a las presiones aplicadas, sino que crecen mucho mas deprisa. El valor p_C se llama presión de fluencia y en general se escribe p_f .
- 4ª Fase, tiene lugar para $p > p_C$ y se llama de grandes deslizamientos. Las deformaciones son muy grandes, mientras que la tensión tiende a estabilizarse alrededor de un límite p_l llamado presión límite. Este valor p_l

es importante y de él se puede deducir el valor de la tensión que se puede aplicar al suelo.

Interpretación del Ensayo.

PARÁMETROS PRESIOMÉTRICOS. La interpretación de los diagramas de carga obtenidos a cada nivel (fig.2a), nos permite calcular las características mecánicas esenciales del terreno, éstas son:

- El módulo de deformación presiométrico, E_m .
- La presión de ruptura o presión límite, p_l .

PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS. Esto consiste en colocar los parámetros presiométricos en función de la profundidad, constituyendo así el perfil presiométrico.

En la figura 3.a, presentamos como ejemplo el perfil presiométrico del sondeo SP-1 realizado para Teléfonos de México en un predio localizado al sur de la zona centro de Ciudad Juárez, Chih. En ella observamos el módulo de deformación Menard (E_m), la presión denominada "de Fluencia" (p_f) y la presión límite (p_l) en función de la profundidad.

De acuerdo con la zonificación fisiográfica de Cd. Juárez, presentada en la VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos (1976), se encontró que este sitio se encuentra ubicado en una zona intermedia entre la planicie de inundación del Río Bravo (Zona I) y las laderas de la Sierra de Juárez (Zona III). La gama de materiales que puede ahí encontrarse va desde las arcillas plásticas hasta las arenas francas con contenidos variables de gravas y boleos. El conjunto presenta una estratigrafía errática.

Resulta claro que el muestreo inalterado de estos suelos es extremadamente difícil, por lo que el empleo de métodos semi-directos de exploración y de ensayos in situ se encuentra plenamente justificado.

El sondeo de penetración con cono dinámico (figura 3.b), complementado con el ensayo de penetración estándar a partir de 8.6 m de profundidad, muestra con

claridad la erraticidad del terreno y permite distinguir los estratos resistentes de los materiales poco densos y relativamente deformables. Por otro lado, si se confrontaran los perfiles que resultaran de un sondeo de penetración y del sondeo SP-1 se mostrará que, habiendo ejecutado los ensayos metro a metro de profundidad, el perfil presiométrico permite también establecer la naturaleza de los materiales, proporcionando además información de mayor utilidad dentro de la Mecánica de Suelos, ésto es: la descripción casi continua de los parámetros de resistencia y de deformabilidad del terreno, directamente aplicables al cálculo de la capacidad de carga y a los asentamientos de una cimentación.

Otra de las conclusiones que resaltan de esta figura es que los ensayos presiométricos pueden ser ejecutados a cualquier nivel y en todo tipo de terreno.

Así, en estas figuras se observa la correspondencia entre uno y otro perfil, en lo que concierne a la identificación de los estratos de diferente resistencia.

Por otro lado, en suelos relativamente resistentes es común encontrar un perfil de penetración estándar como el mostrado en la figura 4.a. En estos casos la información resulta todavía más escasa. Dicho sondeo fue ejecutado en el municipio Garza—García de Monterrey, N.L., en la ladera del anticlinal de Loma Larga.

Si bien existe la idea de que, en general, el suelo de la Ciudad de Monterrey no presenta problemas de importancia en lo que se refiere a la construcción de estructuras modestas, los proyectos que ahí se desarrollan en la actualidad requieren de información con un mayor detalle y calidad. Al respecto la figura 4.b, muestra el perfil de dos sondeos presiométricos recientemente ejecutados en dicho lugar; en ellos aparece la variación del módulo presiométrico (E_m) y de la presión límite (p_l) en función de la profundidad.

Estos perfiles proporcionan en sí mismos una herramienta de trabajo, práctica y confiable, cuyo uso está orientado hacia la toma de decisiones para el diseño y la construcción de una cimentación.

Aplicación del Ensaye Presiométrico.

El empleo del ensaye presiométrico se ha desarrollado, cronológicamente, según tres direcciones:

- a) La primera de ellas tiene que ver con las características elementales del suelo (c y ϕ) a partir de las soluciones teóricas del fenómeno. En efecto, la condición de deformación plana favorecida por la sonda Menard simplificó considerablemente la interpretación del ensaye. De esta manera, en el caso de conferir al suelo propiedades de tipo elástico, por ejemplo, el problema de expansión de una cavidad cilíndrica sería resuelto por Lamé desde 1852. Soluciones similares han sido expuestas para otros tipos de comportamiento del suelo tales como la elastoplasticidad, con o sin cambio volumétrico durante la fase plástica, la dilatancia en suelos granulares.
- b) Otra de las direcciones de aplicación del ensaye es aquella en la cual se utilizan fórmulas de tipo semi—empírico para estimar el comportamiento de una cimentación. Desde 1963 aparecieron las primeras publicaciones que mostraron el procedimiento propuesto por Menard para calcular la capacidad de carga de una cimentación. Esta publicación marcó el inicio de muchas otras, de tal suerte que en la actualidad se puede calcular cualquier tipo de cimentación a partir de los parámetros presiométricos.
- c) La aplicación más reciente del ensaye presiométrico es aquella orientada hacia el empleo de modelo reológicos (llamados "leyes particulares de los cuerpos deformables"), que intentan reproducir los diagramas de carga obtenidos durante la prueba. Una vez ajustado el modelo, se integra éste junto con las leyes generales de la mecánica del medio continuo y las condiciones límites aplicables al problema para obtener, finalmente, las soluciones particulares usuales (capacidad de carga y asentamiento de la cimentación).

Debemos señalar que la primera de estas aplicaciones, es decir, el hacer coincidir el comportamiento del suelo con el de un material ideal para obtener los parámetros clásicos de la mecánica de suelos, fue rápidamente abandonada debido a la constatación de incongruencias entre los resultados teóricos y de campo. Por lo que toca a la aplicación más reciente del ensaye, podemos decir que permanece aún dentro del terreno de la investigación. En definitiva, podemos afirmar que la utilización práctica del ensaye se encuentra orientada hacia el empleo de los parámetros presiométricos (E_m y p_i) en fórmulas de tipo semi—empírico para el cálculo del asentamiento y de la capacidad de carga, respectivamente.

Finalmente, cabe recalcar que las observaciones realizadas por diferentes autores, muestran que la previsión de los asentamientos sobre la base de los ensayes presiométricos y los métodos semi—empíricos resultan del mismo orden de magnitud ($\pm 20\%$) que los asentamientos realmente medidos bajo diferentes tipo de cimentaciones.

Comentarios.

Los resultados antes descritos nos llevan a concluir lo siguiente:

Las perforaciones únicamente permiten obtener muestras inalteradas en continuo en algunos suelos arcillosos, de esta forma, solamente los sondeos de penetración y presiométricos proporcionan información relativamente continua en función de la profundidad.

Las técnicas de penetración y presiométricas se complementan.

Únicamente el presiómetro permite ensayar cualquier tipo de terreno a cualquier profundidad.

El ensaye presiométrico proporciona los parámetros de resistencia (p_i) y de deformabilidad (E_m) del suelo, necesarios para el cálculo de la capacidad de carga y los asentamientos de las cimentaciones, respectivamente.

Los ensayos con el presiómetro Menard permiten resolver un gran número de problemas de mecánica de suelos. Actualmente se emplean mucho, en particular para el cálculo de cimentaciones profundas (cimentaciones sobre pilotes). Sin embargo, hay que ser prudente en la interpretación de los ensayos y recurrir a los servicios de técnicos especializados, si no se quiere tener equivocaciones graves.

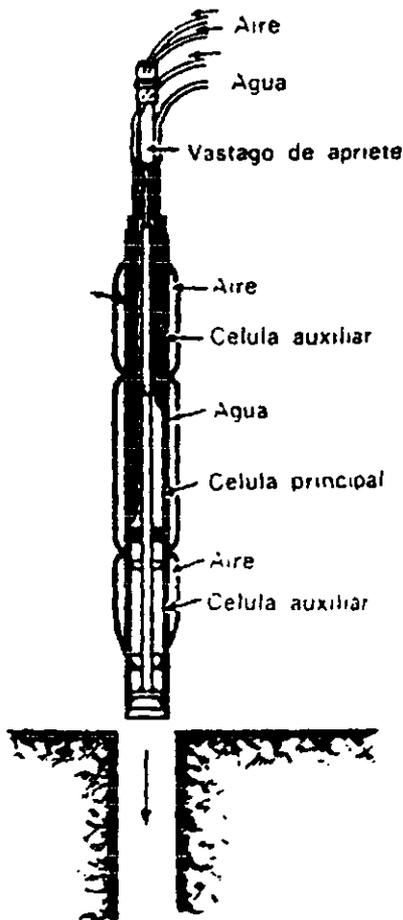
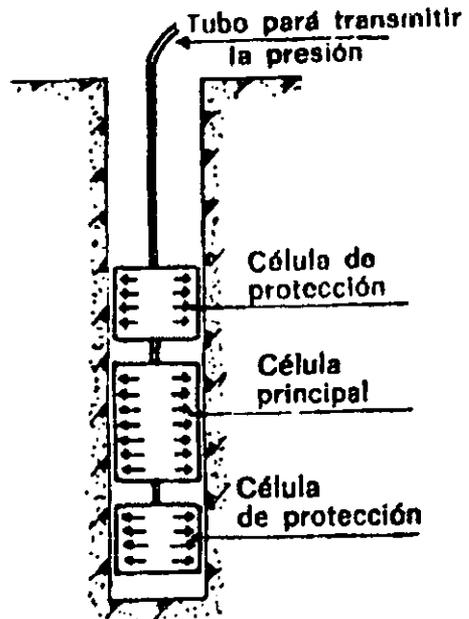
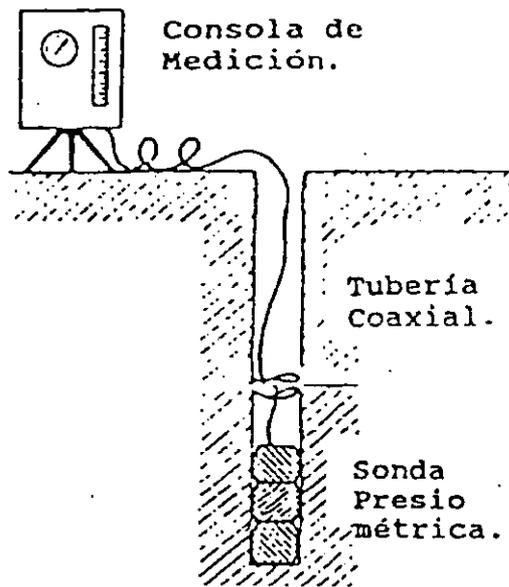


fig 1 Esquemas de las partes del aparato

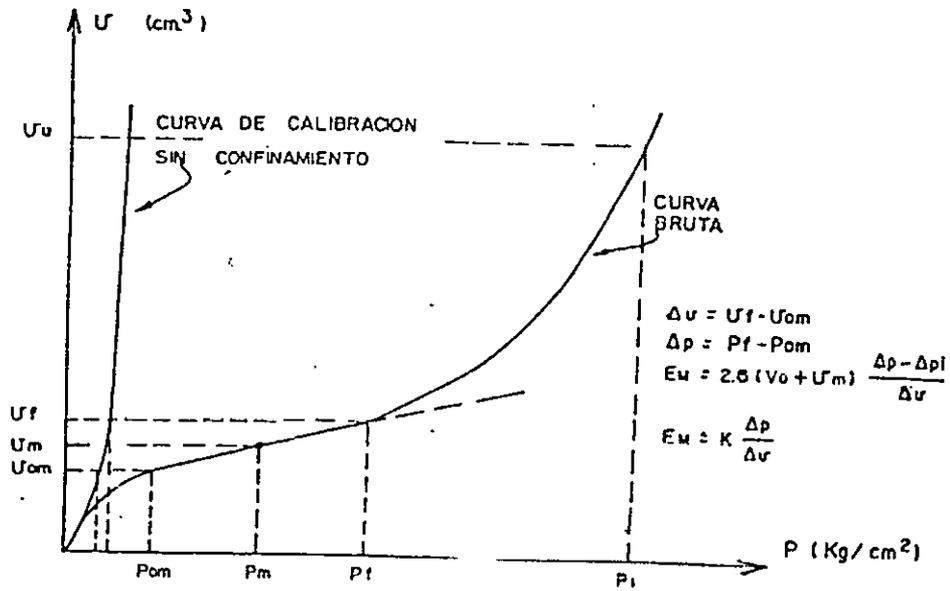


fig 2.a Curva típica

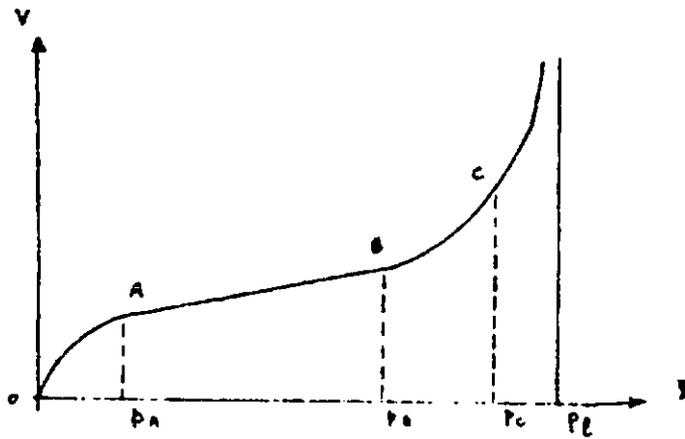


fig 2.b Etapas en la aplicación de presión.

