

35
2ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

Regreso Discontinuo

“EXPLORACION GEOTECNICA PARA EL DISEÑO
DE MICROTUNELES ”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

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

P R E S E N T A :

ISMAEL PATRICIO ORTIZ GUTIERREZ

ASESOR DE TESIS :

ING. TOMAS HERNANDEZ CASTILLO

MÉXICO

1998

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

26 4254



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
DUPLICADO

ISMAEL PATRICIO ORTIZ GUTIÉRREZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 28 de octubre de 1996, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. TOMÁS HERNÁNDEZ CASTILLO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado "EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA PARA EL DISEÑO DE MICROTÚNELES", 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, a 30 de abril de 1998.
EL DIRECTOR

LIC. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



Nota: La aceptación del tema de tesis y asesor de la misma fue registrado en la Unidad Académica de esta Escuela con fecha 4 de noviembre de 1996.

c c p Unidad Académica.
c c p Jefatura del Área de Ingeniería Civil.
c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/vr

AGRADECIMIENTOS

AGRADECIMIENTOS

AGRADECIMIENTOS

A MIS PADRES

RAFAEL ORTIZ PARRA
CRISPINA GUTIERREZ ROMO
GRACIAS POR SU APOYO Y DEDICACION.

A MIS HERMANOS

RAFAEL, JAIME, MARTHA, RICARDO,
SERGIO, CLAUDIA Y LAURA.
POR QUE DE ELLOS APRENDI A VALORAR LO IMPORTANTE QUE ES TENER UNA
EDUCACIÓN

A MIS AMIGOS

POR QUE CON ELLOS APRENDI A TRABAJAR EN EQUIPO Y POR BRINDARME SU AMISTAD.

A MIS PROFESORES

POR COMPARTIR SUS CONOCIMIENTOS Y SUS EXPERIENCIAS

A LOS INGENIEROS

ING. ANTONIO TORRES FLORES
ING. MAXIMO REYES HERNANDEZ
ING. ANDRES REYES HERNANDEZ
POR SU CONFIANZA Y POR DEJARME PARTICIPAR EN SUS PROYECTOS DE EJECUCION DE
MICROTUNELEO.

A MI DIRECTOR

ING. TOMAS HERNANDEZ CASTILLO
POR DIRIGIRME EL PRESENTE TRABAJO DE TESIS.

EXPLORACION GEOTECNICA PARA
EL DISENO DE MICROTUNELES

INDICE

CONTENIDO

	PAG.
CAPITULO 1. INTRODUCCION	
1.1 Introducción	1
CAPITULO 2. TIPOS DE SUELO	
2.1 Antecedentes.....	6
2.2 Minerales formadores de rocas.....	6
2.3 Procesos de formación en las rocas.....	9
2.4 Intemperismo y Erosión.....	11
2.5 Principales tipos de suelo.....	14
2.6 Propiedades de los suelos.....	18
CAPITULO 3. PROBLEMAS EN EXCAVACIONES EN SUELOS BLANDOS	
3.1 Generalidades.....	20
3.2 Abatimiento del nivel freático en excavaciones.....	20
3.3 Falla de fondo en suelos blandos.....	27
3.4 Análisis de estabilidad de paredes.....	31
CAPITULO 4. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE RETENCIÓN	
4.1 Generalidades.....	42
4.2 Diseño de estructuras para excavaciones poco profundas	42
4.3 Diseño de estructuras para excavaciones profundas.....	44
4.4 Diseño de puntales.....	46

CAPITULO 5. METODOS DE EXPLORACIÓN

5.1 Métodos geofísicos.....	54
Resistividad sísmica	
Resistividad eléctrica	
5.2 Métodos de exploración y muestreo.....	58
Pozo a cielo abierto	
Cono eléctrico	
Cono Mecánico	
Penetración Estándar	
Tubo de pared delgada	
Tubo dentado	
Barril Denison	
ANEXO. Figuras de los muestreadores.....	68

CAPITULO 6. MICROTUNELES

6.1 Antecedentes.....	79
6.2 Desventajas del corte y relleno.....	80
6.3 Hincado de tubería o microtuneleo.....	82
6.4 Equipo de microtuneleo.....	84
ANEXO. Figuras del equipo de hincado.....	91

CAPITULO 7. EJEMPLO PRACTICO

7.1 Introducción.....	101
7.2 Ubicación del colector Vicente Villada.....	101
7.3 Exploración geotécnica.....	102
7.4 Ensayes de laboratorio.....	105
7.5 Probables procedimientos de construcción.....	106
7.6 Proceso constructivo.....	108
7.7 Ventajas y Desventajas del microtuneleo.....	113
7.8 Reporte fotográfico	114
7.9 ANEXO A. Planos de asentamientos.....	129
ANEXO B. Resultados del cono estático	134
ANEXO C. Resultados de las pruebas.....	141
Conclusión.....	175
Bibliografía.....	177

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCION

1.1 INTRODUCCION

Es importante mencionar que en la ingeniería civil siempre se ha buscado la manera de que las obras que se realicen en zonas urbanas no causen afectaciones secundarias y contraproducentes a la obra misma.

Es por eso que día con día se trabaja para conseguir nuevos métodos de construcción, las ciudades van creciendo y con ellos también el número de necesidades, agua, drenaje, luz, y los demás servicios que necesita una gran ciudad, es entonces ahí donde ya no existe el espacio suficiente para realizar una obra con los métodos tradicionales, se tiene que recurrir a nuevas técnicas que no alteren las instalaciones que subsisten en subsuelo.

La elaboración de esta tesis se enfoca primordialmente a la construcción de colectores y cruces, con un nuevo sistema que de manera particular van requiriendo las ciudades. Surge una alternativa en la construcción de estos colectores y cruces, por medio de microtuneleo, sabemos que los colectores están diseñados para recolectar el agua pluvial y sanitario y por lo tanto, estos deben construirse a una profundidad considerable para ser captados y ser desalojadas fuera de la ciudad, pero con el incremento de la población el flujo continuo de los vehículos en las avenidas principales, las calles tan reducidas, no permiten que un buen proyecto de drenaje se realice con tanto obstáculo, que además se eleve en sus costos y que a veces se tenga que dejar a medias por que los recursos económicos ya no son suficientes.

También sabemos que la construcción de colectores a cielo abierto siempre han funcionado, pero las alteraciones que causan , el tiempo en que tardan en realizarse, son puntos en discusión para tomar nuevas medidas.

Las nuevas técnicas han desarrollado un nuevo equipo que se utilizara en la construcción de colectores y cruces, este equipo viene a sustituir al método tradicional de corte y relleno y que podrá aplicarse en las ciudades. Hablo de un equipo para hincar tubería y que su construcción es a base de tuneleo. Su ejecución es rápida, el área de trabajo de este método es muy reducida y las alteraciones que causa son mínimas.

La aplicación del método de hincado de tubería se a retomado de las grandes países desarrollados, que han utilizado este método para construir sus colectores y que les a funcionado, que es el caso de Inglaterra, Canadá y Estados Unidos, de este ultimo viene la tecnología que se esta aplicando aquí en México y a tomado gran importancia por su manejo y ejecución en suelos de arcilla blanda.

Se tiene la experiencia de los trabajos realizados con el equipo de microtuneleo, tal es el caso del colector Vicente Villada donde se aplico por primera vez con tubería 2.13 de diámetro a una profundidad de 7 a 8 m, en la CD. De Nezahualcoyotl, el Colector Xalosto con un diámetro 2.44 m de diámetro a una profundidad de 7 a 9 m , en la CD. De Ecatepec y por ultimo un cruce para una obra de salida donde se utilizo tubería de 1.83 m de diámetro a una profundidad de 6 a 7 m, en Cuautitlan, Izcalli. Todos estos trabajos realizados en el Estado de México.

Para definir el proceso de exploración geotécnica para el diseño de microtuneles se corrobora con los trabajos realizados en el Colector Vicente Villada donde se aplico el método por primera vez. El trabajo de tesis se compone de siete capítulos incluyendo este mismo. y que se describen a continuación :

*En el **capítulo siete** se describen en forma breve los resultados que arrojaron los estudios de exploración geotécnica, los métodos que se utilizaron para obtener algunas propiedades de los suelos, así como la evaluación de la mejor alternativa para construir el colector sin que las alteraciones no fueran a repercutir en la obra. También se comenta como se lleva a cabo el proceso constructivo.*

*En el **capítulo seis** se hace un análisis de comparación de algunas ventajas y desventajas de los dos procesos constructivos entre el de microtuneleo y el de corte y relleno. También se menciona el equipo que se utiliza el hincado de tubería.*

*En el **capítulo cinco** se mencionan los diferentes métodos de exploración, sus objetivos, su equipo y como funcionan.*

*En el **capítulo cuarto**, como el colector se ejecutara en una zona de lago se propuso la construcción de una estructura flexible por las ventajas que ofrece en los terrenos blandos. En este capítulo se analizan algunos diseños de puntales, como también los materiales que mas se usan para la construcción de estructuras flexibles.*

*En el **capítulo tres** se mencionan algunos problemas que se deben tener en cuenta cuando se realizan excavaciones en suelos blandos y las medidas que se deben tomar antes de realizar la excavación.*

*En el **capítulo dos** forma parte principal en el estudio de la exploración geotécnica, de ello depende que se tenga las bases para identificar un tipo de suelo. En este capítulo se describen en forma general los principales tipos de suelos, desde su origen, su tamaño, sus características físicas, el tipo de mineral que lo forma y también algunas propiedades mecánicas.*

El objetivo de este trabajo, pretende mostrar el procedimiento que se lleva a cabo en la construcción de un microtunel, que conozca su equipo, su funcionamiento y las ventajas que ofrece.

CAPITULO 2

TIPOS DE SUELO

- 2.1 ANTECEDENTES
- 2.2 MINERALES FORMADORES DE ROCAS
- 2.3 PROCESO DE FORMACION DE ROCAS
 - 2.4 INTEMPERISMO Y EROSION
 - 2.5 PRICIPALES TIPOS DE SUELO
 - 2.6 PROPIEDADES DE LOS SUELOS

TIPOS DE SUELO

2.1 ANTECEDENTES

De acuerdo con los estudios realizados por la Mecánica de Suelos y la geología, se consideran que los suelos provienen de un proceso de deformación de las rocas, es por lo tanto conveniente conocer el proceso que da origen a las rocas y a los suelos, haciendo un estudio de los principales minerales que conforman a las rocas.

Por diversos factores de alteración, de intemperismo y erosión de la roca dando como resultado los tipos de suelo que son objeto de investigación en este capítulo.

2.2 MINERALES FORMADORES DE ROCAS.

El termino **mineral** se define como una substancia de origen natural y composición química definida, que se encuentra en la superficie o en la corteza terrestre. Las rocas están formadas por diversas clases de minerales principalmente compuestas de sílice y carbonatos. Los principales minerales son los que tienen importancia en ingeniería. Se conocen miles de minerales, pero en la practica de la geotécnia se requiere solo del conocimiento de minerales formadores de rocas.

Estos se deben estudiar desde el punto de vista de la inestabilidad química y mecánica, porque la resistencia de una masa de roca depende de estas propiedades.

Los minerales tienen una estructura interna definida, compuesta por la combinación en grupos de átomos. El arreglo atómico de los átomos dentro de los grupos tienen un efecto importante sobre la resistencia y mecánica de los minerales de las rocas. Cuando la estructura es laminar, el mineral se rompe con facilidad. Otros minerales tienen una estructura interna que solo les permite romperse en forma irregular. En los minerales carbonatados, la estructura molecular es de forma romboédrica y un fragmento del mineral tendera a romperse en forma similares.

Como los principales minerales formadores de rocas son silicatos (excepto los carbonatos), su estructura molecular se explica en base a la estructura (red cristalina o celda unitaria) de los átomos de silicio y oxígeno.

Los principales minerales formadores de roca son :

1. **Olivino.**- Se compone de magnesio y hierro.
2. **Piroxenos.**- Contienen aproximadamente iguales cantidades de hierro y magnesio se encuentran en rocas ígneas básicas y ultrabásicas.
3. **Anfibolas.**- Es del tipo común : (Ca, Mg, Fe, Na, Al) es común en rocas ígneas y metamórficas, es inestable.
4. **Micas.**- Es un mineral hexagonal de forma plana. Las micas son comunes en granitos y esquistos de mica.
5. **Feldespatos.**- Son silicoaluminatos de potasio, sodio calcio . Hay tres principales la albita, la ortoclasa y la anortita. La albita y ortoclasa pueden formar mezclas, conocidas como feldespatos alcalinos o perfitas. Son muy comunes en rocas ácidas y constituyen aproximadamente el 75% de la composición mineral del granito.

La mezcla de albita y anortita forma la plagioclasa esta se compone de una serie de minerales : albita-oligoclasa-andesina-labradorita-bitownita-anortita. Los cristales de feldespato se fraccionan con facilidad a lo largo de planos suaves y en consecuencia, se observan fácilmente en las rocas debido a que estas superficies reflejan la luz. Los feldespatoidez son minerales similares a los feldespatos, que cristalizan a partir de magmas con contenido relativamente bajo en sílice . Si no hay suficiente sílice para saturar las bases (magnesio, potasio, sodio, calcio etc.,) se formaran feldespatoides. Estos se encuentran en lavas y son inestables.

6. **Cuarzo.**- Es un mineral muy duro y químicamente resistente. No se raya con una navaja. L a prueba común para este tipo de mineral . Forma hermosos racimos de cristales en cavidades de rocas y se presentan en muy diversos colores. Es el principal constituyente de rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas. Durante el proceso de cristalización, los elementos se combinan con sílice hasta ubicarse en la red cristalina, la sílice restante forma el cuarzo. Las rocas ricas en cuarzo se denominan silíceas.
7. **Minerales arcillosos.**- Se forman en capas sobrepuestas. Los minerales arcillosos tienen propiedades que son de gran importancia para los ingenieros geotécnicos. Algunos se ensanchan cuando se humedecen (arcillas ávidas de agua) y se contraen cuando están secos. Los tipos de minerales arcillosos en una masa de arcilla determinan las propiedades mecánicas de esta las cuales pueden ser muy variables. Los tipos más importantes son : la caolinita, haoisita,ilita,smeccita (grupo de la montmorilonita),vermiculita y caolinita e ilita.
8. **Carbonatos.**- La calcita es el principal mineral en calizas, en donde se encuentran mezclado con arcillas. Dolomita este mineral se encuentra en calizas dolomíticas. Siderita se le puede encontrar en combinación con la arcilla y este caso se le conoce como arcilla ferruginosa.

2.3 PROCESOS DE FORMACION EN LAS ROCAS

Tres procesos distintos intervienen en la formación de rocas apartar del conjunto de los minerales formadores de rocas, se les conoce como procesos **ígneos, sedimentarios y metamórficos**.

ROCAS IGNEAS

Las rocas ígneas se formaron por cristalización del material fundido de silicatos en la corteza o bien en la superficie terrestre, arrojado por una erupción volcánica . Esta roca fundida se conoce como magma, se forma en el interior de la corteza y en el manto superior por los mismos procesos que causan el levantamiento de la corteza y la formación de cadenas montañosas. Las roca fundida puede penetrar a regiones donde se están formando montañas y al enfriarse y cristalizarse constituyen su basamento de roca ígnea sólida

Los volcanes se originan en el punto donde el magma puede salir a la superficie durante una erupción. La fuerza activadora es el vapor supercalentado. Alguna parte del magma puede permanecer en forma líquida y salir del volcán como flujo de lava; de otra forma se convierte en polvo por la fuerza explosiva del vapor al liberarse súbitamente la presión y escapar por la cima del volcán. El polvo volcánico se asienta en capas y puede encontrarse a cientos de kilómetros del centro de la erupción. El polvo volcánico fino se transporta alrededor del globo terrestre y finalmente se deposita en el suelo.

Las fuerzas de deformación de montañas se extinguen y las áreas permanecen tranquilas, pero sometidas al intemperismo y la erosión, hasta convertirse en superficies planas, casi al nivel del mar. El material erosionado se transporta y forma sedimentos en otros lugares.

ROCAS SEDIMENTARIAS

Las rocas sedimentarias se forman bajo el agua, en mares o lagos, depósitos de arena y polvo transportados por el viento. Las rocas sedimentarias comunes incluyen capas de arcilla, lodo arena y grava que cuando se convierten en rocas duras, después de rellenar los espacios con material cementante forman lutitas, limolitas, areniscas y conglomerados respectivamente. La caliza es otra roca sedimentaria muy común.

ROCAS METAMORFICAS

Las rocas metamórficas han sido afectadas por el calor y la presión después de haber sido originalmente rocas ígneas o sedimentarias. Inclusive las mismas rocas metamórficas. Cuando solo la presión ha sido el agente metamórfico, el proceso recibe el nombre de metamorfismo dinámico que es el resultado de las fuerzas cortantes que se generan dentro de una masa de roca que es empujada hacia arriba formando por las montañas. Como resultado de la fricción durante este proceso se puede generar algo de calor. Se produce lentamente una recristalización y alineamiento de los minerales en la roca; se forman clorita y mica, con un crecimiento paralelo de cristales de tal manera que la roca se puede romper con facilidad en pequeños fragmentos

Este proceso da origen a la roca denominada pizarra. El metamorfismo térmico se produce por calentamiento de la roca cercana a una intrusión ígnea que ha penetrado en rocas formadas con anterioridad. El calor emitido por el magma en cristalización altera las rocas adyacentes y se forman nuevos minerales.

2.4 INTEMPERISMO Y EROSION

Las rocas en la superficie sufren un continuo estado de desintegración. Los minerales se descomponen por la acción de elementos disueltos en el agua de lluvia que se filtran en la roca a través de las discontinuidades. El proceso se llama lixiviación y el producto de estos procesos es arrastrado a los ríos y devuelto a los océanos que constituyen un depósito de sustancias químicas. Este desgaste de las rocas se conoce como **intemperismo** y el producto se denomina **suelo**.

Las rocas que se descomponen formando cuarzo y arcillas producen zonas de suelos de gran espesor. Las calizas por lo común, están cubiertas por una delgada capa de suelo que se compone principalmente de calcita porque es un mineral que se disuelve totalmente en el agua dejando muy poco material de roca. La formación de suelo sobre una roca intemperizada es un proceso muy complicado y depende de la clase de roca y el clima. En rocas de la misma clase se forman distintos suelos en climas diferentes.

Debido a la pérdida, en la superficie de material de roca intemperizada esta se hace más débil mecánicamente que la roca nueva y por lo tanto, es menos adecuada para cualquier tipo de construcción.

La remoción de suelo y partículas de roca por el viento, ríos y hielo recibe el nombre de **erosión**.

El material erosionado es arrastrado al mar y se acumula sobre el lecho oceánico formando un depósito de grava, arena, limo o arcilla, originando lechos de nuevas rocas sedimentarias.

Bajo el peso del material que se deposita después y se acumula sobre la existencia presiona y fuerza la salida del agua del sedimento, y de las capas profundas, de tal manera que finalmente estas se compactaran y endurecerán. Estas capas pueden continuar hundiéndose en la corteza terrestre hasta alcanzar altas temperaturas que las funde para formar magma. Y por otra parte pueden ascender dando origen a nuevas montañas de rocas sedimentarias.

Todos estos procesos de deformación de rocas, levantamientos, erosión y depositación son etapas de un continuo ciclo de fenómenos geológicos y los resultados tienen importantes efectos sobre el comportamiento de las rocas y suelos.

ALTERACION FISICA

Cuando el efecto alterativo de las rocas se llevan a cabo por medio físico se produce un suelo con la misma composición. Estos agentes físicos son : el agua, el sol, el viento y los glaciares.

1. Exfoliación.- al actuar el sol sobre las rocas, calienta más su exterior que su interior provocando diferencias de expansión que generan esfuerzos muy fuertes los cuales dan como resultado un rompimiento de la capa superficial y el desprendimiento de la misma

Los cambios de temperaturas producen más efectos en las rocas duras como las ígneas (granito, reolita, andesita.) que en las rocas blandas como las sedimentarias (caliza, travertino, dolomita .) especialmente cuando aquellas son de grano grueso y se componen de diversos minerales, cuyos coeficientes de dilatación difieren mucho uno de otro.

El agua en movimiento es un importante elemento de erosión. El arrastre de fragmentos provoca fricción interna. El agua en forma de lluvia cae en la superficie pétreo llenando cavidades, abre grietas tiende a llenar espacios huecos de las rocas; si estas se congelan ejercen una fracturación en las rocas que las encierra.

El viento también contribuye a la erosión del suelo cuando arrastra arenas. Los taludes del suelo arenoso también son afectados por la acción del viento que al golpearlos continuamente desprenden partículas y luego las acarrea

Los glaciares son depósitos de hielo en las altas montañas ejercen una gran acción abrasiva y de transporte de los minerales de la superficie.

ALTERACION QUIMICA

Entre los principales agentes químicos se pueden mencionar a la oxidación, carbonatación y la hidratación.

La oxidación, es la reacción química que puede ocurrir al recibir el agua de lluvia, ya que el oxígeno del aire, en presencia de humedad, reacciona químicamente produciéndose el fenómeno de oxidación principalmente si las rocas contienen hierro.

La carbonatación es el ataque que el ácido carbonico (anhídrido carbonico CO_2) y agua H_2O efectúa sobre las rocas que contienen fierro, calcio, magnesio, sodio o potasio. Las rocas ígneas y las calizas pueden ser descompuestas por la carbonatación.

La hidratación es la acción y efecto de cambiar un cuerpo por agua para formar hidratos, o sea compuestos químicos que contienen agua en combinación. El agua se absorbe y se combina químicamente formándose nuevos minerales.

2.5 PRINCIPALES TIPOS DE SUELO.

Gravas.- Son acumulaciones sueltas de fragmentos de roca y que tienen más de 2 mm de diámetro . Dado el origen, cuando son acarreadas por las aguas las gravas sufren un desgaste en sus aristas y son por lo tanto redondeadas. Como material suelto suele encontrarse en los lechos de los ríos en los márgenes y en los conos de deyección de los mismos, también muchas depresiones de terrenos rellenados por el acarreo de los ríos.

Arenas.- Las arenas es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la deducción de las rocas o de su trituración artificial y cuyas partículas varían entre 2mm y 0.05 mm de diámetro . El origen y la existencia de las arenas es análoga a la de las gravas las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla.

Las arenas estando limpias no se contraen al secarse, no son plásticas, son mucho menos compresibles que la arcilla y si se aplica una carga en su superficie, se comprimen casi de manera instantánea.

Limos.- Los limos son suelos de granos finos con poca o ninguna plasticidad, pudiendo ser limo inorgánico como el producto en canteras o limo orgánico como el que suele encontrarse en los ríos, siendo este último caso de características plásticas. El diámetro de las partículas de los limos está comprendida entre 0.05 mm y 0.005 mm. Los limos sueltos y saturados son completamente inadecuados para soportar carga por medio de zapatas. Su color varía desde gris claro a muy poco oscuro. La permeabilidad de los limos orgánicos es muy baja y su compresibilidad muy alta. Los limos de no encontrarse en estado denso, a menudo son considerados como suelos pobres para cimentar.

Arcillas.- Las arcillas son suelos cohesivos caracterizados por su resistencia al esfuerzo cortante y su plasticidad. Varían desde muy blandas hasta muy rígidas, y el contenido de agua es un factor importante en la determinación de la resistencia al cortante. Las arcillas son casi impermeables y por consiguiente el contenido de agua no cambia tan fácilmente y una capa de arcilla puede sellar eficazmente la intrusión del agua.

Las arcillas son partículas sólidas con diámetro menor 0.005 mm y cuya masa tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. Químicamente es un silicato de alumina hidratado, contienen silicatos de hierro o de magnesio hidratado. La estructura de estos minerales es cristalina y complicada y sus átomos están dispuestos en forma laminar.

De acuerdo con su arreglo reticular los minerales de arcilla se pueden clasificar en tres grupos básicos que son :

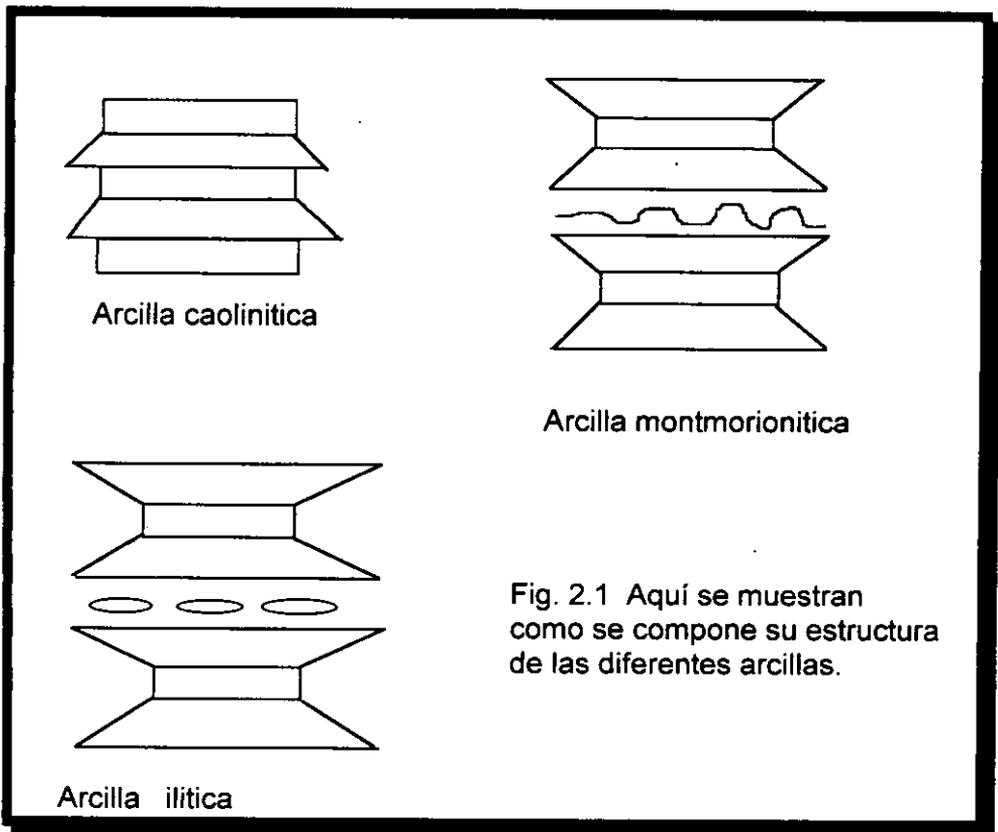
El caolinitico.- que procede de la carbonatación de la ortoclasa (feldespato de potasio). Las arcillas caolinitas, están formadas por una lamina aluminica superpuesta de manera indefinida y con una unión tal entre sus retículas que no permiten la penetración de moléculas de agua entre ellas producen una capa electrónicamente neutral, que induce que estas arcillas sean bastante estables en presencia del agua. Fig. 2.1

El montmorilonitico.- el cual pertenece las bentonitas, se forman por la superposición indefinida de una lamina aluminica entre dos laminas silicicas pero con una unión débil entre sus retículas, lo que hace que el agua pueda penetrar en su estructura con facilidad. Estas arcillas sufren una fuerte expansión en contacto con agua lo que provoca inestabilidad en ellas. Fig. 2.1.

El ilítico.- producto de la hidratación de las micas y que presentan un arreglo reticular similar al de las montmoriloniticas, pero con la tendencia a formar granos por la presencia de iones de potasio, lo que reduce el área expuesta al agua por lo cual no son tan expansivas como las arcillas montmoriloniticas. Fig. 2.1.

Las arcillas ya sean caoliniticas, montmoriloniticas o iliticas, son plásticas, se contraen al secarse, presentan marcada cohesión de acuerdo a su humedad, son compresibles y al aplicársele una carga en su superficie se comprimen lentamente.

Caliche.- En ciertos estratos de suelo cuyo grano se encuentran cementados por carbonatos calcáreos su formación depende de un clima semiárido. La margas es una arcilla con carbonato de calcio, más homogénea que el caliche y generalmente muy compacta y de color verdoso.



Loess.- Son sedimentos eólicos uniformes y cohesivos , esa cohesión que poseen es debida a un cementante del tipo calcáreo y cuyo color es castaño claro. El diámetro de las partículas de los loess están comprendidas entre 0.01 mm y 0.05 mm. Los loess se distinguen por que presentan agujeros verticales que han sido dejados por raíces extinguidas.

2.6 PROPIEDADES DE LOS SUELOS.

En términos de la mecánica de suelos, las principales propiedades de los suelos son :

- Granulometría de las partículas
- Composición mineralógica
- Densidad
- Porosidad
- Contenido de agua
- Resistencia al esfuerzo cortante en arcillas
- ángulo de fricción interna en suelos granulares
- Plasticidad: límite plástico y límite líquidos en arcillas y limos.

Otras propiedades que son importantes en la mayoría de las circunstancias deberán tomarse por mediciones in situ. Se incluyen entre ellas :

- Permeabilidad
- Presión de agua de los poros
- Flujo de agua
- Grado de compactación
- Fisuramiento

CAPITULO 3

PROBLEMAS EN EXCAVACIONES EN SUELOS BLANDOS

- 3.1 GENERALIDADES
- 3.2 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO
- 3.3 FALLA DE FONDO
- 3.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD

PROBLEMAS EN EXCAVACIONES EN SUELOS BLANDOS

3.1 GENERALIDADES.

Generalmente antes que se inicie una excavación donde se pretenda realizar una obra de ingeniería es necesario conocer las condiciones y características del suelo. De ello depende que una excavación se realice en las mejores condiciones de trabajo y que no se encarezca en su costo. Es así que en los suelos blandos los problemas que debemos tener en cuenta son : abatir el nivel freático, la falla de fondo y la estabilidad de paredes.

3.2 ABATIMIENTO DEL NIVEL FREATICO EN EXCAVACIONES

El manto freático constituye un nivel crítico dentro del patrón del flujo. Es la superficie enterrada por debajo de la cual está saturado el terreno, y encuentra por lo general a una cierta profundidad por debajo de la superficie variando de tiempo en tiempo con la precipitación.

En sondeos se presentan como un nivel inmóvil del agua, y cerca de los ríos y lagos está cerca del nivel libre del agua.

Marca la superficie de un depósito oculto de agua. Por encima del manto freático, los suelos y las rocas sólo están parcialmente saturados y cualquier agua libre se mueve hacia abajo, a la velocidad que le permita la permeabilidad, hasta que llega al nivel freático, donde se reabastece el depósito y eleva su nivel.

El movimiento a través del terreno saturado por debajo del manto freático es necesariamente más lento y está regulado por la permeabilidad y los gradientes hidráulicos hasta los puntos finales de descarga.

Por ejemplo en el caso que el material excavado sea una arena limpia y permeable, la presencia de agua dificulta extraordinariamente o imposibilita el progreso de una excavación bajo el nivel freático, según se va removiendo el material, el agua de las masas vecinas fluye hacia la excavación y las fuerzas de filtración que este flujo produce arrastran arena de manera que el fondo de la excavación se va rellenando en forma continua, así al tratar de profundizar en la excavación bajo el nivel freático sólo se logra ensancharla pero sin avance práctico en la dirección vertical.

En una arcilla si se pudiese hacer la excavación y construcción posterior de la estructura con una rapidez ideal, no existiera problema alguno; ya que el material se está extrayendo con su contenido natural de agua y su impermeabilidad hará que el tiempo de exposición es suficientemente corto el material no sufra expansiones volumétricas ni cambie su resistencia. Por lo tanto si los tiempos de excavación no satisfacen esas condiciones ideales y la excavación produce cambios en las propiedades de la arcilla a su alrededor, disminuyendo su resistencia provocando consecuencias sobre sus taludes y propiciando expansiones.

El problema ya no es bajar el nivel freático, que baja por sí sólo simultáneamente con el fondo de la excavación, sino el controlar el flujo del agua hacia la excavación, que aunque no llegue a inundarlo, por su escaso gasto, prudenciar grandes consecuencias.

En las obras se presenta casos que combinan los dos tipos de materiales la arena y la arcilla. Una excavación en arcilla cuyo fondo queda próximo a un manto acuífero arenoso como el agua en la arena está a la presión hidrostática, pudiera ser que esta fuera igual o superior a la presión debida al peso de la capa de arcilla sobre el manto de arena, en cuyo caso se rompería el fondo de la excavación. Problemas como éste pueden evitarse controlando la presión del agua en el manto de arena.

En suelos estratificados, con estratos permeables y arcillosos alternados pueden lograrse muy buenos resultados abatiendo las presiones de agua en las capas permeables, en tal forma que el nivel freático quede por de bajo del fondo de la excavación.

CONTROL DE FLUJO EN EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS

El método más simple para controlar los efectos del agua en excavaciones poco profundas consiste en colocar en lugares apropiados zanjas a las que el agua llegue por sí sola y de las que sea eliminada por bombeo. **Fig. 3.1**

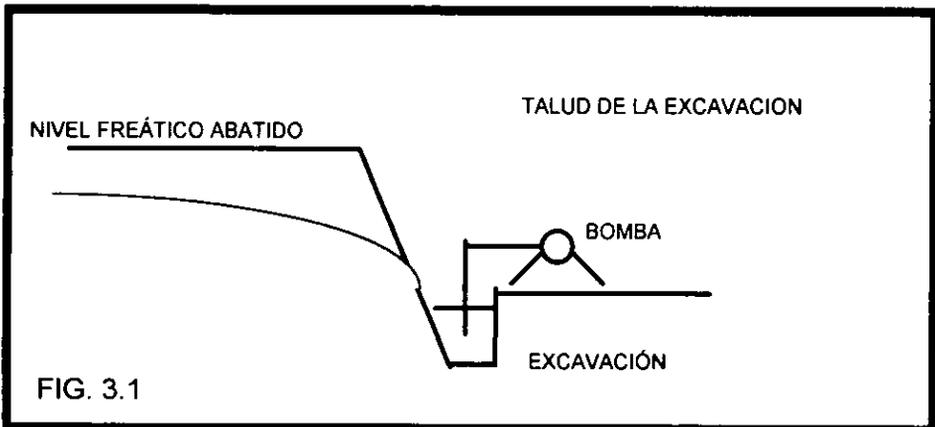
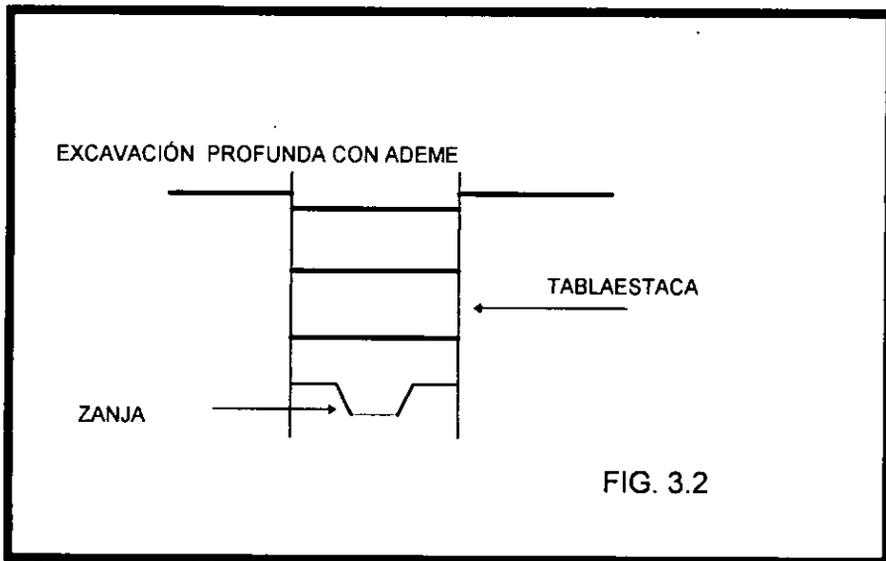


FIG. 3.1

Este método es aceptable en materiales permeables, siempre y cuando tenga por lo menos una ligera cementación y en suelos arcillosos de suficiente resistencia y baja expansibilidad.

Otro método que ha dado buenos resultados se ilustra en la figura 3.2. En este caso la excavación se efectúa hincando previamente tablaestacado de madera o metálica. El agua que fluye hacia el fondo de la excavación es bombeado al exterior. Es conveniente tener una zanja longitudinal de material más permeable que el suelo para drenar a ella fácilmente el agua.



Control de flujo hacia una excavación poco profunda con tablaestacas usando zanja colectora.

CONTROL DE FLUJO CON MÉTODOS MODERNOS EN EXCAVACIONES

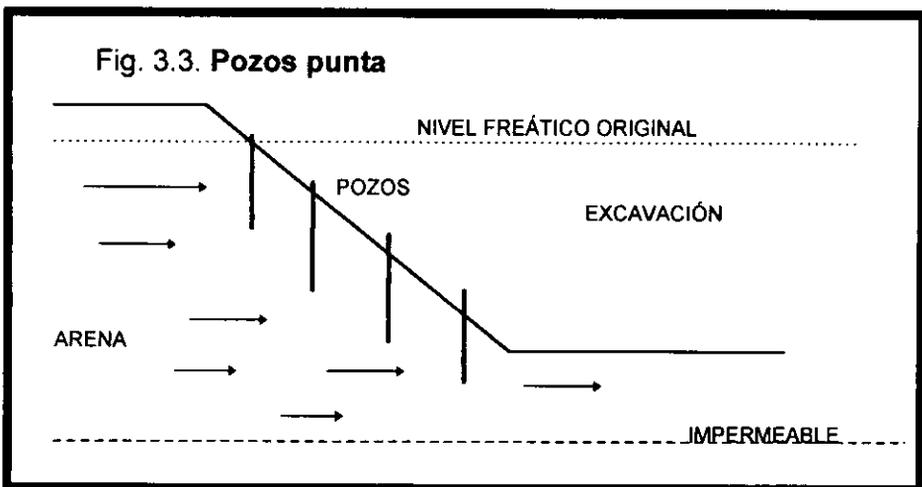
Los métodos modernos comunes para el abatimiento del nivel freático o control de flujo de agua en excavaciones consiste en utilizar pozos de bombeo.

Uno de los métodos más utilizados es el llamado pozo punta de captación que es sencillamente un tubo perforado o un tubo de malla de acero inoxidable o de latón, de 5 a 7.5 cm de diámetro y de 0.30 a 1 m de longitud. Estos tubos se conectan a la parte inferior de un tubo vertical no perforado a la profundidad deseada.

La parte inferior del tubo perforado tiene una cabeza especial para hincarla con chiflones.

Una instalación de pozos punta consiste en la colocación de estos pozos alrededor de la excavación proyectada a una profundidad que garantice el abatimiento deseado del nivel freático. Las separaciones de estos pozos suelen variar entre 1 y 4 m y sus extremos superiores están conectados a una tubería de descarga de 15 a 30 cm de diámetro. La tubería de descarga va conectada a una bomba que extrae y envía a otro tubo conectado a ella .

Este tipos de pozos es utilizado cuando el nivel que se requiere abatir no es mayor de 5m. En aquellos casos en que la profundidad es mayor ha dado muy buen resultado la instalación de varias hileras de estos pozos de captación a distintos niveles. Estas hileras suelen colocarse en bermas dejadas en el talud de la excavación a cada 5 m de desnivel. En esta forma se han logrado abatimiento del nivel freático del orden de 20 a 30 mts. **Fig. 3.3.**



Sin embargo , en estos casos pudiera resultar más eficiente el uso de pozos profundos con bombas de turbina instaladas en su parte inferior.