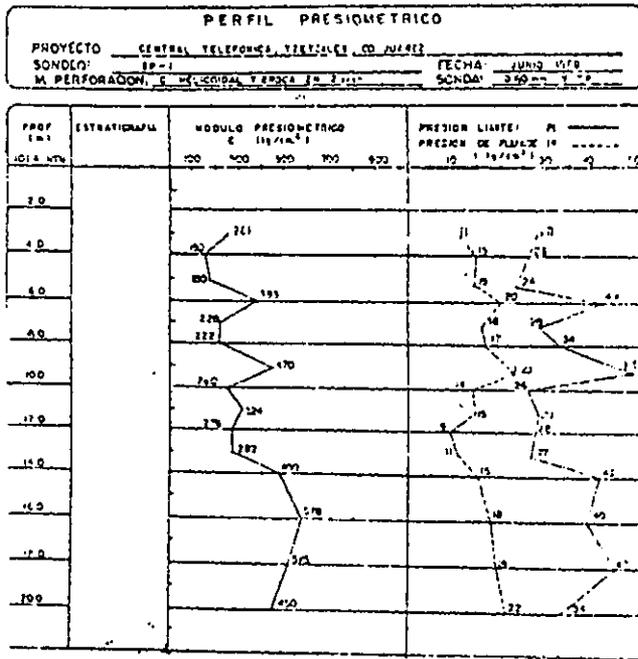


fig 3.a Perfil presiométrico

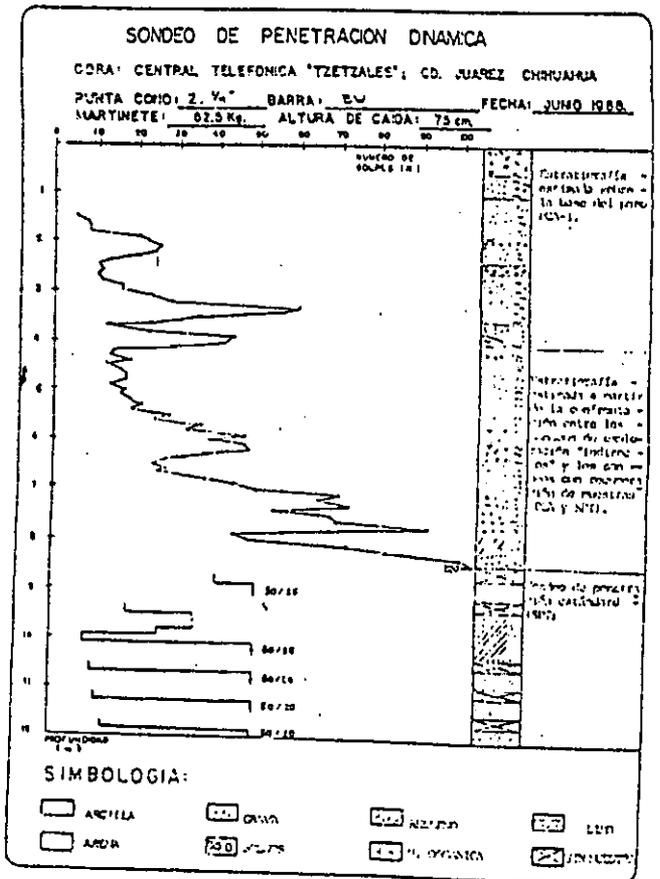


fig 3.b Sondeo Penetración Estándar

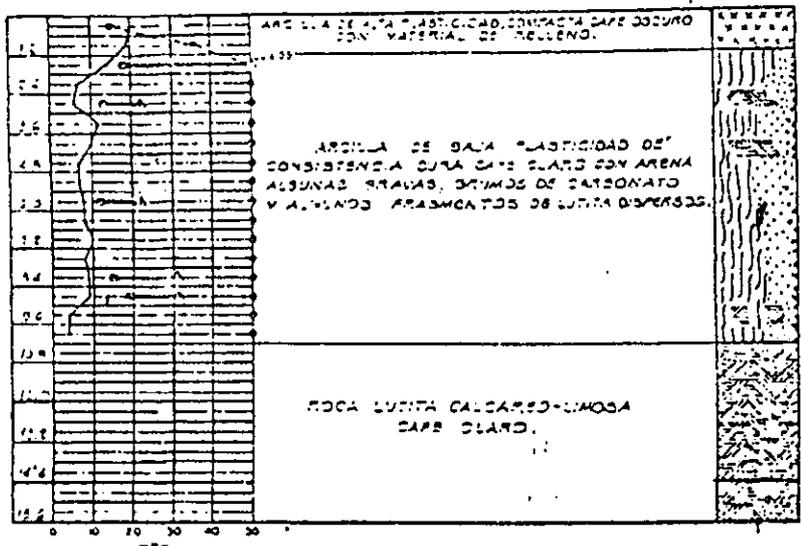


fig 4.a Sondeo Penetración estándar interrumpido por presencia de roca

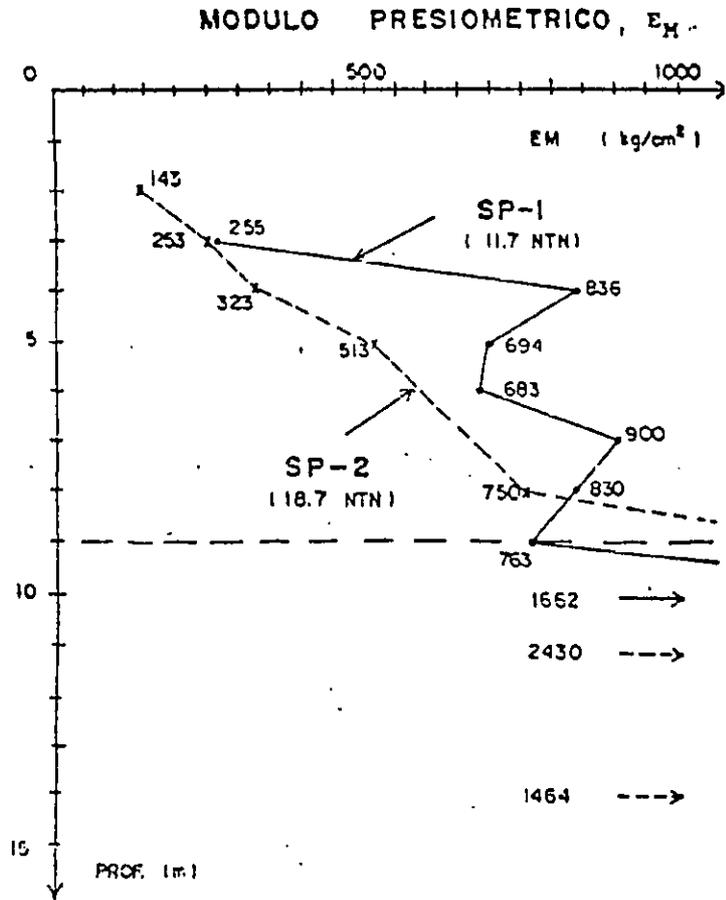


fig 4.b Perfil presiométrico continuo



Consola de medición
“Controlador Presión—Volumen”

MÉTODO MAGNÉTICO.

Geomagnetismo.

Las manifestaciones del campo magnético terrestre se conocen desde fechas muy antiguas, aunque no fueron comprendidas sino hasta el siglo XVI.

Una aproximación de la forma general del campo magnético en la superficie terrestre, es la de una esfera polarizada con un polo magnético cerca del Polo Norte geográfico y uno cerca del Polo Sur.

Se tienen evidencias de que los polos magnéticos no son fijos, que están animados de una variación secular que se manifiesta principalmente en la declinación e inclinaciones magnéticas.

Los estudios paleomagnéticos han permitido conocer la distribución del campo magnético terrestre en diferentes épocas. La causa interna exacta del campo magnético terrestre no se ha aclarado todavía.

Se han elaborado varias teorías para explicar el campo magnético terrestre. Una de ellas, muy razonable, propone que el Campo Magnético se debe a corrientes eléctricas que circulan en el núcleo metálico, generando el efecto de una enorme bobina, aunque no se ha aclarado cual es el mecanismo por el cual se mantienen esas corrientes.

La variación secular del campo magnético, y la inversión del eje principal del campo aproximadamente cada millón de años, son misterios de bastante peso, para corroborar la hipótesis anterior.

W.M. Elsasser (1950) ha propuesto la llamada Teoría de la dínamo, que sugiere una auto excitación del núcleo de la tierra, producida en las líneas de flujo por la rotación.

Debido a la rotación de la tierra, una línea de flujo magnético puede ser desviada para posteriormente ser aislada, generando un movimiento toroidal que induciría corrientes eléctricas que a su vez producirían un campo magnético.

La teoría de la dínamo no está totalmente desarrollada, existiendo algunos inconvenientes para su comprobación.

Es posible esperar que una combinación de los efectos de las corrientes eléctricas y la teoría de la dínamo, produzcan hipótesis que se ajusten a las características conocidas del campo magnético terrestre.

No se disponen de elementos suficientes para poder establecer un modelo teórico del campo magnético terrestre. A la fecha todos los esfuerzos se han encaminado a definir las variaciones del campo.

La dirección y magnitud en un punto sobre la superficie de la tierra, está representada por un vector paralelo a la dirección del campo, con la dirección de la fuerza en un polo positivo, teniendo una longitud proporcional a la intensidad del campo de este punto.

En diversas estaciones distribuidas en la superficie de la tierra, constantemente se están midiendo las componentes de intensidad y dirección, publicándose cartas que muestran su distribución.

Propiedades magnéticas de las rocas.

Las irregularidades observadas en la distribución de la intensidad y dirección del campo magnético terrestre, indican que en la corteza debe existir un sistema bastante complicado de dipolos.

Se ha podido comprobar que las variaciones locales están íntimamente ligadas a la presencia de materiales magnetizados o con propiedades magnéticas que modifican el campo magnético.

Algunos materiales se oponen al flujo de las líneas magnéticas, orientándose perpendicularmente a las líneas o deformando las líneas de flujo, se les denomina diamagnéticos.

Los materiales que atraen las líneas de flujo, o que se orientan en el mismo sentido que las líneas de flujo, se llaman paramagnéticos.

Substancias como el hierro, el níquel y ciertas aleaciones, atraen los campos magnéticos con mucha intensidad y se les conoce como ferro—magnéticas.

En la superficie de la tierra, la intensidad varía de acuerdo a la imantación y la permeabilidad de las rocas.

La intensidad de magnetización depende de una propiedad conocida como susceptibilidad magnética.

En las rocas, la susceptibilidad magnética depende del contenido de magnetita; en términos generales se comportan de la manera siguiente:

| | |
|---------------------|-----------------|
| rocas sedimentarias | diamagnéticas |
| rocas metamórficas | paramagnéticas |
| rocas ígneas | ferromagnéticas |

| MATERIAL | SUSCEPTIBILAD (Unidades cgs electromagnéticas) |
|-------------|--|
| Magnetita | 0.3 |
| Pirrotita | 0.3 |
| Hematita | 0.003 |
| Cuarzo | -0.000001 |
| Sal de roca | -0.000001 |
| Calcita | -0.000001 |
| Basalto | 0.003 |
| Diabasa | 0.003 |
| Gabro | 0.001 |
| Granito | 0.002 |
| Gnesis | 0.0001 |
| Arenisca | 0.00002 |
| Pizarra | 0.00004 |
| Dolomita | 0.00001 |

Valores típicos de la susceptibilidad de algunas rocas y minerales.

Variaciones del campo magnético terrestre.

Las observaciones constantes del campo magnético terrestre, han demostrado que varía en el espacio y en el tiempo, y que se encuentran íntimamente ligadas a la evolución que ha tenido la tierra, tanto en la superficie como en su interior.

Las variaciones del campo magnético son rápidas en comparación con los procesos geológicos. Las variaciones pueden ser de tres tipos:

- a) Variaciones seculares.
- b) Variaciones regulares de poca duración.
- c) Fluctuaciones pasajeras irregulares.

Prospección Magnética.

Previo a la operación de campo es necesario determinar la distancia entre estaciones y líneas de observación, las cuales dependen del objetivo del trabajo y la posible extensión de las anomalías que sean significativas.

Los criterios que se utilizan en el método magnético son los característicos de los campos potenciales, en los cuales la posición de los puntos de observación debe ser tal, que proporcionen suficientes puntos para definir la curva que represente la variación del campo.

Cuando las anomalías que se esperan son de poca magnitud, las distancias entre estaciones y entre líneas deberán ser cortas, mientras que las anomalías de gran magnitud pueden ser identificadas con distancias relativamente grandes.

La distancia entre líneas de observación dependerá de la extensión y forma de la anomalía que produzcan los cuerpos intrusionados que se buscan. La orientación de las líneas de observación se elegirá de acuerdo a la geometría de los cuerpos anómalos, siendo preferentemente perpendicular a la dirección del rumbo predominante, que es la dirección en la cual varía o observarse las variaciones más notables del campo magnético.

El control topográfico de las estaciones es importante, especialmente en el sentido horizontal, no siendo tan crítico en el sentido vertical, a menos que existan materiales superficiales de alta susceptibilidad magnética.

Es conveniente hacer notar que los estudios magnetométricos pueden ser terrestre, marinos y aéreos, y solo en los terrestres debe considerarse la necesidad de establecer la distancia entre estaciones, ya que en los trabajos marinos y aéreos generalmente se hace una determinación continua del campo magnético terrestre a lo largo de la línea. La distancia entre líneas debe justificarse en todos los tipos de trabajo.

Las observaciones de campo deben estar referidas a una estación base en la que se conozca el valor absoluto del campo magnético o de alguna de sus componentes.

En trabajos terrestres de gran extensión en donde el tiempo requerido para ir de una estación a otra es grande, pueden establecerse nuevas estaciones base de referencia conforme se vaya desplazando el trabajo. En los trabajos aéreos y marinos no siempre es necesario.

Debido a las variaciones diversas del campo magnético terrestre, que no tienen tendencias definidas sino que son muy circunstanciales, es necesario hacer mediciones periódicas en una misma estación, y de ser posible tener un registro continuo de las diferentes notas del campo magnético entre estaciones.

Lo más conveniente es llevar el control de las variaciones diversas en una sola estación base, siendo necesario hacer lecturas simultáneas con los instrumentos de base y de estaciones, al iniciar la operación del día y al terminarla, para determinar si existe alguna variación de carácter instrumental, y en su caso corregirla proporcionalmente.

Algunas veces se hacen lecturas con el mismo instrumento tanto en estaciones intermedias como en la estación base a la que se regresa a intervalos de tiempo. Este procedimiento no es muy recomendable porque no se tiene un control aceptable de las

variaciones del campo magnético en el intervalo de tiempo entre dos observaciones en la estación base.

Debe procurarse que las estaciones se encuentren libres de cualquier disturbio magnético local, tales como los producidos por líneas de alta tensión, maquinaria o material con propiedades magnéticas. Esta precaución debe ser extrema en el caso de las estaciones base.

Los instrumentos para medir variaciones del campo magnético son sensibles a los efectos producidos por cuerpos y materiales metálicos por lo que el observador debe evitar llevar consigo cualquier elemento metálico mientras realiza la lectura y procurar que el instrumento se encuentre alejado de obras con contenidos metálicos, tales como vías de ferrocarril, torres, puentes y cualquier otro de concreto armado. Los vehículos que se utilicen para la transportación del personal y equipo deben encontrarse a distancias no menores de 40m con respecto a la estación.

Cuando se exploran áreas muy amplias y no interesan detalles superficiales o solo se buscan las características generales, el empleo de técnicas aéreas permite cubrir el área en poco tiempo y con bastante eficiencia.

Los magnetómetros utilizados en aviones y helicópteros, son los que permiten una rápida respuesta y no requieren de nivelación exacta como son los de precisión nuclear, discriminadores de flujo y los de bombeo óptico, no obstante es necesario dotarles de mecanismos que mantengan los sensores en una determinada posición, generalmente por medio de servomecanismos.

Los sensores son remolcados a cierta distancia para evitar cualquier influencia que pudieran producir los motores, turbinas, fuselaje, etc. de las naves aéreas. En los levantamientos aéreos se lleva un registro continuo de las variaciones del campo magnético terrestre, así como la altura sobre la superficie del sensor.

Dada la velocidad de desplazamiento de la nave, es necesario utilizar sistemas de radio-localización que permita identificar la posición de las lecturas y su

correspondencia con el terreno, tales como el SHORAN, LORAC y el sistema DOPPLER.

Algunas naves están equipadas con cámaras fotográficas que van fotografiando el terreno que sobrevuelan, sin embargo para buena identificación y su transporte a planos, es necesario disponer de fotografías aéreas de la región.

Es deseable que el vuelo se efectúe a la misma altura, aunque no siempre es posible, por lo que es indispensable llevar el control por medio de altímetros para posteriormente corregir las lecturas a un mismo nivel equivalente.

Las lecturas del campo magnético, la altura de vuelo correspondiente, y las referencias de ubicación, tanto fotográficas como de radio—localización, quedan impresas en el mismo registro.

Algunos equipos registran en cinta magnética digital, lo que permite manejar la información por medio de procesos en computadora.

Las líneas de vuelo son prácticamente paralelas, la distancias entre ellas previamente seleccionadas de acuerdo a las características del estudio.