Los pozos profundos son de mayor diámetro que los pozos punta de captación y son también ampliamente usados para abatir el nivel freático. Fig. 3.4

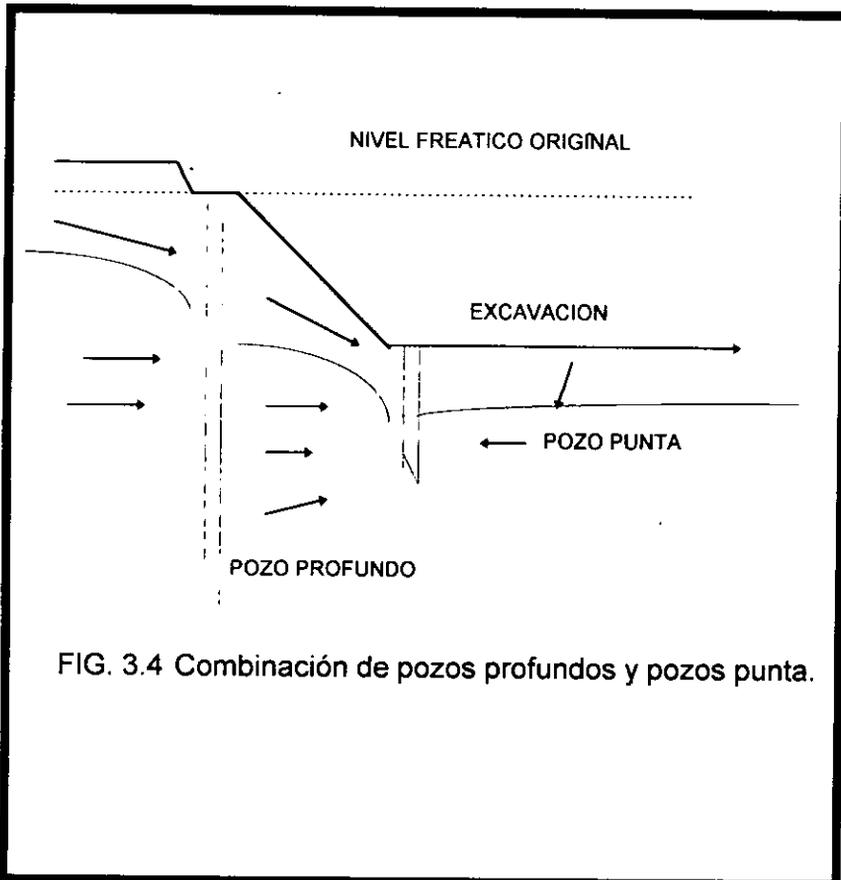


FIG. 3.4 Combinación de pozos profundos y pozos punta.

3.3 FALLA DE FONDO EN SUELOS BLANDOS.

En este tipo de falla ocurre un asentamiento del terreno vecino acompañada por el levantamiento generalmente rápido del fondo de la excavación. Lo que en realidad sucede es que el material vecino fluye hacia el centro de la excavación y se levanta correspondientemente. Este tipo de falla ha sucedido en zanjas para tubos y en excavaciones profundas.

Para ser el análisis correspondiente a la falla de fondo, la teoría de Skempton es la más adecuada por que sus investigaciones realizadas a la capacidad de carga de un cimiento permitieron conocer la profundidad máxima o crítica en la que se puede presentar este tipo de falla en una excavación.

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga a la de Terzaghi :

$$q_c = c N_c + \gamma D_f$$

donde :

q_c = capacidad de carga

c = cohesión del material

N_c = coeficiente del terreno

γ = peso específico del material

D_f = profundidad de desplante.

En términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tendría una superficie de mayor desarrollo, en el cual la cohesión trabajara más a la que deberá corresponder un mayor valor de N_c . Skempton, encontró que el valor de N_c no es independiente de la profundidad de desplante, N_c no crece al aumentar la profundidad, este crecimiento no es eliminado de manera que N_c permanece ya constante a una cierta profundidad de desplante.

Retomando la fórmula anterior la capacidad de carga de una arcilla a la profundidad D_f , es :

$$q_c = c N_c + \gamma D_f \dots\dots\dots(1.1)$$

Si sobre el suelo existe una sobre carga de magnitud q' el valor de q_c pasa a ser :

$$q_c = c N_c + \gamma D_f + q' \dots\dots\dots(1.2)$$

El termino cN_c representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla , en tanto que el termino $\gamma D_f + q'$ representan el esfuerzo al nivel de desplante debido al peso del suelo subrasante y las sobre cargas que hubiere, ver **fig. 3.5**

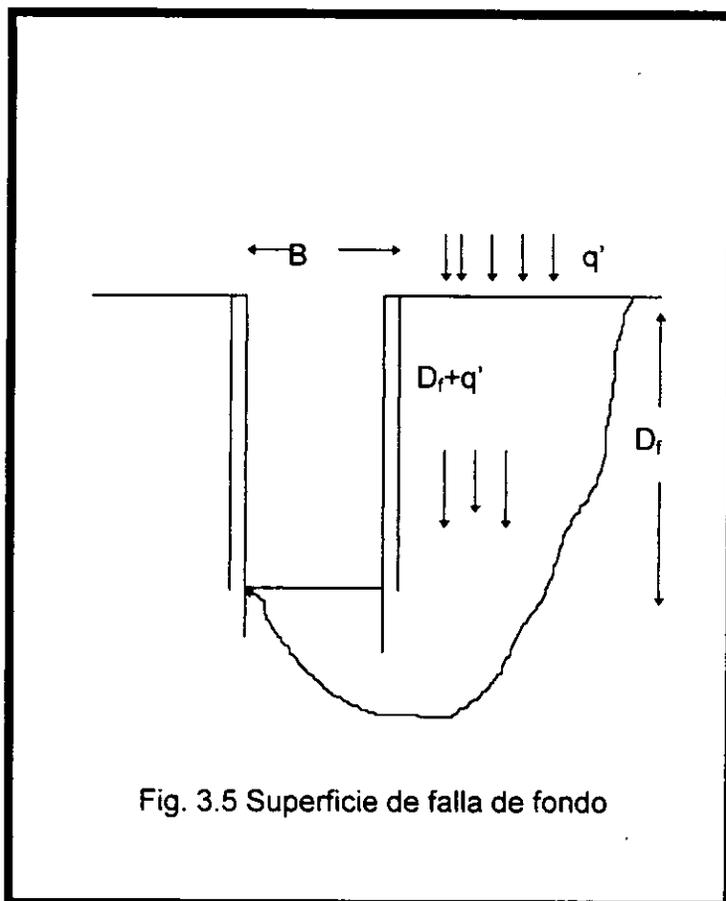


Fig. 3.5 Superficie de falla de fondo

En el caso de una excavación , en el instante de falla de fondo incipiente (fig. 3.5), la resistencia a lo largo de la superficie de falla cNc , se opone al flujo del material del talud hacia el fondo de la excavación, a donde tiende a moverse por efecto de la presión $\gamma D_f + q'$, es entonces que el instante de falla de fondo incipiente será :

$$cNc = \gamma D_{fmax} + q' \dots\dots (1.3)$$

La formula 1.3 da la profundidad máxima a que puede llevarse la excavación sin que falle por fondo.

Será necesario adoptar una precaución adicional por medio de un factor de seguridad así ;

$$\gamma D_f + q' = cNc / F_s \dots\dots\dots (1.4)$$

donde:

N_c ; varía con la relación D/B en donde D es la profundidad y B es el ancho de la excavación.

Y los valores de N_c se toman de la tabla No. 1.

$$F_s = cNc / \gamma D_f + q' \dots\dots\dots (1.5)$$

La expresión 1.5 permite calcular la seguridad de la excavación contra falla de fondo. Un valor de 1.5 para F_s parece ser suficiente en todos los casos pues aproxima los cálculos en un orden de $\pm 20\%$.

Es importante mencionar que la falla de fondo es independiente de la falla de talud como tal y no es causada por un mal ademado de los mismos. De hecho una excavación no ademada la falla de talud siempre ocurre antes que de la de fondo, pues el numero de estabilidad de un talud es mínimo 4 y máximo 5.3.

Por lo tanto la falla de fondo sólo puede ocurrir en excavaciones ademadas, en que la falla de los taludes está restringida ; la distorsión que se le da a la falla de fondo implica, puede llevar a la excavación a un colapso más general.

3.4 ANALISIS DE ESTABILIDAD DE PAREDES

En este capítulo es de gran importancia en el diseño de análisis en una excavación, por lo que conviene ser uso de la teoría más adecuada para la estabilidad de la misma. Es necesario conocer el tipo de obra que se va a realizar, el tipo de suelo donde se ejecutara la excavación y el espacio adecuado para no afectar obras en la perifería. Todos estos puntos se evalúan para concluir con la inclinación de las paredes de la excavación.

Existe factores que afectan la estabilidad de los cortes en un suelo arcilloso. Un depósito de arcilla que contenga capas o lentes de suelos permeables con agua, el agua subterránea no produce dificultades para hacer excavaciones temporales.

La estabilidad de taludes temporales en arcilla, dependen no sólo de la resistencia del material y del talud del corte, sino también de la profundidad de la excavación y de la profundidad a que aparezca un estrato firme.

La estabilidad de un talud durante el periodo de construcción puede estimarse con mucha confiabilidad por métodos teóricos y con resultados de pruebas en el suelo, si la arcilla esta saturada, si es de consistencia media o blanda, y si esta protegida contra el secado y la formación de grietas de desecación en más allá de la cresta del talud.

Las arcillas más firmes usualmente contienen juntas, grietas o superficies de deslizamiento que reducen mucho su resistencia con relación a las muestras intactas tomadas por el estrato; la estabilidad del talud en esos materiales es difícil estimar en forma confiable.

Si una excavación permanece abierta y sin protección a lo largo del tiempo, la estabilidad puede reducirse por las grietas que se desarrollan por desecación y después se llenan de agua.

El flujo de agua puede producir también deterioro progresivo mientras el corte está abierto, especialmente si la arcilla contiene capas o bolsas de limos sin cohesión y arenas finas bajo el nivel freático.

Excavaciones con paredes verticales

Para excavaciones totalmente verticales donde no existe el espacio para proyectar una excavación inclinada, en donde no se requiere afectar avenidas o edificios que alteren su funcionamiento, en este tipo de excavaciones se consideran las siguientes teorías que más se aplican :

Rankine , Coulomb y Terzaghi.

Teoría de Rankine : La teoría de Rankine nos dice que un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado.

De acuerdo con lo anterior existen dos estados plásticos : El que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo K_{ayz} y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo K_{pyz} . Estos estados se denominan respectivamente **activo** y **pasivo** .

En estado activo : $K_a = 1 / N\phi = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2)$

En estado pasivo : $K_p = N\phi = \tan^2 (45^\circ + \phi / 2)$

En estado en reposo : $K_o = \mu / (1 - \mu)$

Estas expresiones son los coeficientes activos, pasivos y en reposo de las presiones que ejercen los suelos sobre las estructuras de retención.

Donde μ corresponde a la relación de Poisson, para los distintos suelos que lo conforman

Para suelos puramente friccionantes se tiene las siguientes fórmulas para cálculo del empuje :

Empuje activo : $E_a = 1 / 2 N\phi * \gamma * H^2 = 1/2 * K_a * \gamma * H^2$

Empuje pasivo : $E_p = 1/2 N\phi * \gamma * H^2 = 1/2 * K_p * \gamma * H^2$

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal los empujes activo y pasivo se calculan por medio de las fórmulas :

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left\{ \cos \beta (\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}) / (\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}) \right\}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \left\{ \cos \beta (\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}) / (\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}) \right\}$$

Para suelos cohesivos, la teoría de Rankine da las siguientes expresiones :

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 - 2cH$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 + 2cH$$

La altura máxima a la que puede llegarse en un corte vertical de material cohesivo sin soporte y sin derrumbes se obtiene de :

$$H_c = 4c / \gamma$$

Para suelos cohesivos-friccionantes, según la teoría de Rankine, se utilizan las siguientes fórmulas :

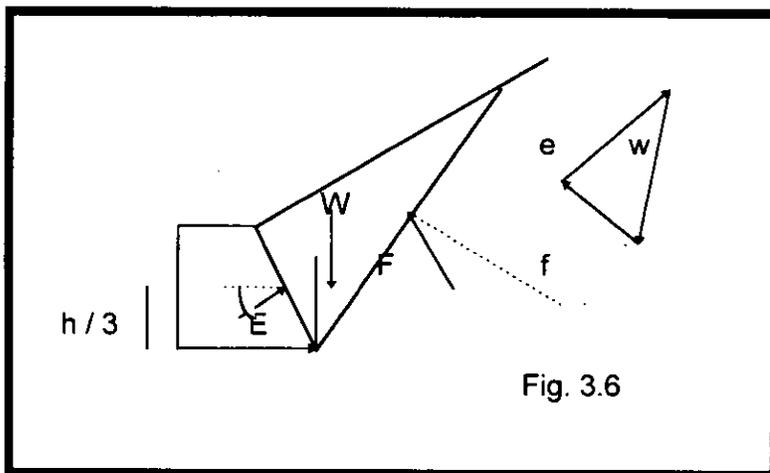
$$E_a = (\frac{1}{2} N\phi) \gamma H^2 - (2c / \sqrt{N\phi}) H$$

$$E_p = (\frac{1}{2} N\phi) \gamma H^2 + (2c / \sqrt{N\phi}) H$$

La altura crítica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo cohesivo friccionante en corte vertical, se calcula por medio de la siguiente expresión :

$$H_c = (4c / \gamma) \sqrt{N\phi}$$

Teoría de Coulumb.- Esta teoría considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro la superficie del relleno y una superficie de falla plana desarrollada dentro del relleno ver fig. 3.6.



Considerando el equilibrio de la cuña se ve que el polígono dinámico constituido por W, F y E debe cerrarse.

Como W es conocida en dirección y magnitud y además se conoce previamente las direcciones de E y F puede conocerse la magnitud del empuje sobre el muro

Este método es un procedimiento por tanteos para encontrar la cuña crítica que de el máximo empuje.

Método semiempírico de Terzagui :

El primer paso para la aplicación de este método es en casillar el material de relleno con el que ha de trabajarse, en uno de los siguientes tipos :

a) Suelo granular grueso sin finos.

1. Suelo granular grueso con finos limosos.
2. Suelos residuales con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
3. Arcillas plásticas blandas , limos orgánicos o arcillas limosas.
4. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

En cuanto a la geometría del relleno y la condición de las cargas este método cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica :

1. La superficie del relleno es plana, inclinada o no y sin sobre carga.
2. La superficie del relleno es inclinada apartar de la corona del muro hasta un cierto nivel en que se torna horizontal.
3. La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobre carga uniformemente repartida.

4. La superficie del relleno es horizontal y sobre elle actúa una sobrecarga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

En el primer caso el problema se resuelve aplicando las fórmulas :

$$E_h = \frac{1}{2} K_h H^2 \quad \text{y} \quad E_v = \frac{1}{2} K_v H^2$$

que son las componentes horizontal y vertical del empuje K_h y K_v se obtienen de las gráficas de l apéndice No. 1.a

El empuje se considera aplicando a la altura de $h/3$ contando apartar del paño inferior del muro.

Para el segundo caso los valores de K_h y K_v deberán obtenerse de las gráficas del apéndice No, 1.b.

Para el tercer caso, cuando el relleno soporta sobre carga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actúate el empuje, deberá incrementarse uniformemente en :

$$p = Cq$$

donde :

q = es el valor de la sobrecarga repartida

C = se escoge de la tabla del apéndice No. 2 según sea el tipo de relleno.

En el caso cuatro se considera que la carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale .

$$p = Cq'$$

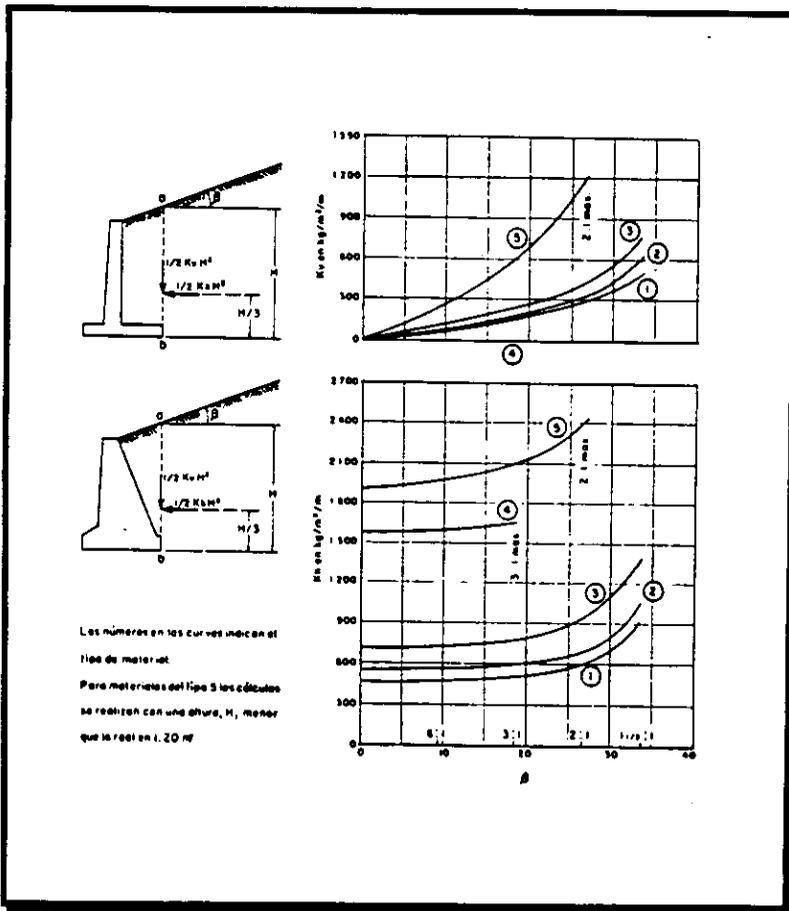
donde

q' = es el valor de la carga lineal uniforme

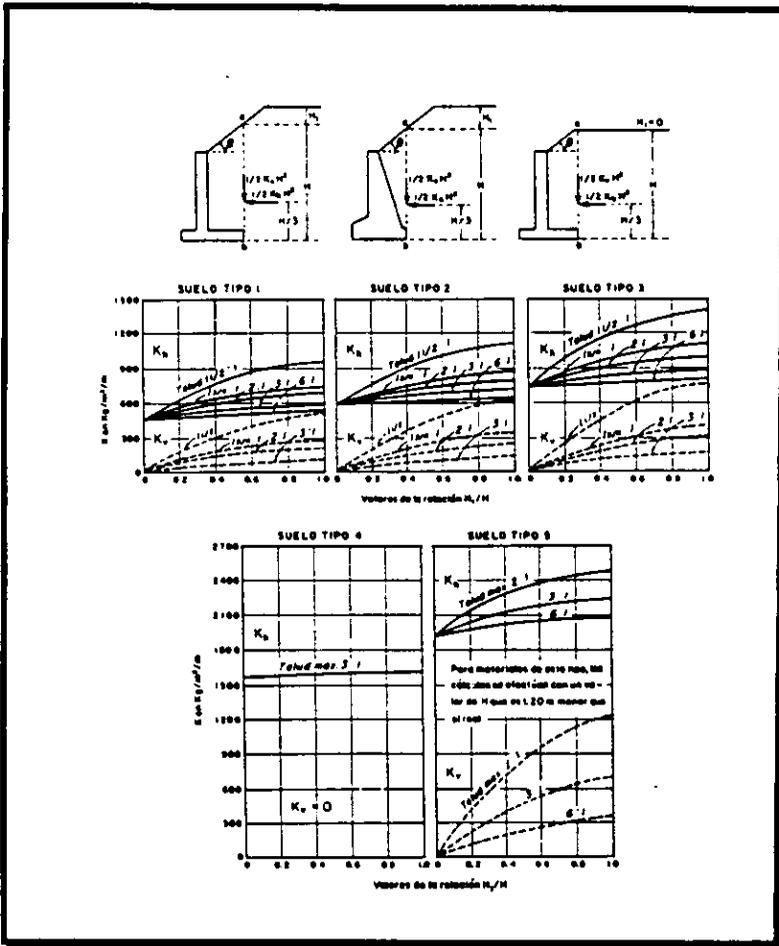
C = se obtiene como el caso anterior del apéndice No. 2.

TIPO DE RELLENO	C
1	0.27
2	0.30
3	0.39
4	1.00
5	1.00

TABLA. No. 1. VALORES C



Apéndice No. 1.a. Gráficas para determinar el empuje de rellenos con superficie plana, según Terzaghi.



Apéndice 1.b. Gráficas para determinar el empuje de rellenos en terraplén, con remate.

CAPITULO 4

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION

4.1 GENERALIDADES

4.2 DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS

4.3 DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA EXCAVACIONES PROFUNDAS

4.4 DISEÑO DE APUNTALAMIENTO

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE RETENCION

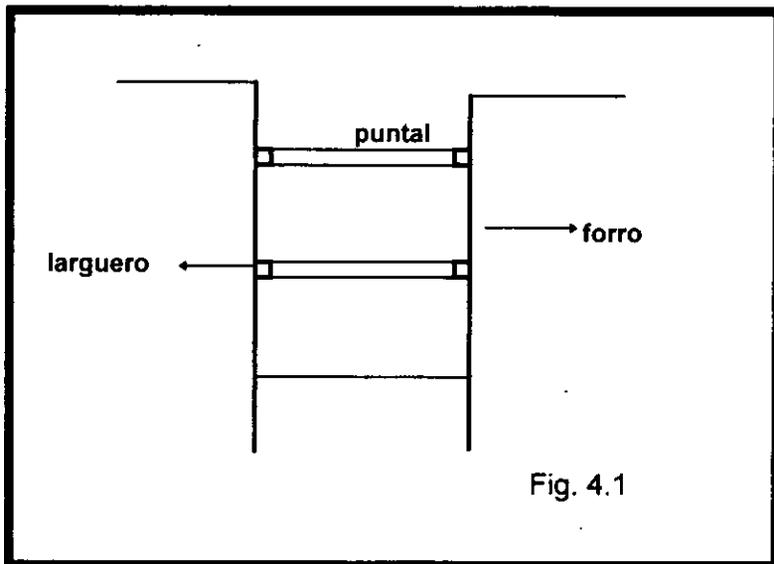
4.1 GENERALIDADES.

En la mecánica de suelos se usan generalmente dos tipos de elementos de soporte : los rígidos y los flexibles ; los primeros serán denominados como muros y los segundos tablaestacas. En este capítulo se dará enfoque primordial al diseño de las tablaestacas ya que son elementos físicamente diferentes a los muros de retención de tierras pero que trabajan en forma similar . Estos elementos son usados provisionalmente y se utilizan para garantizar la estabilidad de las paredes de una excavación durante el tiempo en que dura la obra.

4.2 DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA EXCAVACIONES POCO PROFUNDAS.

Si la profundidad de la excavación no es mayor de 4m, comúnmente se utiliza tablon vertical al rededor del límite de la excavación propuesta, a los que se llama forro. La profundidad a la que se inca el forro se mantiene cerca del fondo al avanzar la excavación.

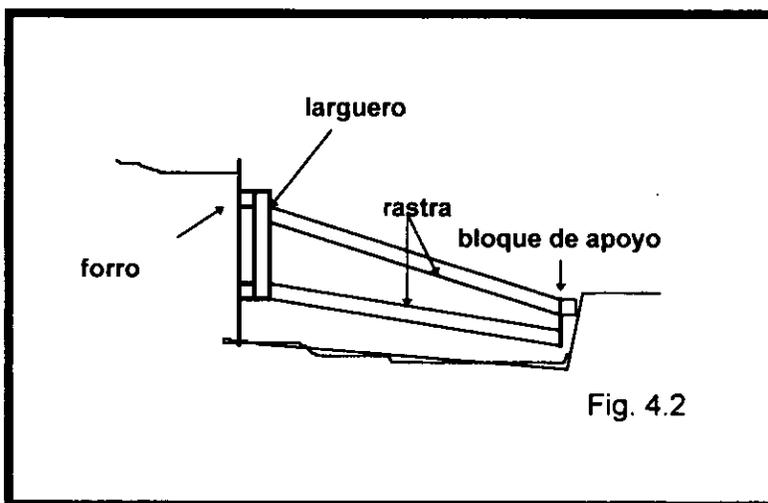
El **forro** se mantiene en su lugar por medio de vigas horizontales llamadas **largueros**, que a su vez están soportados generalmente por puntales, horizontales que se extienden de costado a costado de la excavación. Los **puntales** son usualmente de madera, pero si la excavación no tiene más de 1.5 mts. De anchura se usa únicamente tubos metálicos que se pueden alargar llamados puntales para cepas. **Fig. 4.1.**



Si la excavación es demasiado ancha para poder usar puntales que se extiende a lo largo de todo lo ancho los largueros pueden apoyarse en puntales inclinados llamados rastrillos o rastras. Para su uso se requiere que el suelo en la base de la excavación sea lo suficientemente firme para dar soporte adecuado a los miembros inclinados. **Fig. 4.2.**

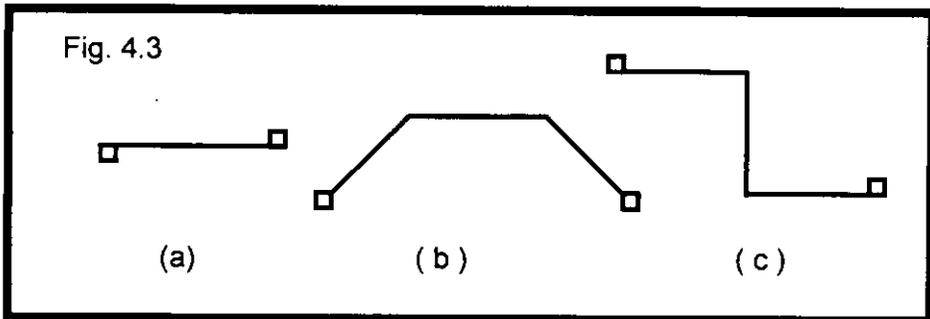
4.3 DISEÑO DE ESTRUCTURAS PARA EXCAVACIONES PROFUNDAS.

Cuando la profundidad de la excavación es mayor que 6mts. El uso de forros de madera se hace antieconómico se emplean comúnmente otros métodos entibar y apuntalar. De acuerdo que uno de los procedimientos es hincar tablaestacas de acero alrededor del límite de la excavación. Al ir extrayendo el suelo del recinto formando por las tablaestacas, se insertan largueros o puntales.



Los tipos de tablaestacas que comúnmente se usan para este objeto son los mostrados en la **fig. 4.3**. La resistencia y rigidez del tipo **b** que tiene el alma en forma de arco excede a la alma plana **a** mientras que las tablaestacas con alma en forma de **z** son las que tienen la mayor resistencia.

En consecuencia, se usan los tipos **a** y **b** en excavaciones de poca profundidad y el tipo **c** para las excavaciones más profundas o aquellas en que se espera tener presiones muy grandes. **Fig. 4.3**



Cuando la excavación se ha profundizado unos cuantos metros se insertan largueros y puntales, como se muestra en la **fig. 4.4**. Los largueros comúnmente son de acero y los puntales pueden ser de acero o madera. Prosigue luego la excavación aun nivel inferior y se instala otro juego de largueros y puntales. Este proceso continúa hasta que se termina la excavación. En la mayor parte de los suelos es aconsejable hincar las tablaestacas varios metros abajo del fondo de la excavación para evitar los bufamientos locales.

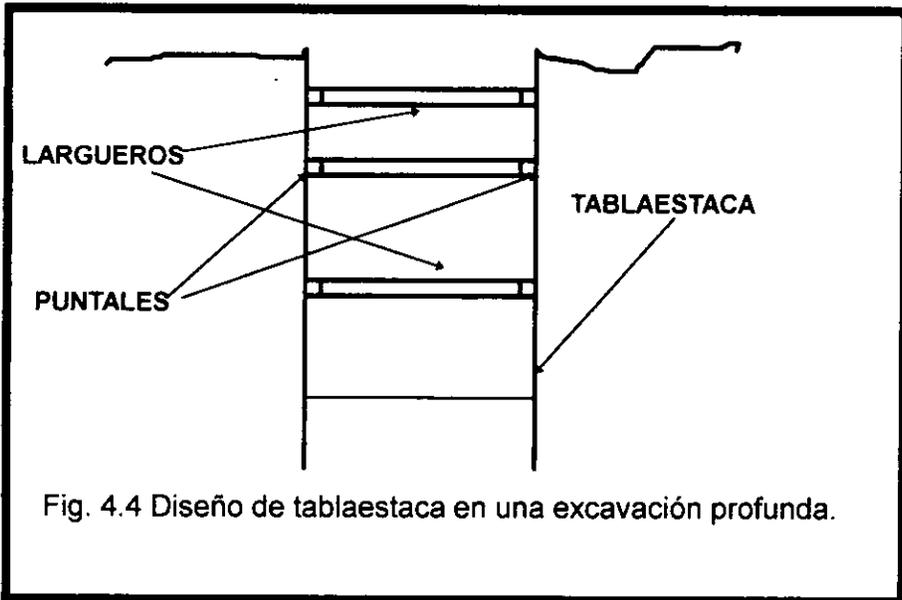


Fig. 4.4 Diseño de tablaestaca en una excavación profunda.

4.4 DISEÑO DE PUNTALES

Para condiciones de carga en un tablaestacado es preciso conocer por medio de un diagrama de presiones la distancia en que se colocaran los puntales en la excavación de acuerdo a la profundidad y el tipo de suelo donde se proyecta la excavación.

Para el proyecto de puntales en cortes nuevos se han encontrado conveniente convertir las cargas en los puntales a presiones equivalentes. Esto puede hacerse dividiendo la carga del puntal entre el área de la porción de la tablaestaca o del ademe que se extiende hasta la mitad de la distancia a los puntales vecinos, tanto vertical como horizontal.

El uso conservador de diagramas de presión obtenidos empíricamente para el proyecto, requieren que las dimensiones que se den a cada puntal sean las correspondientes a la carga máxima indicada por cualquiera de los diagramas de presión. Para el proyecto de puntales, resulta adecuado usar una envolvente de presiones que encierre todos los diagramas de presión deducidos de las observaciones y que se mencionaran posteriormente . A esta envolvente se le llama envolvente de presión aparente.

La envolvente de presión aparente se usa para calcular las cargas de proyecto para los puntales por el procedimiento sencillo indicado en la fig.4.5

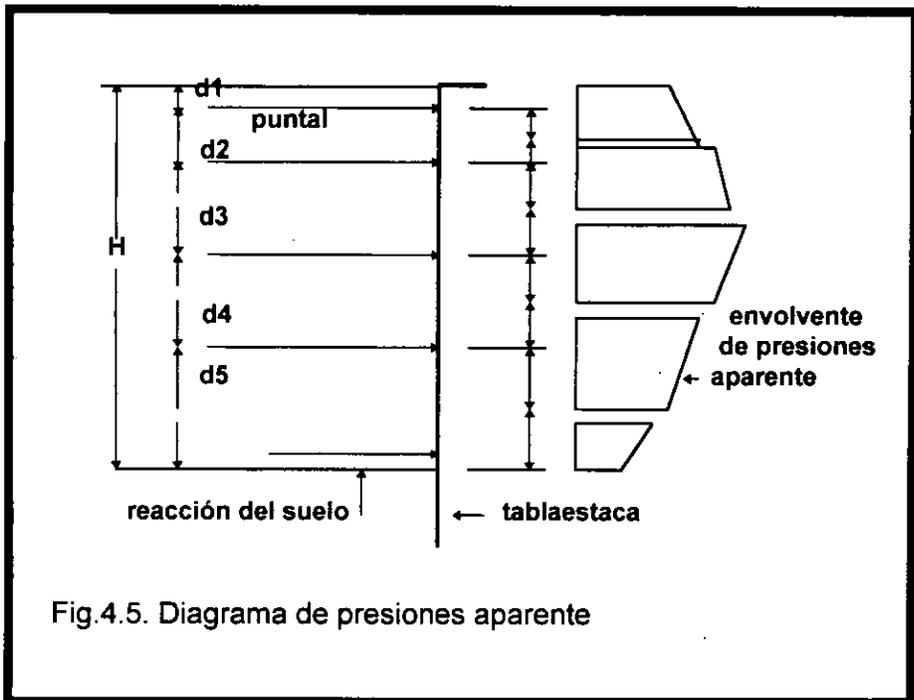


Fig.4.5. Diagrama de presiones aparente

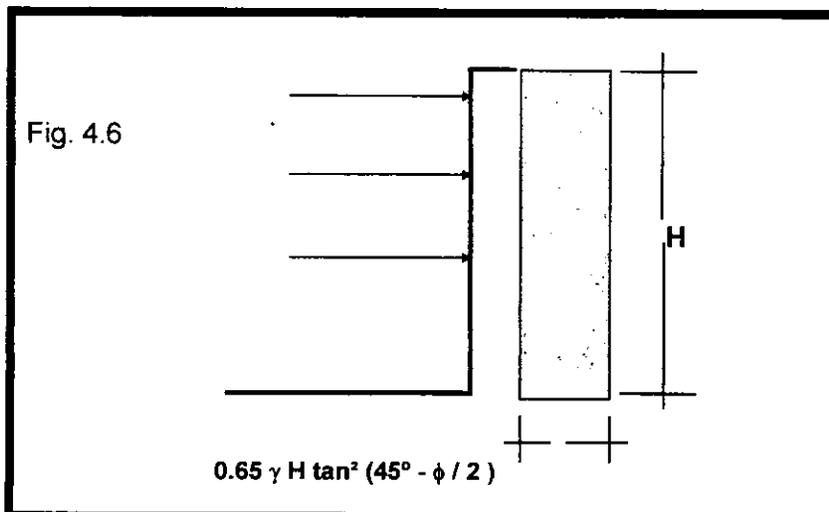
Las elevaciones de los diferentes puntales en un acorte se eligen, cuando menos tentativamente, por comodidad para evitar interferencias con la estructura que se va a construir dentro del recinto, y para evitar deformaciones excesivas durante la excavación. Una vez que se han elegido las elevaciones, la carga con la que debe proyectarse un puntal dado se determinan de la envolvente de presión aparente.

Para diseñar los puntales es necesario conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre la tablaestaca.

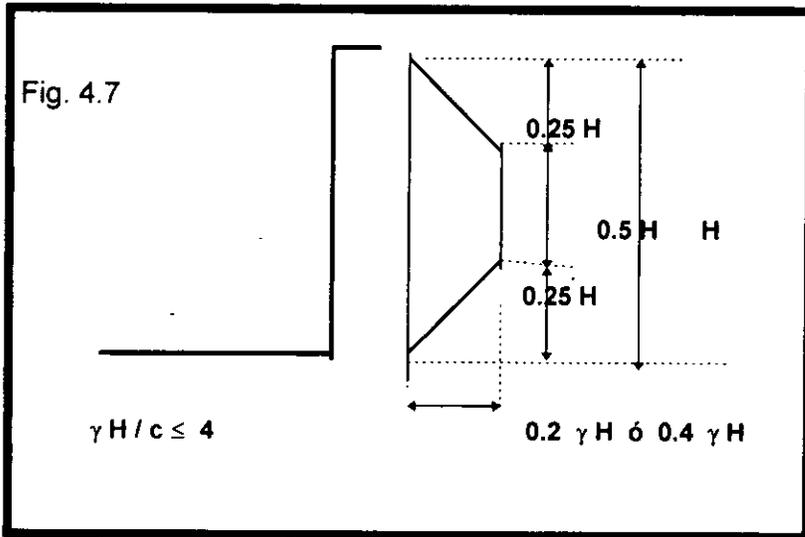
Para calcular el empuje sobre la tablaestaca es preciso recurrir a otros métodos que no sean las teorías clásicas de Rankine y Coulomb ya que no son aplicables, pues las distribución de presión en los ademes es aproximadamente parabólico con el punto de aplicación del empuje muy cerca del punto medio de la altura del ademe.

El empuje sobre ademes se obtiene según los resultados de mediciones efectuadas por Terzaghi, durante la construcción del metro de Berlín y Chicago en arenas compactas y en arcillas blandas y firmes. Para estos tres casos, Terzaghi dio la distribución de los empujes.

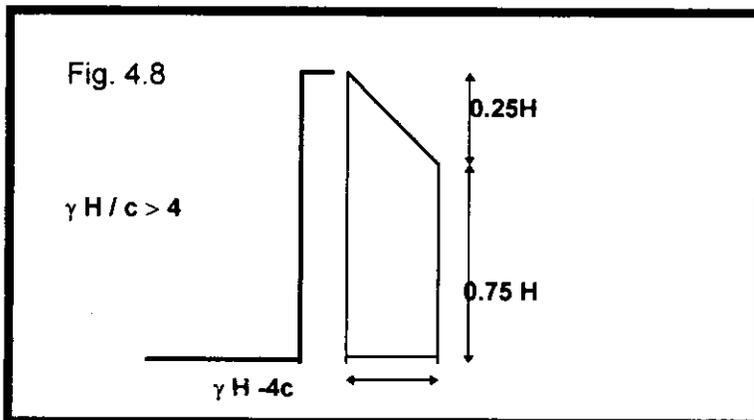
Distribución de Terzaghi, para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones ademadas que soportan suelos arenosos. **Fig. 4.6**



Distribución de Terzaghi para calcular el empuje sobre los puntales de excavación ademadas que soportan suelos de arcilla saturada. Fig. 4.7



Distribución de Terzaghi ; para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones ademadas que soportan suelos de arcillas blandas. Fig. 4.8.



Presiones temporales sobre muros tablaestacados y troqueles.

- La presión hidráulica que ejerce el agua obtenida como el producto de su peso volumétrico por la profundidad.
- La presión de la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para la instalación de troqueles, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo este el peso volumétrico sumergido, por los espesores en que estos pueden considerarse del mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno, en un área rectangular al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de presión de tierra en reposo o activo, según se requiere determinar la presión para diseño o instalación de troqueles.

Una vez calculados los valores de estos tres efectos se superponen, obteniéndose la envolvente de presiones horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck en la que el volumen de esfuerzos es igual a una envolvente trapezoidal con base mayor igual al 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión :

$$h = (2 A) / (B+b)$$

donde :

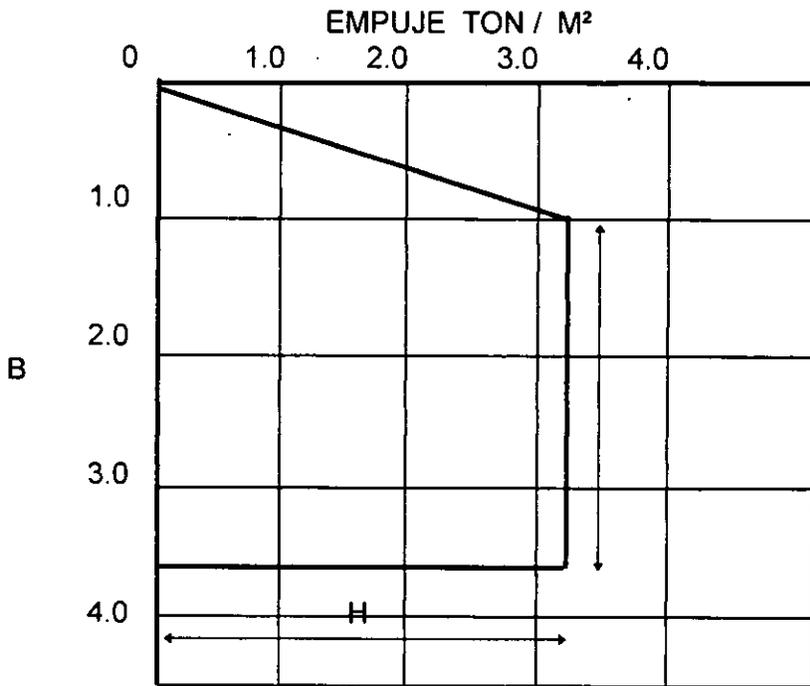
h = presión horizontal máxima.

A = volumen de esfuerzos considerando la superposición de las presiones debidas al agua, al suelo y a la sobrecarga.

B = profundidad máxima de excavación.

b = $0.75 B$.

DIAGRAMA DE PECK



CAPITULO 5

METODOS DE EXPLORACION

5.1 METODOS GEOTECNICOS

5.2 METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO.

ANEXO A. FIGURAS DE LOS METODOS DE EXPLORACION.

5.1 METODOS GEOFISICOS.

En este capítulo se mencionaran los diferentes métodos de exploración que nos ayudaran a conocer en forma directa o indirecta el comportamiento del suelo. Y con pruebas de laboratorio determinar sus propiedades y características del suelo.

Refracción sísmica.

Este método deduce las posibles características estratigraficas 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.

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

Funcionamiento :

- ◆ El mecanismo de generación de onda es de lo más simple, es un martillo pesado y equipado con un microinterruptor montado en un mango que al golpear una placa metálica asentada en la superficie genera una onda y simultáneamente opera el microinterruptor para indicar el inicio de la prueba.
- ◆ Geófonos : Son dispositivos electromagnéticos que captan las oscilaciones del suelo y las transforman en señales eléctricas.

- ◆ 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. Estos llevan adheridos pequeños espejos , en los que inciden rayos de una fuente luminosa fija y los reflejan en un papel fotosensible con una escala de tiempo registrándose así el arribo de las ondas.

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

Materiales	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 glacial	490 a 1700
basalto	2000 a 4000
agua dependiendo de la temperatura y contenido de sales.	1430 a 1680

Tabla 1. Intervalo aproximado de la velocidad de onda longitudinal para diversos materiales representativos.

Método de resistividad eléctrica

Su objetivo de este método permite conocer las características estratigráficas de un sitio y la posición del nivel freático, a partir de la interpretación de las resistividades medias en los suelos.

Esta compuesto por una fuente de poder un voltímetro, un amperímetro, cuatro electrodos y cables conductores.

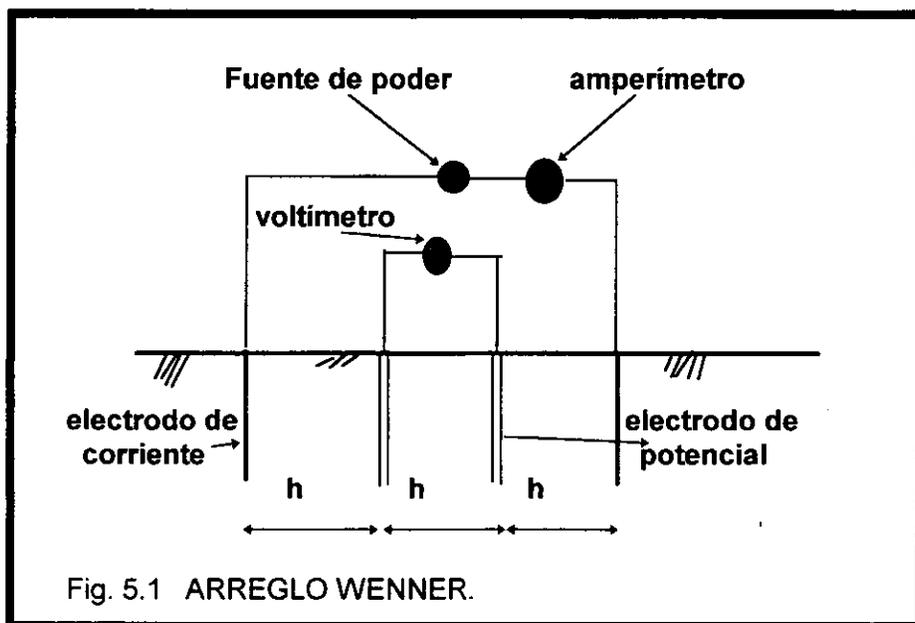
Procedimiento de la prueba.

Para la exploración geoelectrica se han desarrollado diversos métodos el denominado arreglo de Wanner es el más utilizado por su simplicidad. Tiene dos técnicas de operación : sondeo eléctrico que estudia la estratigrafía según su vertical, y el rastreo eléctrico que lo hace conforme a una horizontal a cierta profundidad, con binando 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 los 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 pontencial entre los electrodos centrales. Como lo muestra la fig. 5.1.

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

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



suelos finos	$1 \text{ a } 10 \cdot 10^2$
arenas	$2.2 \text{ a } 4 \cdot 10^2$
depósito glaciár	$5 \cdot 10^2$

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

5.2 METODOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO

Uno de los principales métodos donde se obtiene muestras en el sitio es el pozo a cielo abierto. Que a continuación se describe :

Pozo a cielo abierto.

El pozo a cielo abierto permite, observar directamente las características estratigráficas del suelo y rescatar muestras inalteradas de los estratos principales.

Se requiere equipo para la excavación del pozo y labrado de las muestras inalteradas, la excavación puede hacerse con herramientas manuales o con maquinas perforadoras capaces de abrir en seco pozos de por lo menos 80 cm de diámetro. El labrado de las muestras se realizaran con herramientas manuales.

El pozo a cielo abierto es una técnica de exploración y muestreo que puede clasificarse como confiable ya que los métodos de perforación y muestreo convencionales que emplean agua o lodo como fluido de perforación pueden provocar un cambio en las propiedades mecánicas del suelo.

Cono Eléctrico.

Tiene como objetivo determinar a cierta profundidad 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 a estimar la resistencia al corte de los suelo mediante correlaciones empíricas.

Su equipo: es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformetros eléctricos; usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de ± 1 kg., pero el caso de suelos duros para alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de ± 2 kg. En la fig. 2 se muestra esquemáticamente dicho instrumento tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aun que para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

Observando la **fig. 5.2**, 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 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.

Cono Mecánico.

Tiene el mismo objetivo del cono eléctrico determinar a cierta profundidad 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.

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

Su equipo :

El penetrómetro mecánico consta esencialmente de una tubería de acero con barras sólidas concéntricas, la tubería tiene 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm interior entramos de un 1 m de longitud.

Unidas en cuerdas cónicas, la barra sólida es también de un 1m de longitud y 1.5 cm de diámetro. 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.

La punta del cono puede ser de dos tipos : a) la Delft, que unicamente permite determinar la resistencia de punta, y b) la de Begeman que sirve para determinar las resistencias de punta y fricción.

- ◆ **Punta Delft.**- El procedimiento convencional de operación del cono Delft consiste en obtener lecturas cada 20cm, para ello se hinca el cono un máximo de 7cm , por medio de las barras centrales observando en los manómetros la presión desarrollada durante el hincado. Ver figura 5.3 en el anexo 1.
- ◆ **Punta Begeman.**- 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 aplicación del vástago hace contacto con la funda de fricción, así al continuar empujando la barra central otros 3.5 cm se hinca el cono y simultáneamente se arrastra la funda, registrando el manómetro de presión y las fuerzas de punta y fricción. ($Q_c + F_s$). Ver fig 5.4 en el anexo 1.

La principal ventaja del cono mecánico sobre el eléctrico es su simplicidad que permite fácilmente mantenerlo y repararlo, 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 entre las barras interiores y exteriores, esto puede ser particularmente significativos en los suelos blandos.

b) la de formación elástica y pandeo de las barras interiores dificultan el control de la penetración de suelos duros.

Prueba de penetración estándar.

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 penómetro estándar y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio . Con esta prueba se puede conocer las condiciones estratigráficas del sitio aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice : usualmente el contenido 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 el que el muestreo inalterado es casi imposible; en suelos cohesivos blandos no es recomendable porque las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.

Su equipo : Es un tubo de acero con un extremo afilado cuyas dimensiones se muestran en la **fig. 5.5** el tubo debe estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra .

La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra salga fácilmente del tubo una válvula que se introduce desde la superficie, una vez hincado el muestreador, que se presenta en la **fig. 5.5**. Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves.

Operación del equipo.

- ◆ La prueba consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 64 kg. dejada caer desde 75 cm de altura, se cuenta el número de golpes con un avance de 15 cm . La resistencia a la penetración estándar se define con el número de golpes. (N). Tablas 3 y 4.
- ◆ El diámetro de perforación más recomendable es de 10 cm.
- ◆ Las muestras deben conservarse en frascos o bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua.

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

Consistencia	muy blanda	blanda	media	dura	muy dura	durísima
N	< 2	2 - 4	4 - 8	8 - 15	15- 30	> 30
qu	< 0.25	0.25-0.50	0.50-1.0	1- 2	2 - 4	> 4.0

Tabla 3. Correlación entre N , qu y consistencia relativa de suelo cohesivo.

N = número de golpes en la prueba de penetración estándar.
 qu = resistencia a la compresión simple , en kg. / cm².

Tabla 4. Correlación entre compacidad relativa de arenas y número de golpes obtenido en pruebas de penetración estándar.

Número de golpes	Compacidad relativa
0 - 4	muy suelta
4 - 10	suelta
10 - 30	media
30 - 50	densa
> 50	muy densa

Tubo de pared delgada.

Conocido como tubo Shelby permite obtener muestras del subsuelo relativamente inalteradas; 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.

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

Operación del tubo Shelby.

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; en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas al muestreador , se saca al exterior y se limpia sus extremos y se identifica al tubo. Ver Fig. 5.6. del anexo 1.

Tubo dentado.

Esta herramienta permite obtener muestras de arcillas duras y limos compactos o cementados con un mínimo de alteraciones; en estos materiales presentan claras ventajas de operatividad y costo sobre muestreadores de barril doble.

Es un tubo de acero, unido en su extremo superior con la cabeza muestreadora que a su vez va montada al final de la columna de barras de perforación con las que se hincan y se da rotación al muestreador desde la superficie, la parte inferior del tubo tiene ocho dientes de corte dispuestos simétricamente que miden 0.8 a 1 cm de altura y 3 cm de base.

La sierra se forma con alteraciones de un diente recto y otro doblado a 0.2 cm hacia el exterior con objeto de reducir la fricción entre el muestreador y el suelo. El diámetro del tubo debe ser de 10 cm y su longitud de 100 cm.

Operación del equipo .

Este muestreador se hinca operándolo a rotación con velocidades menores de 100 rpm y presión vertical para que avance con velocidad constante de 1 cm/s , hasta penetrar 75 cm; de esta manera queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran quedar dentro del pozo.

Después del hincado se deja el muestreador en reposo tres minutos a fin de que la muestra se expanda en su interior y aumente su adherencia contra las paredes del tubo; en seguida se corta la base del espécimen, girando dos vueltas al muestreador y se procede a sacarlo al exterior

donde se limpian sus extremos e identifican. Las muestras obtenidas con esta técnica presenta alteración en un anillo perimetral de 2 a 4 mm de espesor. Ver **fig. 5.8.** del anexo 1.

Este tubo dentado frecuentemente recupera muestras de mejor calidad que el muestreador de barril Denison, sobre todo en los suelos arcillosos duros y capas granulares compactas.

Barril Denison.

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 Descripción del muestreador. Ver figura 5.9 del muestreador Denison en el anexo 1.

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 fluidos de perforación (agua, lodo o aire) que se hace circular entre ambos tubos.

ANEXO 1

EN ESTE ANEXO SE MUESTRAN TODAS LAS FIGURAS DE LOS METODOS DE EXPLORACION DE LA FIG. 5.2 A LA 5.9.

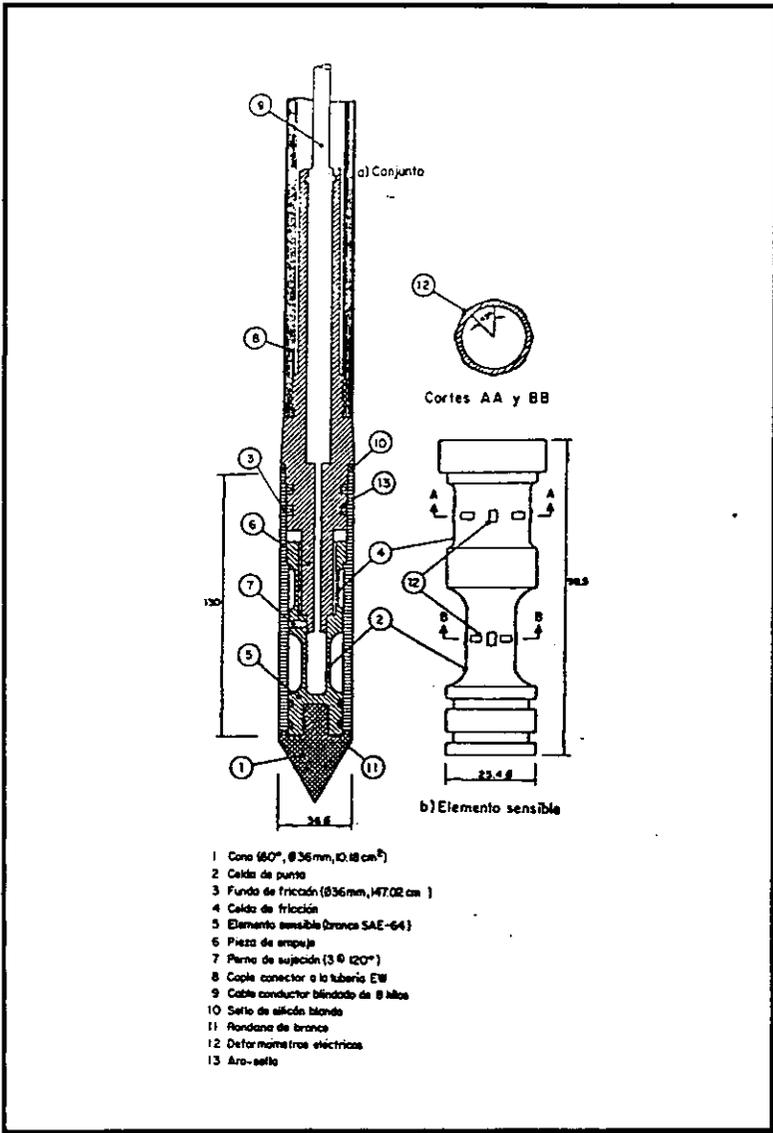
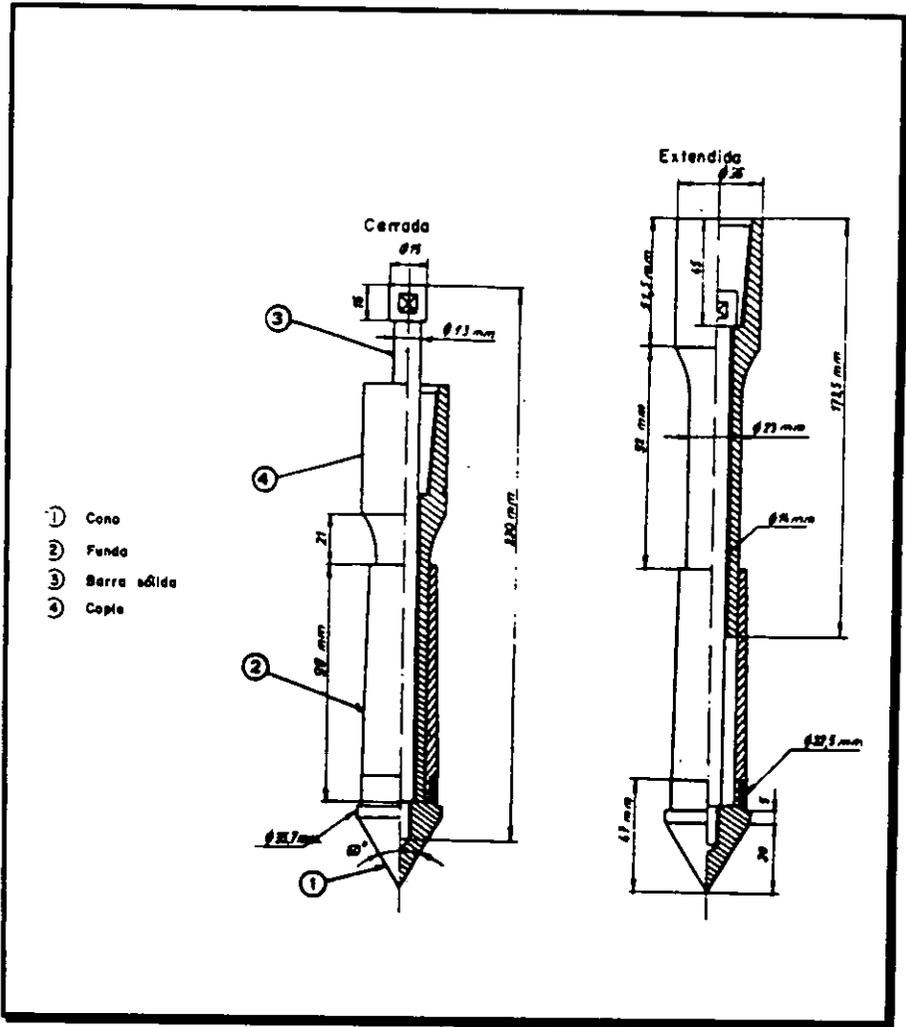


Fig. 5.2 En esta figura se muestra un corte transversal del penetrometro eléctrico.



En la fig. 5.3 se muestra un esquema de la punta Delf del cono mecánico.

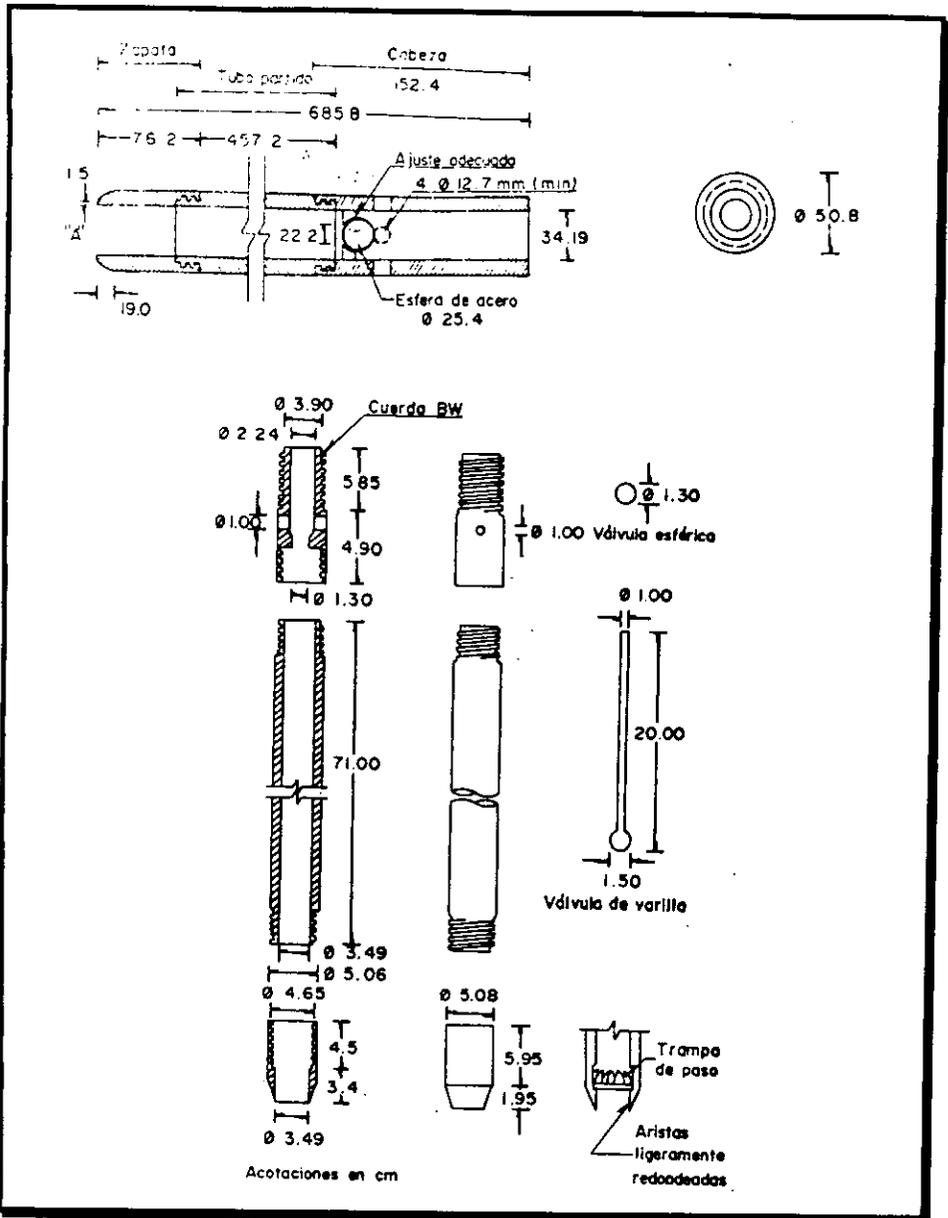


Fig. 5.5 Aquí se muestra un corte transversal del tubo de penetración Estandar.

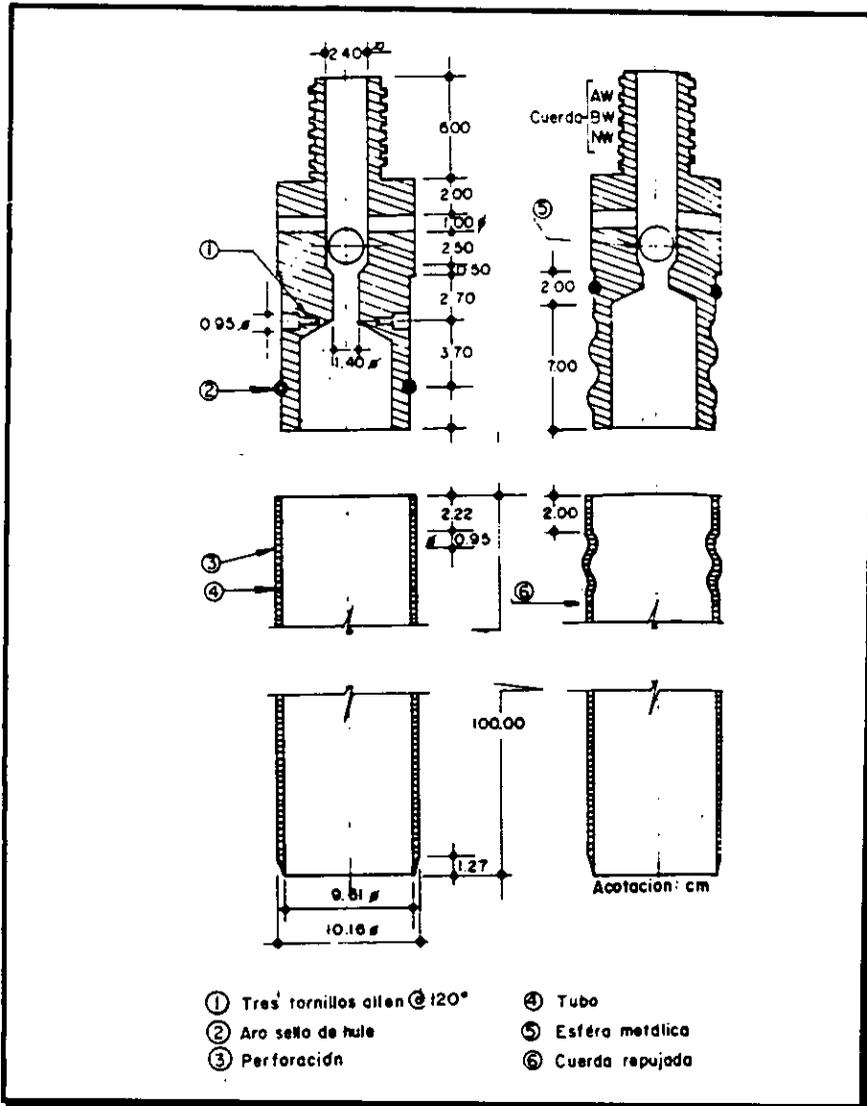


Fig. 5.6 Esquema del muestreador de pared delgada con válvula esférica de pie.

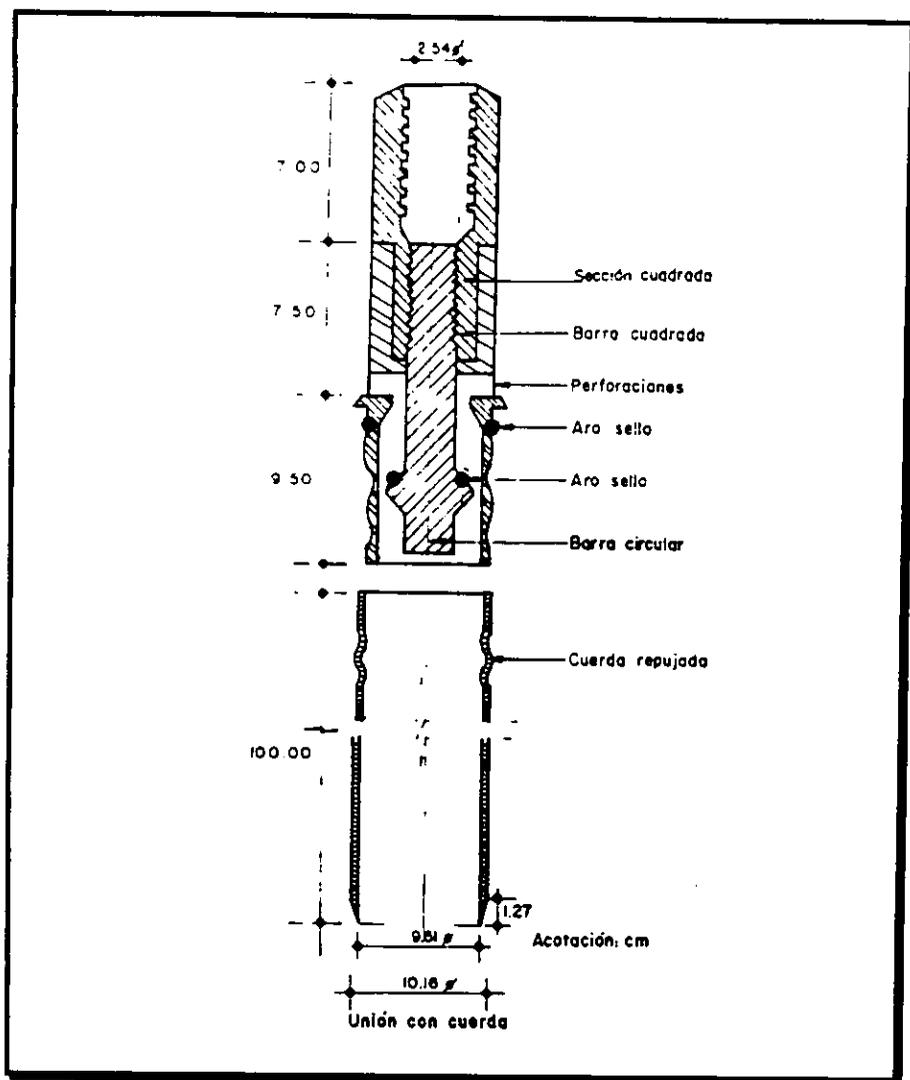


Fig. 5.6 Muestreador de pared delgada con válvula deslizante.

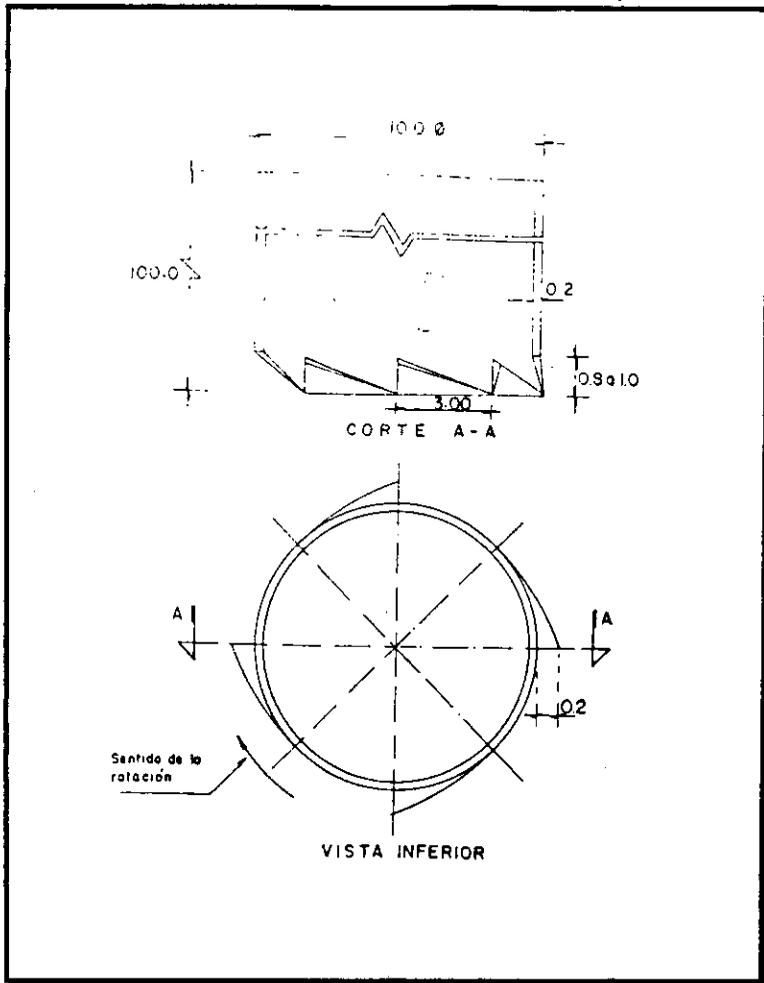


Fig. 5.7 Muestreador de tubo dentado.

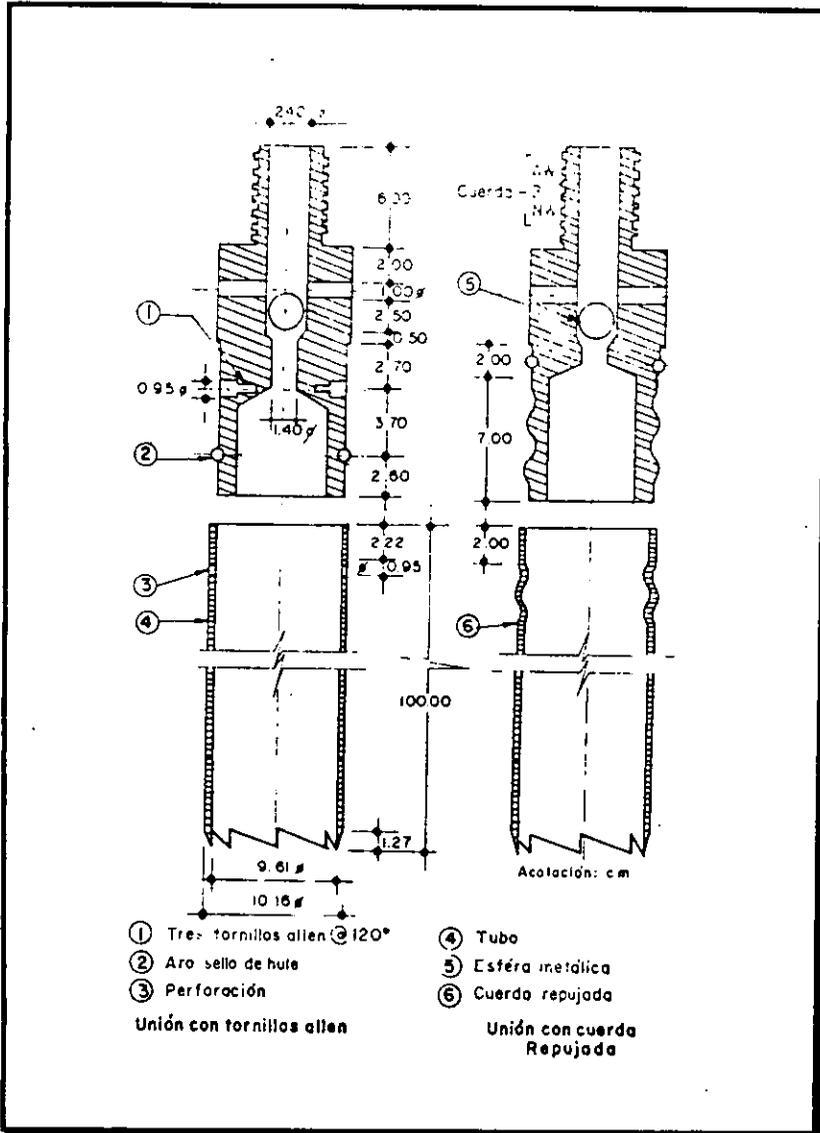


Fig. 5.8 Muestreador de tubo dentado con válvula esférica de pie.

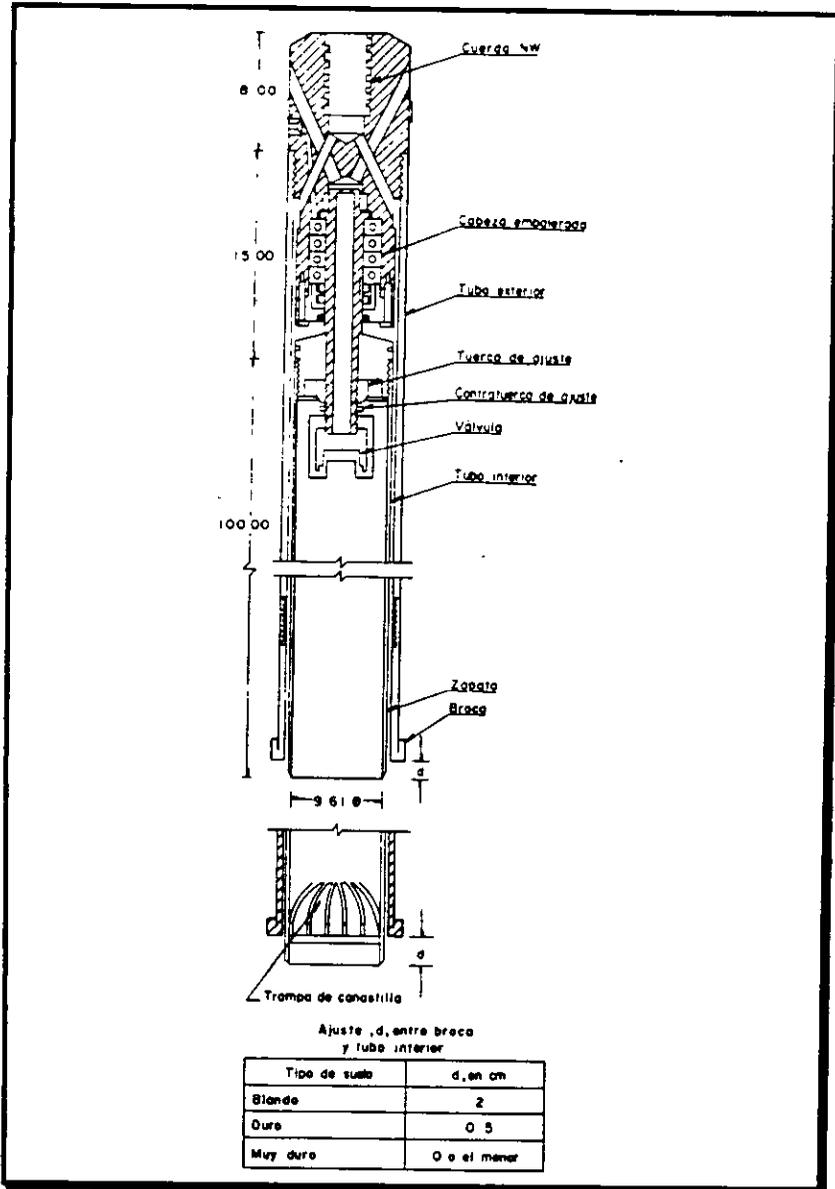


Fig. 5.9 muestreador de barril Denison.

ANEXO 1

EN ESTE ANEXO SE MUESTRAN TODAS LAS FIGURAS DE LOS METODOS DE EXPLORACION DE LA FIG. 5.2 A LA 5.9.