Para guiar al piloto frecuentemente se ubican marcas en el terreno.

Las lecturas en trabajos aéreos tienen que referirse a estaciones base fijas en tierra, generalmente en la pista de aterrizaje, en las que se obtiene un registro continuo, siendo necesario hacer lecturas simultáneas antes de despegar y al terminar el aterrizaje. Normalmente la extensión de las líneas de vuelo es mayor que la del área sujeta a estudio.

En trabajos marinos se sigue una secuela de operaciones similares a la de los aéreos. La diferencia básica consiste en que el instrumento se localiza en la parte inferior del barco, montado en un sistema giroscópico para mantener el sensor en una misma posición.

No se requiere controlar la altura ya que la nave se encontrará sobre el nivel del mar, aunque es conveniente llevar un control del fondo marino por si pudiera tener algún efecto magnético.

La información obtenida durante la observación debe ser preparada antes de la interpretación, por lo que deben aplicarse las correcciones correspondientes al tipo de trabajo.

La primera corrección que se efectúa es la relativa a la variación diurna del campo geomagnético, determinándose las diferencias de las lecturas de cada estación con la de la estación base a la misma hora, con lo que se obtiene la variación neta para cada estación la que sumada algebraicamente al valor que le corresponde a la estación base, proporcionará el valor del campo magnético en la estación.

La siguiente corrección por aplicarse es la de la altura, con objeto de referir todas las lecturas a un mismo plano de referencia. Esta corrección es de gran importancia cuando se trata de detectar presencia de rocas magnéticas profundas, en donde su expresión en la superficie es de poca magnitud, comparable con variaciones producidas por cambio de altura.

Cuando en la superficie se encuentran materiales magnéticos, pueden producirse anomalías que enmascaran las producidas por rocas profundas que son de menor magnitud, por lo que es necesario calcular el efecto magnético producido por los materiales superficiales y sustraerlos del valor de campo magnético medido. Para aplicar esta corrección es necesario conocer la extensión y espesor del material magnético superficial que está influyendo.

Para determinar la anomalía magnética, el valor del campo magnético corregido se le resta el valor que le corresponde "teóricamente" de acuerdo a su latitud y longitud, el cual se obtiene de las cartas de valores periódicos que se construyen por compilación de observaciones realizadas continuamente en las estaciones magnéticas de control.

Dependiendo del tipo de instrumento y de la componente del campo que se mida se utilizará la carta de variación correspondiente: componente total, componente vertical, componente horizontal, etc.

Con los valores de Anomalía Magnética se construyen secciones y/o mapas de curvas isoanómalas que servirán de interpretación.

Interpretación.

El proceso de interpretación consiste en determinar la presencia y distribución de materiales magnéticos, representados generalmente por rocas ígneas a partir de las anomalías magnéticas detectadas y expresadas en términos geológicos.

Debe hacerse notar que no siempre el objetivo geológico explorado se refiere a rocas ígneas, sin embargo diferentes tipos de yacimientos minerales guardan ciertas relaciones genéticas o estructurales con intrusiones o cualquier otro tipo de presencia de rocas ígneas o magnéticas.

Cuando se conoce la relación entre el objetivo geológico y las rocas ígneas, el método magnético puede contribuir a obtener información de forma indirecta, a partir de la actitud de las rocas ígneas o magnéticas.

Las técnicas de interpretación son muy parecidas a las utilizadas en gravimetría y básicamente son de carácter cualitativo debido a la ambigüedad que presentan las diversas combinaciones de susceptibilidad magnética, la profundidad, el volumen del material y la distribución de polaridad.

Cuando se tiene algún control sobre algunas de las características magnéticas de los cuerpos, se pueden intentar interpretaciones cuantitativas con el auxilio de modelaje y de procesos que enfatizan parcialmente las anomalías.

Las anomalías magnéticas no siempre pueden interpretarse directamente como una estructura geológica única, sino que pueden ser producidas por cambios laterales de la susceptibilidad en los cuerpos magnéticos y en algunos casos por la superposición de efectos de varios cuerpos.

Generalmente se considera que una anomalía amplia, con gradientes pequeños, sugiere cuerpos profundos y viceversa.

En áreas donde predominan las rocas sedimentarias la presencia de intrusiones ígneas superficiales es prácticamente nula, se considera que las anomalías magnéticas corresponden al llamado "Basamento Magnético", que no necesariamente corresponde al basamento geológico se este está identificado por rocas de baja susceptibilidad magnética.

En la interpretación de basamentos magnéticos debe tenerse en cuenta que los cambios de polarización de las rocas del basamento pueden producir anomalías de alto valor, que podrían interpretarse como intrusiones mas someras, en lugar de irregularidades del basamento que generalmente se manifiestan con anomalías de menor valor.

Por lo anterior, las interpretaciones serán tanto más cercanas a la realidad, cuanto mayor sea el conocimiento del marco geológico que predomina en el área.

En algunas interpretaciones resulta conveniente eliminar efectos locales producidos por cuerpos magnéticos superficiales que no fueron adecuadamente corregidos, para lo cual resulta práctico utilizar técnicas de suavizamiento, similares a las que se emplean para separar el efecto regional y residual.

Se dispone de procesos de computadora que permite aplicar filtrados a la información, utilizando métodos analíticos que generan mapas de anomalía regional, residual, separación de frecuencias y otros especiales.

Para la interpretación cuantitativa se han propuesto diversas técnicas empíricas que proporcionan la profundidad con cierta aproximación, a partir del análisis de las pendientes máximas de las anomalías, sin embargo la aplicación de ellas requieren que la anomalía esté claramente definida y aislada, que solo responde a cuerpos magnéticos bien delimitados y con contrastes de susceptibilidad magnética muy elevados, además de que cumplan ciertas restricciones en relación de la profundidad del cuerpo con la amplitud de la anomalía.

No obstante las limitaciones de las técnicas empíricas, pueden utilizarse con éxito en áreas donde los yacimientos de rocas magnéticas presentan algunas

características típicas, que pueden ser identificadas en yacimientos ya conocidos y cuyas relaciones con las anomalías pueden correlacionarse de manera aceptable, estableciendo factores y relaciones empíricas que pueden aplicarse a la interpretación de anomalías que sugieran la presencia de cuerpos similares.

Otras técnicas de interpretación cuantitativa utilizan procedimientos basados en la teoría del Potencial, y en especial el efecto que se produce en la anomalía al variar la profundidad, con los cuales se calculan los campos verticales que se producirían en niveles continuados hacia debajo de la superficie, con los que se consigue enfatizar las anomalías producidas por variaciones locales, y al eliminar los efectos regionales se pueden calcular profundidades a partir de las anomalías residuales, o definir los cambios de polarización.

Cuando se conocen algunas de las características de las intrusiones magnéticas, y en especial de las susceptibilidades magnéticas, puede intentarse la interpretación por medio del modelado, que en esencia consiste en proponer una distribución de los cuerpos y sus susceptibilidades, calcular la anomalía que produciría, y compararla con la que se obtuvo con la observación de campo, y por medio de aproximaciones sucesivas hacer ajustes al modelo, hasta que se encuentre el que mejor se ajuste a las anomalías observadas.

Debe tomarse en cuenta que la polarización de los cuerpos puede dar origen a diferentes tipos de anomalía. El procedimiento inverso también puede intentarse si se dispone de gráficas que representen la anomalía para diferentes condiciones de cuerpos, generalmente geométricos y diversas distribuciones de la polaridad y de la susceptibilidad.

En este caso, la anomalía observada se compara con las curvas de referencia, seleccionando aquellas que mejor se ajusten, sin embargo las múltiples combinaciones de los parámetros que definen a la anomalía puede proporcionar varias soluciones, que deberán ser analizadas con un criterio geológico para admitir como posibles las que

razonablemente correspondan a estructuras o cuerpos geológicos típicos del área de estudio.

La mayoría de las gráficas que se utilizan en las técnicas de modelado presentan algunas restricciones para su uso, y no dejan de ser casos ideales que en la práctica no se puede asegurar que se presenten. En general las condiciones del subsuelo son más complejas que lo que pueda pensarse, no obstante si se toman en cuenta las limitaciones de las técnicas de interpretación, puede obtenerse información que en un momento dado, manejada adecuadamente, proporcionará un panorama bastante aceptable de las condiciones geológicas del subsuelo.

REFRACCIÓN SÍSMICA.

Objetivos.

Deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y las propiedades mecánicas de los suelos, a partir de la interpretación de los tiempos de arribo de ondas refractadas en los estratos de mayor densidad.

Equipo de medición.

Está integrado por tres unidades básicas: el mecanismo de generación de la onda, el conjunto de geófonos captadores y el aparato registrador.

MECANISMO DE GENERACIÓN DE LA ONDA.

El mas simple es un martillo pesado equipado con un micro—interruptor montado en un mango, que al golpear una placa metálica asentada en la superficie genera la onda, y simultáneamente opera al micro—interruptor que a su vez activa al aparato registrador para indicar el inicio de la prueba. El martillo se usa para estudios someros (10 m); para los de mayor profundidad, la onda se genera con la explosión de una pequeña carga de dinamita colocada en una perforación de menos de 1 m de profundidad, mediante un detonador eléctrico instantáneo.

GEÓFONOS. Son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas. Los geófonos comunes únicamente registran la componente vertical del movimiento y su sensibilidad varía entre 5 y 100 c.p.s.; su construcción es robusta y en el eje vertical tienen una punta para hincarse en el suelo.

APARATO REGISTRADOR. Es un oscilógrafo cuyos elementos sensibles (canales) son de 2 a 12 pequeños galvanómetros que vibran al recibir la señal de los geófonos. Los galvanómetros llevan adheridos pequeños espejos, en los que inciden rayos de una fuente luminosa fija y los reflejan a papel fotosensible con una escala de tiempo,

registrándose así el arribo de las ondas. Además de los anteriores, existen oscilógrafos que registran el fenómeno ya sea en cinta magnética, en pantalla luminosa o digitalmente.

Las características más importantes de los oscilógrafos para exploración geotécnica se resumen en la tabla 1.

Procedimiento de prueba.

En una línea de medición usualmente se colocan de 6 a 12 geófonos alineados, en un extremo se ubica el aparato que genera la onda y en el opuesto se coloca el oscilógrafo. La longitud total de la línea de geófonos (L) se condiciona a 3 veces la profundidad (D) a la cual interese hacer la exploración; los geófonos se ubican equidistantes entre sí, o bien, más cercanos en el extremo en el que se genera la onda (pero a no menos de 2 m) y a distancias mayores en la parte más alejada (pero a nomás de 20 m).

En condiciones estratigráficas simples, en que las fronteras entre estratos sean paralelas a la superficie, una sola prueba podrá dar información suficiente; pero por lo general, es necesario realizar una segunda prueba generando la onda en el otro extremo de la línea.

En los aparatos de dos canales, que solo reciben señales de uno o dos geófonos, se necesitará colocarlos en puntos a lo largo de la línea para hacer una medición equivalente a un aparato de 12 canales de medición. Se han desarrollado otras técnicas de esta prueba; por ejemplo, para detectar una zona de menor velocidad se recomienda disponer los geófonos en forma semicircular alrededor del punto de tiro, de tal manera que las distancias sean constantes y pueda registrarse retraso en algunos geófonos. Para determinar las dimensiones y profundidad de la anomalía se hace variar el radio y/o la posición del punto de tiro. Estas anomalías pueden corresponder a zonas de baja resistencia, muy sueltas o cavernas (figura 1).

Resultados.

Las velocidades de propagación de las ondas se grafican conforme la figura 2.

Interpretación de resultados.

ESTRATIGRAFÍA. Se basa en la ley de refracción de las ondas en medios elásticos, de la cual se deducen las siguientes expresiones.

Para el caso de dos capas paralelas, y $V_2 > V_1$, el espesor h será (figura 2):

$$h = \frac{d_0}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \dots\dots\dots(1)$$

donde:

d_0 es la distancia horizontal aparente entre el origen y el cambio de velocidad (figura 2).

Para el caso de tres estratos paralelos, y $V_3 > V_2 > V_1$, los espesores se obtienen mediante:

$$h_1, V_1 \quad h_1 = d_{01} \left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}} \right] \dots\dots\dots(2)$$

$$h_2, V_2 \quad h_2 = Ph_1 + d_{02} \left[\frac{1}{2} \sqrt{\frac{V_3 - V_2}{V_3 + V_2}} \right] \dots\dots\dots(3)$$

donde:

d_{01} y d_{02} son las distancias aparentes al cambio de velocidades (figura 2)

P es el factor de corrección; para cálculos aproximados es igual a 0.8

IDENTIFICACIÓN DE SUELOS. La identificación de los suelos y rocas se hace comparando las velocidades de propagación de ondas longitudinales con las correspondientes a casos conocidos. En la tabla 2 se muestra una recopilación de valores.

MÓDULO DINÁMICO. Se calcula considerando un valor probable de la relación de Poisson para aplicar la ecuación 4. Si se realizan determinaciones de la velocidad de propagación de las ondas transversales o de corte, con las ecuaciones 4 y 5 se puede deducir el módulo elástico y la relación de Poisson correspondiente.

$$V_L = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)}} \dots\dots\dots(4)$$

$$V_T = \sqrt{\frac{E_{din}}{\rho} \frac{1}{2(1+\mu)}} \dots\dots\dots(5)$$

donde:

V_L : velocidad de las ondas longitudinales, en m/s

V_T : velocidad de las ondas transversales, en m/s

μ : relación de Poisson

E_{din} : módulo de elasticidad dinámico del medio, en ton/m²

ρ : densidad del material, en ton s²/m⁴

Comentarios.

La principal aplicación de este método puede ser la de determinar la profundidad de la roca bajo un depósito aluvial de difícil exploración directa.

La interpretación de la prueba de la prueba debe necesariamente correlacionarse con la información de los sondeos convencionales, porque tiene la limitación de no detectar la presencia de estratos blandos que subyacen a otros duros, debido a las condiciones de refracción que se desarrollan. Es necesario también efectuar para cada línea de registro dos pruebas, una generando la onda en un extremo de la línea y la otra generando la onda en el contrario.

La detección de cavernas, aún con el procedimiento descrito, es poco confiable.

| Perturbación provocada con | Registro | Fuente de poder | Numero de canales | Intervalo de tiempos ms | Peso, en kg | Capacidad, profundidad en m |
|----------------------------|--------------------------------|--------------------|-------------------|-------------------------|-------------|-----------------------------|
| Martillo | -Digital -Pantalla luminosa | Pilas | 1 a 2 | 0-100 | 5 | 10 |
| Explosivos | -Papel fotosensible | Batería recargable | 2 a 12 | 0-100 | 10 | 100 |
| | -Cinta magnética | | 12 ó más | 0-1000 | 30 | 100 |

Tabla 1 Características de los oscilógrafos portátiles.

| Material | Velocidad, en m/s |
|--|-------------------|
| Suelo orgánico | 170 a 500 |
| Arcilla | 1000 a 2800 |
| Arcilla limosa | 975 a 1100 |
| Arcilla arenosa | 1160 a 1280 |
| Limo | 760 |
| Arena seca | 300 |
| Arena húmeda | 610 a 1830 |
| Aluvión | 550 a 1000 |
| Aluvión (terciario) | 800 a 1500 |
| Aluvión profundo | 1000 a 2360 |
| Depósito glaciár | 490 a 1700 |
| Basalto | 2000 a 4000 |
| Agua(dependiendo de la temperatura y contenido de sales) | 14300 a 1680 |

Tabla 2 Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diversos materiales representativos.