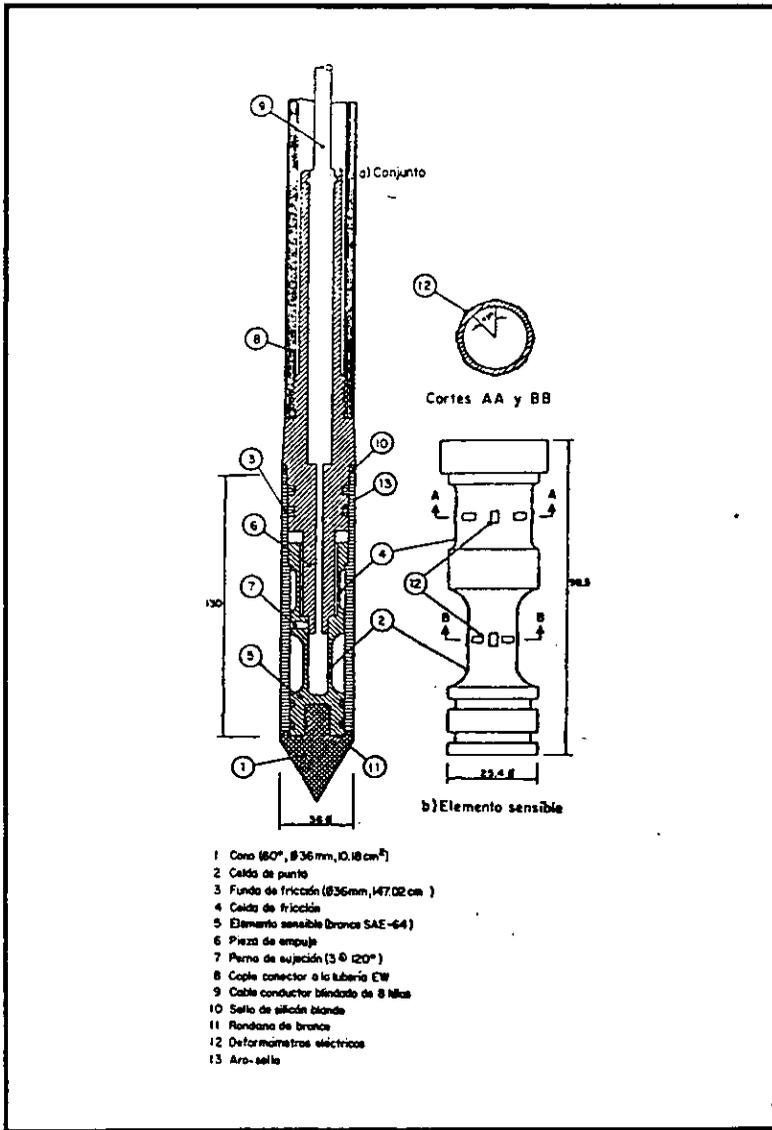
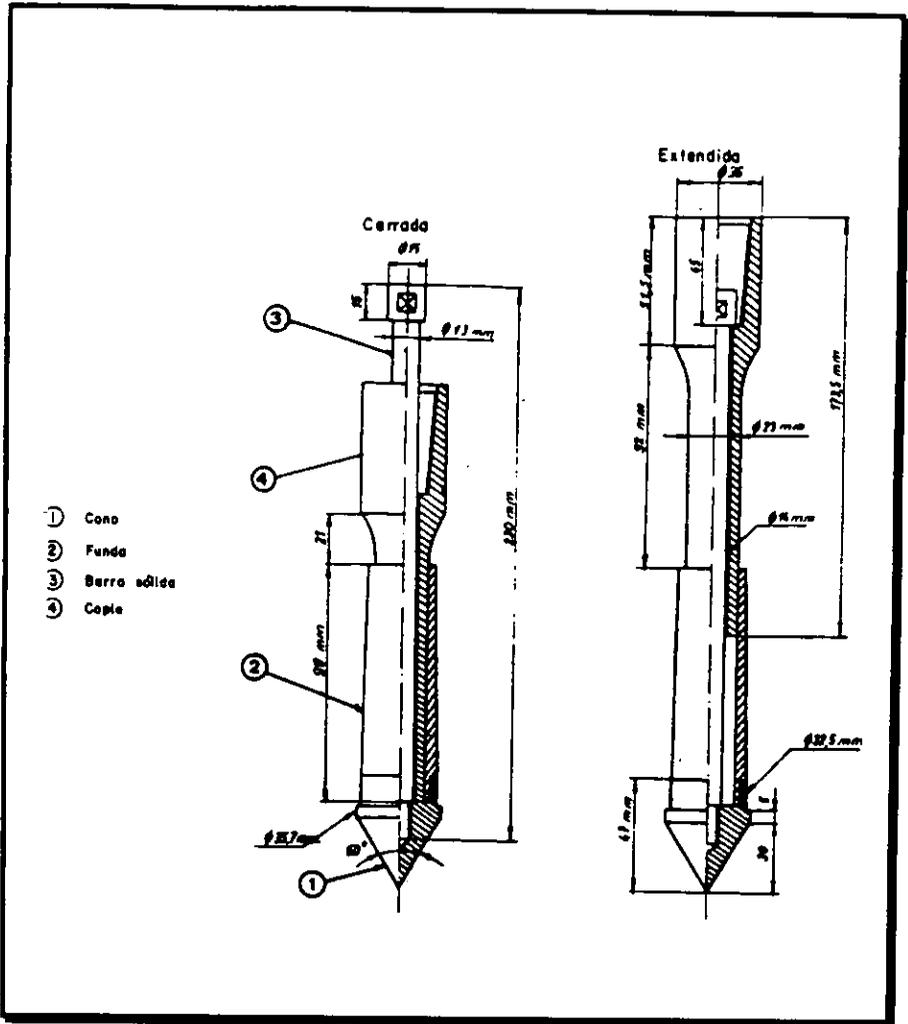


Fig. 5.2 En esta figura se muestra un corte transversal del penetrometro eléctrico.



En la fig. 5.3 se muestra un esquema de la punta Delf del cono mecánico.

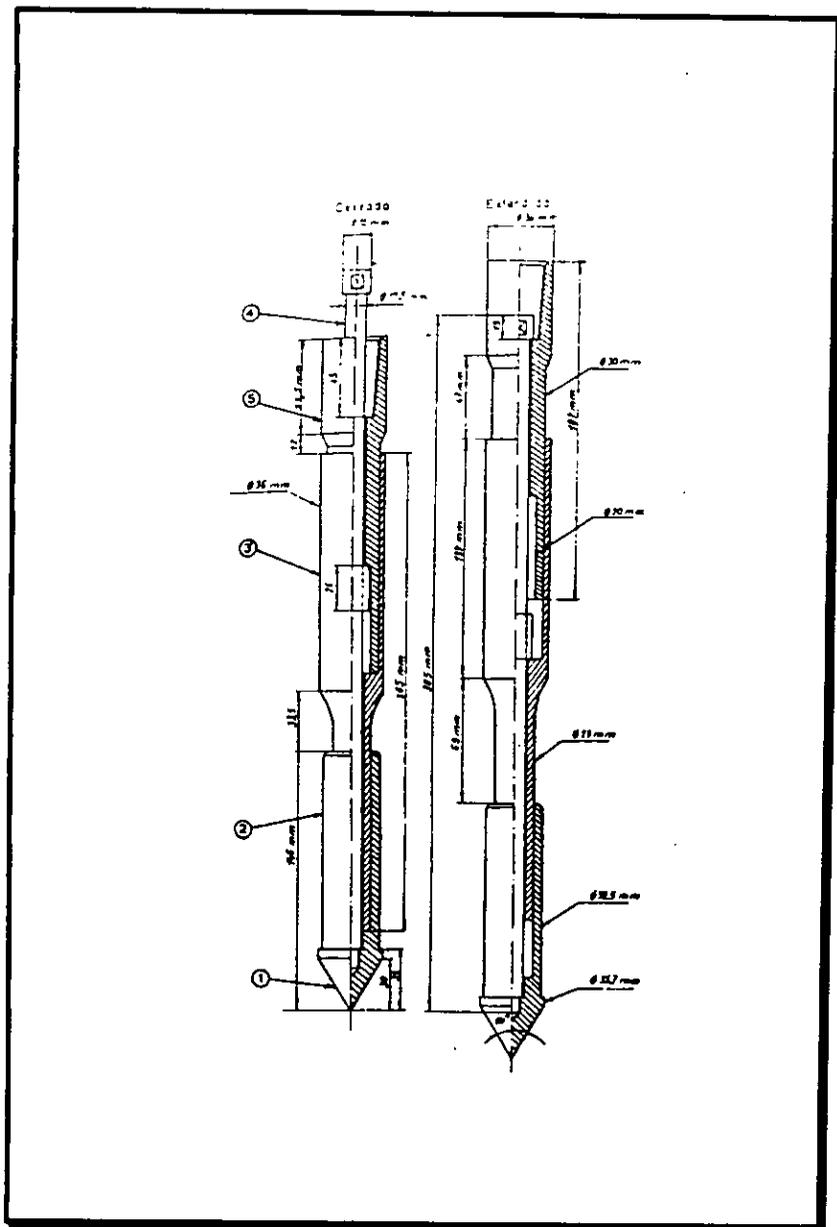


Fig. 5.4 En la siguiente figura se muestra un corte transversal de la punta Begeman.

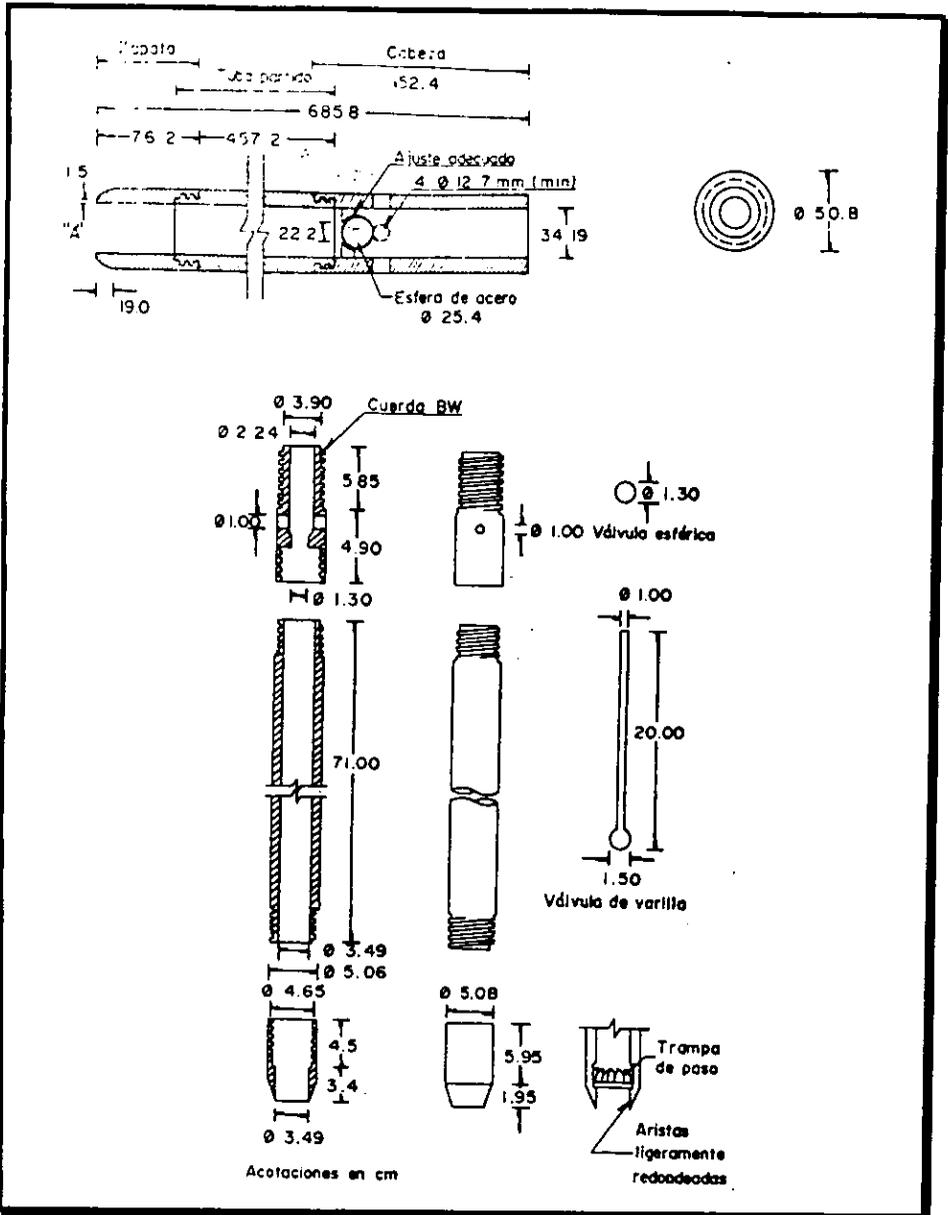


Fig. 5.5 Aquí se muestra un corte transversal del tubo de penetración Estandar.

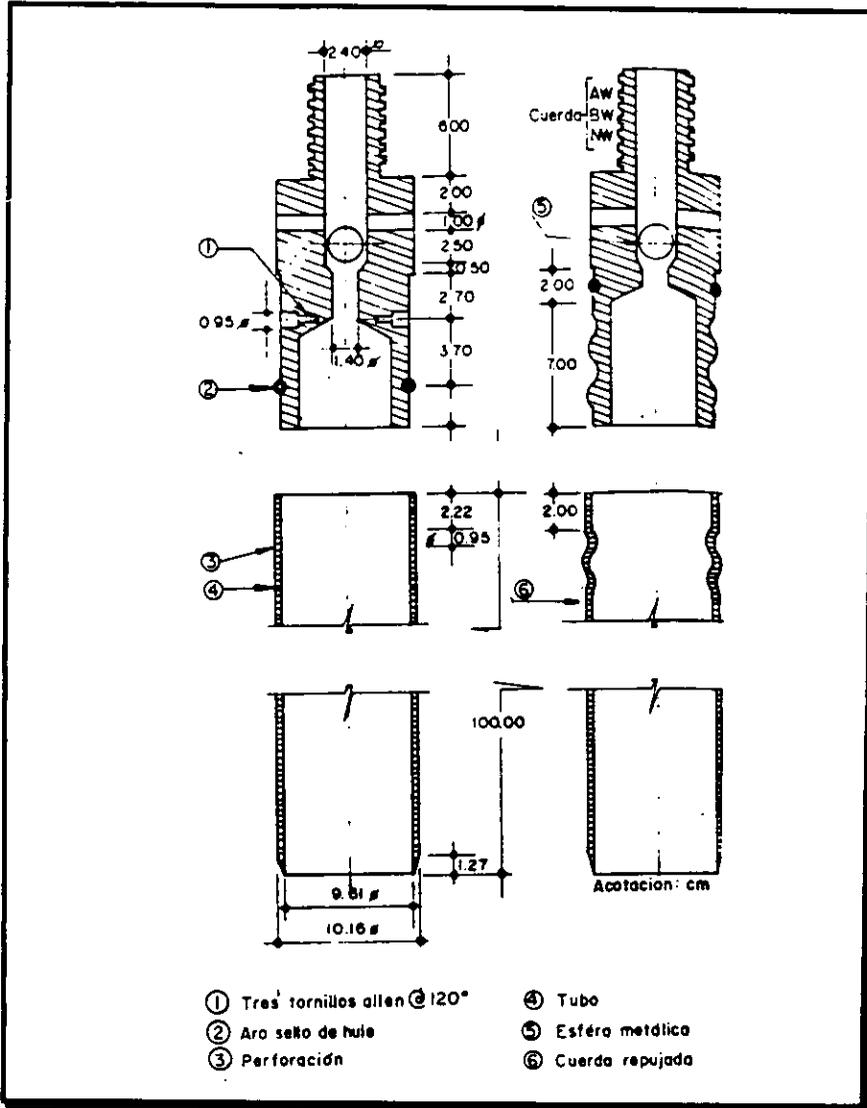


Fig. 5.6 Esquema del muestreador de pared delgada con válvula esférica de pie.

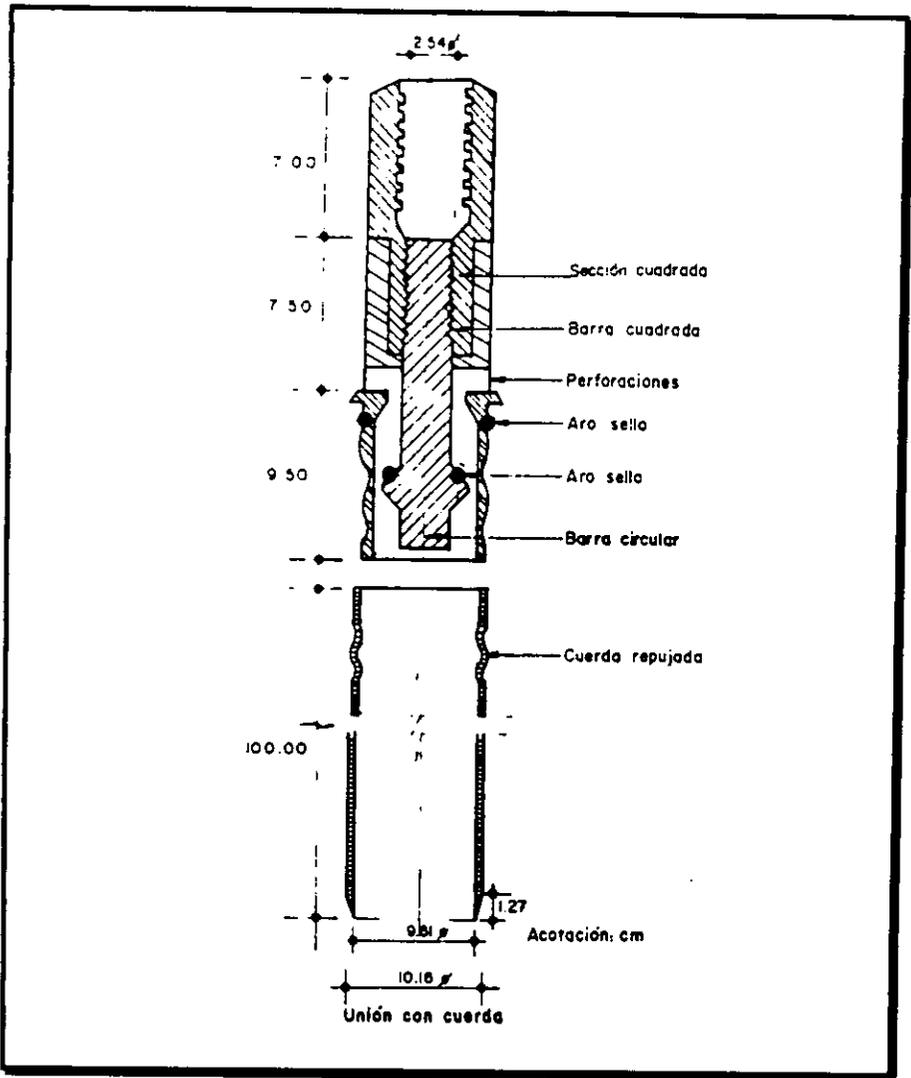


Fig. 5.6 Muestreador de pared delgada con válvula deslizante.

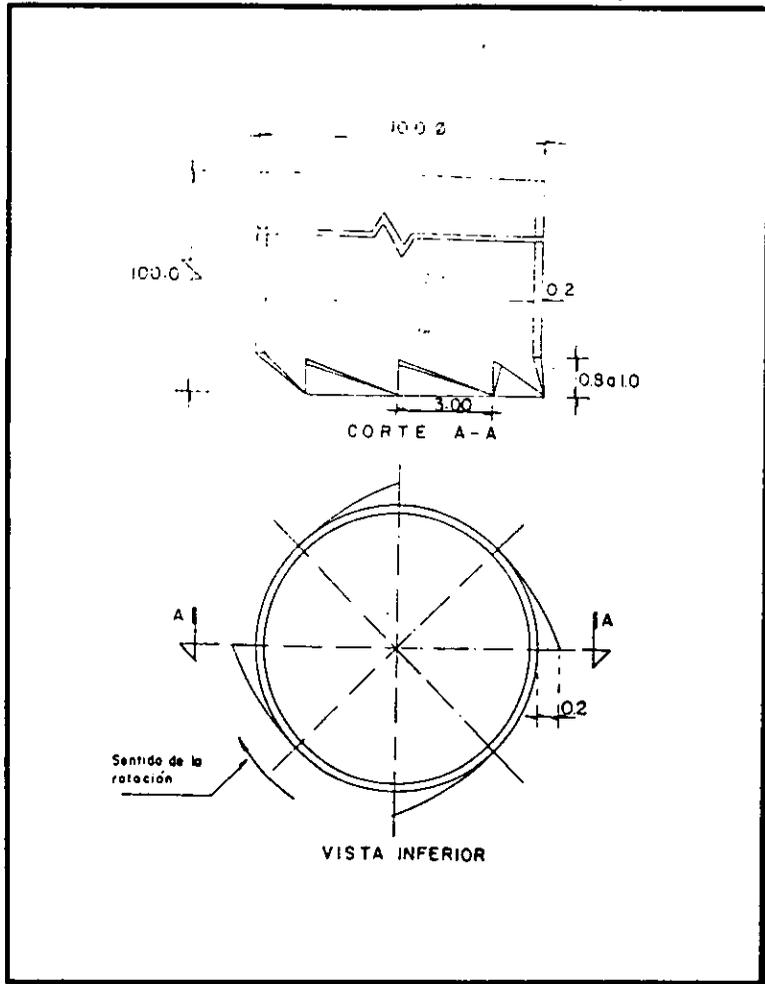


Fig. 5.7 Muestreador de tubo dentado.

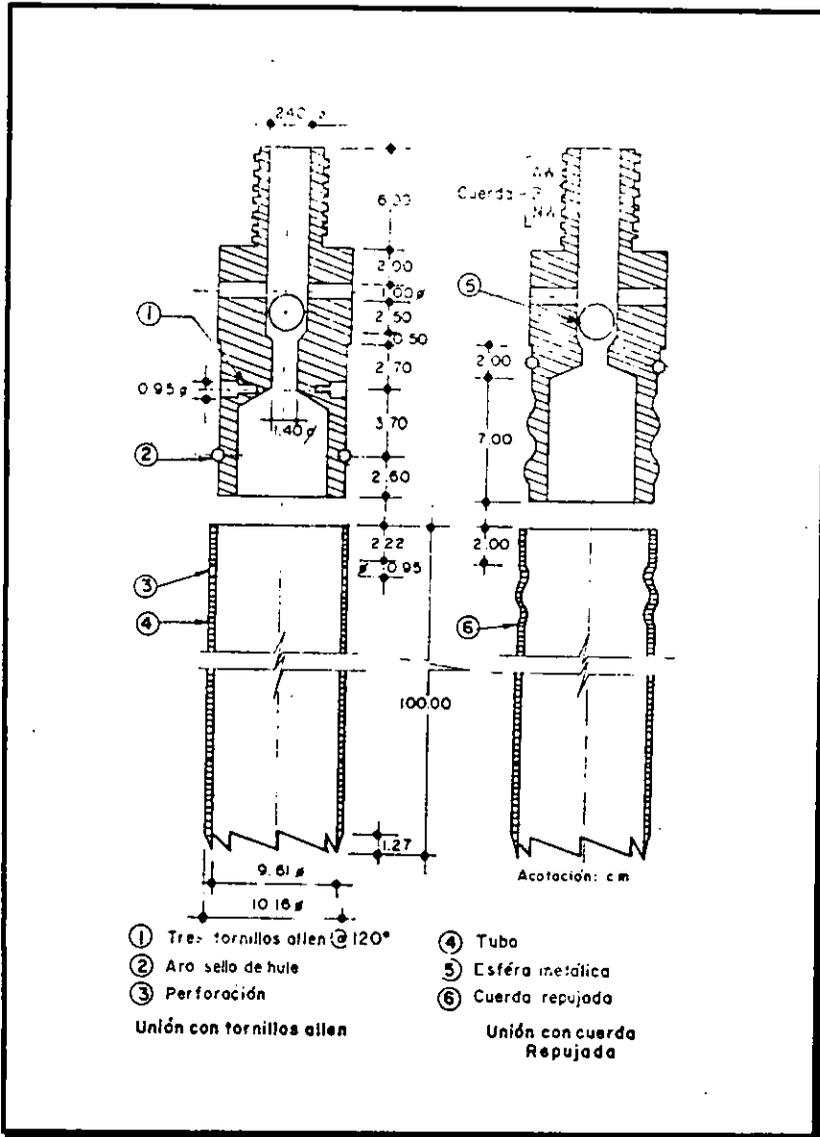


Fig. 5.8 Muestreador de tubo dentado con válvula esférica de pie.

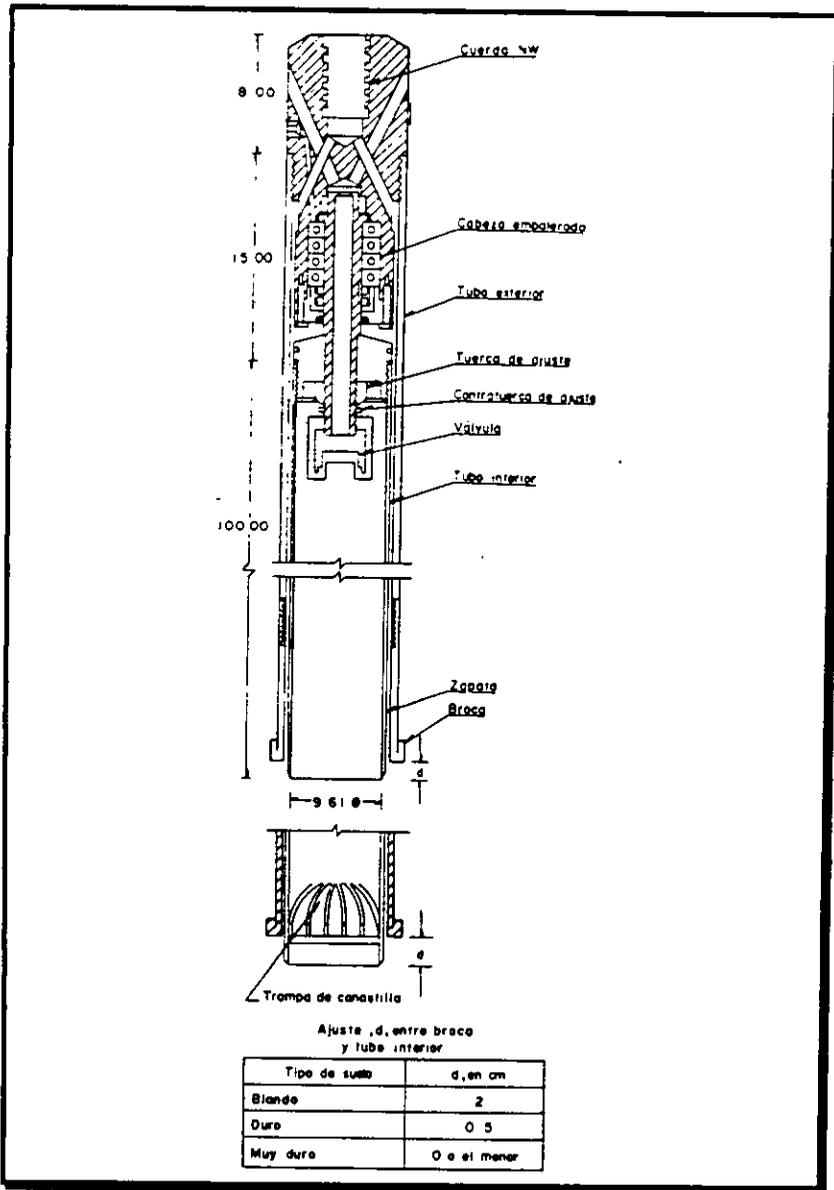


Fig. 5.9 muestreador de barril Denison.

CAPITULO 6

MICROTUNNELES

- 6.1 ANTECEDENTES
- 6.2 DESVENTAJAS DEL CORTE Y RELLENO
- 6.3 MICROTUNELEO O HINCADO DE TUBERIA
- 6.4 EQUIPO DE MICROTUNELEO
- 6.5 ANEXO A . FIGURAS DEL EQUIPO DE MICROTUNELEO.

6.1 ANTECEDENTES

El túnel es una estructura de construcción peligrosa e incierta, pese a los avances que sus técnicas han experimentado en los últimos años, por lo menos esa es la opinión de muchos hombres con experiencia en la construcción de vías de transporte.

En los túneles ocurren situaciones no previstas por la exploración y los estudios previos, que hacen aparecer montos adicionales muy importante de trabajos, tiempo y dinero que trastornan los programas los programas de construcción y provocan dificultades sociales y políticas, naturalmente que estos riesgos serán tanto menores cuanto mayor sea el monto de exploración y estudio previos que se efectúen.

La utilización de túneles en la tecnología de vías terrestres está muy desigualmente repartida. Desde un punto de vista estas estructuras constituyen un recurso familiar a los proyectistas y constructores de vías férreas en todo el mundo. Hay naciones en cuya red carretera el túnel es una estructura frecuente. En otras muchas naciones en que es lo contrario, los túneles escasean en las redes carreteras o simplemente no existen en absoluto.

Desde luego, el que haya o no un túnel en un determinado lugar de una carretera es, ante todo, una cuestión topográfica, de que exista un obstáculo que al ser atravesado permita ahorrar longitud de trazo guardando los requerimientos adecuados de curvatura y pendiente.

En los ferrocarriles, los costos de operación ligados al desarrollo del trazo y las exigencias de curvatura y pendiente son sumamente importantes, por lo cual los proyectistas de vías férreas están acostumbrados a tomar en cuenta el túnel en sus análisis de alternativas y adaptarlos como una solución final, cuando resulta más favorable que las demás soluciones tentativas y competidoras

ENTRADA EN LA BIBLIOTECA
ESTRUCTURAS DE VÍAS FÉRREAS
ESTRUCTURAS DE VÍAS FÉRREAS

En las carreteras la exigencias de pendientes y curvatura son mucho más flexibles y en muchos países las intensidades de tránsito permiten, por ser relativamente bajas mayores desarrollos longitudinales, con tal de evitar el costo de construcción, iluminación, ventilación, etc., que con llevan los túneles.

Las técnicas actuales permiten afrontar la construcción de los túneles con el mismo ambiente general de seguridad. La construcción de un túnel debe ser en la gran mayoría de los casos, una cuestión económica y de disponibilidad de equipo, en que la decisión resulte de la comparación usual entre los costos de construcción, de operación y mantenimiento. El túnel debe ser sistemáticamente tomado en cuenta dentro del conjunto de soluciones disponibles y construido cuando resulte ser la solución más económica, segura y conveniente.

El arte de la construcción de túneles debe figurar en las vías terrestres y en otro aspecto diferente del usual. Muchas veces el túnel es una solución muy apropiada para construcción de alcantarillas, obras de drenaje, de desvío y también en estos campos debe ser tomados en consideración. Los túneles constituyen excelentes obras de subdrenaje.

6.2 DESVENTAJAS DEL CORTE Y RELLENO.

La construcción de un túnel por el método de corte y relleno ofrece una alternativa para la perforación en los lugares que sea posible excavar desde la superficie una zanja del ancho y la profundidad que se requiera. Lo más sencillo es excavar una zanja, construir la estructura del túnel, rellenar la zanja y volver la superficie a su condición original, pero el soporte del terreno blando y el mantenimiento de la superficie existente y las instalaciones subterráneas hacen que la mayoría de los proyectos sean mucho más complejos.

En los túneles de poca profundidad el costo del corte y relleno es probable que sea mucho menor que el costo de perforación, pero los costos incidentales puede cambiar completamente el equilibrio. Estos pueden definirse como la adecuación de instalaciones alternativas para el tráfico en la superficie medidas para evitar el asentamiento, protección o desviación de los sistemas de servicio y drenaje, además de los costos sociales por alteración y modificación del paisaje.

Con un aumento en la profundidad aumenta rápidamente los costos directos de excavación y soporte de la zanja. En suelos acuíferos, el agua se debe controlar por retención, bombeo o abatimiento del nivel del agua subterránea mientras que en arcillas blandas, en especial el empuje vertical ascendente puede ocasionar una perdida del terreno y asentamiento.

En la práctica puede ser necesario perforar los túneles, por que tal vez no se acepte que se interrumpa el paso en la calle por la excavación de la superficie o por que los obstáculos subterráneos y otros túneles que crucen la línea, hacen que el túnel se localice a profundidades en las que el corte y relleno no deja ser económicos.

6.3 HINCADO DE TUBERIAS O MICROTUNELEO.

En los últimos años, los métodos que utilizan tubos hincados han sido desarrollados y elaborados por su aplicación en los túneles. No se puede establecer una delimitación precisa, pero cuando un obrero puede trabajar dentro de una tubería, con un diámetro mayor de 1 m, se puede considerar como una forma de construcción de túneles. Aun para diámetros menores, podría ser un útil auxiliar en la construcción del túnel como, por ejemplo, cuando las tuberías se hincan previamente a distancias muy pequeñas, con el fin de formar un techo bajo el cual se puede excavar un túnel, o para soportar el techo y los lados de un pequeño pasaje.

La técnica es más adecuada para tramos rectos relativamente cortos y pequeños diámetro, excavados en terreno blando, pero la limitaciones impuestas por todos estos factores podrán superarse.

El empuje de tuberías, procedimiento en el cual se desplaza el terreno y no se excava, es esencialmente un método para hacer pequeñas perforaciones con una tubería. Es posible la perforación horizontal para tuberías de hasta aproximadamente 91 cm de diámetro, pero en tramos de longitud limitada. En el hincado de tuberías, éstas se empujan con gatos hacia dentro del suelo; dicha tubería tiene un borde cortante o un escudo en el extremo de ataque y cuenta con medios para extraer el suelo desplazado a través del hueco del tubo. Se han usado tuberías de hasta 3m de diámetro y longitudes del orden de los 100 m, en tanto que son posibles las perforaciones más largas con estaciones intermedias de empuje.

Los tubos hincados han sido muy empleados como una alternativa a las obras a cielo abierto o a los tramos de frente ademados, donde es difícil el acceso desde la superficie y donde debe haber un asentamiento mínimo en la misma.

Se pueden construir de esta manera alcantarillas y atarjeas u otros cruces de tuberías bajo un ferrocarril o un terraplén de carretera o debajo de un canal u otro obstáculo, lo mismo que los pasajes subterráneos para peatones a nivel de terreno a través de un terraplén. El método se presta para la construcción del drenaje donde los pozos de inspección dividen la obra en tramos rectos relativamente cortos y se pueden utilizar como nichos sucesivos de empuje.

Su costo directo es generalmente mayor que el de corte y relleno, pero la alteración en la superficie es menor en las zonas congestionadas y las zonas de trabajo no necesitan ser tan grandes

Las características esenciales del hincado de tuberías se describirán más adelante.

Este método como una operación para la construcción de túneles se ha utilizado en excavaciones de hasta 4 m de diámetro, y se tiene el registro de una extraordinaria excavación terminada en Chicago en 1977, para un drenaje con un diámetro exterior de 2.9 m en un tramo de 490 m de longitud.

En México este método de hincado de tuberías también sea aprovechado por la facilidad de excavación en el terreno blando. Se tiene conocimiento de los trabajos realizados por la constructora ICA en un cruce de vías férreas ubicado en la población de los Reyes la Paz, Estado de México, el cual se proyecta la construcción de un colector de 1.83 m de diámetro para cruzar por abajo de las 5 vías del ferrocarril de Cuautla y de las propias vías de pruebas del Metro ligero, a una profundidad de 4.40 m con respecto a la plantilla hidráulica, para descargar finalmente al canal de la Compañía.

MICROTUNNELEO

El microtuneleo no es más que un seguimiento a lo que se hace con el sistema de drenaje profundo, se utiliza un equipo que permita de alguna instancia hacer un túnel, con las mismas características, pero utilizando como revestimiento tubería nominal. Esto es por medio de un escudo se hace la excavación y un equipo de empuje va hincando la tubería. En la actualidad estos tipos de escudos sean diseñado para trabajar con tubería y facilitan que la construcción de un túnel sea lo más rápido.

El microtuneleo se a creado como una alternativa más para la construcción de colectores, cruces ,por el tipo de ventajas que ofrece en comparación al de corte y relleno ya mencionados en el inciso anterior.

6.4 EQUIPO DE MICROTUNNELEO

- ◆ Topografía
- ◆ Caja de disparo o lumbrera de ataque
- ◆ Muro de reacción
- ◆ Corredera , guía, o base de apoyo

- ◆ Escudo
- ◆ Equipo de empuje
- ◆ Equipo de extracción de rezaga
- ◆ Equipo de bombeo de bentonita
- ◆ Base de lasser y lasser
- ◆ Planta de energía o generador
- ◆ Equipo de ventilación
- ◆ Estaciones intermedias
- ◆ Iluminación dentro del túnel
- ◆ Grúa
- ◆ Equipo de comunicación

MATERIALES.

- ◆ BENTONITA
- ◆ ACEITE HIDRAULICO

DESCRIPCIÓN DEL EQUIPO DE HINCADO:

1. Topografía .- La topografía es esencial en todo tipo de obra pero en el microtuneleo nada más se utiliza para dar el lineamiento y los niveles necesarios, para ubicar la lumbrera o caja de disparo. Dentro del hincado los únicos datos que se toman son los arrastres hidráulicos al inicio y al final, para colaborar la pendiente y verificar los desplazamientos horizontales y verticales .

- 2. Caja de disparo o lumbrera.-** Esta debe reunir las condiciones de diseño, para la colocación del equipo de hincado y debe contar con el espacio suficiente para maniobrar . La lumbrera puede ser construida de tablaestacado o de muros de concreto según se especifique en el proyecto
- 3. Muro de reacción.-** El muro de reacción es una estructura de concreto que puede ser simple o reforzado que debe ser capaz de resistir el empuje generado por la unidad de potencia, este se coloca en la parte de atrás , al frente de este muro se colocara una placa de acero de 1 pulg de espesor donde se unirá con la corredera o guía.
- 4. Corredera o guía.-** La corredera o guía es una estructura metálica de acero tiene la forma de un riel y es la base del equipo de empuje en ella se desplaza hacia a delante y hacia tras . Es la guía del escudo y la tubería a la hora de ser hincados, esta debe ser alineada y nivelada de acuerdo con la pendiente que se requiera, además cuenta con gatos niveladores. Debe de estar ligada al muro de reacción. Ver figura 6.1 de la corredera o guía en el anexo A.
- 5. Escudo.-** Son maquinas excavadoras que van controlando el asiento de enfrente mientras se sigue un avance, están diseñadas para resistir presiones verticales, su dimensión varía desde 1.22 m a 5m de diámetro. Existen dos variedades; escudos rotativos o de maquina excavadora, están diseñadas para trabajar en suelos arcillosos, arenosos y limosos, roca suave o media dura, cuentan con accesorios de frente cerrado para perforación bajo las condiciones de mayor inestabilidad.

- ◆ La excavación que se hace al frente es diferente pues se trabaja de diferente forma, en las maquinas rotativas el empuje y la excavación deben ser simultáneos, mientras en la excavadora el empuje se puede detener pero la excavación continua. Los dos tipos de escudos cuenta con una banda transportadora que va retirando la rezaga a una tolva para extraerla del túnel. A dentro del escudo el operador va verificando la pendiente y el lineamiento.

El funcionamiento de estos escudos es hidromecánicos , alimentados por líneas hidráulicas que están conectadas en la unidad de potencia o empuje. Ver figuras 6.2 y 6.3 en el anexo A.

6. Equipo de empuje.- La unidad de potencia, viene acompañada de una estructura en forma de anillo, cuenta con una base donde se apoyan los cilindros principales de empuje y estos hacen avanzar el escudo y la tubería. El anillo transmite la presión a toda la superficie de contacto del tubo y escudo. La unidad de bombeo cuenta con dos sistemas hidromecánicos distintos operados por motores eléctricos.

La unidad de potencia cuenta con un sistema de alta presión que suministra aceite a los dos cilindros principales de hincado que da un empuje de 400 Ton, y a todas las estaciones intermedias que se coloquen en el hincado. El otro sistema es de baja presión y es la que suministra el aceite por medio de líneas hidráulicas al escudo y al transportador. Ver figura 6.4 en el anexo A.

7. Equipo de extracción de rezaga.- el equipo de microtuneleo cuenta con un sistema de extracción de rezaga muy equipado lo compone una unidad de acarreo, rieles y tolva. La unidad se desplaza en toda la longitud del hincado, su función es la de extraer la rezaga que el escudo va excavando, la instalación de los rieles es muy sencilla y manejable.

La unidad de acarreo es eléctrica y cuenta con baterías desmontables. El avance que se tenga en el hincado depende mucho de la extracción de rezaga.

Las tolvas están diseñadas para capacidad máxima con base en el tamaño del tubo o túnel siendo instalado. Estas son de vaciado automático cuando utilizan una grúa de dos líneas. Ver figura 6.5 de la unidad de acarreo en el anexo A.

8. Unidad de bombeo.- La unidad de bombeo se utiliza para inyección de un lubricante al rededor de la tubería de hincado, en terrenos blandos se utiliza la bentonita es muy efectiva para reducir la fricción entre el tubo y el suelo, logrando una disminución del empuje. La inyección se puede controlar desde adentro de la tubería de hincado donde se a colocado una instalación de tubería con válvulas de paso que se abren y cierran con el fin de suministrar el lubricante de una manera más uniforme. Ver figura 6.6 de unidad de bombeo en el anexo A.

9. Lasser.- Es un aparato que transmite un rayo infrarrojo el cual va a dar hasta el escudo en un punto referido.

En el se programa la pendiente aguas abajo o aguas arriba según sea el caso del hincado. Este aparato se alinea con un reventón, colocando dos plomadas una al frente donde sale el rayo infrarrojo y otra donde se termina de hincar el tubo, la función que tiene este aparato es de informar si hay algún desplazamiento vertical u horizontal mientras se va avanzando en el hincado. Como ya se menciono el operador del escudo siempre va cuidando el rayo por que de ello depende que el hincado no tenga ningún desplazamiento mayor.

El laser es de gran importancia en el hincado, con el se facilita el trabajo de la topografía y viene a sustituir a los aparatos de topografía.

10. Planta de energía o generador. Bueno como ya se a mencionado los equipos anteriores funcionan con energía eléctrica, por lo que se necesita de un generador que se la suministre. Hay fuentes de alimentación que ofrecen 440 voltios, 60 Hz, ó 380 voltios, 50 Hz. Estas plantas funcionan con un motor a diesel .

11. Equipo de ventilación.- También es necesario de una adecuada ventilación mientras se trabaja en la excavación, por lo que es necesario una inyección de aire en el frente de ataque, ya que trabajar acierta profundidad e ir excavando en terrenos blandos donde el suelo esta en plena reacción de descomposición química genera algunos gases y además el aumento del calor se hace notar cuando la longitud de la excavación a avanzado. La inyección se hace por medio de una instalación de tubería de PVC y un ventilador de gran potencia.

- 12. Iluminación.-** Dentro del proceso de hincado, el túnel debe contar con una buena iluminación por si surge un problema dentro de las instalaciones ya mencionadas se puedan detectar rápidamente
- 13. Estaciones intermedias.-** Las estaciones intermedias se colocan a cierta longitud del hincado, con el fin de utilizarlas cuando la presión de la unidad de potencia incrementa , su función que tienen es la de distribuir el empuje en secciones de avance ver esquema de la figura 6.7. La estación intermedia la conforman segmentos de gatos hidráulicos, cada segmento tiene 5 gatos, los segmentos se fijan en una cubierta de acero alrededor del tubo que se está hincando, la cubierta es el único componente que no se recupera. Los segmentos reciben el suministro de aceite de un grupo de líneas hidráulicas conectadas en la unidad de bombeo como se muestra en la fig. 6.7 en el anexo A.
- 14. Grúa.-** Se necesita de una grúa para realizar todas las maniobras de instalación del equipo de hincado, así como para bajar toda la tubería y extraer la rezaga por medio de una tolva.
- 15. Equipo de comunicación.-** También se requiere un buen equipo de comunicación para controlar el avance del empuje. Este tipo de comunicación lo utiliza el operador de escudo, el operador de la grúa para extraer la rezaga y el maniobrista que se encarga de sacar la tolva y avisar al operador de la unidad de potencia para que se detenga.

ANEXO A

EN ESTE ANEXO SE MUESTRAN LAS FIGURAS DEL EQUIPO DE HINCADO . FIG. 6.1 A LA 6.7.

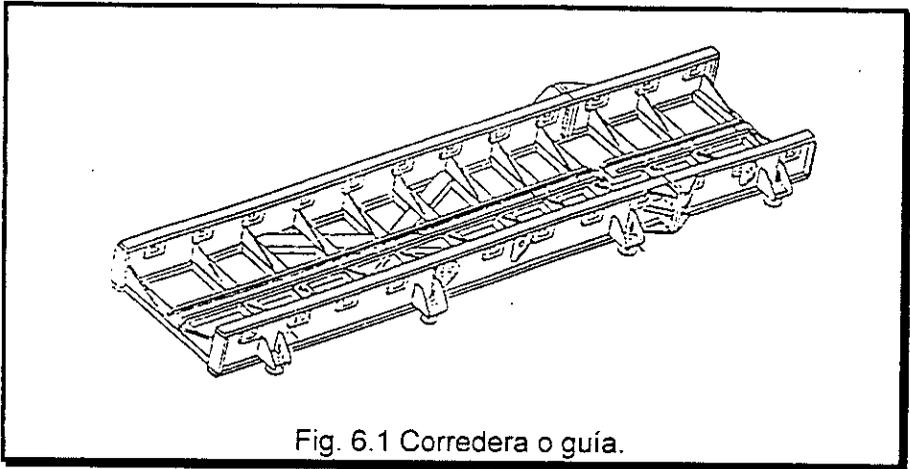


Fig. 6.1 Corredera o guía.

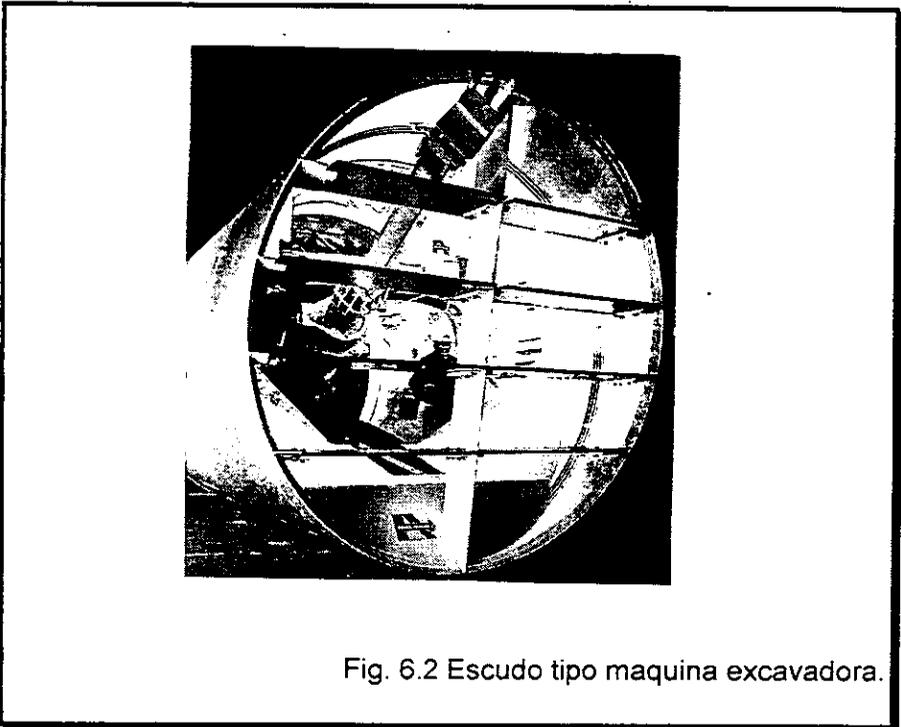


Fig. 6.2 Escudo tipo maquina excavadora.

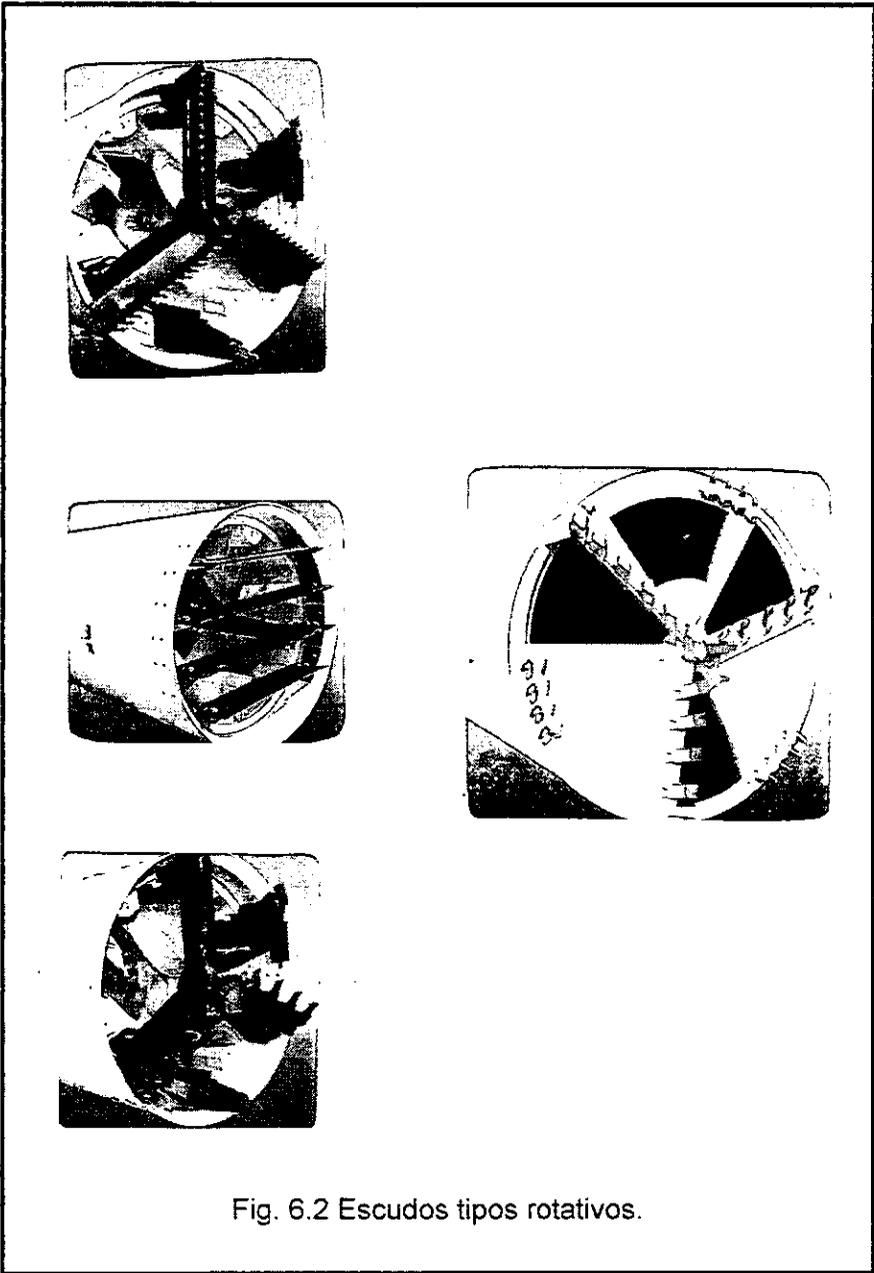
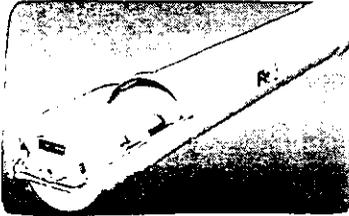
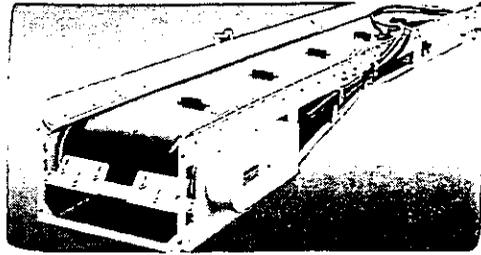
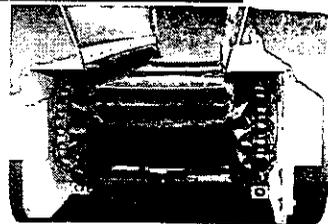
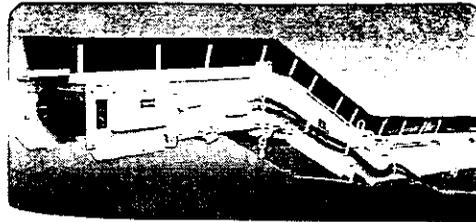


Fig. 6.2 Escudos tipos rotativos.

Transportador de banda.



Transportador de tornillo helicoidal



Transportador ajustable accionado por cadenas. Fig. 6.3.



Fig. 6.4 Unidad de potencia con dos cilindros principales.

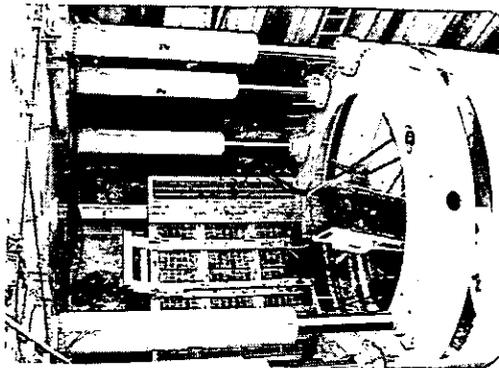


Fig. 6.4 Unidad de potencia con cuatro cilindros .

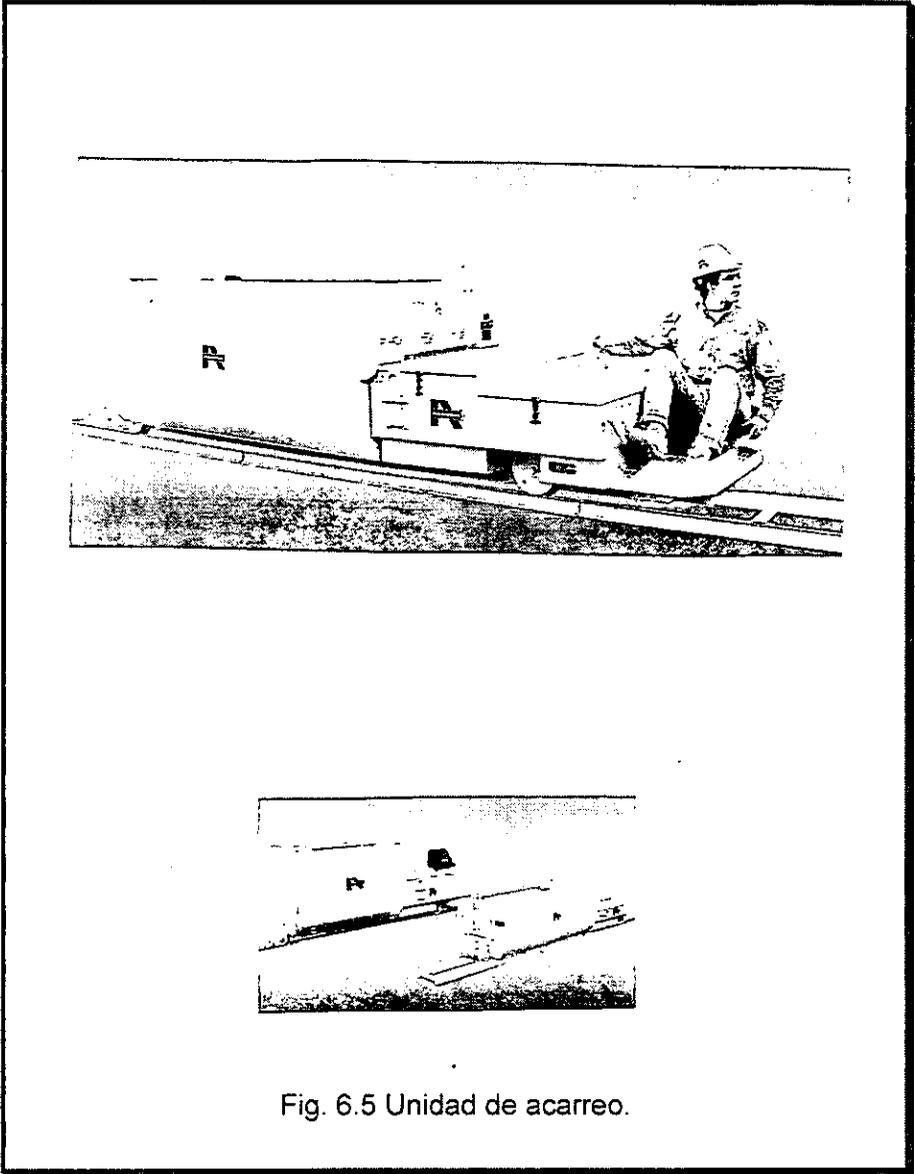


Fig. 6.5 Unidad de acarreo.

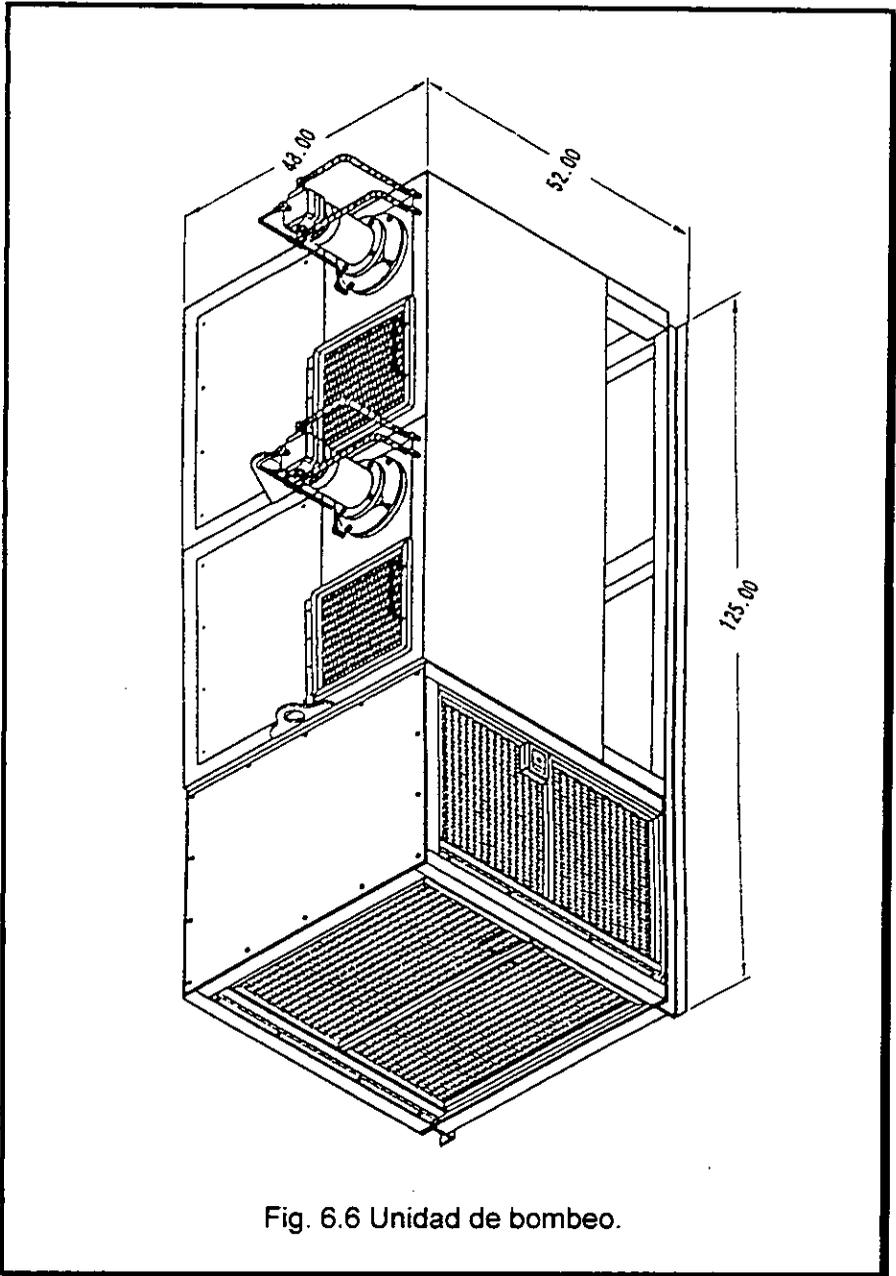
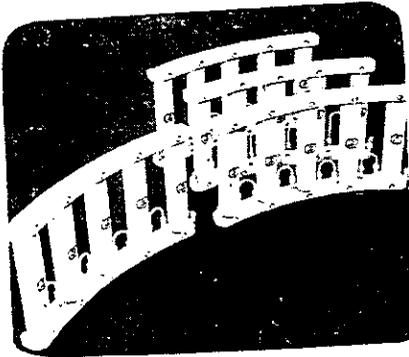
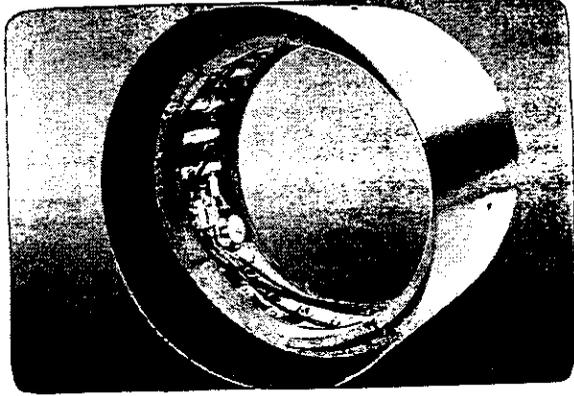
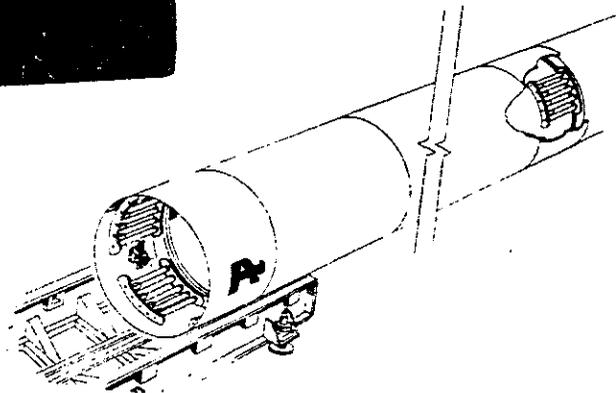


Fig. 6.6 Unidad de bombeo.

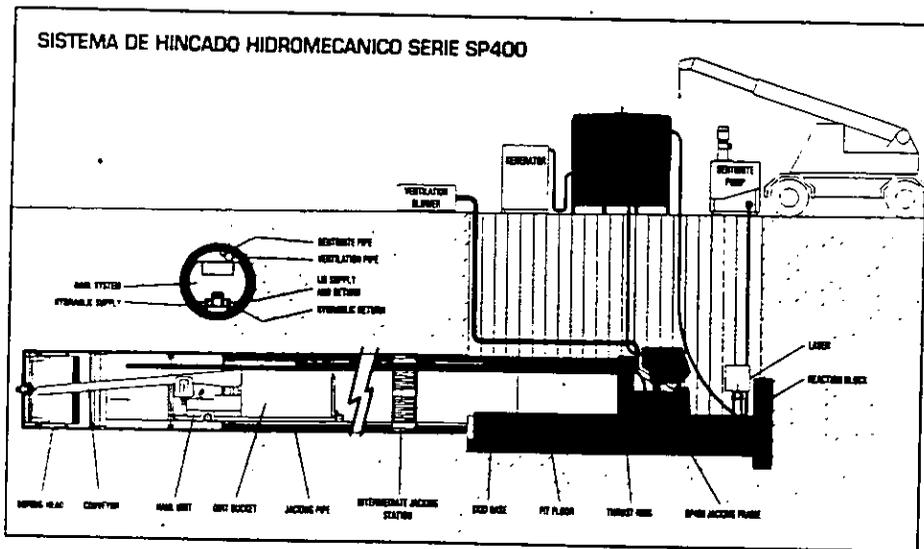
Estación intermedia.



Segmentos intermedios.



Corte transversal dentro de una instalación de tubería. Fig. 6.7.



En esta figura se muestra un esquema de la instalación del equipo de hincado.

CAPITULO 7

EJEMPLO PRACTICO

- 7.1 INTRODUCCION
- 7.2 UBICACIÓN DEL COLECTOR VICENTE VILLADA
- 7.3 EXPLORACION GEOTECNICA
- 7.4 ENSAYES DE LABORATORIO
- 7.5 PROBABLES PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION
- 7.6 PROCESO CONSTRUCTIVO.
- 7.7 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MICROTUNELEO
- 7.8 REPORTE FOTOGRAFICO
- 7.9 ANEXO A., ANEXO B Y ANEXO C.

7.1 INTRODUCCION.

Con el fin de no interrumpir el tránsito de la Av. Vicente Villada, además de otras avenidas importantes que cruzan por esta, con la construcción del Colector "Vicente Villada ", se planeo la instalación de tubería aplicando un proceso de tubo hincado a presión alojando tubos de concreto reforzado grado tres , Norma SCT (comercial). Para así evitar afectaciones a las obras aledañas, como ya se a mencionado en el capítulo 6 el microtuneleo reduce el área de trabajo.

El colector formara parte del sistema de drenaje sanitario y pluvial de ciudad Netzahualcoyotl , elaborado por la Constructora Servición, el proyecto hidráulico del colector estará destinado a guiar las aguas desde la avenida Del Valle hasta la avenida Xochiaca. El trazo es de aproximadamente 4 kilómetros, el diámetro del colector varía desde 76 hasta 213 cm, la profundidad de la plantilla oscilará entre 3.0 y 7.5 m.

7.2 UBICACIÓN DEL COLECTOR VICENTE VILLADA.

OBRA : COLECTOR VICENTE VILLADA.

Ubicación : Ciudad Netzahualcoytl, Estado De México.

Cliente : CEAS

Constructora contratada : Constructora Servición.

Constructora subcontratada : Micrutunnel S.A de C.V.

La avenida Vicente Villada posee un flujo constante vehicular, que además cruzan por ella otras avenidas más importantes como es el caso de la avenida Madrugada, Cuarta Avenida, Chimalhuacan, Pantitlan y Bordo de Xochiaca, que al ser interrumpidas en las horas pico causarían un caos vehicular.

7.3 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO.

El sitio se localiza en la zona del lago virgen del Valle de México , en donde existen evidencias de hundimientos regionales debidos al bombeo profundo, el espesor de los estratos compresibles en la primer formación arcillosa, en el sitio, es superior a 35 m.

Las evidencias del hundimiento regional se presentan en las figuras A.1 a A.4 que se muestran en el anexo A., obtenidas a partir de los levantamientos de bancos realizados por la Dirección de Construcción y Operación Hidráulica, del DDF. En la figura A.1 se presentan el hundimiento medio anual en el período de 1992 a 1994 , donde se aprecia que en las cercanías de las avenidas Vicente Villada y Pantitlán el hundimiento llega a ser de 60 cm anuales. En la figura A.2 se presenta el hundimiento total para el período de 1983 a 1994, en la figura A.3 se presenta las cotas de la red de bancos en la zona y en la figura A.4 el hundimiento total en el período de 1992 a 1994. Lamentablemente estas curvas se han referido a un número escaso de bancos en la zona, por lo que su correlación directa es incierta y deben juzgarse solamente como un marco de referencia, sin embargo dan indicios de la precencia de una fosa de hundimiento regional cercana a la esquina de las avenidas Pantitlán y Villada.

Con el objeto de conocer la estratigrafía a de detalle se analizo :con el sondeo de resistencia a la penetración del cono estático del estudio del colector Vicente Villada, en el tramo entre la avenida Xochiaca y el dren Xoxhiaca, cuyo perfil se presenta en la figura B.1; y los resultados de tres sondeos de cono realizados en las esquinas de las calles Chimalhuacan, Pantitlán y Escalerillas con la avenida Xochiaca, que se presentan en las figuras B.2, B.3, Y B.4.

Se llevaron a cabo seis pozos a cielo abierto en las esquinas de las calles Xochiaca, Rancho Grande, Madrugada, Chimalhuacan, Colón y Pantitlán, cuyos perfiles estratigráficos se presentan en las figuras B.5 y B.6. El nivel de aguas superficiales se detectó alrededor de los 2.0 m, identificándose su presencia francamente a partir de la avenida Madrugada, los colectores dislocados y las excavaciones que se realizan para el cárcamo Vicente Villada , alteraron su presencia en las cercanías de la avenida Xochiaca.

La secuencia estratigráfica característica se puede resumir partiendo del sondeo de cono SC No. 1 en los siguientes estratos :

- ◆ **Relleno formado por limos arenosos.**- Con un espesor variable entre 50 cm y 2 m se localizan en la parte superficial, rellenos formados por limos arenosos con diferentes grados de compactación, la descripción de detalle de estos rellenos se presentan en las figuras B.5 y B.6.
- ◆ **Costra superficial.**- En todo el trazo del colector existe una costra superficial, formada por limos endurecidos por secado con la intercalación de arenas, el espesor de este estrato oscila entre 1 y 4 m. En las cercanías de la avenida Pantitlán se aprecia una franca disminución de su espesor. La depresión topográfica que se aprecia en la avenida Villada a la altura de la avenida Pantitlán se presenta la ausencia de la costra en un menor grado por el hundimiento regional, que como se ha mencionado se acentúa en esta zona. La resistencia a la penetración estática del cono eléctrico de la costra oscila entre 4 y 5 kg./cm² .

- ◆ **Formación Arcillosa Superior.**- esta formación se caracteriza por la presencia de arcillas de alta plasticidad, con alto contenido de humedad y gran compresibilidad, de origen Cuaternario y que forman un acuitardo del acuífero del Valle de México. La resistencia a la penetración del cono estático en los materiales arcillosos oscila entre 2 y 4.5 kg./cm², la zona con suelos más blandos se ubica cercana a la avenida Xochiaca. Se exploraron varios estratos y lentes dentro de la formación, cuyo origen es : De 4 a 4.3 m arenas volcánicas con resistencias máximas a la penetración del cono de 10 kg./cm². De 6.7 a 7 m arenas limosas con resistencias máximas a la penetración del cono estático de 17 kg./cm². De 14.5 a 15.7 m, se localizaron arenas compactas con resistencias máximas a la penetración del cono estático del orden de 150 kg./cm², estos lentes no tienen una continuidad en todo el trazo del colector. A 18 y 19.8 m se localizaron lentes de arenas con resistencias máximas a la penetración del cono eléctrico entre 5 y 15 kg./cm², estos lentes no tienen ninguna continuidad en todo el trazo del colector.

Hasta la profundidad de 44.1 m, total del sondeo SC No.1 no se localizó la capa dura típica de la zona del Lago del Valle de México, se presume que no existe, la Primera y la Segunda Formación del Valle se confunden. En general los estratos presentan un ascenso partiendo de la avenida Xochiaca hacia Escalerillas, en esta última existen más estratos de arena y limos compactos intercalados.

Los registros de la resistencia a la penetración del cono estático permitieron programar los sondeos de muestreo en una forma selectiva, obteniendo muestras de los estratos compresibles para determinar los parámetros necesarios para el diseño de los procedimientos por analizarse.

El comportamiento del colector influido por el hundimiento regional, depende de las políticas de bombeo profundo en la zona, que inducen finalmente el hundimiento.

Sin embargo se pueden considerar como marco de referencia de los asentamientos regionales los presentados en las figuras A.1 a A.4, para programar las pendientes del colector de tal manera que conserve su eficiencia, dentro de su vida útil. La mayor parte de la depresión topográfica actual es debida a excavaciones previas, aunque existe una influencia debida al hundimiento regional, las excavaciones previas en la zona fueron probablemente cercanas a 4 m.

7.4 ENSAYES DE LABORATORIO.

Para de terminar los parámetros geotécnicos que caractericen a las diferentes formaciones, se programaron pruebas de laboratorio de acuerdo con la clasificación que permiten inferir la resistencia al cono estático, en el plano de exploraciones geotécnicas se presenta la ubicación de los sondeos de muestreo selectivo, ubicados en las calles Chimalhuacan y Xochiaca respectivamente, así como de los pozos a cielo abierto. Para los materiales arenosos se programaron :

Densidad de sólidos.
Contenido de humedad

Para materiales cohesivos se programaron las siguientes pruebas :

Limites de consistencia
Densidad de sólidos.
Contenido de humedad.
Peso volumétrico natural.
Compresión simple.
Triaxial rápida de acuerdo con las presiones medias in situ.
Consolidación unidimensional.

En ambos casos se programaron las pruebas dando especial énfasis en los suelos compresibles pues su comportamiento influirá decisivamente en el comportamiento del colector. En las figuras C.1 a la C.33 del anexo C, se presentan los resultados de las pruebas.

Del análisis general de las pruebas se desprenden que las arcillas compresibles en el sitio se encuentran normalmente consolidadas o con una pequeña carga de preconsolidación, a una misma profundidad las propiedades geotécnicas muestran uniformidad. En general los suelos blandos en el sitio son arcillosos, las cohesiones en pruebas triaxiales rápidas del sondeo de muestreo selectivo 1 fueron de 1.4, 1.2, 1.0, 1.1 y 2.0 ton/m², para las profundidades 4.3, 8.3, 14.4, 16.4 y 22.1 m respectivamente, las relaciones de vacíos 2.356, 7.026, 7.220, 7.153 y 8.606, para las profundidades ya referidas ; para el sondeo selectivo 2 las cohesiones en las pruebas triaxiales fueron de 1.1, 0.6, 1.2 y 0.8 ton/m² para las profundidades respectivas de 5.4, 10.4, 18.4 y 20.4 m , las relaciones de vacíos 5.225, 10.621, 8.144 y 8.208, para las profundidades ya referidas al sondeo selectivo 2.

Se aprecia en general menores resistencias en las cercanías de la avenida Pantitlán, basta observar las resistencias a la penetración del cono estático y los promedios de las cohesiones en las pruebas triaxiales, para el sondeo selectivo 1 el promedio de la cohesión es de 1.3 ton/m² y para el sondeo selectivo 2 de 0.9 ton/m². Por lo tanto, en las figuras del anexo se presentan las propiedades geotécnicas de los diferentes estratos, representadas por los diferentes pruebas realizadas.

7.5 PROBABLES PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN.

Las alternativas viables para la construcción del colector son :

- ◆ Excavación a cielo abierto apoyada con bombeo.
- ◆ Excavación por medio de tablaestacado, formando por vigueta de acero hincada en el sitio, comúnmente conocido como muro Berlín.
- ◆ Construcción por medio de escudos cortadores tipo microtúnel

La decisión del tipo de procedimiento constructivo depende de un análisis económico, de tiempos de obra y de afectaciones a las colindancias y las instalaciones en la zona.

- ◆ La excavación a cielo abierto apoyada por bombeo es una opción factible con las ventajas de que se usa equipo convencional, retroexcavadora y bombas tipo becerro y eyector. Tiene las desventajas de la afectación a las vialidades en la zona, además de que el tiempo de los trabajos es comparativamente mayor. También tiene la desventaja de la afectación a las instalaciones superficiales actualmente no detectadas. Las deficiencias de construcción puede inducir dislocamientos en los colectores al remover el desplante debido a interrupciones en el bombeo.
- ◆ La excavación por medio de muro Berlín también es una opción válida, que siguiendo las recomendaciones geotécnicas pertinentes constituyen una opción segura en cuanto a las afectaciones a las colindancias. Sin embargo se afectarán las avenidas perpendiculares a la avenida Vicente Villada. Las deficiencias del bombeo pueden ocasionar un remoldeo en el desplante y el consiguiente asentamiento y probable dislocamiento del colector.

- ◆ La excavación por medio de un escudo cortador es la mejor opción en cuanto a las afectaciones a las colindancias, la opción más rápida, pero es necesario un equipo especializado. Existen para estos trabajos escudos de rejillas, cortadores, etc.,. Los tubos se pueden colocar por medio de hincado desde una lumbrera de disparo.

7.6 PROCESO CONSTRUCTIVO.

Siendo la mejor alternativa para la construcción del Colector Vicente Villada el de Microtuneleo se dispone a describir los pasos de este proceso.

1. El primer paso a seguir fue la construcción de la lumbrera de acuerdo con la exploración geotécnica la mejor opción es la de utilizar tablaestacado que por su diseño y facilidad al ser hincadas en terrenos blandos proporcionan una resistencia mayor y que además por su forma de unirse no permite la entrada del agua.
2. Las dimensiones de la lumbrera son de 10m de largo por 5 m de ancho son las medidas adecuadas para la instalación del equipo de hincado y la colocación del muro de concreto.

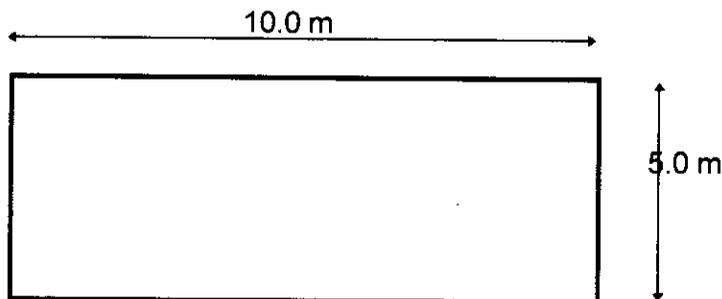
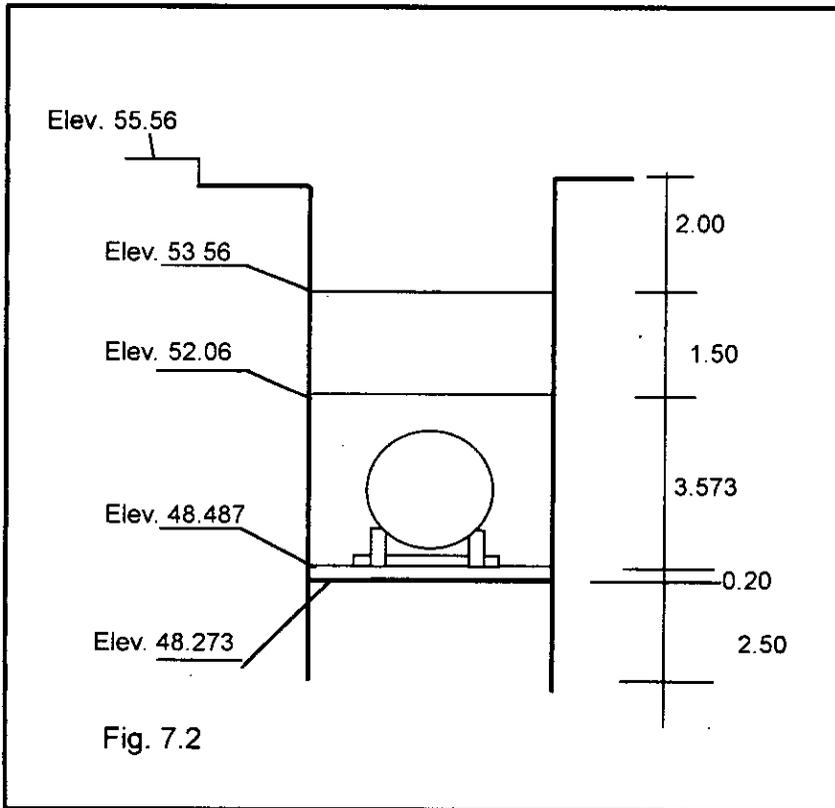


Fig. 7.1 Dimensiones de la lumbrera tipo para alojar el equipo de hincado.



En la figura 7.2 se muestra un esquema de las distancias y elevaciones permisibles que se utilizaron para la construcción de una de las lumbreras del hincado en el colector Vicente Villada.

Datos técnicos para el primer hincado en el colector Vicente Villada.

Longitud de hincado 200 m.

Pendiente hidráulica 0.0019

Diámetro del tubo interior 2.13

Diámetro del tubo exterior 2.50

Procedimiento constructivo :

- ◆ Se hace una excavación a cielo abierto a cierta profundidad se colocara el primer marco de vigueta, instalado el marco, con una grúa y una retroexcavadora se van hincando las tablaestacas en largueros y cabezales a medida que se a profundiza la excavación se coloca el segundo marco soldado a la tablaestaca formando así un ademe flexible, cuando a alcanzado la máxima profundidad de la lumbrera se construye la losa de piso.