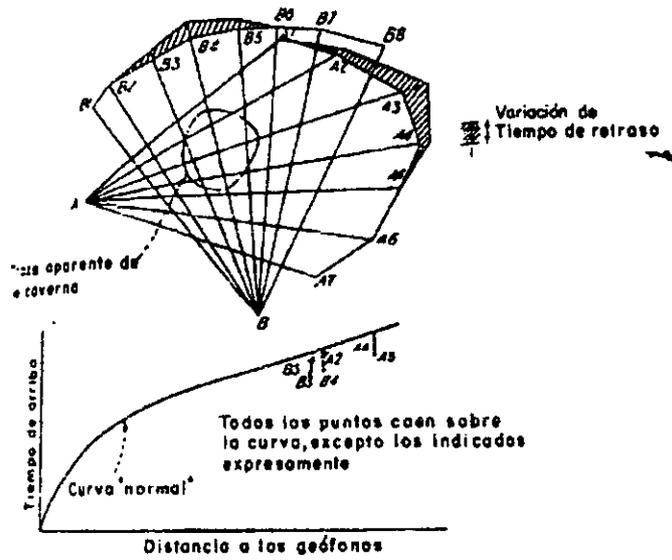


fig. 1. Disposición de Tendidos para localizar una anomalía.

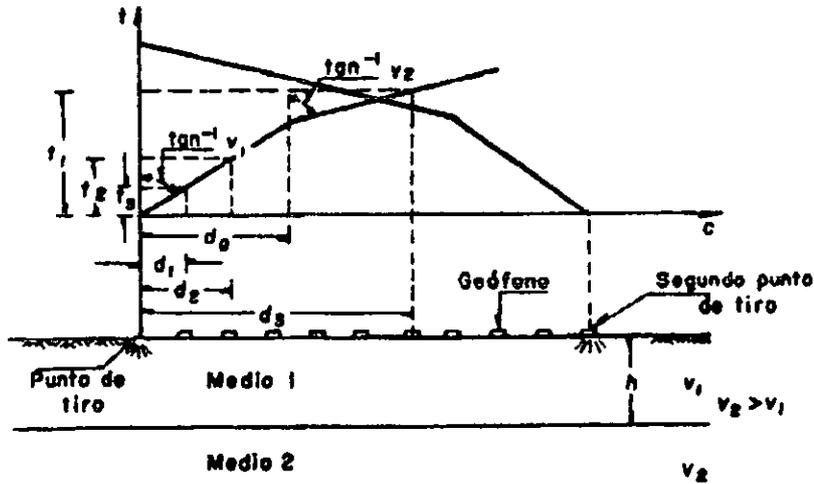


fig 2 Gráfica Distancia—tiempo para el caso de dos capas paralelas a la superficie del terreno

RESISTIVIDAD ELÉCTRICA.

Objetivo.

Deducir las posibles características estratigráficas de un sitio y la posición del nivel freático, a partir de la interpretación de las resistividades medias en los suelos.

Equipo de medición.

está compuesto por una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores; los equipos comerciales integran una fuente de poder con el voltímetro y el amperímetro en una unidad compacta. En la tabla 1 se presentan las características de los equipos portátiles.

Los electrodos son varillas usualmente de bronce de 2 cm de diámetro y 50 cm de longitud, con un extremo en punta para hincarse en el terreno. Los cables de conexión son de cobre con forro de neopreno.

Procedimiento de prueba.

Para la exploración geoelectrica se han desarrollado diversos métodos; el denominado arreglo Wenner es el más utilizado por su simplicidad. Tiene dos técnicas de operación: sondeo eléctrico, que estudia la estratigrafía según una vertical, y rastreo eléctrico, que lo hace conforme una horizontal a cierta profundidad; combinando ambas técnicas se puede tener una idea clara de las condiciones del subsuelo del sitio.

El campo eléctrico se induce al terreno con dos electrodos, denominados de corriente, que se hincan y conectan mediante el cable a la fuente de poder y el amperímetro; entre estos electrodos se hincan dos de potencial conectados al voltímetro. Con el amperímetro se mide la intensidad de la corriente inducida al terreno y con el voltímetro la diferencia de potencial entre los electrodos centrales.

Las distancias entre electrodos puede variarse dando lugar a diferentes arreglos; en el más usual, conocido como Wenner, los electrodos se instalan alineados con separación equidistante h ; con este arreglo la medición hecha es representativa del material a la profundidad h .

El sondeo eléctrico se realiza manteniendo el centro del arreglo fijo e incrementando la separación h ; en cambio en el rastreo eléctrico únicamente se cambia de lugar el arreglo (de igual h) sobre una retícula trazada en la superficie. Se combinarán el sondeo y el rastreo para definir la condiciones geológicas del lugar. Ambas técnicas deben iniciarse determinando la resistividad del estrato más superficial, colocando los electrodos con una separación menor que el espesor del primer estrato. El arreglo de los electrodos se muestra en la figura 1.

Resultados.

Los datos de resistividad pueden interpretarse cualitativamente construyendo diagramas de iso-resistividades aparentes (figura 2).

Interpretación de los resultados.

RESISTIVIDAD APARENTE. El arreglo Wenner genera un campo eléctrico con profundidad h , ancho $0.75 h$ y longitud $4.5 h$. De la prueba se obtienen la diferencia de potencial V y la intensidad de la corriente I ; la resistividad aparente se obtiene mediante:

$$\rho_a = 2 \pi h \frac{V}{I} \dots \dots \dots (1)$$

donde:

ρ_a : resistividad aparente a la profundidad h , en ohms--m

V : diferencia de potencial, en volts

I : intensidad de la corriente, en amperes

h : distancia entre electrodos, en m

Cuando se usan equipos portátiles que miden la resistencia, se pueden sustituir la relación V/I por R , resistencia en ohms.

ESTRATIGRAFÍA.

a) SONDEO ELÉCTRICO. La interpretación del sondeo eléctrico se realiza con el procedimiento de cálculo de Hummel, quien dedujo la expresión de la resistividad aparente para el caso de una capa de resistividad ρ_a sobreyaciendo un estrato infinito de resistividad ρ_1 .

$$\rho_a = \rho_1 + 4\rho_1 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{k^n}{\sqrt{1 + (2nH/h)^2}} - \frac{k^n}{\sqrt{4 + (2nH/h)^2}} \dots\dots\dots(2)$$

donde:

n : 1, 2, 3, ..., ∞

H : espesor de la capa, en m

h : equidistancias entre electrodos, en m

Mooney y Wetzel obtuvieron la familia de curvas derivadas de la ecuación anterior para simplificar el cálculo de ρ_2 y H (figura 3).

La forma de utilizar esta gráfica es la siguiente: para determinar la resistividad ρ_1 del estrato superficial se utiliza alguna medición realizada con una equidistancia h , menor que el espesor de la capa, aplicando la fórmula de la resistividad aparente; cuando se tenga duda de este valor se recomienda hacer una gráfica de variación de la equidistancia h con la resistividad aparente; extrapolando se puede determinar ρ_1 como el valor de ρ_a cuando h tiende a cero. Conocidas ρ_1 y ρ_2 para un valor de h se traza en la gráfica una horizontal para ρ_a/ρ_1 y se obtiene una serie de valores de k y h/H ; de este conjunto de valores se dibuja la variación de k Vs H para los diferentes valores de h ; si las curvas se cruzan en un punto (H,K) (figura 4), se tiene el caso de una capa sobreyaciendo un estrato infinito. En caso de no cruzarse en un punto, se compara la curva ρ_a Vs h con curvas

teóricas para diferentes configuraciones de estratificación, que han sido preparadas por investigadores como Mooney y Wetzel.

En general, el número de capas involucradas en una prueba se puede detectar en la curva ρ_a Vs h mediante el número de cambios de pendiente.

b) RASTREO ELÉCTRICO. Para interpretar la prueba se hace una gráfica de distancias, de origen arbitrario al centro del arreglo, contra resistividades aparentes; las resistividades reales en cada zona a la profundidad h serán las que estén localizadas fuera de las zonas de transición (figura 5).

CLASIFICACIÓN DE SUELOS. La clasificación tentativa de los materiales se hace comparación de la resistividad eléctrica con valores típicos, como los de la tabla 2.

La posición del nivel freático se detecta fácilmente en la sección de iso-resistividades.

Comentarios.

La precisión de este método para predecir la estratigrafía de un sitio es generalmente menor que la de refracción sísmica y por ello se utiliza menos; sin embargo, es más confiable para determinar la posición del nivel freático y detectar estratos blandos.

En la búsqueda de cavernas con esta técnica se incurre en errores, porque las anomalías que producen zonas con diferente contenido de agua pueden fácilmente interpretarse como cavernas.

| Fuente de poder | Capacidad, en m | Intensidad de corriente, en mA* | Intervalo de mediciones | Peso total, en kg |
|----------------------|-----------------|---------------------------------|-------------------------|-------------------|
| Baterías recargables | 30 | 20 | 0.1 a 1000 Ω | 10 |
| | 20 | 50 | 0.1 a 1000 Ω | 15 |
| | 300 | 100 a 150 | 0.002 a 10 Ω | 60 |
| | 200 | 0 a 1000 | 0.0002 a 100 Ω | 75 |

*mA:
miliamperes

Tabla 1 Características de algunos equipos portátiles usados en el método de resistividad eléctrica.

| Material | Resistividad, en ohm-m |
|------------------|------------------------|
| Suelos finos | 1 a 10×10^4 |
| Arenas | 2.2 a 4×10^2 |
| Depósito glacial | 5×10^2 |

Tabla 2 Resistividad eléctrica de distintos tipos de roca y suelos.

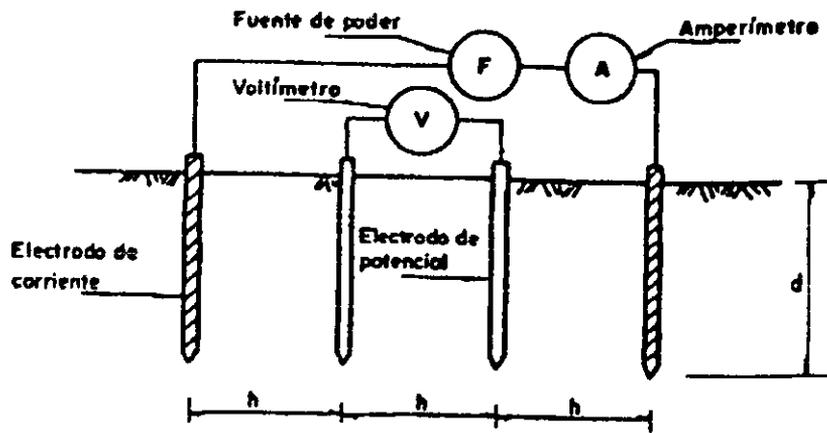


fig 1 Arreglo Wenner.

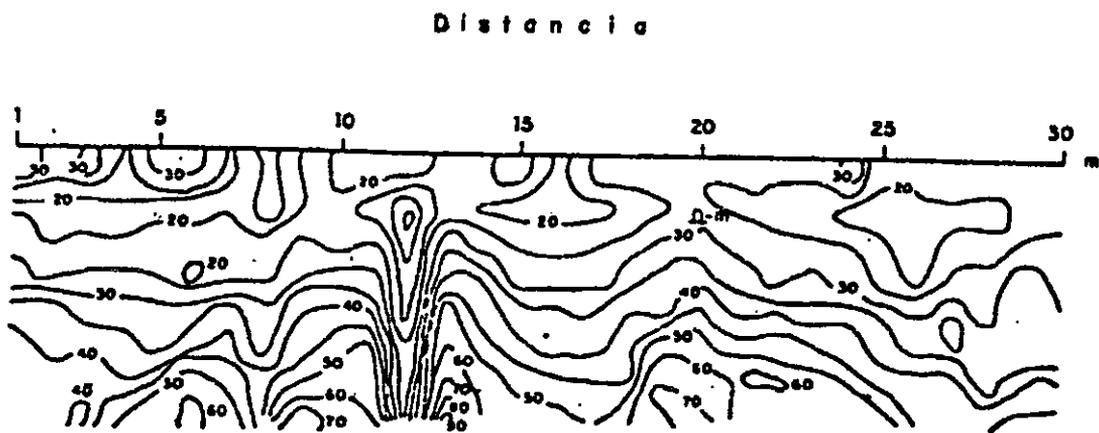


fig 2 Diagrama representando curvas de isoresistividades.

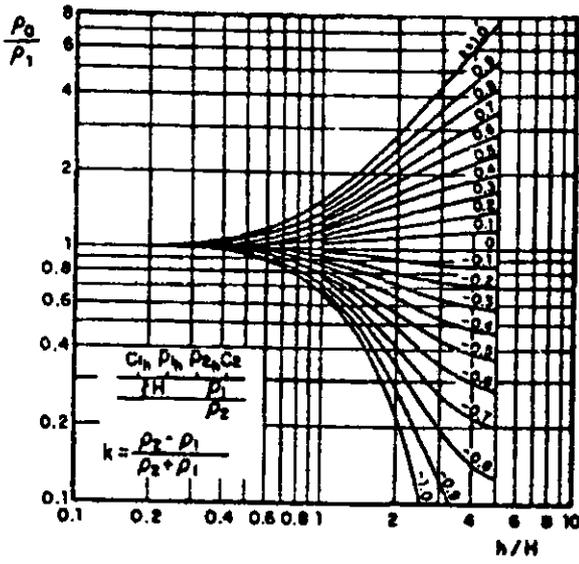


fig 3 curvas de resistividad aparente para el caso de una capa mediante el arreglo Wenner

fig 4 Gráfica H Vs K para el caso de una capa.

$$K = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1 + \rho_2}$$

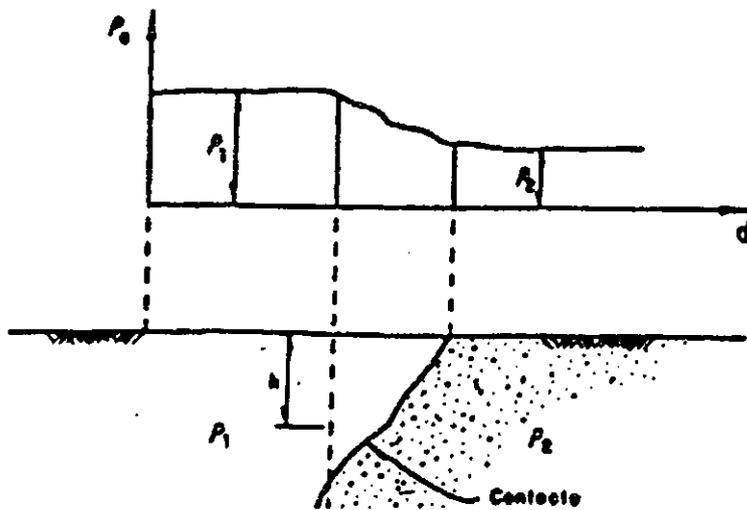
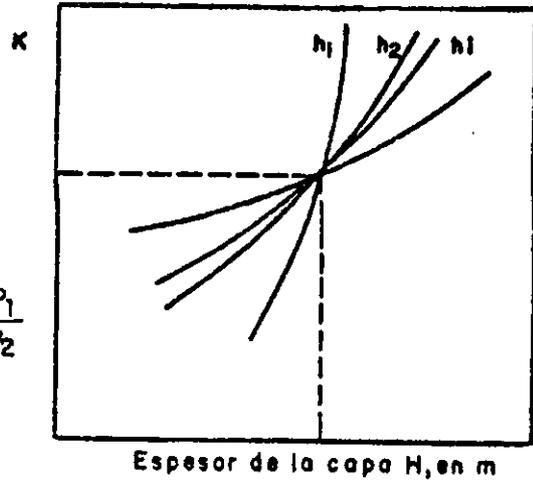


fig 5 Gráfica típica de resistividades para el caso de un contacto.

IV CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

La correcta planeación, ejecución y presentación de resultados de la exploración y muestreo del subsuelo en el proceso de diseño, construcción y mantenimiento de una cimentación es necesaria.

Para que la planeación sea correcta se deben de tener claros los objetivos a alcanzar con ésta, y si no se conocen los alcances de las herramientas y su correcta técnica de uso y aplicación para la exploración y muestreo de la mecánica de suelos, será un fracaso.

Es por eso el que esta parte del diseño de la cimentación sea encargada a un especialista, persona que conozca con detalle esta actividad, ya que algunos aspectos no están cubiertos por la teoría que se presenta en este trabajo, situaciones que en ocasiones se presentan por única vez y, solo en el momento de realizar la exploración y sondeo.

En los métodos directos, el contacto directo con la muestra de suelo que se obtiene asegura un alto grado de inalterabilidad, si se realiza con cuidado y siguiendo las instrucciones dichas en los apartados dedicados a el pozo a cielo abierto y lumbrera (pozo profundo), el inconveniente de esta técnica es el tiempo que se tarda en hacer la excavación, aún si se hace con maquinaria, ya que antes de llegar a la profundidad a la que se interese hacer el muestreo se tendrá que suspender el uso de ella, ya que el movimiento y vibraciones de la máquina alterarían la condición ideal de la muestra de suelo, este volumen restante de material se tendrá que excavar por métodos manuales, que en el caso de que el fondo de la excavación sea profundo (>5 m) la extracción manual de material se hace muy complicada, sin mencionar que si se está abatiendo el nivel freático de agua esta operación no solo se hace difícil de realizar sino que también se encarece por el uso continuo de el sistema descrito (drenes, depósito de agua y bomba) para hacerlo; más sin embargo, si es factible, los

métodos directos son los más recomendables para realizar la exploración y muestreo por el contacto directo que se tiene con las condiciones naturales del terreno al poderlas observar directamente y haciendo el muestreo, como ya se comentó antes, en las condiciones de mayor inalterabilidad posibles, además de poder realizar la prueba de placa, horizontal y/o vertical.

En cuanto a los sondeos indirectos dada la forma en como se obtienen los parámetros de resistencia del suelo, nunca se utilizará un solo método para determinarlos, siempre se usarán todos los métodos que sean necesarios para determinar los datos indispensables para la obtención de los parámetros de resistencia, es decir, los métodos usados se usarán a manera de complementar o corroborar los datos faltantes o imposibles de definir con un determinado método.

Una técnica muy socorrida es determinar primero la profundidad del sondeo, realizar PCA (Pozos a Cielo Abierto) a la mayor profundidad posible, sin que se encarezca demasiado el estudio, y complementar la información de la profundidad restante con métodos indirectos.

Es aquí donde nacen términos que no se habían considerado, y dependen de la actividad que se haga o como se haga; así, "sondeo continuo" indica que se realiza una exploración por medio del tubo Shelby (tubo liso) a lo largo de toda la profundidad del sondeo, siempre y cuando las condiciones del subsuelo para que este tipo de sondeo se lleve a cabo (suelos blandos y arcillosos, no granulares), con la finalidad de obtener muestras inalteradas y así obtener un perfil continuo de las características del subsuelo, esta modalidad se encarece dado que a profundidades grandes, la operación de recuperar el muestreador se vuelve muy complicada y solo operadores con gran pericia y experiencia pueden hacerlo y esto, encarece la mano de obra, así que, esto se recomienda solo en casos donde se necesite información muy precisa. Otro término es el de "sondeo mixto", que consiste en alternar el muestreador Shelby con el sondeo de penetración estándar (SPT, por sus siglas en inglés) en diferentes configuraciones: un SPT un tubo liso, dos SPT un tubo liso y diferentes combinaciones, respetando este

orden, sean cualesquiera las características del subsuelo; esto no es muy conveniente y es cuando se adopta otro término el de "sondeo selectivo", que no es más que una variante del anterior: se realiza SPT en número indeterminado previamente hasta que se llegue a una profundidad a la que se encuentre un estrato en el que sea recomendable, según el encargado del sondeo, realizar el muestreo con tubo liso o barril Denison y después, se continua a criterio del especialista con alguno de éstos últimos o bien, con SPT. Todo esto siempre y cuando existan las condiciones indispensables para que cada método por separado se aplique correctamente. Es así como la ejemplifica la necesidad de que sean alternadas y complementarias.

Los sondeos indirectos de penetración estática, como eléctrico y como mecánico, son técnicas que permiten definir de manera rápida y, si se aplican correctamente, precisa, las características del subsuelo sin tener la opción de la recuperación de muestras, estos sondeos a menudo son llamados "exploratorios" dado que se realizan previos a la planeación del sondeo definitivo, permitiendo definir las profundidades a las que sea necesario obtener muestras inalteradas, siendo obvio que las características del subsuelo sean óptimas para la aplicación de cada una de las técnicas (ver apartado para cada una de las técnicas). En las aplicaciones de los conos eléctrico y mecánico sus resultados nunca se podrán tomar como datos definitivos ni finales, siempre tendrán que ser corroborados por otras técnicas.

En el caso de que se decida utilizar la técnica del sondeo por penetración dinámica, prueba de penetración Sermes, se recomienda mejor utilizar la técnica de el sondeo neumático, aunque no este debidamente estandarizada, dado que sus resultados dependen de la percepción del operador (el ruido que el martillo hace al perforar) y que existe un margen de error el registrar los datos (se registra el tiempo o número de golpes que se necesitan para avanzar una distancia fija), la técnica del martillo de fondo es superior a la de la de penetración Sermes precisamente por que la estandarización del segundo es muy complicada para realizarla en el lugar del sondeo y la obtención de los parámetros de resistencia es muy incierta.

Los métodos geofísicos son los menos frecuentes de utilizar, dadas las complicadas condiciones de aplicabilidad de cada uno de ellos, además de que no fueron diseñadas para la exploración del subsuelo enfocada a la ingeniería civil, sino a la búsqueda y determinación de yacimientos minerales, aunque sin embargo si se es consciente de las limitaciones de aplicación y resultado también son factibles de aplicar.

Para interpretación geológica se utiliza toda la información existente sobre la estructura geológica del territorio estudiado, obtenida por diferentes medios, incluidos los geofísicos.

Los métodos que resuelven ciertos problemas geológicos apoyándose en el estudio de campos físicos naturales o artificiales, se engloban dentro del conjunto de las ciencias geológicas, bajo la denominación de "métodos geofísicos de prospección e investigación de yacimientos minerales". Entre ellos se incluyen, además del magnético, los basados en el estudio de la densidad, de la conductividad eléctrica, de la elasticidad, de la radiactividad y de algunas otras propiedades físicas de las rocas.

El trabajo de campo correspondiente a estos métodos de exploración es similar, distinguiéndose en el aparato usado. En el método magnético se usa un magnetómetro, que mide la componente vertical del campo magnético terrestre en la zona considerada, en varias estaciones próximas entre sí. En los métodos gravimétricos se mide la aceleración del campo gravitacional en diversos puntos de la zona a explorar. Valores de dicha aceleración más altos que el normal de la zona indicarían la presencia de masas duras de roca; de lo contrario será índice de la presencia de masas ligeras o cavernas y oquedades. En cuanto a los sísmico y eléctrico, se mide la capacidad de la roca de transmitir ondas sísmicas o eléctricas y la velocidad con la que lo hacen.

En general estos métodos casi no han sido usados con fines ingenieriles, dentro del campo de la mecánica de suelos, debido a lo errático de su información y a la difícil interpretación de sus resultados.

La exploración geofísica, es eficaz se el conocimiento de cualidades de las rocas que no son muy requeridas desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones, es así como el conjunto de la información obtenida por otros métodos se prestan apoyo mutuo y respaldan y dan fundamento a las conclusiones geológicas.

En la primera parte de este trabajo se comenta, y ahora se reitera, la posición en cuanto a que nunca serán pocos los estudios del subsuelo para que se garantice la seguridad y funcionalidad de la cimentación a un 100%.

Existen aspectos que este trabajo no cubre, como la elección del tipo de maquinaria para perforar, la elección del método y broca para realizar la perforación y avance cuando no se realiza la exploración y muestreo y el diseño, preparación y uso de fluido de perforación, ya sea agua o lodo bentonítico para la estabilización de las paredes de la excavación y las consideraciones que hay que hacer cuando se usa éste.

ANEXO

Aquí se presentan registros de campo y presentación de resultados de sondeos reales.

1. Formatos de presentación de resultados de sondeos en Pozos a Cielo Abierto. Se hace notar que en la misma hoja de resultados se pueden presentar parámetros de identificación de materiales obtenidos en laboratorio de las muestras inalteradas que se obtuvieron.
2. Registro de campo y formato de presentación de resultados de un "Sondeo Mixto". Aquí también se presentan en el mismo formato los resultados de pruebas de laboratorio aplicadas a las diferentes muestras obtenidas, las correspondientes a los diferentes tipos de muestras obtenidas, también se presentan resumidos los datos de el sondeo y muestreo.
3. Registro de campo y formato de presentación de resultados de un Sondeo de Penetración Estándar.
4. Registro de campo y presentación de resultados de un sondeo de Cono Eléctrico.
5. Formato de registro de datos y presentación de resultados de un Sondeo Neumático.



| PROF. (m) | DESCRIPCION | PERFIL ESTRATIGRAFICO | GRUPO SUCS | W | LL | LP | IP | G % | A % | F % | UU | | γ_h | Ss | SIMBOLOGIA |
|--------------|---|--------------------------|---------------|----|----|----|----|--------|--------|--------|-----|--------|------------|------|---|
| | | | | | | | | | | | C | ϕ | | | |
| 0 | LIMITE ↓ PCA-1 | | | | | | | | | | | | | | ARCILLA LIMO ARENA GRAVA RELLENO MAT. ORGANICO |
| 0.5 | CIMENTACION VECINA CIMENTACION EXISTENTE RELLENO CONSTITUIDO POR ARCILLA ARENOSA CON PEDAGERIA DE CONCRETO | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.0 | LIMO ARCILLO-ARENOSO CAFE CLARO DE CONSISTENCIA DURA | | OH-MH | 25 | 56 | 26 | 30 | 0 | 33 | 67 | 4.9 | 5 | 1.63 | 2.40 | |
| 1.5 | ARGILLA ARENOSA CON RAICES DESECADAS AISLADAS CAFE OSCURO DE CONSISTENCIA FIRME | | OH-MH | 61 | 97 | 48 | 49 | 0 | 1 | 99 | 5.2 | 2.5 | 1.40 | 2.46 | |
| 2.0 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2.5 | | | | | | | | | | | | | | | |

W: Contenido de agua
 LL: Límite líquido
 LP: Límite plástico
 IP: Índice de plasticidad
 G: Gravos
 A: Arenas
 F: Finos
 Ss: Densidad de sólidos
 UU: Prueba de compresión triaxial no consolidada- no drenada
 C: Cohesión (ton/m²)
 ϕ : Ángulo de fricción interna
 γ_h : Peso volumétrico (ton/m³)



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES Araquón



OBRA: Los Sauces No. 67
 LOCALIZACIÓN: Azacapozalco
 POZO No: 1
 TIPO DE SONDEO: Mixto
 PERFORADORA: Long Year 34

COORDENADAS
 FECHA DE INICIO: 20/08/99
 FECHA DE TERMINACIÓN: 21/08/99
 BOMBA: Moyno 316

| MUESTRA No | PROFUNDIDAD m | | | RECUPERACIÓN | | | PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 No DE GOLPES EN | | | TIPO DE HERRAMIENTA MUESTREO | ADEME AVANCE DIARIO | PRESIÓN Kg/cm | CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES |
|------------|---------------|-------|--------|--------------|---|-------------|---|-------|-------|------------------------------|---------------------|---------------|--|
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | CR% (DEERE) | 15 cm | 30 cm | 15 cm | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0.00 | 0.60 | 0.60 | 0.15 | | | 1 | 5 | 3 | T.P. | | | Arcilla plástica, café obscuro |
| 2 | 0.60 | 1.20 | 0.60 | 0.30 | | | 3 | 6 | 4 | T.P. | | | Limo arenosos, café obscuro |
| 3 | 1.20 | 1.80 | 0.60 | 0.30 | | | 4 | 12 | 6 | T.P. | | | Arcilla plástica, café obscuro |
| 4 | 1.80 | 2.40 | 0.60 | 0.30 | | | 5 | 14 | 8 | T.P. | | | Arcilla plástica, café obscuro |
| 5 | 2.40 | 3.00 | 0.60 | 0.20 | | | 6 | 19 | 14 | T.P. | | | Arena fina, café claro |
| 6 | 3.00 | 3.45 | 0.45 | 0.40 | | | 16 | 50 | | T.P. | | | Lente de arena con limo café claro |
| | 3.45 | 3.60 | 0.15 | | | | | | | B.T. | | | Avance |
| 7 | 3.60 | 4.20 | 0.60 | 0.45 | | | 3 | 2 | 8 | T.P. | | | Arena fina con lente de arcilla obscura |
| 8 | 4.20 | 4.80 | 0.60 | 0.40 | | | | | | T.Sh. | | | Limo café claro |
| 9 | 4.80 | 5.40 | 0.60 | 0.45 | | | 8 | 9 | 3 | T.P. | | | Arena fina con limo café claro |
| 10 | 5.40 | 6.00 | 0.60 | 0.40 | | | 3 | 5 | 3 | T.P. | | | Arena fina con limo café obscuro |
| 11 | 6.00 | 6.60 | 0.60 | 0.50 | | | 2 | 2 | 1 | T.P. | | | Limo arcilloso, gris verdoso, con materia org. |
| 12 | 6.60 | 7.50 | 0.90 | 0.70 | | | | | | T.Sh. | | | Limo arcilloso, gris verdoso, con materia org. |
| 13 | 7.50 | 8.10 | 0.60 | 0.40 | | | 1 | 2 | 4 | T.P. | | | Limo arcilloso café claro |
| 14 | 8.10 | 8.70 | 0.60 | 0.25 | | | 3 | 21 | 14 | T.P. | | | Limo arenoso con lente de arena fina |
| 15 | 8.70 | 9.30 | 0.60 | 0.35 | | | 8 | 27 | 19 | T.P. | | | Limo arenoso café claro |
| 16 | 9.30 | 9.90 | 0.60 | 0.40 | | | 6 | 16 | 16 | T.P. | | | Limo arenoso café claro |
| 17 | 9.90 | 10.20 | 0.30 | 0.30 | | | | | | T.Sh. | | | Limo arenoso café claro |
| 18 | 10.20 | 10.65 | 0.45 | 0.20 | | | 22 | 50 | | T.P. | | | Arena fina café |
| | 10.65 | 10.80 | 0.15 | | | | | | | B.T. | | | Avance |
| 19 | 10.80 | 11.25 | 0.45 | 0.15 | | | 25 | 50 | | T.P. | | | Arena fina café claro |

Nivel freático (m): 4.7 Turno de: a:

Observaciones _____

Ademe (m): _____

hrs Profund. Del proyecto: 17.00

Profundidad Real: 17.15

Operador: Sr. Ramón Hernandez

Supervisor: Sr. Carlos Reyes

Fecha: 22/08/99



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES Aragón



OBRA: Los Sauces No. 67
 LOCALIZACIÓN: Azcapozalco
 POZO No: 1
 TIPO DE SONDEO: Mixto
 PERFORADORA: Long Year 34

COORDENADAS
 FECHA DE INICIO: 20/08/99
 FECHA DE TERMINACIÓN: 21/08/99
 BOMBA: Moyno 316

| MUESTRA No | PROFUNDIDAD m | | | RECUPERACIÓN | | | PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 No DE GOLPES EN | | | TIPO DE HERRAMIENTA MUESTREO | ADEME AVANCE DIARIO | PRESIÓN | CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES |
|------------|---------------|-------|--------|--------------|---|-------------|---|-------|-------|------------------------------|---------------------|---------|---|
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | CR% (DEERE) | 15 cm | 30 cm | 15 cm | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | 11.25 | 11.40 | 0.15 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 20 | 11.40 | 12.00 | 0.60 | 0.15 | | | 18 | 45 | 22 | T.P. | | | Arena fina café claro |
| 21 | 12.00 | 12.40 | 0.40 | 0.15 | | | 15 | 50/25 | | T.P. | | | Arena fina café claro |
| | 12.40 | 12.60 | 0.20 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 22 | 12.60 | 12.95 | 0.35 | 0.20 | | | 18 | 50/20 | | T.P. | | | Limo café con lente de arena |
| | 12.95 | 13.20 | 0.25 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 23 | 13.20 | 13.55 | 0.35 | 0.20 | | | 20 | 50/20 | | T.P. | | | Limo café claro |
| | 13.55 | 13.80 | 0.25 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 24 | 13.80 | 14.15 | 0.35 | 0.20 | | | 21 | 50/20 | | T.P. | | | Limo café claro |
| | 14.15 | 14.40 | 0.25 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 25 | 14.40 | 14.75 | 0.35 | 0.20 | | | 23 | 50/20 | | T.P. | | | Limo café claro |
| | 14.75 | 15.00 | 0.25 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 26 | 15.00 | 15.30 | 0.30 | 0.20 | | | 24 | 50/15 | | T.P. | | | Limo café claro |
| | 15.30 | 15.60 | 0.30 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 27 | 15.60 | 15.95 | 0.35 | 0.15 | | | 30 | 50/20 | | T.P. | | | Limo café claro |
| | 15.95 | 16.20 | 0.25 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 28 | 16.20 | 16.55 | 0.35 | 0.20 | | | 32 | 50/20 | | T.P. | | | Limo café claro con lente de arena fina |
| | 16.55 | 16.80 | 0.25 | | | | Avance | | | B.T. | | | Avance |
| 29 | 16.80 | 17.15 | 0.35 | 0.20 | | | 33 | 50/20 | | T.P. | | | Arena fina café claro |

Nivel freático (m): 4.7 Turno de: a:

Observaciones _____

Ademe (m): _____

hrs Profund. Del proyecto: 17.00

Profundidad Real: 17.15

Operador: Sr. Ramón Hernandez

Supervisor: Sr. Carlos Reyes

Fecha: 22/08/99

A: _____

O DE SONDEO: _____

| Prof (m) | Estrat | Ss | | | | e | | | | Gw (%) | | | | Granulometría (%) | | | | Tipo de Muestra |
|----------|--------|----|----|----|----|---|---|---|---|--------|----|----|----|-------------------|----|----|----|-----------------|
| | | 22 | 24 | 26 | 28 | 2 | 4 | 6 | 8 | 20 | 40 | 60 | 80 | 20 | 40 | 60 | 80 | |
| 0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | PE |
| 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | Sh |
| 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | PE |
| 6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | | | | | | | | | Sh |
| 8 | | | | | | | | | | | | | | | | | | PE |
| 9 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | | x | x | | | x | | | | | | | | | | | | Sh |
| 11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | PE |
| 15 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

C: Cohesión
 T: Torcómetro
 φ: Ángulo de fricción interna
 γh: Peso volumétrico húmedo

Ss: Densidad de sólidos
 e: Relación de vacíos
 Gw: Grado de saturación
 +: Cohesión en Pascal (kN)
 **: Cohesión en libras (kN)

Pe: Penetración estándar
 Sh: Muestreo con tubo Shelby
 D: Muestreo con tubo Denison



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES Araçón



OBRA: Mega Elektra
 LOCALIZACIÓN: Cd. Renacimiento, Gro
 POZO No: 1
 TIPO DE SONDEO: Estándar
 PERFORADORA: Long Year 34

COORDENADAS _____
 FECHA DE INICIO: 01/11/99
 FECHA DE TERMINACIÓN: 02/11/99
 BOMBA: Moyno 3L6

| MUESTRA No | PROFUNDIDAD m | | | RECUPERACIÓN | | | PENETRACION ESTÁNDAR PESO MARTILLO 64 Kg ALTURA DE CAIDA 75 No DE GOLPES EN | | | TIPO DE HERRAMIENTA MUESTREO | ADEME AVANCE DIARIO | PRESIÓN | CLASIFICACIÓN DE CAMPO Y OBSERVACIONES |
|------------|---------------|-------|--------|--------------|---|-------------|---|-------|-------|------------------------------|---------------------|---------|--|
| | INICIAL | FINAL | AVANCE | m | % | CR% (DEERE) | 15 cm | 30 cm | 15 cm | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | 0.00 | 0.60 | 0.60 | 0.25 | | | 5 | 12 | 2 | T.P. | | | Limo arenoso (relleno) |
| 2 | 0.60 | 1.20 | 0.60 | 0.20 | | | 2 | 1 | 2 | T.P. | | | Limo arenoso café claro |
| 3 | 1.20 | 1.80 | 0.60 | 0.23 | | | 1 | 2 | 3 | T.P. | | | Arena café claro |
| 4 | 1.80 | 2.40 | 0.60 | 0.20 | | | 2 | 3 | 3 | T.P. | | | Arcilla plástica arenosa |
| 5 | 2.40 | 3.00 | 0.60 | 0.20 | | | 3 | 9 | 2 | T.P. | | | Arcilla plástica arenosa |
| 6 | 3.00 | 3.60 | 0.60 | 0.35 | | | 2 | 4 | 3 | T.P. | | | Arena con gravillas |
| 7 | 3.60 | 4.20 | 0.60 | 0.25 | | | 3 | 5 | 4 | T.P. | | | Arena con gravillas |
| 8 | 4.20 | 4.80 | 0.60 | 0.35 | | | 6 | 12 | 3 | T.P. | | | Arena café claro con gravillas |
| 9 | 4.80 | 5.40 | 0.60 | 0.30 | | | 5 | 14 | 5 | T.P. | | | Arena café claro con gravillas |
| 10 | 5.40 | 6.00 | 0.60 | 0.25 | | | 9 | 9 | 4 | T.P. | | | Arena fina café obscuro |
| 11 | 6.00 | 6.60 | 0.60 | 0.25 | | | 10 | 12 | 14 | T.P. | | | Arena fina café obscuro con gravillas |
| 12 | 6.60 | 7.20 | 0.60 | 0.25 | | | 15 | 20 | 17 | T.P. | | | Arena con gravillas |
| 13 | 7.20 | 7.80 | 0.60 | 0.20 | | | 3 | 2 | 2 | T.P. | | | Limo arcilloso con gravillas |
| 14 | 7.80 | 8.40 | 0.60 | 0.30 | | | 5 | 4 | 2 | T.P. | | | Limo arcilloso con gravillas |
| 15 | 8.40 | 9.00 | 0.60 | | | | 3 | 6 | 4 | T.P. | | | Sin recuperación |
| 16 | 9.00 | 9.60 | 0.60 | 0.30 | | | 5 | 17 | 20 | T.P. | | | Arena con gravillas |
| 17 | 9.60 | 10.20 | 0.60 | 0.20 | | | 8 | 26 | 6 | T.P. | | | Arena café claro |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |

Nivel freático (m): _____ Turno de: _____ a: _____
 Observaciones Pérdida de agua, se adema.
No alcanza el líquido
 Ademe (m): 9.00

hrs Profund. Del proyecto: 10.00
 Profundidad Real: 10.20
 Operador: Sr. Ramón Francisco Hdz.
 Supervisor: Sr. Carlos Reyes Molina
 Fecha: 03/11/99



OBRA: _____

TIPO DE SONDEO: _____

NAF: _____

| Prof (m) | Perfil Estratigráfico | Contenido Natural de Agua % | | | | Resistencia a la Penetración SÍD No. de Golpes | | | | N | Ss | | | | Granulometría (%) | | | |
|----------|-----------------------|-----------------------------|-----|-----|-----|--|----|----|----|----|----|----|----|----|-------------------|----|----|----|
| | | 50 | 100 | 150 | 200 | 10 | 20 | 30 | 40 | | 22 | 24 | 26 | 28 | 20 | 40 | 60 | 80 |
| 0 | | | | | | | | | | 12 | | | | | | | | |
| 1 | | | | | | | | | | 1 | | | | | | | | |
| 2 | | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | |
| 3 | | | | | | | | | | 3 | | | | | | | | |
| 4 | | | | | | | | | | 9 | | | | | | | | |
| 5 | | | | | | | | | | 4 | | | | | | | | |
| 6 | | | | | | | | | | 5 | | | | | | | | |
| 7 | | | | | | | | | | 12 | | | | | | | | |
| 8 | | | | | | | | | | 14 | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | 9 | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | 12 | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | | 20 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 4 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 6 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 17 | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | 26 | | | | | | | | |

ARCILLA
LIMO

MAT. ORGÁNICO

RELLENO

GRAVA

ARENA

PH: Peso de la herramienta
N.R.: No recuperó muestra
PM: Paso del martillo
Ss: Densidad de Sólidos

*: Avance con broca tricónica
●: > de 50 golpes
H: Número de golpes para 30 cm
No. de golpes / penetración en cm

G: Grava
A: Arena
F: Finos



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES Aragón



OBRA No.

LOCALIZACIÓN:

No DE SONDEO:
PROFUNDIDAD:

COTA:
FECHA:

SONDEO DE CONO
REGISTRO No.

| PROF. | LECTURAS | | | | PROF. | LECTURAS | | | | PROF. | LECTURAS | | | |
|-------|----------|----------|--------------------------|----------|-------|----------|----------|--------------------------|----------|-------|----------|----------|--------------------------|----------|
| | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | | | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | | | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | |
| | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN | | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN | | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN |
| 0.0 | | | | | 4.0 | 140.0 | | 10.8 | | 8.0 | 38.0 | | 2.9 | |
| 0.1 | | | | | 4.1 | 149.0 | | 11.5 | | 8.1 | 28.0 | | 2.2 | |
| 0.2 | | | | | 4.2 | 265.0 | | 20.4 | | 8.2 | 25.0 | | 1.9 | |
| 0.3 | | | | | 4.3 | 249.0 | | 19.1 | | 8.3 | 26.0 | | 2.0 | |
| 0.4 | | | | | 4.4 | 159.0 | | 12.2 | | 8.4 | 31.0 | | 2.4 | |
| 0.5 | | | | | 4.5 | 170.0 | | 13.1 | | 8.5 | 31.0 | | 2.4 | |
| 0.6 | | | | | 4.6 | 171.0 | | 13.1 | | 8.6 | 38.0 | | 2.9 | |
| 0.7 | | | | | 4.7 | 207.0 | | 15.9 | | 8.7 | 41.0 | | 3.2 | |
| 0.8 | | | | | 4.8 | 122.0 | | 9.4 | | 8.8 | 24.0 | | 1.8 | |
| 0.9 | | | | | 4.9 | 77.0 | | 5.9 | | 8.9 | 26.0 | | 2.0 | |
| 1.0 | | | | | 5.0 | 80.0 | | 6.2 | | 9.0 | 28.0 | | 2.2 | |
| 1.1 | | | | | 5.1 | 58.0 | | 4.5 | | 9.1 | 30.0 | | 2.3 | |
| 1.2 | | | | | 5.2 | 57.0 | | 4.4 | | 9.2 | 28.0 | | 2.2 | |
| 1.3 | | | | | 5.3 | 58.0 | | 4.5 | | 9.3 | 30.0 | | 2.3 | |
| 1.4 | | | | | 5.4 | 48.0 | | 3.7 | | 9.4 | 28.0 | | 2.2 | |
| 1.5 | | | | | 5.5 | 34.0 | | 2.6 | | 9.5 | 30.0 | | 2.3 | |
| 1.6 | | | | | 5.6 | 28.0 | | 2.2 | | 9.6 | 22.0 | | 1.7 | |
| 1.7 | | | | | 5.7 | 26.0 | | 2.0 | | 9.7 | 22.0 | | 1.7 | |
| 1.8 | | | | | 5.8 | 33.0 | | 2.5 | | 9.8 | 26.0 | | 2.0 | |
| 1.9 | | | | | 5.9 | 200.0 | | 15.4 | | 9.9 | 29.0 | | 2.2 | |
| 2.0 | | | | | 6.0 | 298.0 | | 22.9 | | 10.0 | 26.0 | | 2.0 | |
| 2.1 | | | | | 6.1 | 64.0 | | 4.9 | | 10.1 | 23.0 | | 1.8 | |
| 2.2 | 48.0 | | 3.7 | | 6.2 | 44.0 | | 3.4 | | 10.2 | 20.0 | | 1.5 | |
| 2.3 | 159.0 | | 12.2 | | 6.3 | 37.0 | | 2.8 | | 10.3 | 27.0 | | 2.1 | |
| 2.4 | 172.0 | | 13.2 | | 6.4 | 30.0 | | 2.3 | | 10.4 | 26.0 | | 2.0 | |
| 2.5 | 223.0 | | 17.1 | | 6.5 | 28.0 | | 2.2 | | 10.5 | 26.0 | | 2.0 | |
| 2.6 | 582.0 | | 44.8 | | 6.6 | 28.0 | | 2.2 | | 10.6 | 30.0 | | 2.3 | |
| 2.7 | 409.0 | | 31.5 | | 6.7 | 24.0 | | 1.8 | | 10.7 | 28.0 | | 2.2 | |
| 2.8 | 358.0 | | 27.5 | | 6.8 | 24.0 | | 1.8 | | 10.8 | 29.0 | | 2.2 | |
| 2.9 | 228.0 | | 17.5 | | 6.9 | 28.0 | | 2.2 | | 10.9 | 32.0 | | 2.5 | |
| 3.0 | 158.0 | | 12.2 | | 7.0 | 33.0 | | 2.5 | | 11.0 | 33.0 | | 2.5 | |
| 3.1 | 180.0 | | 13.8 | | 7.1 | 33.0 | | 2.5 | | 11.1 | 39.0 | | 3.0 | |
| 3.2 | 1100.0 | | 84.6 | | 7.2 | 30.0 | | 2.3 | | 11.2 | 26.0 | | 2.0 | |
| 3.3 | 770.0 | | 59.2 | | 7.3 | 34.0 | | 2.6 | | 11.3 | 25.0 | | 1.9 | |
| 3.4 | 538.0 | | 41.4 | | 7.4 | 30.0 | | 2.3 | | 11.4 | 29.0 | | 2.2 | |
| 3.5 | 720.0 | | 55.4 | | 7.5 | 29.0 | | 2.2 | | 11.5 | 29.0 | | 2.2 | |
| 3.6 | 488.0 | | 37.5 | | 7.6 | 28.0 | | 2.2 | | 11.6 | 40.0 | | 3.1 | |
| 3.7 | 289.0 | | 22.2 | | 7.7 | 30.0 | | 2.3 | | 11.7 | 38.0 | | 2.9 | |
| 3.8 | 240.0 | | 18.5 | | 7.8 | 33.0 | | 2.5 | | 11.8 | 26.0 | | 2.0 | |
| 3.9 | 680.0 | | 52.3 | | 7.9 | 30.0 | | 2.3 | | 11.9 | 24.0 | | 1.8 | |



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES Aragón



OBRA No.