- ◆ Se baja primero la corredera que será nivelada y alineada con respecto a la pendiente que llevara el hincado. La corredera queda separada unos 20 cm de la tablaestaca. La corredera tiene una longitud de 8.56 m ,por lo tanto, el espacio que sobra se utiliza para colocar la cimbra del muro de reacción siendo esta metálica por que la placa de 1 pulgada que va enfrente tiene que estar soldada a la corredera para transmitir el empuje al muro.

- ◆ En este caso se coló el muro con un concreto de $f'c= 200 \text{ Kg./cm}^2$, las dimensiones del muro son de 3.40 de largo, 1.10 de ancho y 1.35 de alto.

- ◆ Fraguado el concreto se dispone a la colocación de la base del lasser, se coloca la unidad de potencia en su lugar y con un equipo de corte se corta la circunferencia donde penetrara el escudo y el tubo.
- ◆ El escudo que se utiliza para la construcción del túnel es de maquina excavadora de diámetro interior 2.13 m y una longitud de 5 m .
- ◆ El tubo que se utilizo fue suministrado por Tribasa y es de diámetro interior 2.13 m y exterior de 2.54 de grado 3 (comercial).
- ◆ Se baja el escudo y se conecta a la unidad de potencia por medio de unas líneas hidráulicas, la unidad también se conecta a la planta de energía, así como la bomba de inyección, el ventilador, el cargador de baterías.
- ◆ Con la instalación de todo el equipo de hincado y la grúa puesta en su lugar se comienza con el hincado del escudo, la grúa baja la tolva para ser llenada cuando el escudo avanza. Cuando se a concluido de hincar el escudo se desconectan las líneas hidráulicas, las de aire, las de bentonita y se procede a la colocación del primer tubo, con la unidad de acarreo se extrae la rezaga dentro del túnel.
- ◆ A los tubos se les prepara con tubos de PVC, tubos de bentonita y rieles, para colocar las instalaciones pertinentes ya referidas en el capítulo 6. También se engrasa en la parte de la campana y la espiga. se les coloca un anillo de madera para evitar el contacto directo con el otro tubo a la hora ser hincado, así la presión no trabaja en la unión de espiga y campana si no que se transmite a lo largo de toda la línea del hincado.
- ◆ En el tercer tubo se empiezan a suministrar la tubería para la inyección de bentonita.

- ◆ Para disminuir la presión de empuje de la unidad de potencia por la longitud de avance a la altura del tubo No. 20 se registro una presión en la U.P. de 3200 lb/ft por lo que se decidió instalar la primera estación intermedia en el tubo No. 25 , como va avanzado el hincado se toman registros del empuje generado por los gatos principales de la U.P., registrando otra presión de 5000 a 6000 lb/ft en el tubo No. 48, se decide colocar una segunda estación intermedia en el tubo No. 50. También la utilización de bentonita redujo el empuje, bajando la fricción de contacto de tubo con el suelo.

- ◆ El avance que se obtuvo en el primer día de hincado fue de 12.5 m lineales, con forme se iba adquiriendo experiencia el rendimiento que se obtenía es de 20 m, con un turno de trabajo de 12 h.

Para lograr tal avance se necesito del siguiente personal :

1. Un operador de escudo
2. Un operador de unidad de potencia
3. Un operador de la unidad de acarreo
4. Un maniobrista
5. Un operador de la unidad de bombeo
6. Cuatro ayudantes generales
7. Tres ayudantes de limpieza.

En cuanto a las afectaciones que genero la obra fueron mínimas entre las que se puede mencionar son :

El cierre de un carril para utilizarlo como tiro de la rezaga, además como base para la entrada de camiones de volteo para la carga de la misma.

No se presentaron asentamientos a lo largo de la línea de hincado.

7.7 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MICROTUNELEO.

Las ventajas son las siguientes .

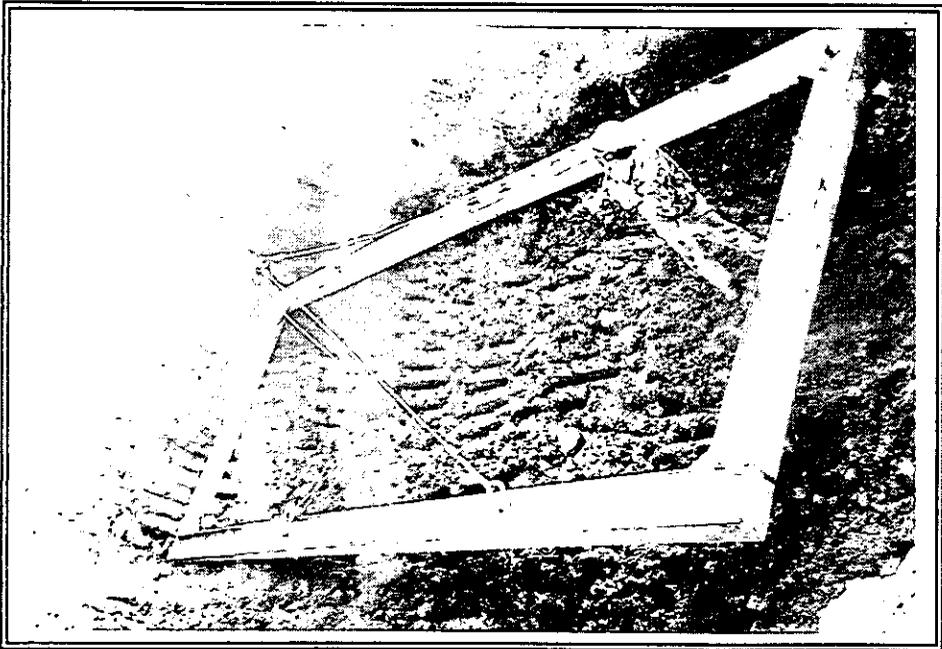
1. Como ya sea mencionado una de las principales, es el área de trabajo que utiliza.
2. El tiempo de construcción no se compara con el de corte y relleno .
3. El rendimiento en cuanto a la instalación de tubería es mayor a los 20 m por cada turno de trabajo.
4. Las afectaciones a colindancias son mínimas.
5. Además se puede aprovechar la lumbrera para construir las cajas pozos para unir el drenaje.
6. Los recursos materiales son muy pocos por utilizar.
7. No se necesita de mucho personal para realizar la obra, pero se necesita de personal especializado.
8. Las afectaciones a otras instalaciones como las de agua potable, el drenaje mismo, teléfonos e interrupción a avenidas, se pueden evitar si se tiene el conocimiento y la prevención a tiempo. .

Las desventajas son las siguientes :

1. Al utilizar este tipo de equipo el colector debe amortizar por lo menos el 60 % de su valor para que con esto se obtenga una ganancia favorable.
2. La descompostura de alguna pieza si no se tiene a la mano pararía a la obra por los menos de 2 a 4 días, mientras se trae su refacción del país de origen.

7.8 REPORTE FOTOFRAFICO

FOTO NO. 1



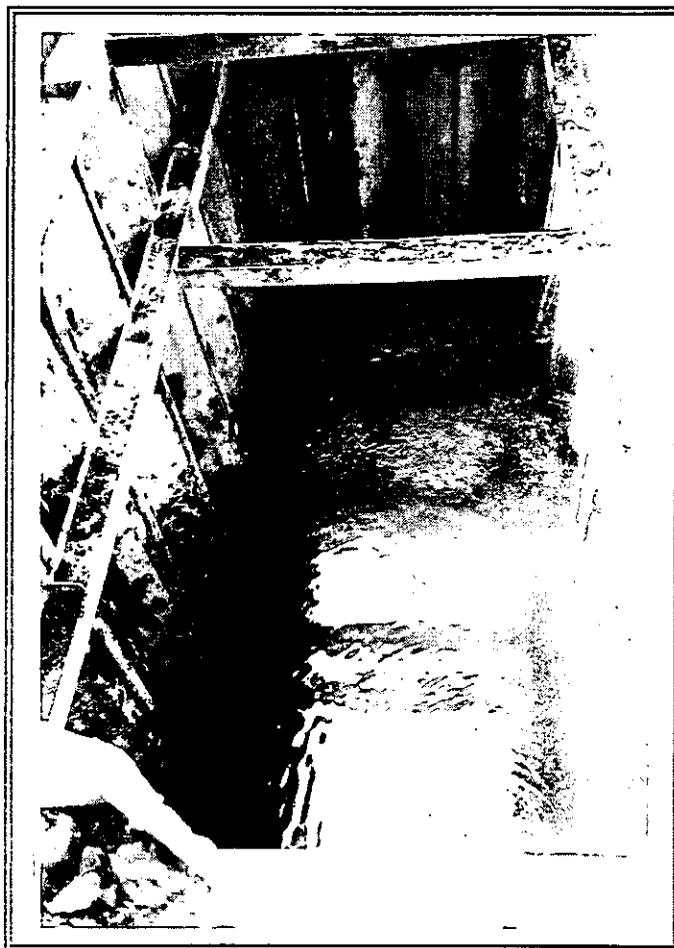
En la fotografía se puede apreciar la excavación a una profundidad de 2.8 m, que es la distancia donde va colocado el primer marco y que sirve como guía para el hincado de la tablaestaca. El marco debe ir alineado con respecto al eje del colector.

FOTO No. 2



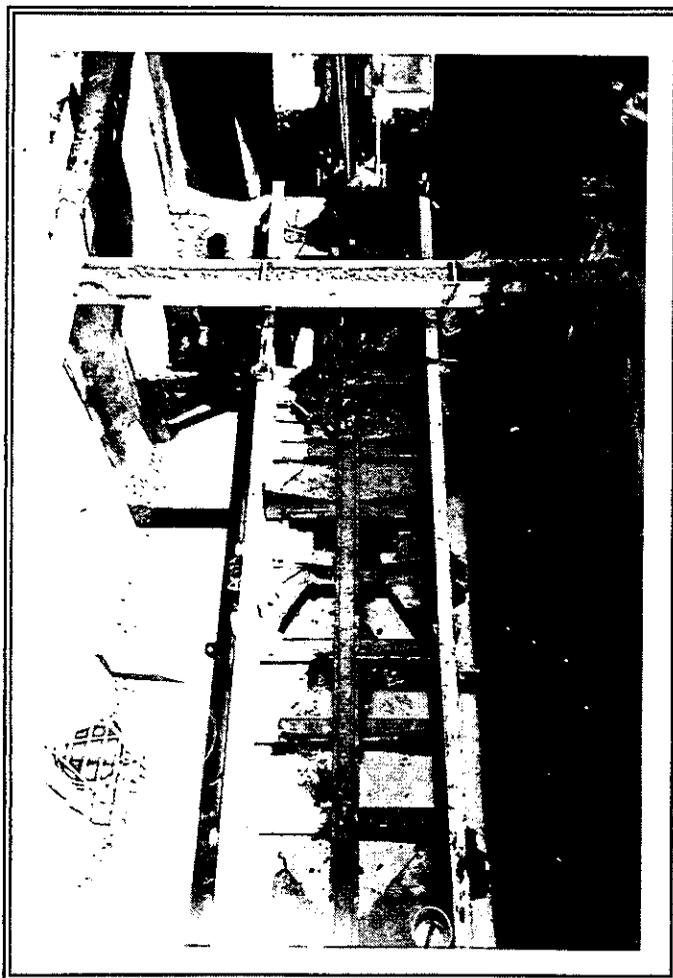
En la fotografía se observa como se lleva acabo el hincado de tablaestaca que se utilizo para construir la lumbrera donde será colocado el equipo de hincado. Vemos a la grúa y a la retroexcavadora trabajar conjuntamente.

FOTO No.3



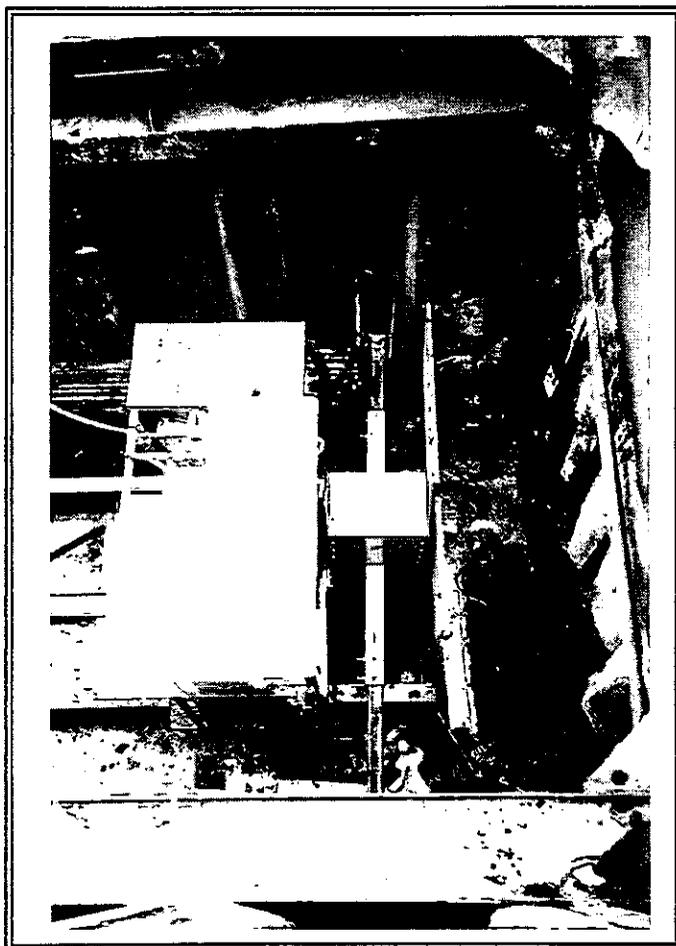
En la fotografía se puede ver la conclusión de la lumbrera, cuenta con dos marcos troquelados que abatirán los empujes. Las tablaestacas por lo general deben de ir hincadas a una profundidad mayor. En la lumbrera se colocó un carcamo para desalojar el agua producto de algunas filtraciones.

FOTO No. 4



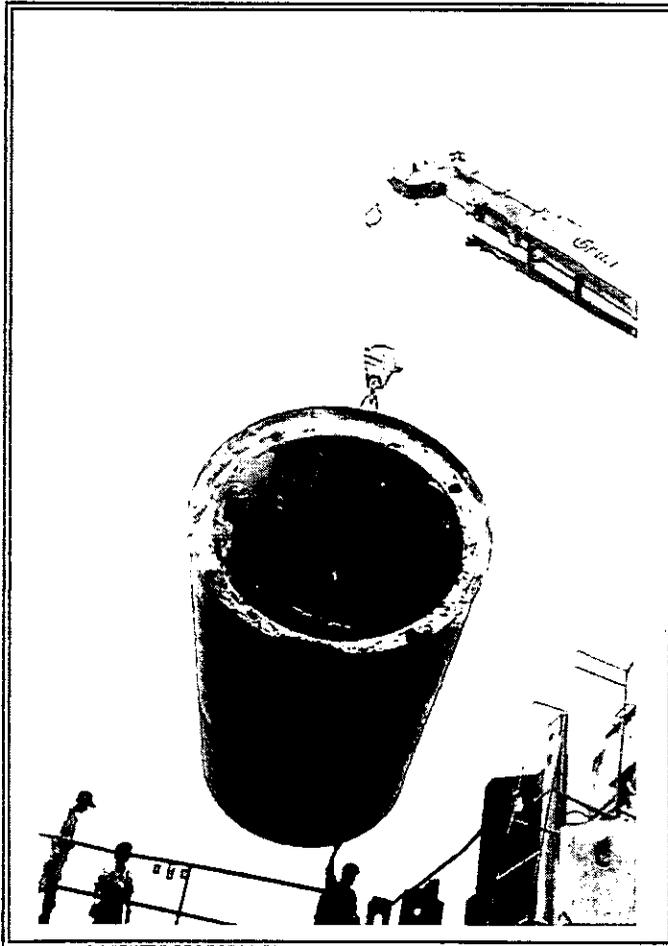
En la siguiente fotografía se puede apreciar la colocación de la corredera o guía. Esta debe ser alineada y nivelada, también se observa en la esquina inferior izquierda una escalera de acceso a la lumbrera y atrás de ella un carcamo .

FOTO No. 5



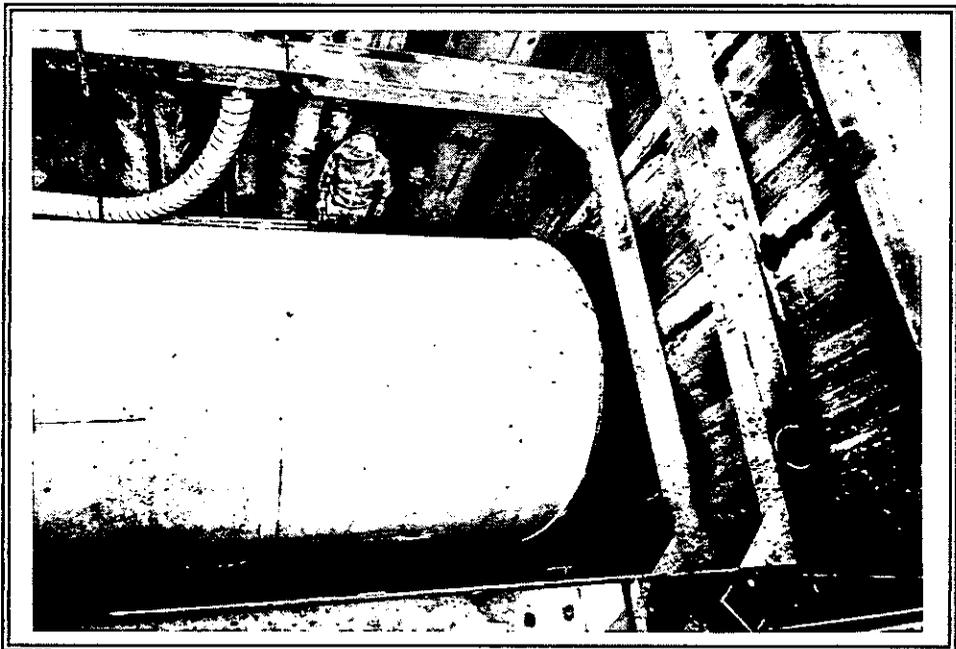
En la fotografía se muestra en la parte derecha donde va ubicado el muro de concreto, luego le sigue la base del laser y por ultimo la unidad de potencia.

FOTO No. 6

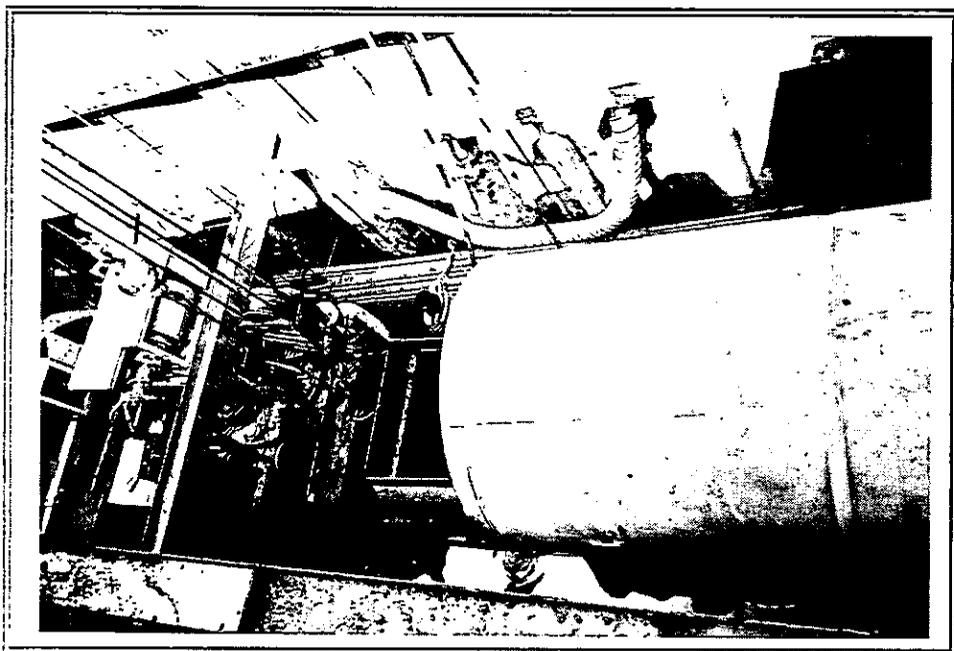


En la siguiente foto se aprecia como una grúa de 25 toneladas baja el escudo a la lumbrera para su inicio en el hincado de tubería. El escudo es de 2.13 m de diámetro interior y 2.55 de diámetro exterior.

FOTO NO. 7

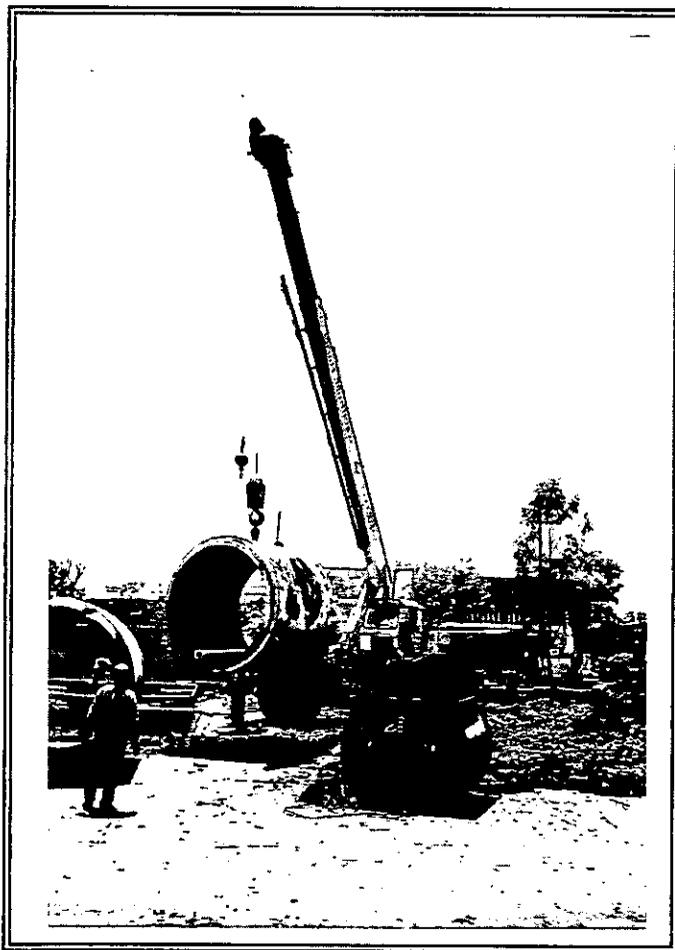


En la fotografía se observa la entrada del escudo al terreno, se ve el orificio que se tuvo que cortar antes para la entrada del escudo.

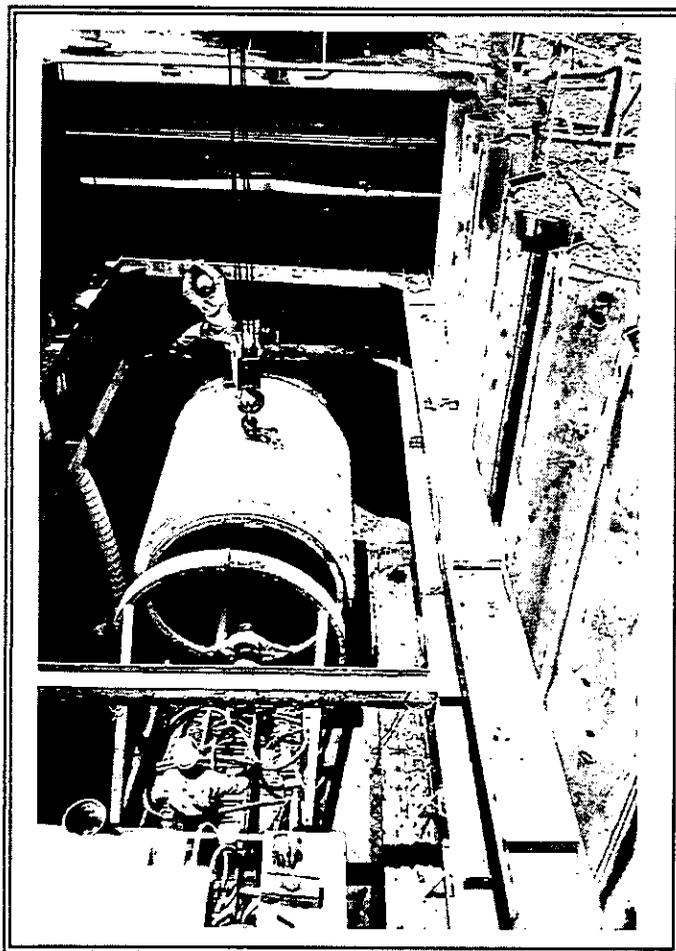
FOTO No. 8

En esta foto se alcanza a ver en la parte izquierda la ubicación del laser, la unidad de potencia , la tolva que es cargada de rezaga y al escudo penetrando en el terreno.

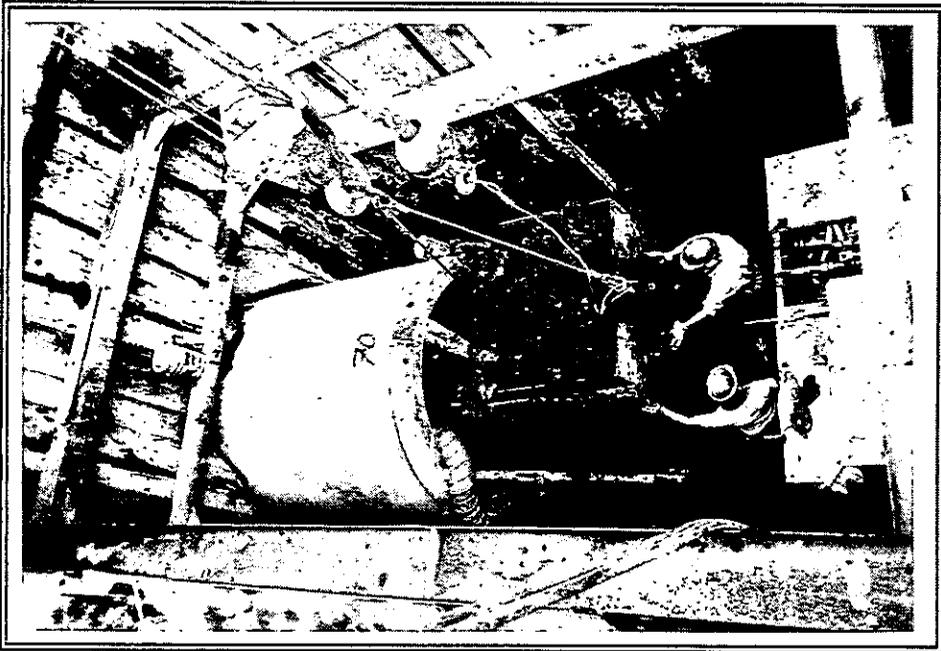
FOTO NO. 9



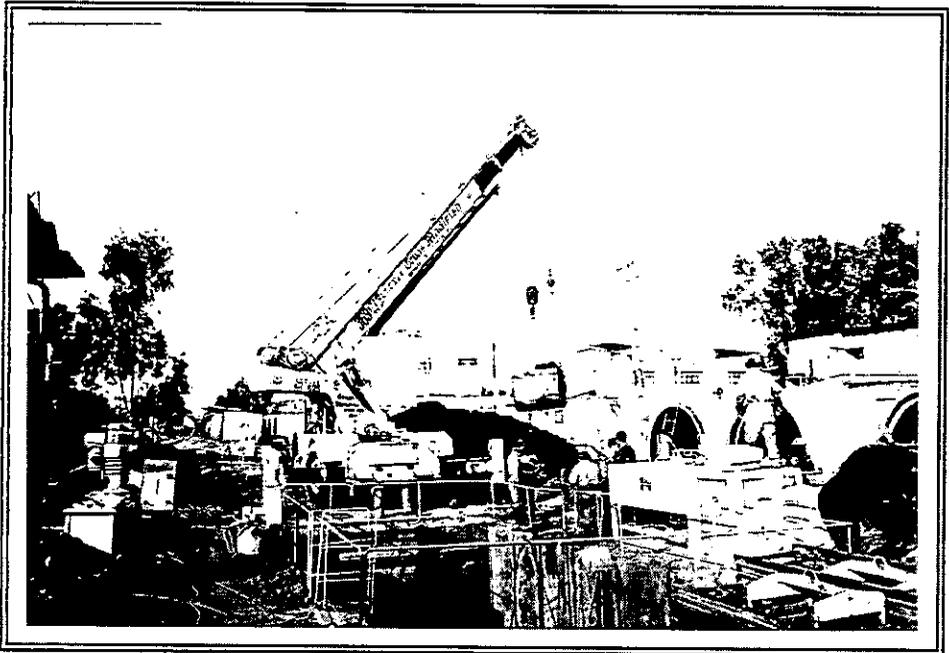
En la siguiente foto se observa como la grúa alza el tubo de diámetro 2.13 m, dentro del tubo se alcanza a ver la tubería de PVC y el riel que serán instalados dentro del túnel. El tubo lleva un anillo de madera para evitar el contacto directo de tubo con tubo.

FOTO No.10

En la siguiente foto se aprecia la llegada del tubo a la base guía donde será instalado con todas las instalaciones pertinentes. También se observa el anillo metálico que ara contacto con el tubo y es el que le transmite el empuje en toda el área de contacto del tubo.

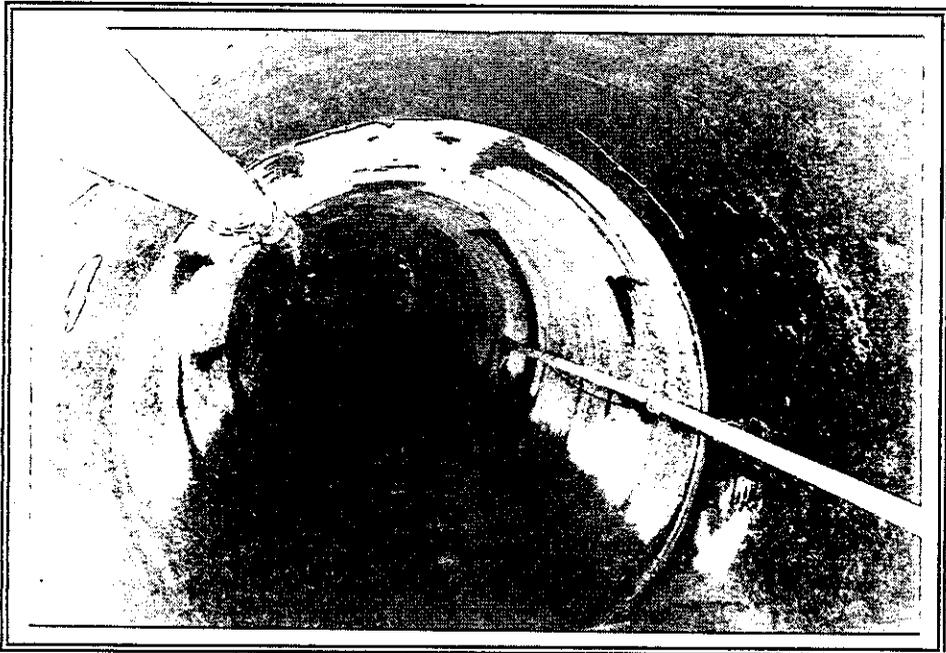
FOTO No. 11

En la fotografía se aprecia como se extrae la rezaga del túnel, el maniobrista debe de dar las indicaciones desde su equipo de comunicación y cuidar que la tolva no haga ningún contacto con otro equipo. El hombre de casco rojo trae consigo el equipo de comunicación.

FOTO No. 12

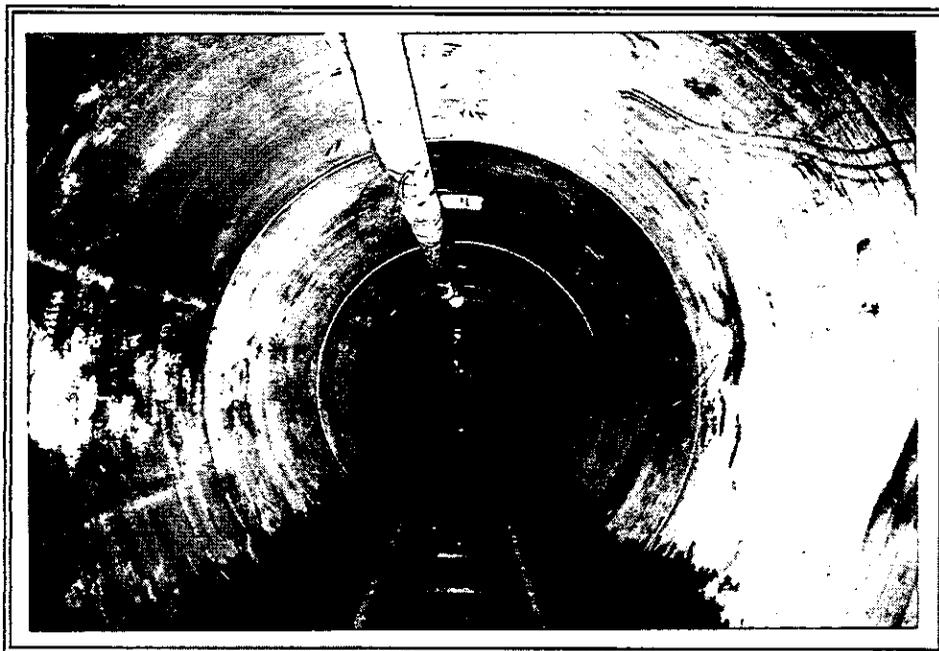
En está foto se observa como la grúa extrae la rezaga y hace su tiro en la parte de atrás, se puede apreciar el banco de material , la unidad de bombeo de bentonita de lado derecho y de la izquierdo pegado en el barandal el ventilador de aire.

FOTO No. 13



La siguiente foto muestra las instalaciones que debe llevar el túnel de lado izquierdo se encuentra la instalación de tubería de PVC, la cual suministra el aire en el frente de ataque y de lado derecho la tubería por donde pasa la inyección de bentonita.

FOTO No.14



Otra toma donde se muestra la instalación de los rieles, la iluminación parte importante dentro del túnel y la tubería de aire.

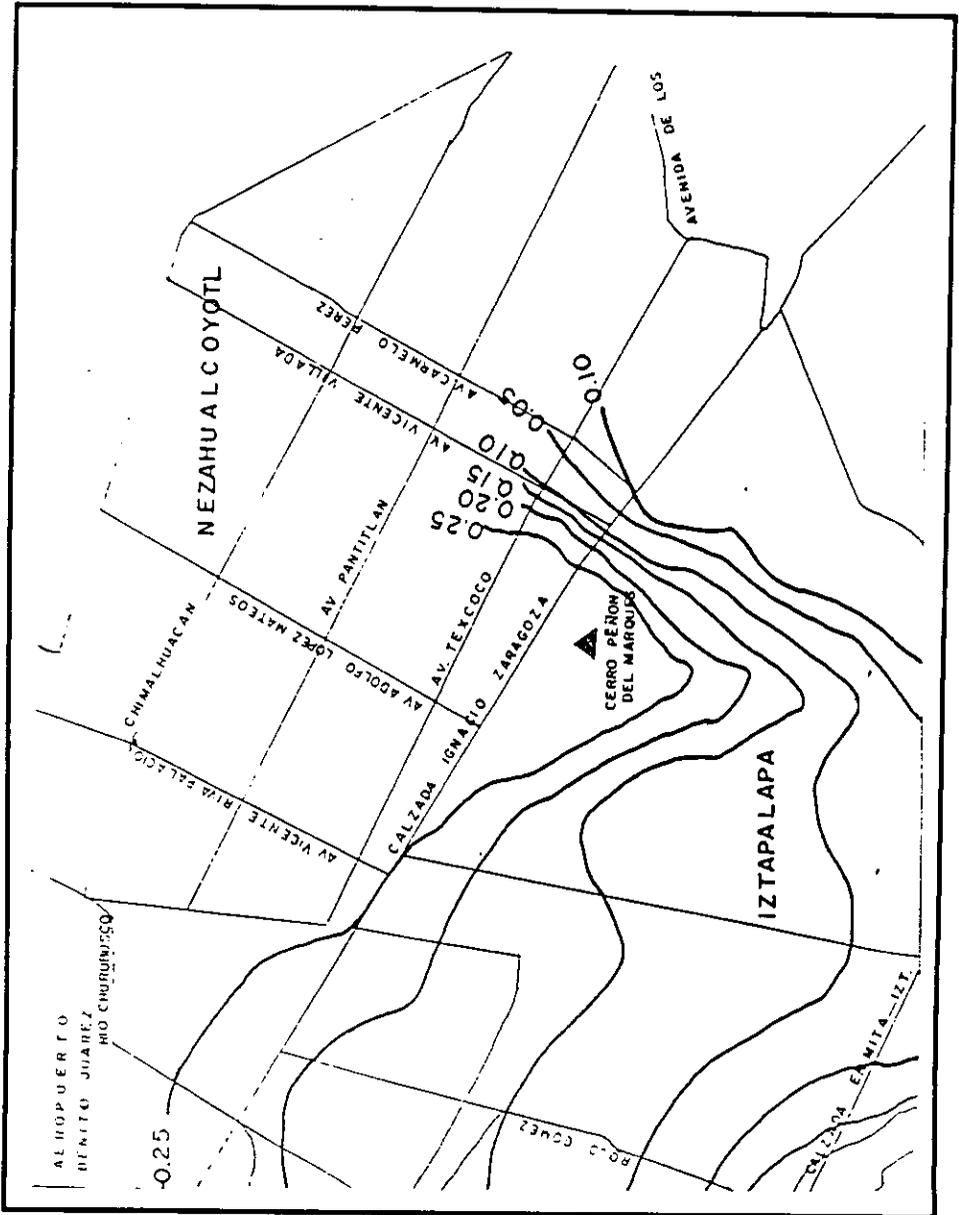
FOTO No. 15

En esta foto se muestra la llegada del escudo a la otra lumbrera . El escudo es de maquina excavadora. En la foto se alcanza a ver su brazo con el que va haciendo la excavación.

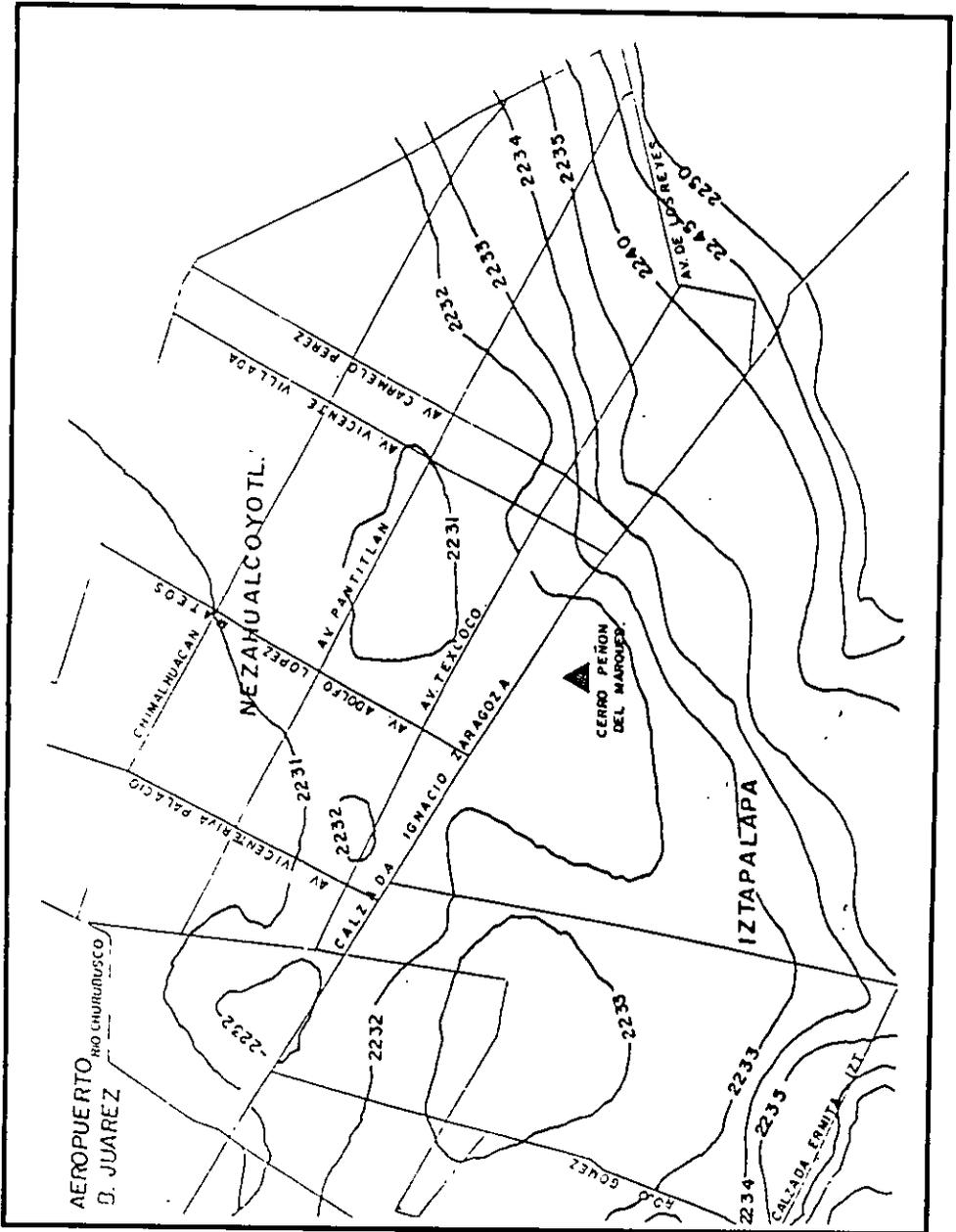
ANEXO A

PLANOS DE ELEVACIONES Y HUNDIMIENTOS REGISTRADOS EN
EL AÑO DE 1983 A 1994 EN CD. NEZAHUALCOYOLT. DE A1 a A4.

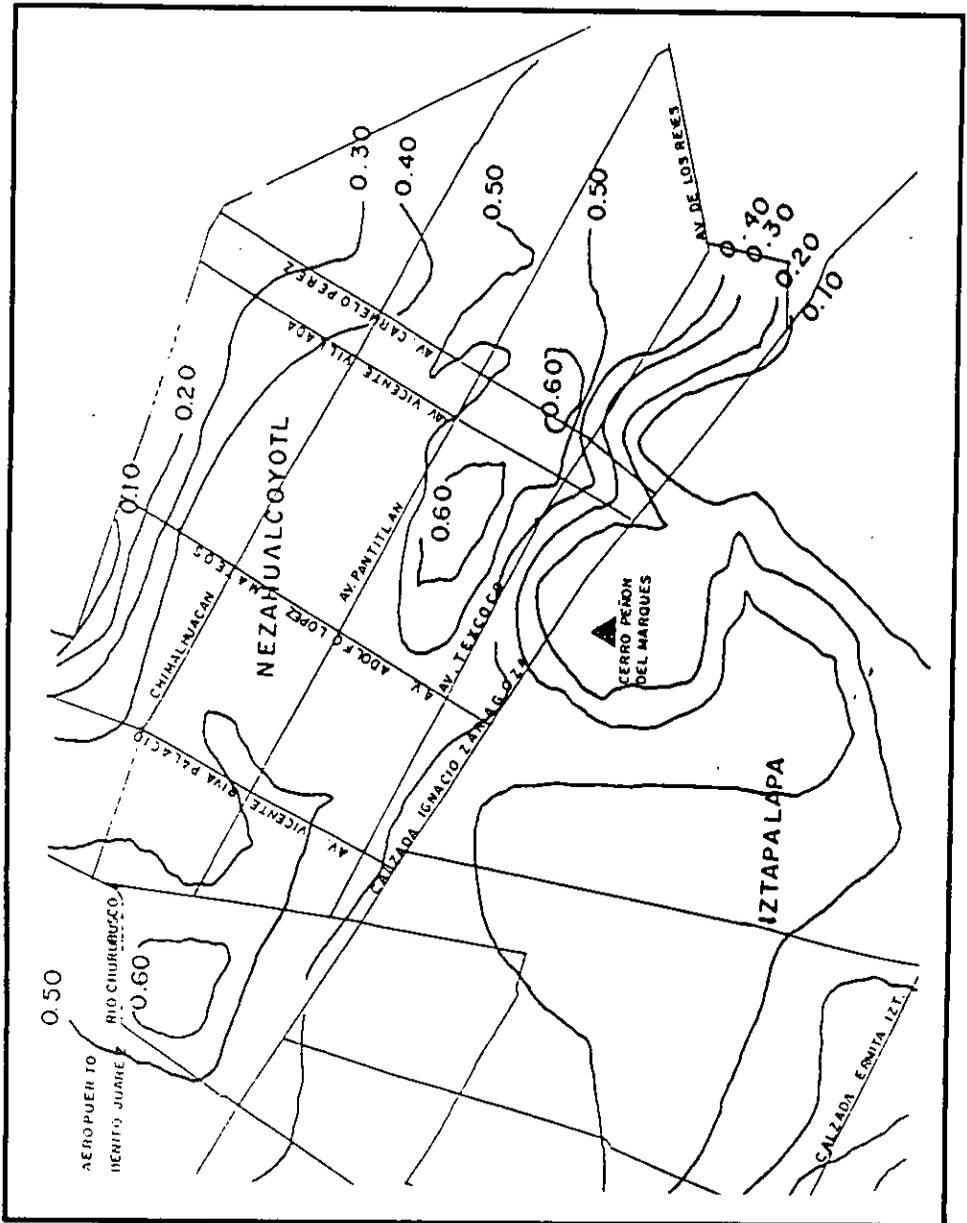
En la figura A1 se presenta el hundimiento medio anual en el período de 1992 a 1994.



En la figura A3 se presenta las cotas de la red de bancos de la zona.



En la figura A4, se presenta el hundimiento total del periodo de 1992 a 1994.



ANEXO B

EN ESTE ANEXO SE MUESTRAN LOS PERFILES ESTRATIGRAFICOS DE LOS SONDEOS DEL CONO ESTATICO Y LA DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO. FIGURAS B1 AL B6.

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
Para : Constructora SERVICON

Obra : Colector Vicente Villada

Ubicación : Junto al canal

Sondeo No :

SC No. 1 Cárcamo Villada

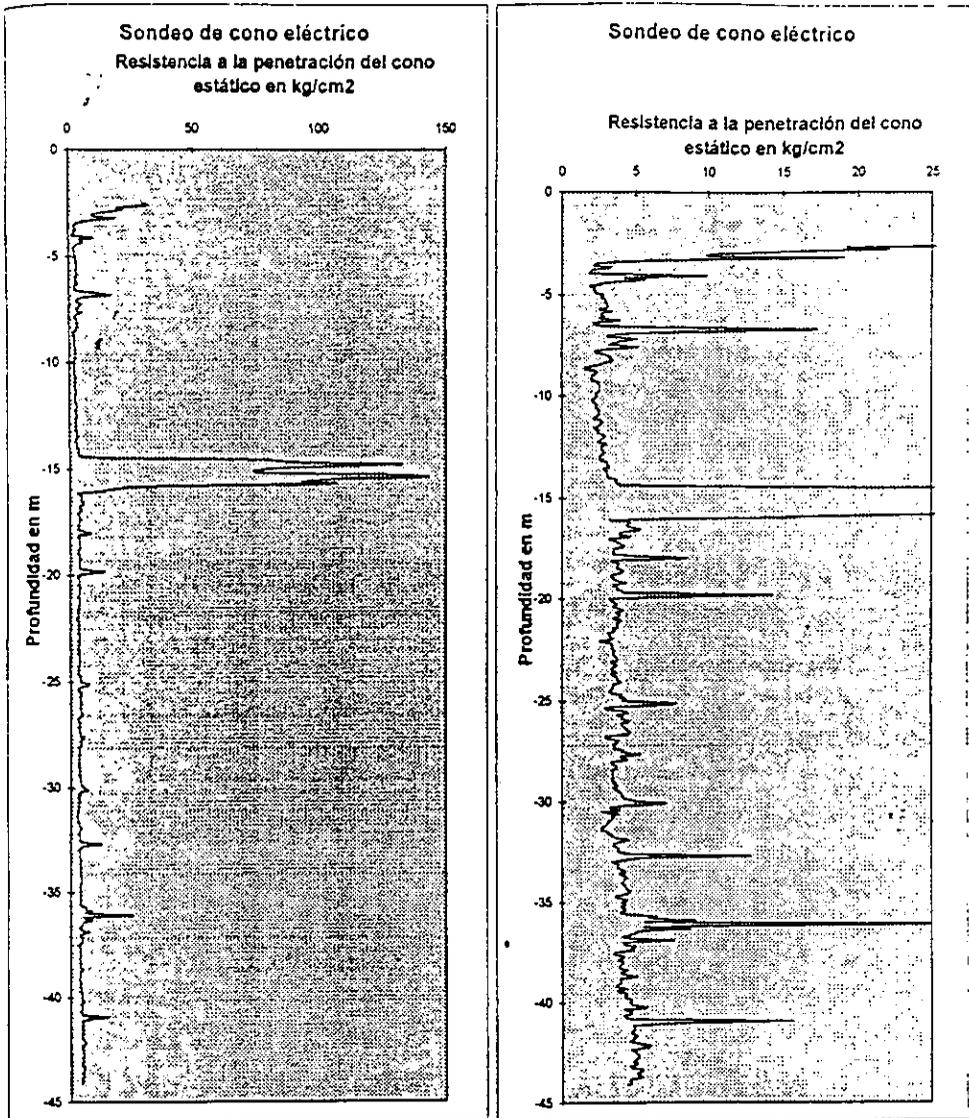


Figura No. : B.1

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
Para : Constructora SERVICON

Obra : Colector Vicente Villada

Ubicación : Chimalhuacán y Villada

Sondeo No : SC No. 2

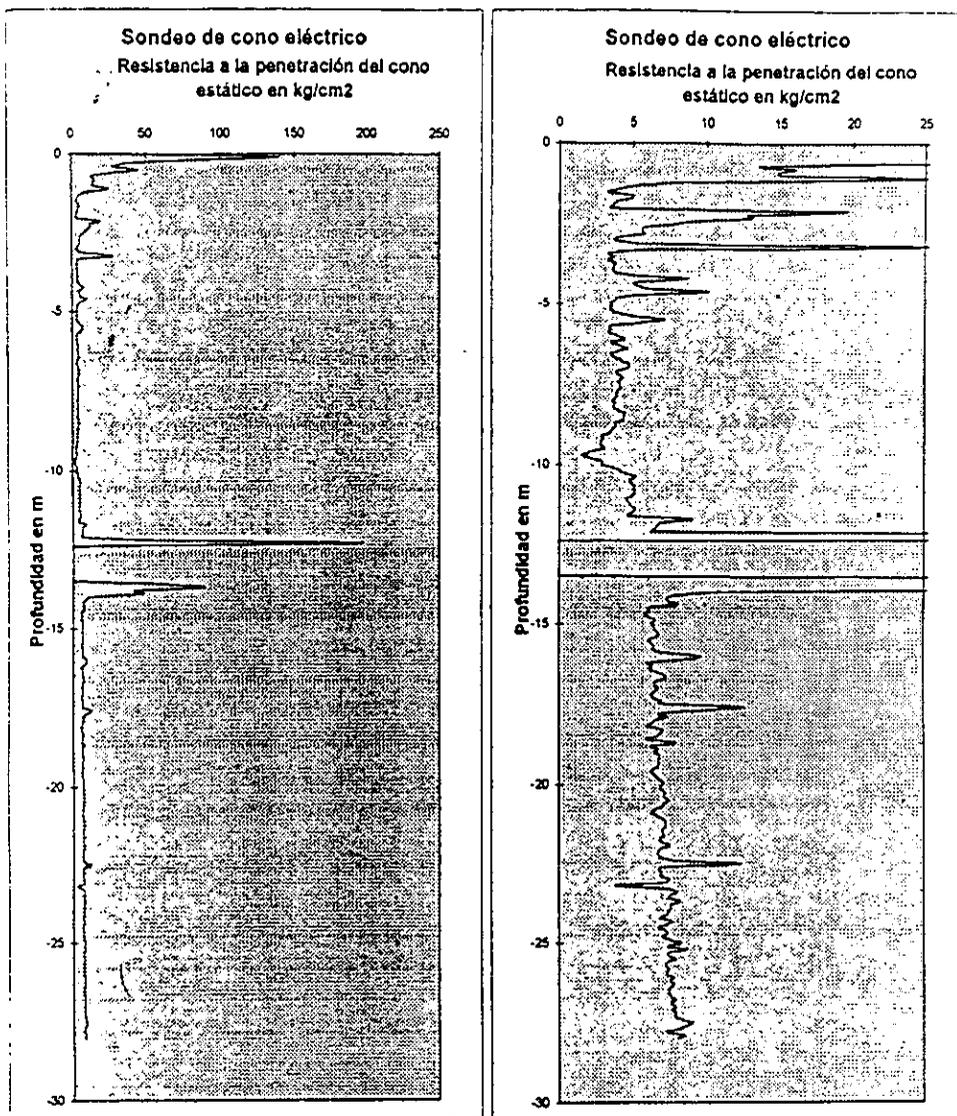


Figura No. : B.2

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
Para : Constructora SERVICON

Obra : Colector Vicente Villada

Ubicación : Pantullán y Villada

Sondeo No :

SCNo. 3

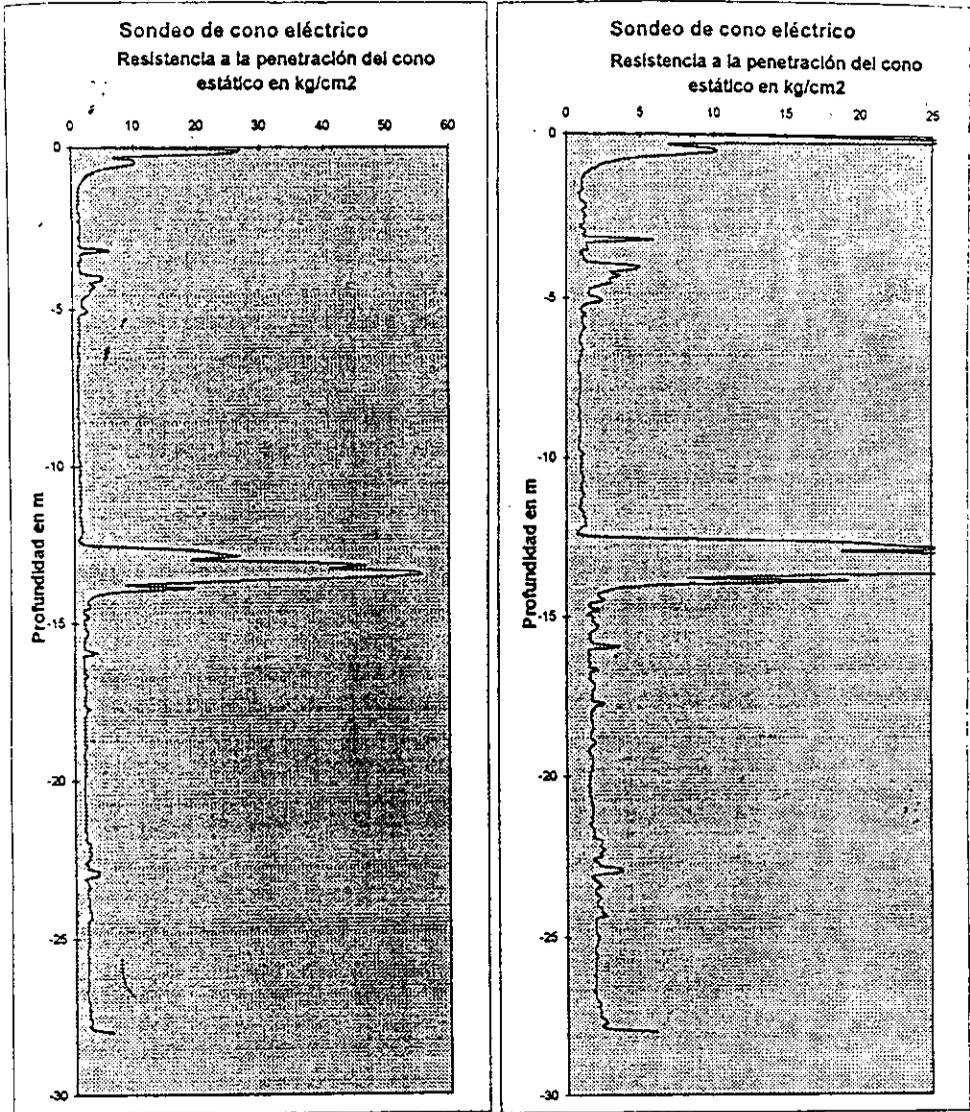


Figura No. : B.3

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
Para : Constructora SERVICON

Obra : Colector Vicente Villada

Ubicación : Escalerillas y Villada

Sondeo No : SC No. 4

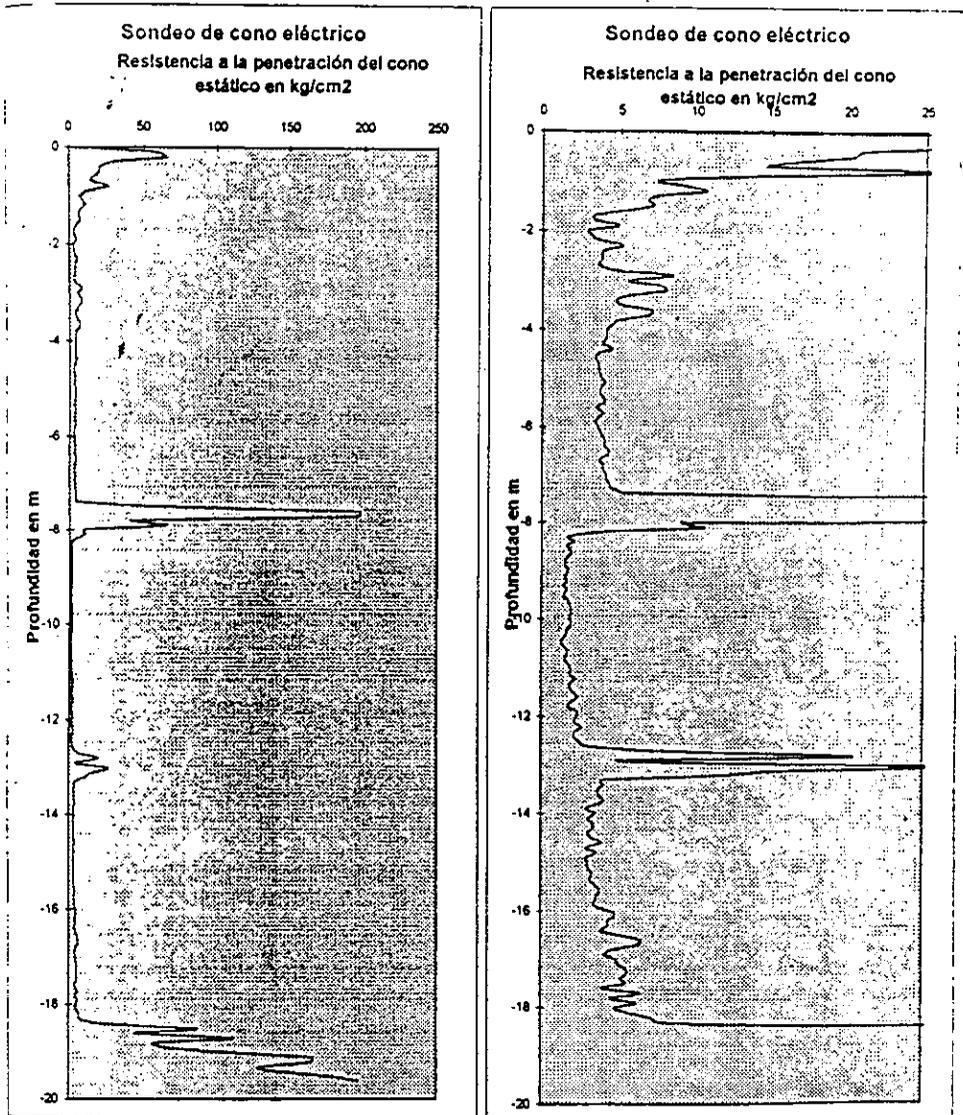
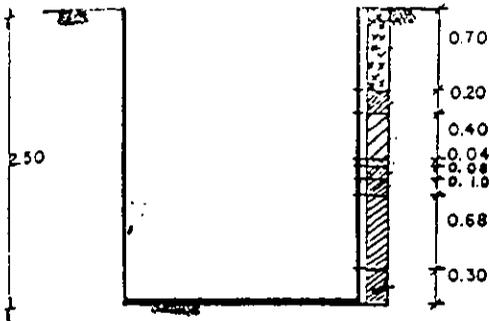


Figura No. : B.4

POZO A CIELO ABIERTO N°1

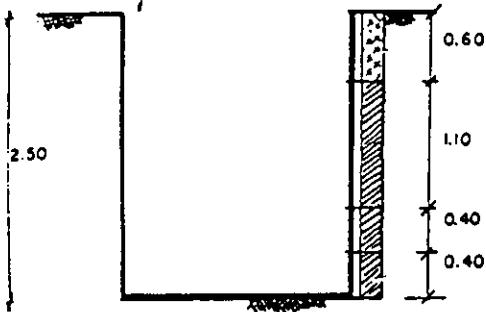
AV. VICENTE VILLADA Y XOCHIACA



- 0.70 RELLENO- CASCAJO Y BASURA.
- 0.20 ARCILLA CAFE CLARO AMARILLENTO.
- 0.40 ARCILLA GRIS VERDOSO
- 0.04 ARENA
- 0.08 ARCILLA GRIS VERDOSO
- 0.10 ARENA CON ARCILLA.
- 0.68 ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO
- 0.30 ARCILLA CAFE ROJIZA

POZO A CIELO ABIERTO N°2

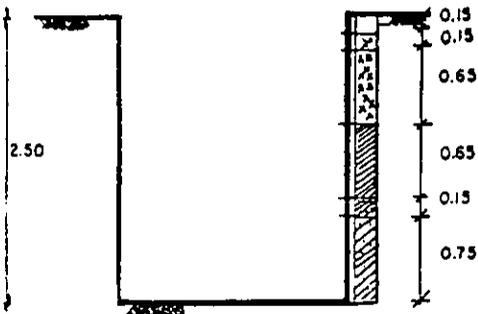
AV. V. VILLADA Y RANCHO GRANDE.



- 0.60 RELLENO- CASCAJO, GRAVAS Y BASURA.
- 1.10 ARCILLA GRIS VERDOSO.
- 0.40 ARCILLA CAFE CON GRIS.
- 0.40 ARCILLA GRIS VERDOSO CON ESCASA ARENA FINA.

POZO A CIELO ABIERTO N°3

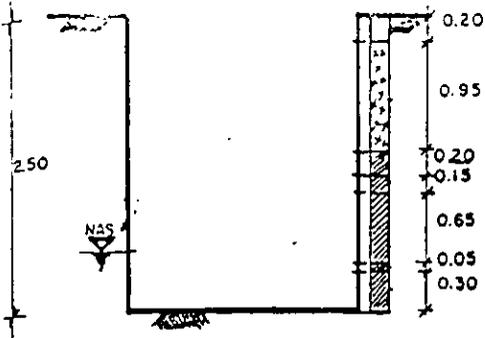
AV. V. VILLADA Y MADRUGADA.



- 0.15 TIERRA VEGETAL.
- 0.15 TEPETATE.
- 0.65 RELLENO- CASCAJO Y BASURA.
- 0.65 ARCILLA GRIS.
- 0.15 ARCILLA CON ARENA.
- 0.75 ARCILLA GRIS CON ESCASA ARENA FINA

POZO A CIELO ABIERTO N° 4

AV. VICENTE VILLADA Y AV. CHIMALH.



TIERRA VEGETAL

RELLENO CON ESCOMBRO Y BASURA

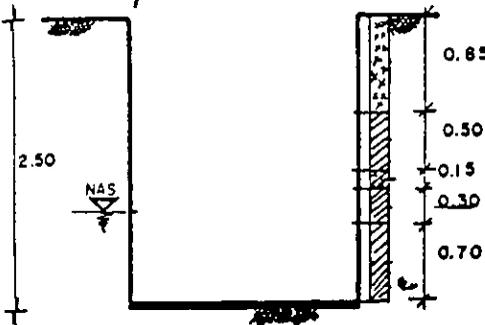
ARCILLA GRIS OSCURO
ARCILLA LIMOSA

ARCILLA GRIS CLARO

ARENA CEMENTADA
ARCILLA GRIS CLARO Y UN POCO DE GRIS OSCURO

POZO A CIELO ABIERTO N° 5

AV. VICENTE VILLADA Y COLON.



RELLENO-TIERRA, ESCOMBRO Y BASURA

ARCILLA GRIS OSCURO

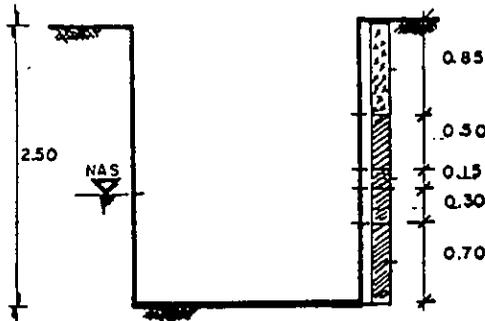
ARENA CON ARCILLA GRIS OSCURO

ARCILLA GRIS CLARO VERDOSO

ARCILLA ROJA OSCURA

POZO A CIELO ABIERTO N° 6

AV. VICENTE VILLADA Y PANTITLAN.



RELLENO-TIERRA ESCOMBRO Y BASURA.

ARCILLA GRIS OSCURO

ARENA CON ARCILLA GRIS OSCURO

ARCILLA GRIS CLARO VERDOSO.

ARCILLA ROJA OSCURA.

ANEXO C

EN LAS FIGURAS C1 A LA C33, SE PRESENTAN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS OBTENIDAS EN EL LABORATORIO.

COLECTOR VICENTE VILLADA
 PRUEBAS DE LÍMITES DE PLÁSTICIDAD

Sondeo	Prof. m	Límite plástico %	Límite líquido %
Pca-1	2.5	292.6	67.6
Pca-2	2.2	137	41.8
Pca-3	2.4	162.9	40.1
Pca-4	2.5	119.1	29.9
Pca-5	2.3	89	40
Pca-6	1.8	174	63.2
SS-1	4.2	133	42.6
SS-1	8.45	367.1	51.9
SS-1	14	191.6	27.7
SS-1	14.9	213.4	42.5
SS-1	22.1	375.6	47.8
SS-2	5.4	267.8	65.3
SS-2	10.4	518.6	42.7
SS-2	18.4	391.9	66.6
SS-2	20.4	480	60

Fig. No. C1

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: Pozo-1 Villada y Av. Xochilaca

Descripción: Arcilla arenosa café rojiza

Profundidad m : 2.5

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1.2426	280.2

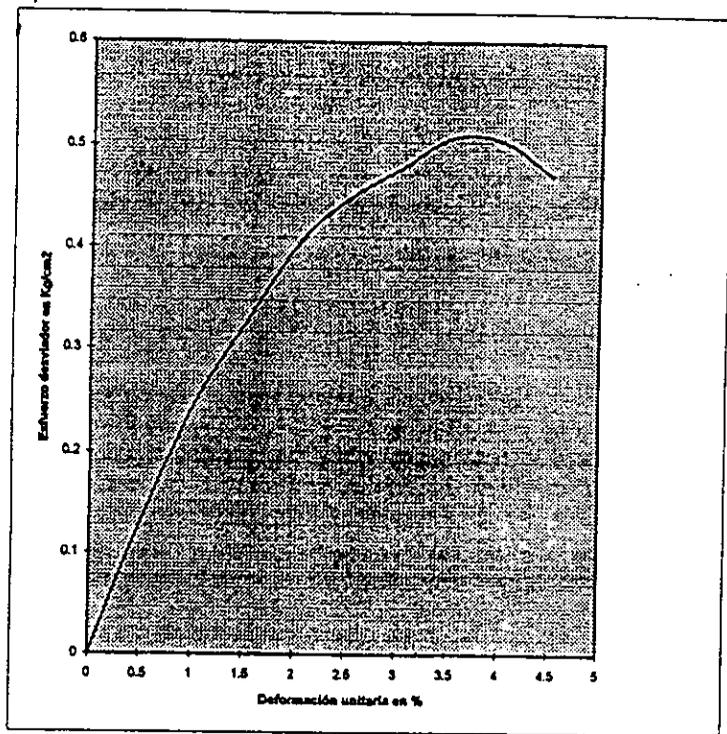


Figura No. C.2

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Pozo 1, Vicente Villada y Av. Xochiaca

Profundidad m.: 2.2 m

Descripción: Arcilla arenosa café rojiza

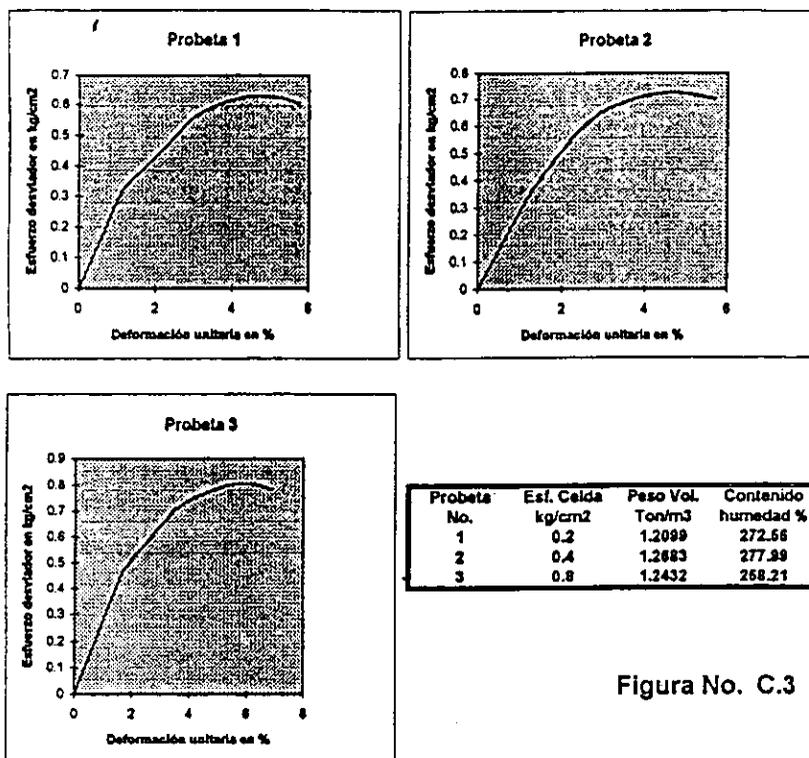


Figura No. C.3

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colecto Vicente Villada

GRAFICO DE MOHR

Localización : Pozo 1

Profundidad (m) : 2.50 m

Descripción: Arcilla café rojiza

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.2	0.628
0.4	0.722
0.8	0.808
Cohesión (ton/m ²) = 2.5	
Ángulo de fricción (grados) = 7.5	

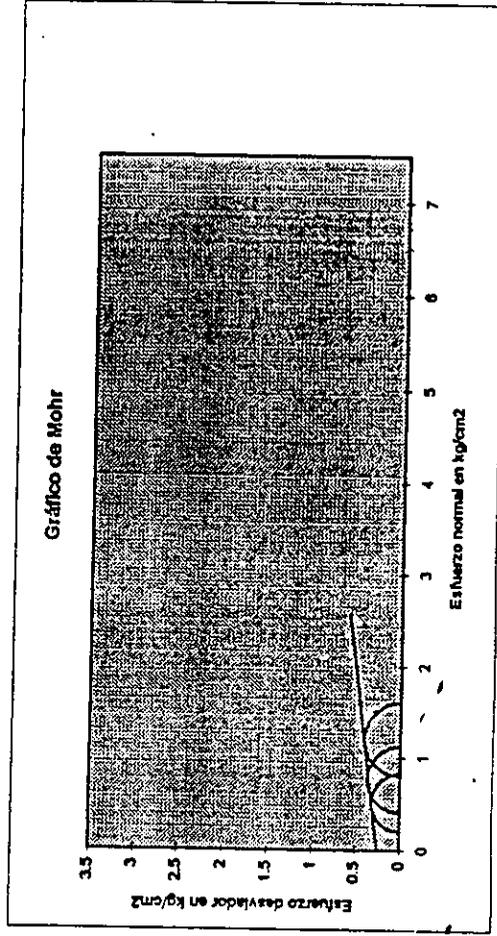


FIGURA No. C.4

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
 PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Villada y Xochiaca pca-1
 Profundidad m : 2.5
 Descripción : Arcilla café rojiza

Ss = 2.44 Y m1 ton/m3 = 1.17 Gw1 = 98.11
 w1 % = 276.40 e1 = 6.874
 w2 % = 159.60 e2 = 2.734

Presión Kg/cm2	Relación de vacíos
0	6.874
0.104	6.824
0.209	6.756
0.43	6.632
0.882	6.513
1.759	4.835
3.5	3.738
6.88	2.734
3.5	2.774
1.759	2.851
0.882	2.814
0.43	2.992
0.209	3.039
0.104	3.126
0	3.228

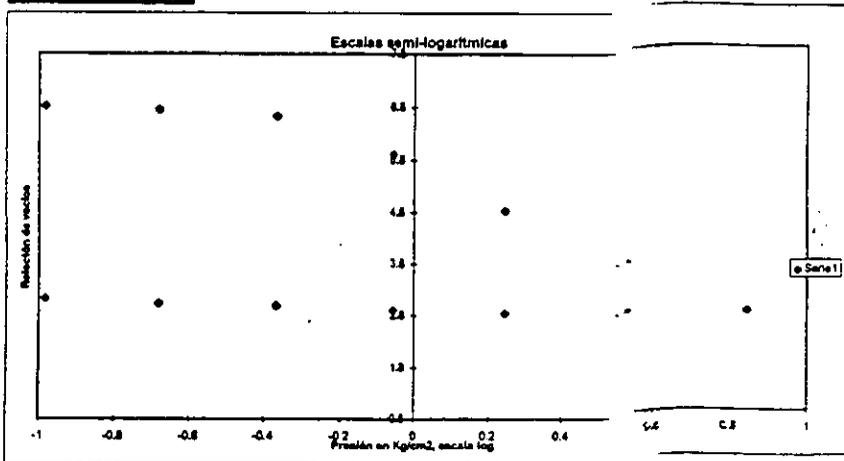
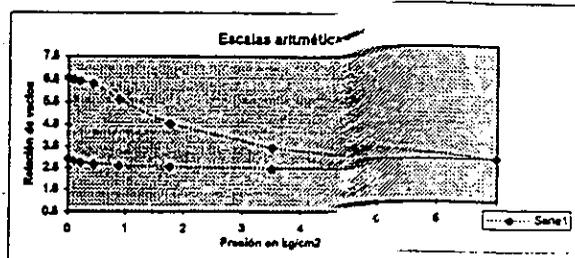


Figura No. C.5

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: Pozo-2 Villada y Rancho Grande

Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

Profundidad m : 2.2

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1,3864	128.34

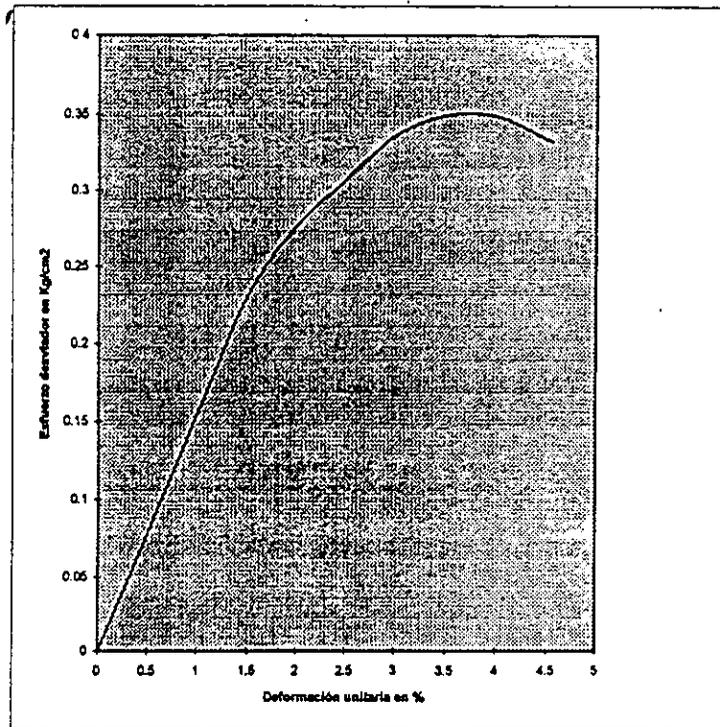


Figura No. C.6

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Pozo 2, Vicente Villada y Rancho Grande