LOCALIZACIÓN:

No DE SONDEO:
PROFUNDIDAD:

COTA:
FECHA:

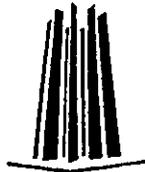
SONDEO DE CONO

REGISTRO No.

| PROF. | LECTURAS | | | | PROF. | LECTURAS | | | | PROF. | LECTURAS | | | |
|-------|----------|----------|--------------------------|----------|-------|----------|----------|--------------------------|----------|-------|----------|----------|--------------------------|----------|
| | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | | | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | | | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | |
| | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN | | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN | | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN |
| 12.0 | 26.0 | | 2.0 | | 16.0 | 35.0 | | 2.7 | | 20.0 | 54.0 | | 4.2 | |
| 12.1 | 32.0 | | 2.5 | | 16.1 | 35.0 | | 2.7 | | 20.1 | 54.0 | | 4.2 | |
| 12.2 | 27.0 | | 2.1 | | 16.2 | 35.0 | | 2.7 | | 20.2 | 55.0 | | 4.2 | |
| 12.3 | 28.0 | | 2.2 | | 16.3 | 34.0 | | 2.6 | | 20.3 | 61.0 | | 4.7 | |
| 12.4 | 30.0 | | 2.3 | | 16.4 | 35.0 | | 2.7 | | 20.4 | 52.0 | | 4.0 | |
| 12.5 | 30.0 | | 2.3 | | 16.5 | 33.0 | | 2.5 | | 20.5 | 59.0 | | 4.5 | |
| 12.6 | 36.0 | | 2.8 | | 16.6 | 34.0 | | 2.6 | | 20.6 | 65.0 | | 5.0 | |
| 12.7 | 33.0 | | 2.5 | | 16.7 | 38.0 | | 2.9 | | 20.7 | 55.0 | | 4.2 | |
| 12.8 | 29.0 | | 2.2 | | 16.8 | 38.0 | | 2.9 | | 20.8 | 58.0 | | 4.5 | |
| 12.9 | 41.0 | | 3.2 | | 16.9 | 36.0 | | 2.8 | | 20.9 | 635.0 | | 48.8 | |
| 13.0 | 248.0 | | 19.1 | | 17.0 | 42.0 | | 3.2 | | 21.0 | 620.0 | | 47.7 | |
| 13.1 | 229.0 | | 17.6 | | 17.1 | 42.0 | | 3.2 | | 21.1 | 758.0 | | 58.3 | |
| 13.2 | 170.0 | | 13.1 | | 17.2 | 40.0 | | 3.1 | | 21.2 | 344.0 | | 26.5 | |
| 13.3 | 120.0 | | 9.2 | | 17.3 | 42.0 | | 3.2 | | 21.3 | 254.0 | | 19.5 | |
| 13.4 | 84.0 | | 6.5 | | 17.4 | 43.0 | | 3.3 | | 21.4 | 182.0 | | 14.0 | |
| 13.5 | 55.0 | | 4.2 | | 17.5 | 44.0 | | 3.4 | | 21.5 | 148.0 | | 11.4 | |
| 13.6 | 44.0 | | 3.4 | | 17.6 | 45.0 | | 3.5 | | 21.6 | 137.0 | | 10.5 | |
| 13.7 | 48.0 | | 3.7 | | 17.7 | 44.0 | | 3.4 | | 21.7 | 140.0 | | 10.8 | |
| 13.8 | 41.0 | | 3.2 | | 17.8 | 48.0 | | 3.7 | | 21.8 | 103.0 | | 7.9 | |
| 13.9 | 42.0 | | 3.2 | | 17.9 | 50.0 | | 3.8 | | 21.9 | 86.0 | | 6.6 | |
| 14.0 | 36.0 | | 2.8 | | 18.0 | 47.0 | | 3.6 | | 22.0 | 71.0 | | 5.5 | |
| 14.1 | 34.0 | | 2.6 | | 18.1 | 46.0 | | 3.5 | | 22.1 | 70.0 | | 5.4 | |
| 14.2 | 32.0 | | 2.5 | | 18.2 | 43.0 | | 3.3 | | 22.2 | 70.0 | | 5.4 | |
| 14.3 | 32.0 | | 2.5 | | 18.3 | 43.0 | | 3.3 | | 22.3 | 81.0 | | 6.2 | |
| 14.4 | 35.0 | | 2.7 | | 18.4 | 42.0 | | 3.2 | | 22.4 | 78.0 | | 6.0 | |
| 14.5 | 37.0 | | 2.8 | | 18.5 | 44.0 | | 3.4 | | 22.5 | 66.0 | | 5.1 | |
| 14.6 | 38.0 | | 2.9 | | 18.6 | 49.0 | | 3.8 | | 22.6 | 69.0 | | 5.3 | |
| 14.7 | 33.0 | | 2.5 | | 18.7 | 50.0 | | 3.8 | | 22.7 | 73.0 | | 5.6 | |
| 14.8 | 31.0 | | 2.4 | | 18.8 | 51.0 | | 3.9 | | 22.8 | 75.0 | | 5.8 | |
| 14.9 | 34.0 | | 2.6 | | 18.9 | 184.0 | | 14.1 | | 22.9 | 72.0 | | 5.5 | |
| 15.0 | 35.0 | | 2.7 | | 19.0 | 57.0 | | 4.4 | | 23.0 | 69.0 | | 5.3 | |
| 15.1 | 33.0 | | 2.5 | | 19.1 | 40.0 | | 3.1 | | 23.1 | 72.0 | | 5.5 | |
| 15.2 | 33.0 | | 2.5 | | 19.2 | 46.0 | | 3.5 | | 23.2 | 75.0 | | 5.8 | |
| 15.3 | 33.0 | | 2.5 | | 19.3 | 55.0 | | 4.2 | | 23.3 | 68.0 | | 5.2 | |
| 15.4 | 35.0 | | 2.7 | | 19.4 | 62.0 | | 4.8 | | 23.4 | 45.0 | | 3.5 | |
| 15.5 | 33.0 | | 2.5 | | 19.5 | 74.0 | | 5.7 | | 23.5 | 72.0 | | 5.5 | |
| 15.6 | 32.0 | | 2.5 | | 19.6 | 52.0 | | 4.0 | | 23.6 | 198.0 | | 15.2 | |
| 15.7 | 32.0 | | 2.5 | | 19.7 | 50.0 | | 3.8 | | 23.7 | 358.0 | | 27.5 | |
| 15.8 | 33.0 | | 2.5 | | 19.8 | 52.0 | | 4.0 | | 23.8 | 275.0 | | 21.1 | |
| 15.9 | 34.0 | | 2.6 | | 19.9 | 53.0 | | 4.1 | | 23.9 | 260.0 | | 20.0 | |



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES Aragón



OBRA No.

LOCALIZACIÓN:

No DE SONDEO:
PROFUNDIDAD:

COTA:
FECHA:

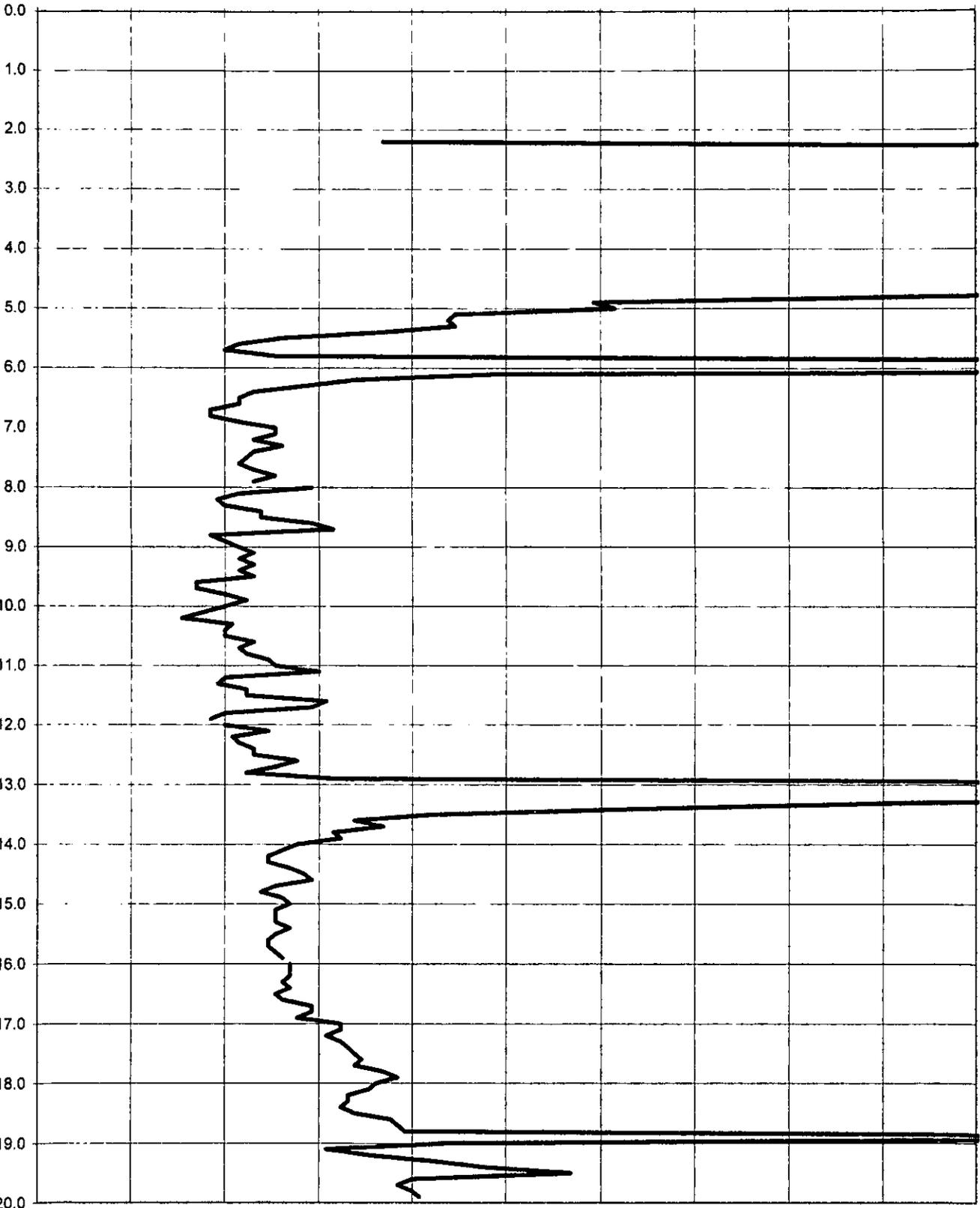
SONDEO DE CONO
REGISTRO No.

| PROF. | LECTURAS | | | | PROF. | LECTURAS | | | | PROF. | LECTURAS | | | |
|-------|----------|----------|--------------------------|----------|-------|----------|----------|--------------------------|----------|-------|----------|----------|--------------------------|----------|
| | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | | | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | | | DE CAMPO | | CORRECCION x CALIBRACIÓN | |
| | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN | | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN | | PUNTA | FRICCIÓN | PUNTA | FRICCIÓN |
| 24.0 | 160.0 | | 12.3 | | 28.0 | 106.0 | | 8.2 | | 32.0 | | | | |
| 24.1 | 149.0 | | 11.5 | | 28.1 | 88.0 | | 6.8 | | 32.1 | | | | |
| 24.2 | 180.0 | | 13.8 | | 28.2 | 111.0 | | 8.5 | | 32.2 | | | | |
| 24.3 | 228.0 | | 17.5 | | 28.3 | 124.0 | | 9.5 | | 32.3 | 106.0 | | 8.2 | |
| 24.4 | 294.0 | | 22.6 | | 28.4 | 117.0 | | 9.0 | | 32.4 | 103.0 | | 7.9 | |
| 24.5 | 243.0 | | 18.7 | | 28.5 | 117.0 | | 9.0 | | 32.5 | 109.0 | | 8.4 | |
| 24.6 | 159.0 | | 12.2 | | 28.6 | 117.0 | | 9.0 | | 32.6 | 750.2 | | 57.7 | |
| 24.7 | 129.0 | | 9.9 | | 28.7 | 119.0 | | 9.2 | | 32.7 | 630.2 | | 48.5 | |
| 24.8 | 112.0 | | 8.6 | | 28.8 | 129.0 | | 9.9 | | 32.8 | 540.1 | | 41.5 | |
| 24.9 | 102.0 | | 7.8 | | 28.9 | 134.0 | | 10.3 | | 32.9 | 733.2 | | 56.4 | |
| 25.0 | 106.0 | | 8.2 | | 29.0 | 122.0 | | 9.4 | | 33.0 | 550.2 | | 42.3 | |
| 25.1 | 103.0 | | 7.9 | | 29.1 | 136.0 | | 10.5 | | | | | | |
| 25.2 | 109.0 | | 8.4 | | 29.2 | 131.0 | | 10.1 | | | | | | |
| 25.3 | 209.0 | | 16.1 | | 29.3 | 118.0 | | 9.1 | | | | | | |
| 25.4 | 213.0 | | 16.4 | | 29.4 | 124.0 | | 9.5 | | | | | | |
| 25.5 | 589.0 | | 45.3 | | 29.5 | 127.0 | | 9.8 | | | | | | |
| 25.6 | 534.0 | | 41.1 | | 29.6 | 133.0 | | 10.2 | | | | | | |
| 25.7 | 630.0 | | 48.4 | | 29.7 | 140.0 | | 10.8 | | | | | | |
| 25.8 | 550.0 | | 42.3 | | 29.8 | 137.0 | | 10.5 | | | | | | |
| 25.9 | 380.0 | | 29.2 | | 29.9 | 118.0 | | 9.1 | | | | | | |
| 26.0 | 344.0 | | 26.5 | | 30.0 | 143.0 | | 11.0 | | | | | | |
| 26.1 | 340.0 | | 26.1 | | 30.1 | 167.0 | | 12.8 | | | | | | |
| 26.2 | 338.0 | | 26.0 | | 30.2 | 164.0 | | 12.6 | | | | | | |
| 26.3 | 278.0 | | 21.4 | | 30.3 | 163.0 | | 12.5 | | | | | | |
| 26.4 | 160.0 | | 12.3 | | 30.4 | 138.0 | | 10.6 | | | | | | |
| 26.5 | 156.0 | | 12.0 | | 30.5 | 135.0 | | 10.4 | | | | | | |
| 26.6 | 148.0 | | 11.4 | | 30.6 | 138.0 | | 10.6 | | | | | | |
| 26.7 | 128.0 | | 9.8 | | 30.7 | 153.0 | | 11.8 | | | | | | |
| 26.8 | 130.0 | | 10.0 | | 30.8 | 150.0 | | 11.5 | | | | | | |
| 26.9 | 124.0 | | 9.5 | | 30.9 | 164.0 | | 12.6 | | | | | | |
| 27.0 | 102.0 | | 7.8 | | 31.0 | 176.0 | | 13.5 | | | | | | |
| 27.1 | 126.0 | | 9.7 | | 31.1 | 460.0 | | 35.4 | | | | | | |
| 27.2 | 122.0 | | 9.4 | | 31.2 | 680.0 | | 52.3 | | | | | | |
| 27.3 | 120.0 | | 9.2 | | 31.3 | 350.0 | | 26.9 | | | | | | |
| 27.4 | 98.0 | | 7.5 | | 31.4 | 543.0 | | 41.8 | | | | | | |
| 27.5 | 99.0 | | 7.6 | | 31.5 | 524.0 | | 40.3 | | | | | | |
| 27.6 | 102.0 | | 7.8 | | 31.6 | 589.0 | | 45.3 | | | | | | |
| 27.7 | 113.0 | | 8.7 | | 31.7 | 750.0 | | 57.7 | | | | | | |
| 27.8 | 106.0 | | 8.2 | | 31.8 | 1220.0 | | 93.8 | | | | | | |
| 27.9 | 131.0 | | 10.1 | | 31.9 | 1500.0 | | 115.3 | | | | | | |

Sondeo de Cono Eléctrico

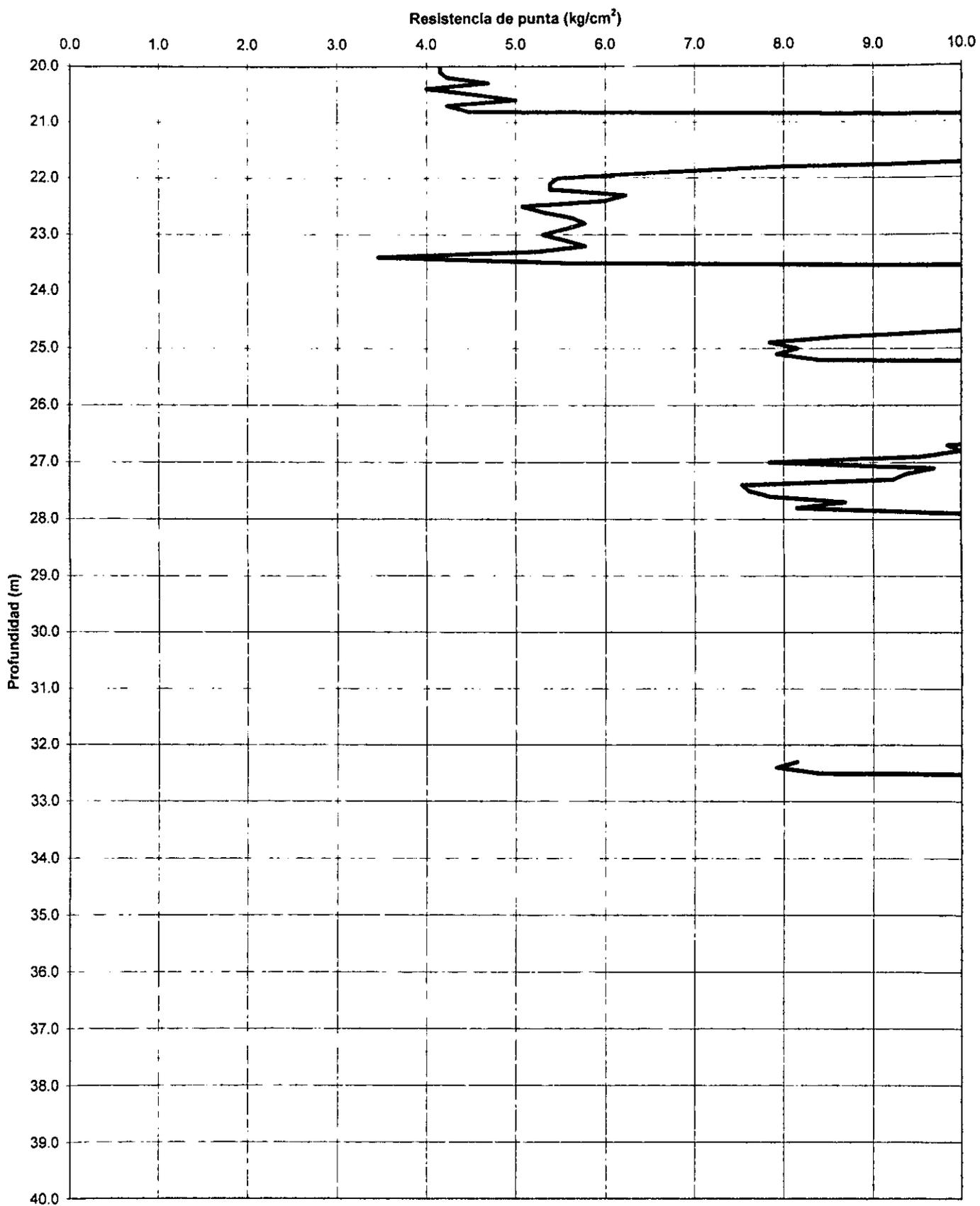
Resistencia de Punta (kg/cm²)

0.0 1.0 2.0 3.0 4.0 5.0 6.0 7.0 8.0 9.0 10.0



Profundidad (m)

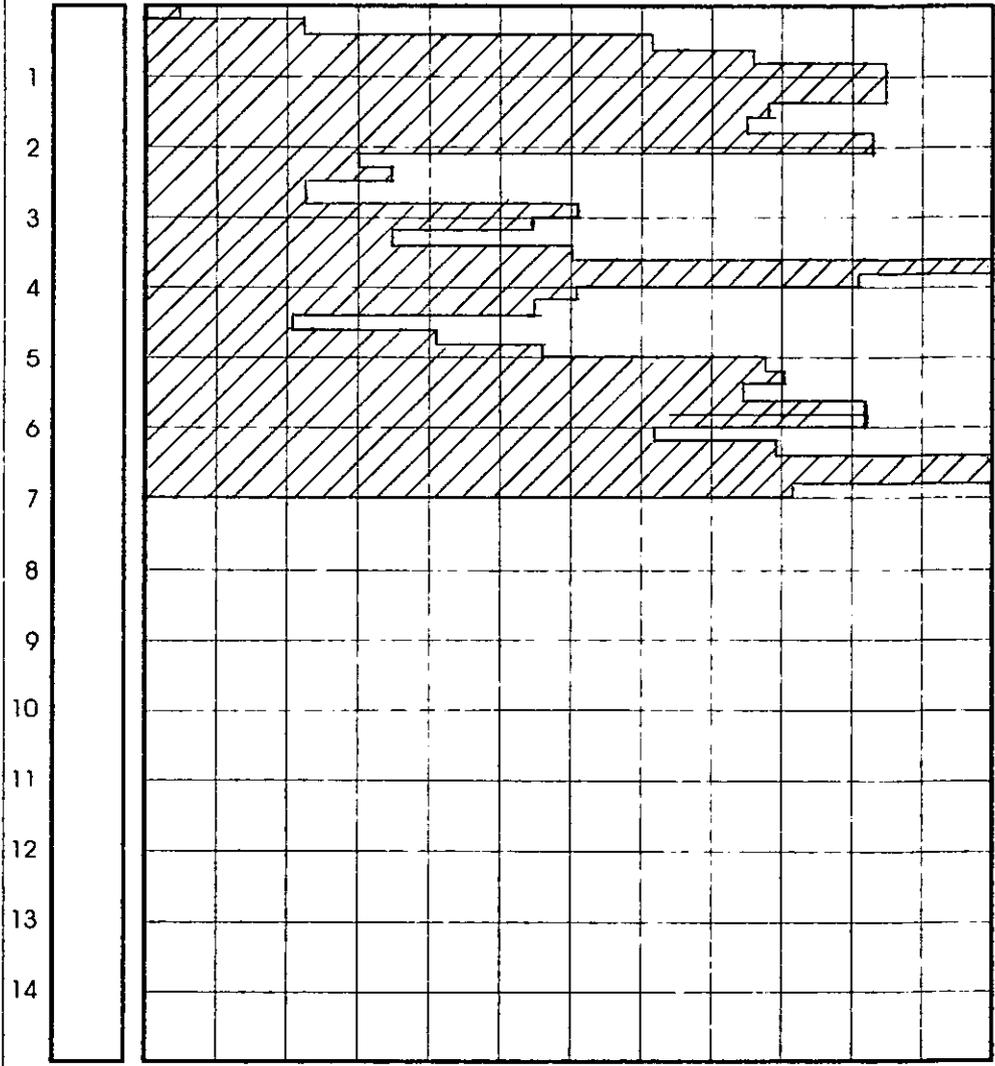
Sondeo de Cono Eléctrico (2)



| | | | |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------------|
| ROCA ESCORIACIÓN | ROCA FRACTURADA | ROCA POCO FRACTURADA | ROCA MASIVA POCO VESICULAR |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------------|

TIEMPO DE PERFORACIÓN PARA 20 cm, TIEMPO (min)

| | | | | | | | | | | | | |
|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|
| 0 | 20 | 40 | 1 | 20 | 40 | 2 | 20 | 40 | 3 | 20 | 40 | 4 |
|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|



OBRA: _____
 TIPO DE SONDEO: _____
 NAF: _____

OBSERVACIONES

Roca MASIVA

Roca POCO FRACTURADA

Roca FRACTURADA

Roca POCO FRACTURADA

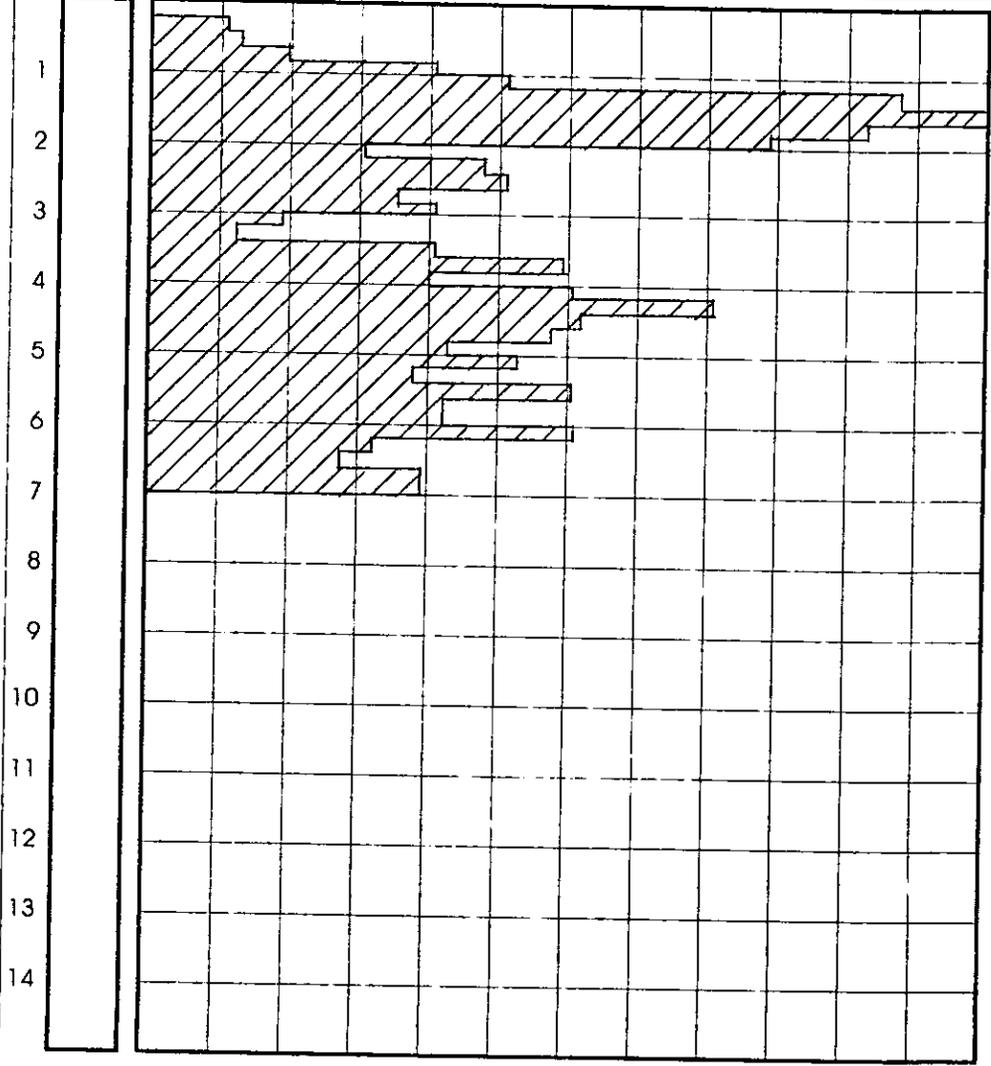
SIMBOLOGIA

-  MAT. DE RELLENO
-  ARCILLA
-  LIMO
-  ARENA
-  ROCA MASIVA
-  ROCA POCO FRACTURADA
-  ROCA FRACTURADA
-  OQUEDAD
-  GRIETA
-  DISCONTINUIDAD
-  AVANCE SIN RECUPERACIÓN DE POLVO

| | | | |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------------|
| ROCA ESCORIACIÓN | ROCA FRACTURADA | ROCA POCO FRACTURADA | ROCA MASIVA POCO VESICULAR |
|------------------|-----------------|----------------------|----------------------------|

TIEMPO DE PERFORACIÓN PARA 20 cm, TIEMPO (min)

| | | | | | | | | | | | | |
|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|
| 0 | 20 | 40 | 1 | 20 | 40 | 2 | 20 | 40 | 3 | 20 | 40 | 4 |
|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|----|----|---|



OBRA: _____
 TIPO DE SONDEO: _____
 NAF: _____

OBSERVACIONES

ESCORIACION

ROCA Poca FRACTURADA

ROCA MASIVA Poca VESICULAR

ROCA Poca FRACTURADA

ROCA FRACTURADA

SIMBOLOGIA

- MAT. DE RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- ROCA MASIVA
- ROCA POCO FRACTURADA
- ROCA FRACTURADA
- OQUEDAD
- GRIETA
- DISCONTINUIDAD
- AVANCE SIN RECUPERACIÓN DE POLVO

BIBLIOGRAFÍA.

- Manual de exploración geotécnica. México. Secretaría General de Obras de DDF. 1988
- El Cono en la exploración geotécnica. Enrique Santoyo, Riqing Lin Xue, Efraín Ovando. Ed. Carlos Gutiérrez, México. TGC Geotécnica.
- Petróleos Mexicanos. Especificaciones Generales para Proyecto de Obras. México. Exploración y muestreo de suelos para proyectos de cimentaciones. Norma 2.214.05.
- Manual de Diseño de Obras Civiles. Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica. Sección Geotécnica. México 1969.
- Exploración Geotécnica. 1986. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.
- Universidad Nacional Autónoma de México. Facultad de Ingeniería. División de Ingeniería en Ciencias de la Tierra. Departamento de Geofísica. Apuntes de Introducción a los Métodos Geofísicos de Exploración. Enrique del Valle Toledo.
- Rico Rodríguez, Alfonso, La ingeniería de suelos en las vías terrestres: Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas. México, Limusa. 1974.
- Cambefort, Henri, Geotécnica del ingeniero: Reconocimiento de Suelos. Henri Cambefort, Trad. Juan José Sanz Llano. Barcelona; Editores Técnicos Asociados. 1975.
- Reunión de Ingenieros, Mecánica de Suelos/Reunión de Ingenieros, Traducida de la 1ª Edición Francesa por Juan José Sanz Llano. Barcelona, Técnicos asociados. 1975.