Profundidad m : 2:2 m

Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

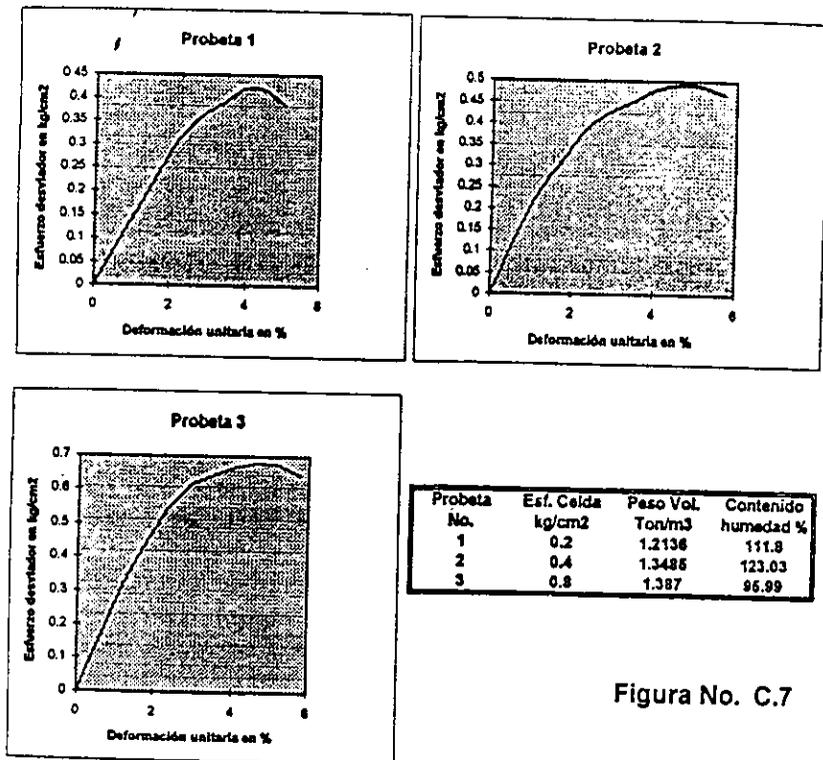


Figura No. C.7

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colecto Vicente Villada

GRAFICO DE MOHR

Localización : Pozo 2

Profundidad (m) : 2.20 m

Descripción: Arcilla gris verdosa

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.2	0.42
0.4	0.49
0.8	0.679

Cohesión (ton/m²) = 1.5
Ángulo de fricción (grados) = 10

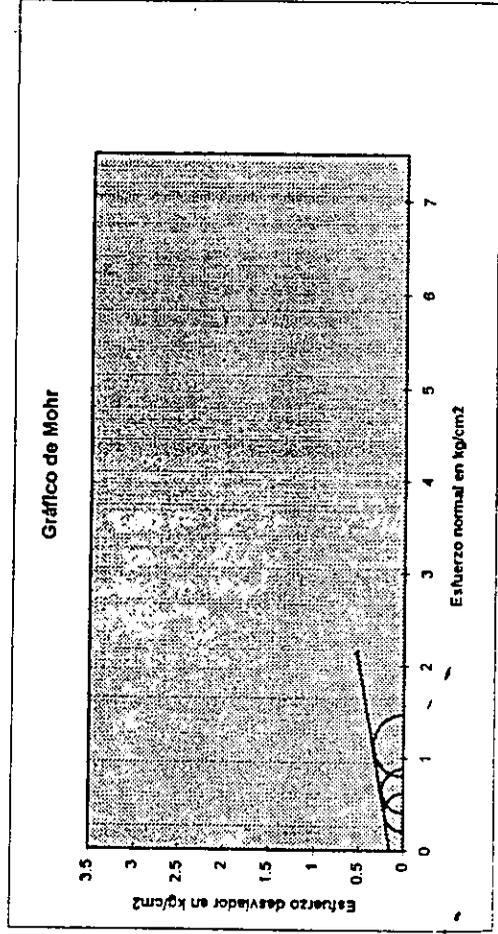


FIGURA No. C.8

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
 PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Villada y Rancho Grande pca-2
 Profundidad m : 2.2
 Descripción : Arcilla gris verdosa

Ss = 2.58 Y m1 ton/m3 = 1.35 Gw1 % = 90.07
 w1 % = 94.50 e1 = 2.707
 w 2 % = 71.40 e2 = 1.562

Presión Kg/cm2	Relación de vacíos
0	2.707
0.104	2.681
0.209	2.635
0.426	2.552
0.861	2.378
1.733	1.988
3.473	1.868
6.953	1.562
3.473	1.585
1.233	1.812
0.861	1.841
0.426	1.869
0.209	1.892
0.104	1.718
0	1.756

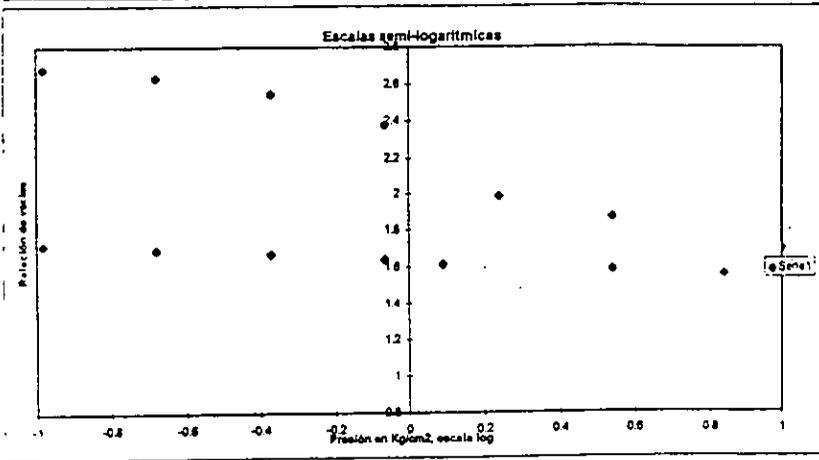
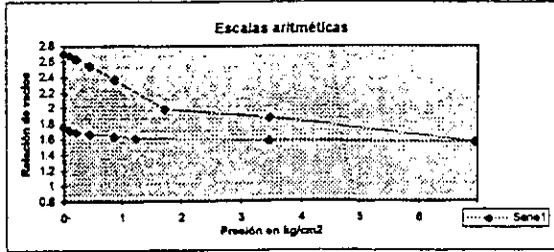


Figura No C.9

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: Pozo-3 Villada y Madrugada

Descripción: Arcilla gris verdosa con vetas de arena fina

Profundidad m: 2.4

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1.3398	144.73

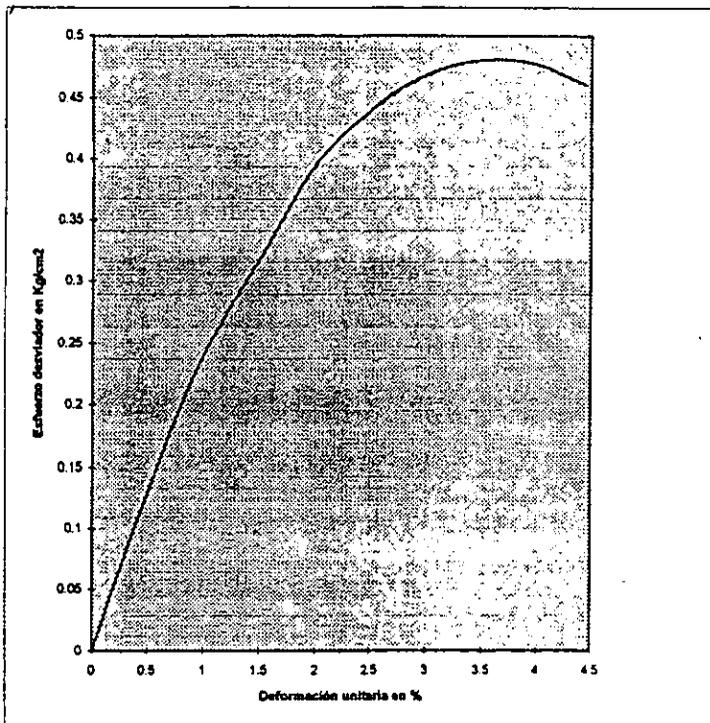


Figura No. C.10

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Pozo 3

Profundidad m : 2.4 m

Descripción: Arcilla gris verdosa con vetas de arena

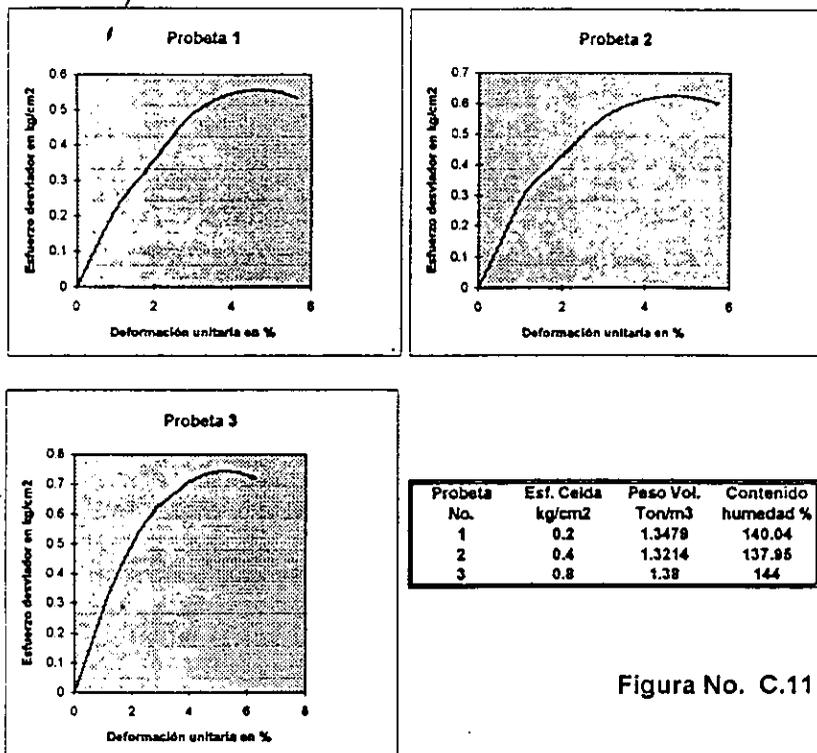


Figura No. C.11

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colecto Vicente Villada

GRAFICO DE MOHR

Localización : Pozo 3
Profundidad (m) : 2.40 m
Descripción: Arcilla gris verdosa con vetas de arena

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.2	0.558
0.4	0.626
0.8	0.744

Cohesión (ton/m²) = 2.5
Ángulo de fricción (grados) = 6

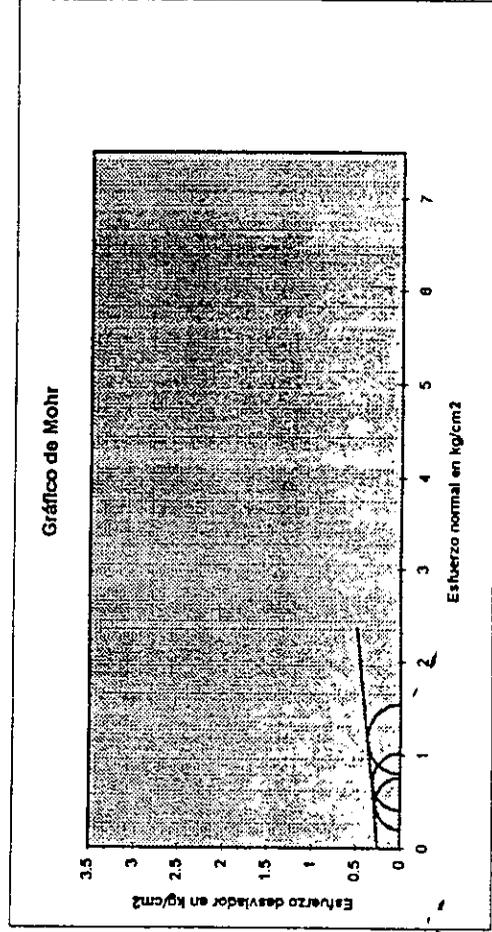


FIGURA No. C.12

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
 PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Chimalhuacan y Madrugada pca-3
 Profundidad m : 2.4
 Descripción : Arcilla gris verdosa

Ss = 2.47 Y m ton/m3 = 1.28 Gw1 % = 96.07
 w1 % = 145.20 e1 = 3.733
 w 2 % = 91.20 e2 = 1.427

Presión Kg/cm2	Relación de vacíos
0	3.733
0.118	3.681
0.235	3.588
0.482	3.405
0.974	2.989
1.968	2.379
3.947	1.845
7.861	1.427
3.947	1.459
1.968	1.513
0.984	1.578
0.482	1.858
0.235	1.734
0.118	1.805
0	1.888

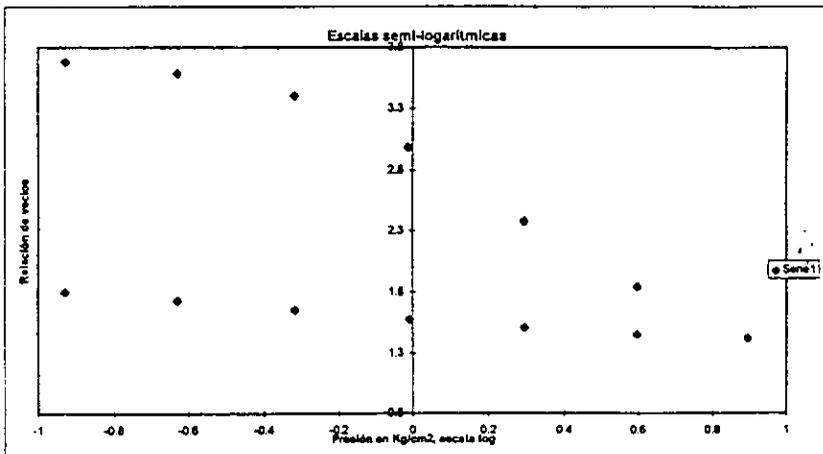
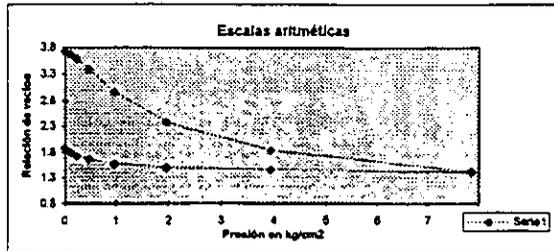


Figura No. C.13

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: Pozo-4 Villada y Chimalhuacan Descripción: Arcilla gris verdosa con vetas de arena fina
Profundidad m: 2.5

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1.3811	109.32

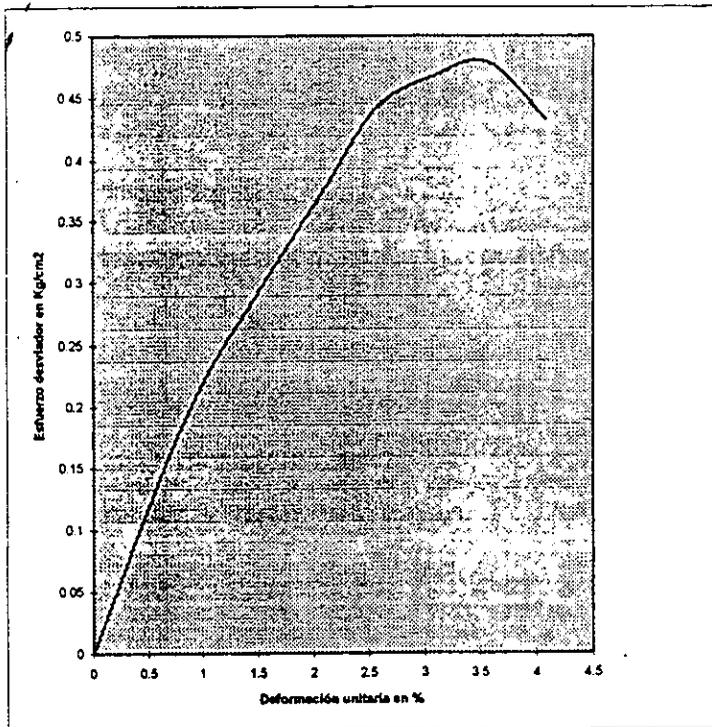


Figura No. C.14

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Pozo 4

Profundidad m : 2.5 m

Descripción: Arcilla gris verdosa con vetas de arena

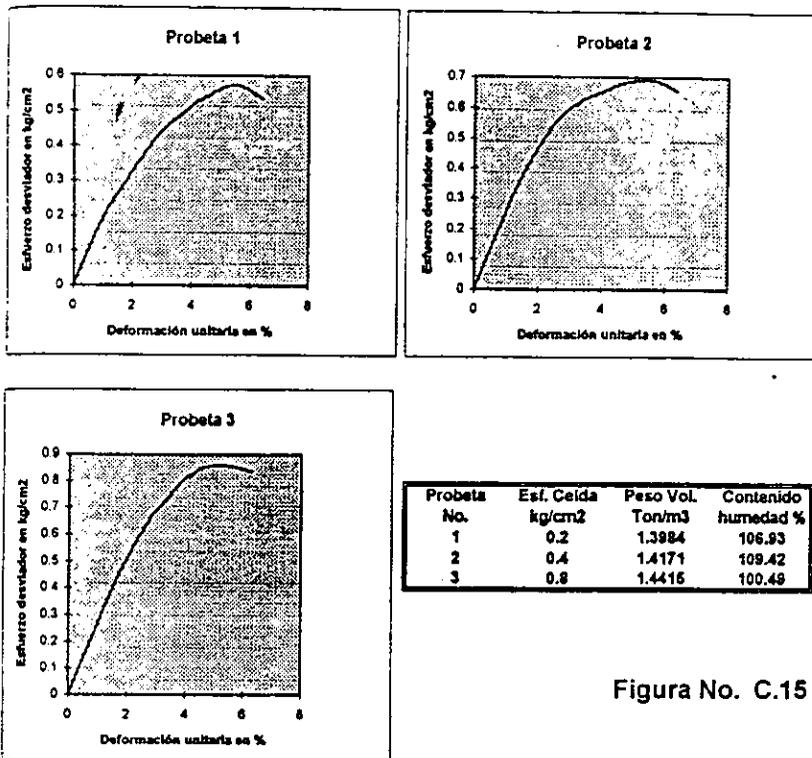


Figura No. C.15

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colecto Vicente Villada

GRAFICO DE MOHR

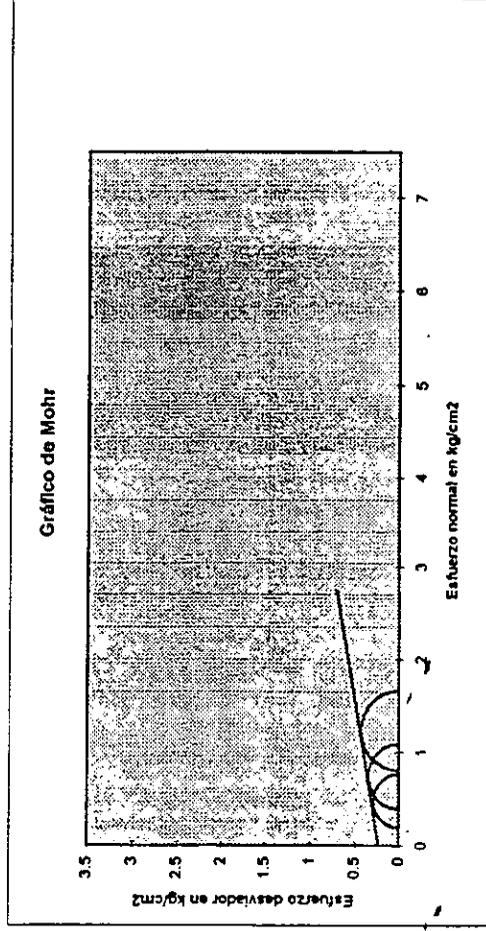
Localización : Pozo 4

Profundidad (m) : 2.50 m

Descripción: Arcilla gris verdosa con vetas de arena

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.2	0.572
0.4	0.691
0.8	0.86

Cohesión (ton/m²) = 2.3
Angulo de fricción (grados) = 10



Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Chimalhuacan y Madrugada pca-4

Profundidad m : 2.5

Descripción : Arcilla negra con arena

S_s = 2.58 Y m1 ton/m³ = 1.39 Gw1 % = 96.40
 w1 % = 105.70 e1 = 2.829
 w2 % = 74.10 e2 = 1.539

Presión Kg/cm ²	Relación de vacíos
0	2.879
0.121	2.844
0.241	2.811
0.492	2.755
1.015	2.634
2.226	2.232
4.028	1.627
8.048	1.539
4.028	1.556
2.226	1.593
1.015	1.601
0.492	1.63
0.241	1.652
0.121	1.678
0	1.694

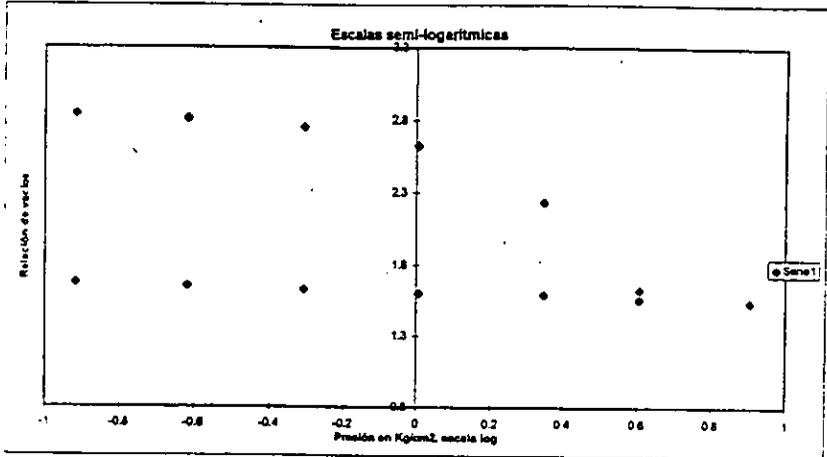
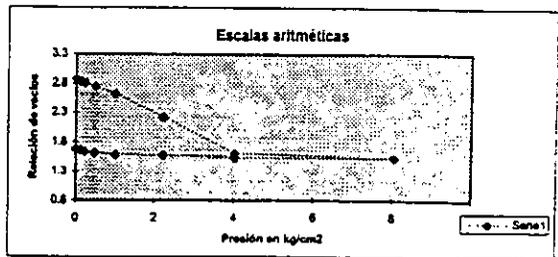


Figura No. C.17

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: Pozo-5 Villada y Glorieta de Colé Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

Profundidad m: 2.3

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1.4451	82.86

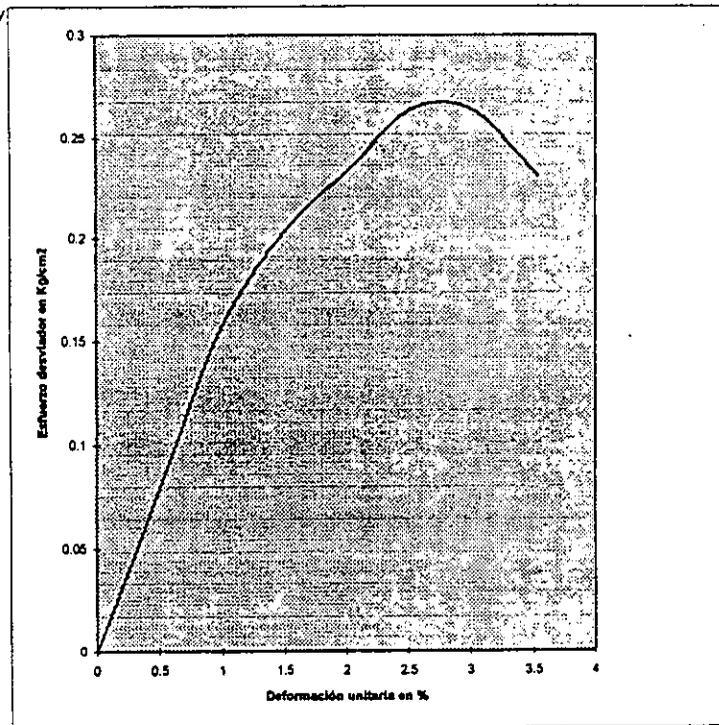


Figura No. C.18

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Pozo 5, Vicente Villada y Glorieta de Colón

Profundidad m : 2.3 m

Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

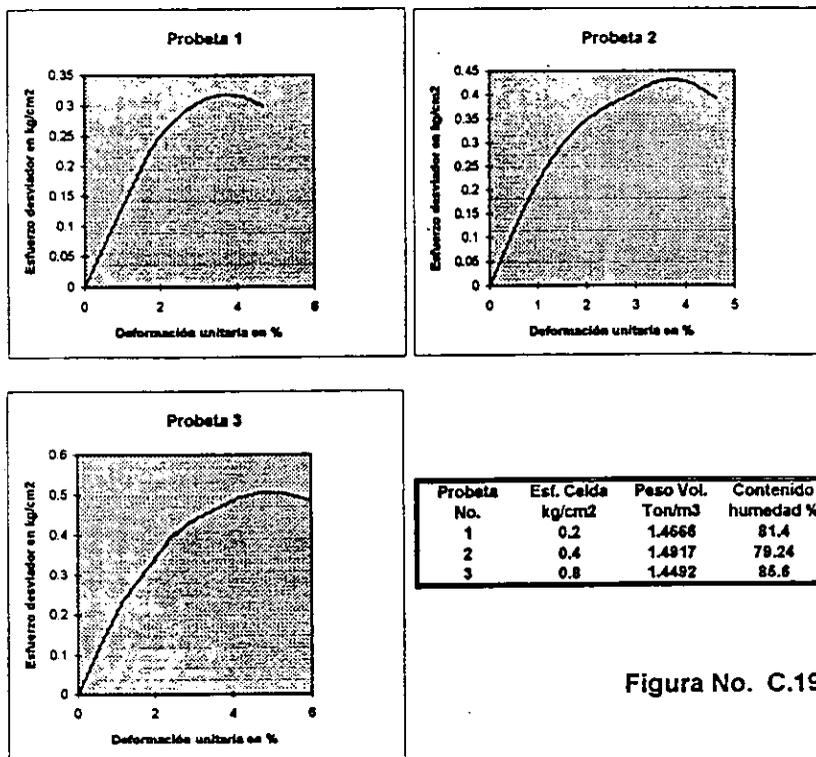


Figura No. C.19

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colecto Vicente Villada

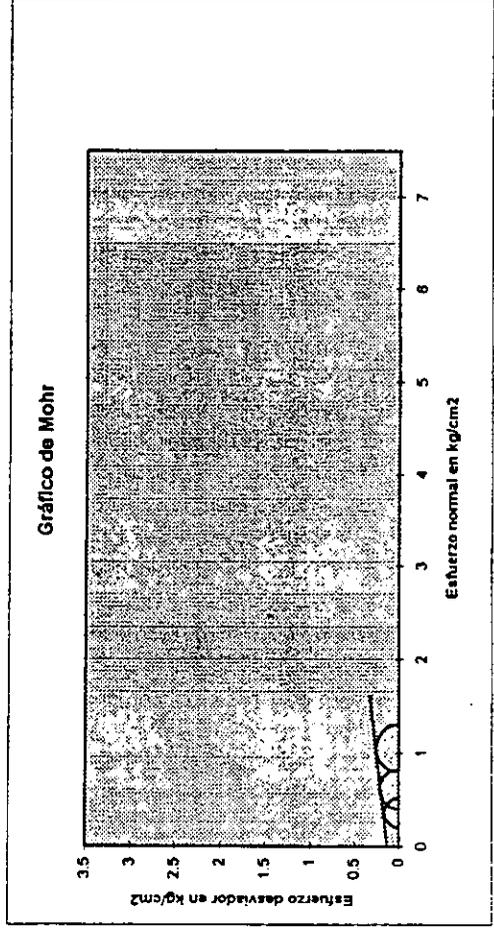
GRAFICO DE MOHR

Localización : Pozo 5, Vicente Villada y Giorleta de Colón

Profundidad (m) : 2.30 m

Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.2	0.317
0.4	0.429
0.8	0.506
Cohesión (ton/m ²) = 1.3	
Ángulo de fricción (grados) = 7	



Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Villada y Colón Pca-5
 Profundidad m : 2.3
 Descripción : Arcilla gris verdosa

Ss = 2.57 Y m1 ton/m3 = 1.40 Gw1 % = 93.54
 w1 % = 90.70 e1 = 2.492
 w 2 % = 73.70 e2 = 1.551

Presión Kg/cm2	Relación de vacíos
0	2.492
0.093	2.473
0.185	2.449
0.367	2.369
0.688	2.31
1.281	2.089
2.42	1.822
4.95	1.551
2.47	1.572
1.281	1.597
0.688	1.619
0.367	1.644
0.185	1.668
0.093	1.693
0	1.723

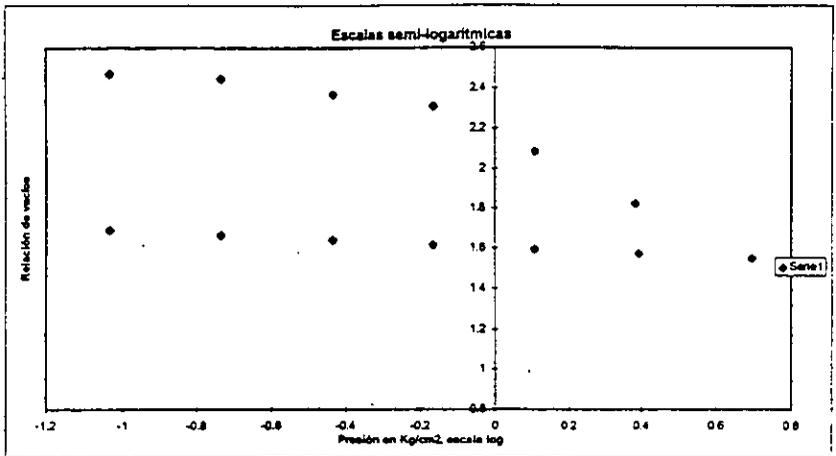
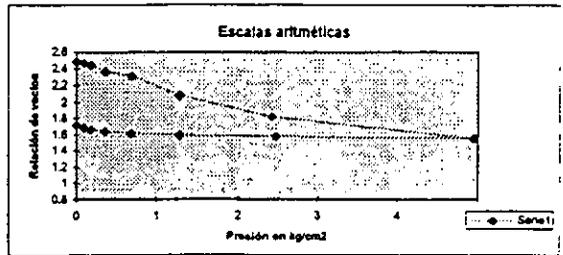


Figura No. C.21

SEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Ubicación: Pozo-6 Villada y Pantitlán

Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

Profundidad m : 2.2

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1.2888	163.9

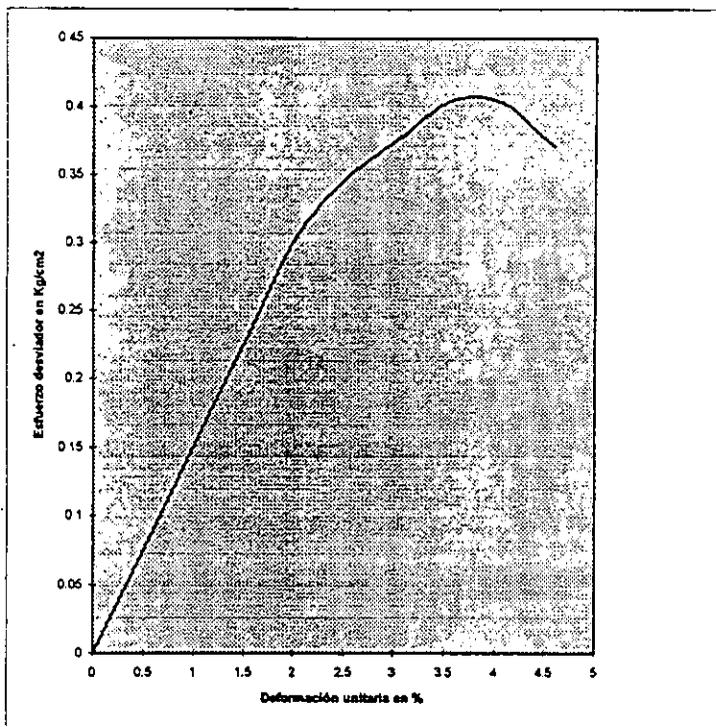


Figura No. C.22

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Pozo 6, Vicente Villada y Pantitlán

Profundidad m : 2.2 m

Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

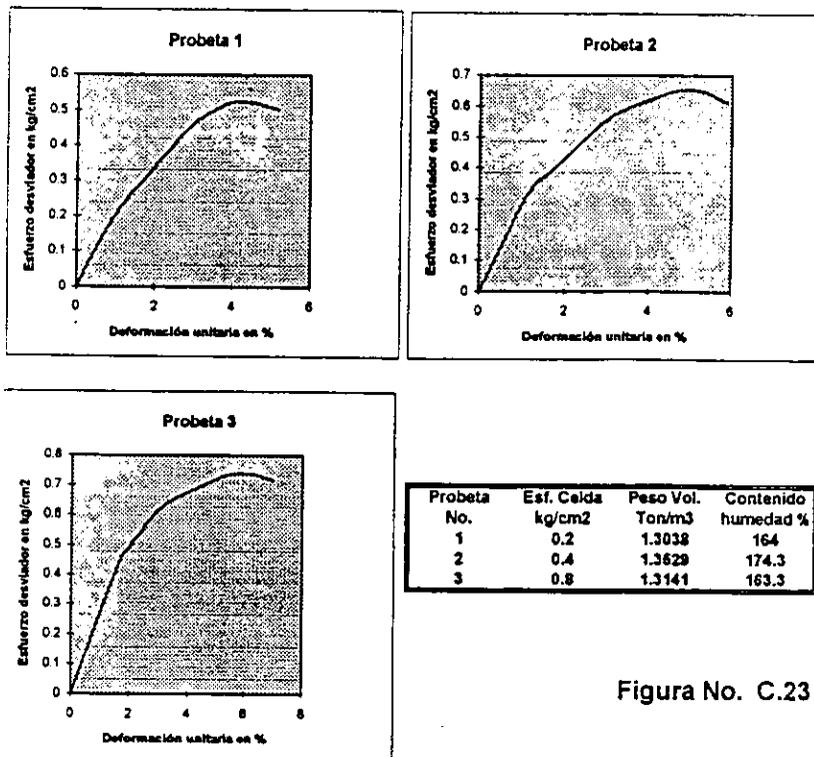


Figura No. C.23

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colecto Vicente Villada

GRAFICO DE MOHR

Localización : Pozo 6, Vicente Villada y Pantitlán

Profundidad (m) : 2.20 m

Descripción: Arcilla arenosa gris verdosa

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.2	0.525
0.4	0.652
0.8	0.741

Cohesión (ton/m²) = 2
Ángulo de fricción (grados) = 9

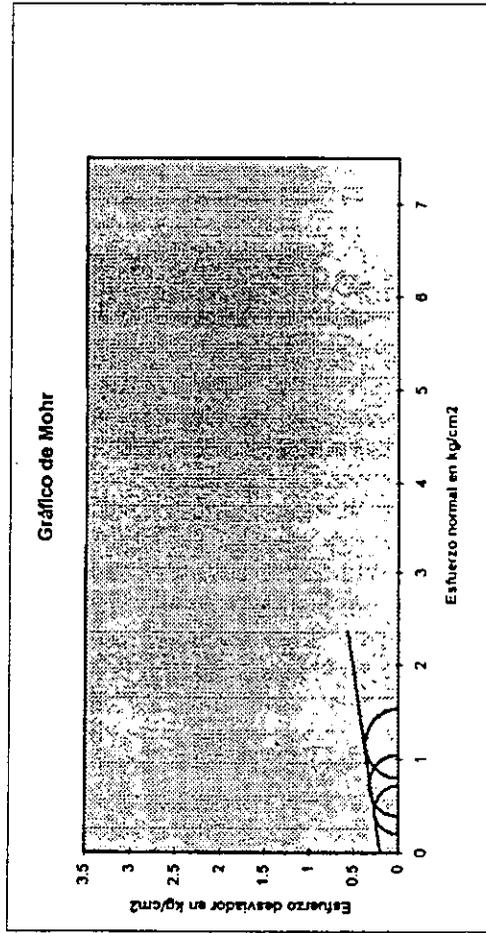


FIGURA No. C.24

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Villada y Pantitlán Pca-6
 Profundidad m : 1.8
 Descripción : Arcilla gris verdosa

Ss = 2.45 Y m1 ton/m3 = 1.23 Gw1 % = 94.94
 w1 % = 165.00 e1 = 4.258
 w2 % = 113.30 e2 = 2.556

Presión Kg/cm2	Relación de vacíos
0	4.258
0.107	4.223
0.214	4.177
0.424	4.09
0.794	3.985
1.482	3.533
2.858	3.022
5.726	2.556
2.858	2.59
1.482	2.631
0.794	2.663
0.424	2.706
0.214	2.742
0.107	2.781
0	2.805

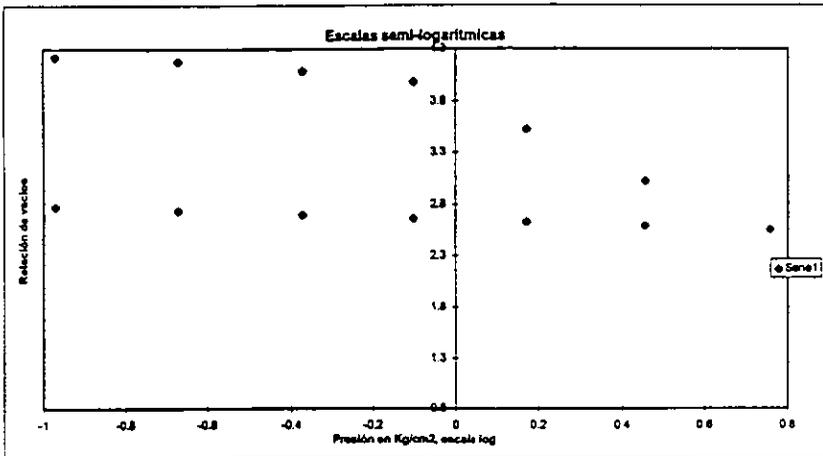
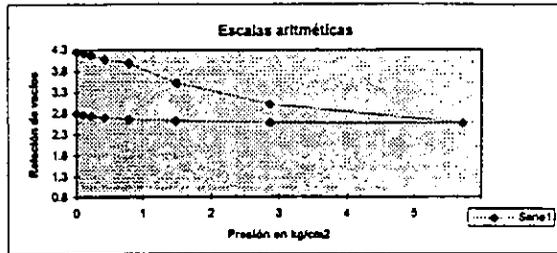


Figura No. C.25

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: Sondeo 1, Av. Chimalhuacan y Villada

Profundidad m : 4.0 - 4.9

Descripción: Arcilla gris verdosa

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1.4394	108.44

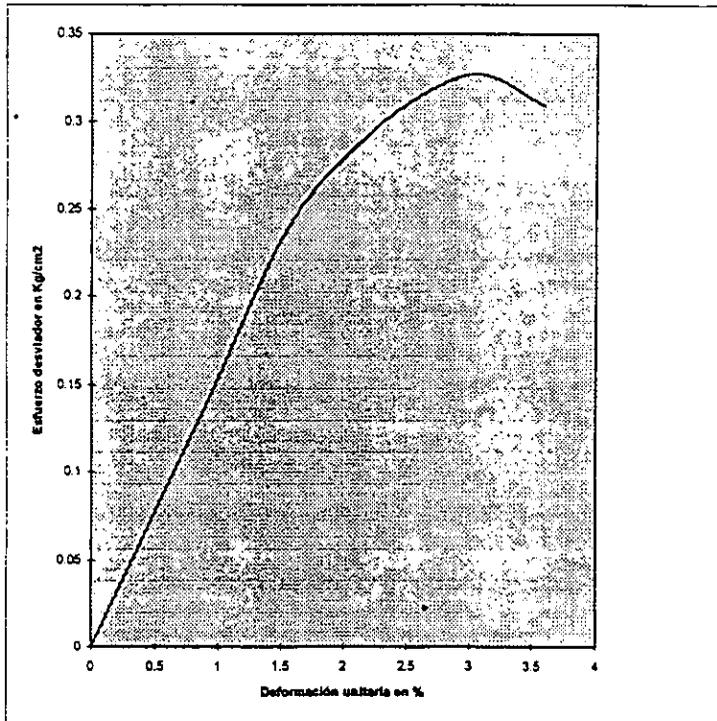


Figura No. C.26

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Sondeo SS-1, Chimalhuacan y Villada

Profundidad m : 4.0 a 4.90 m

Descripción: Arcilla limosa gris verdosa

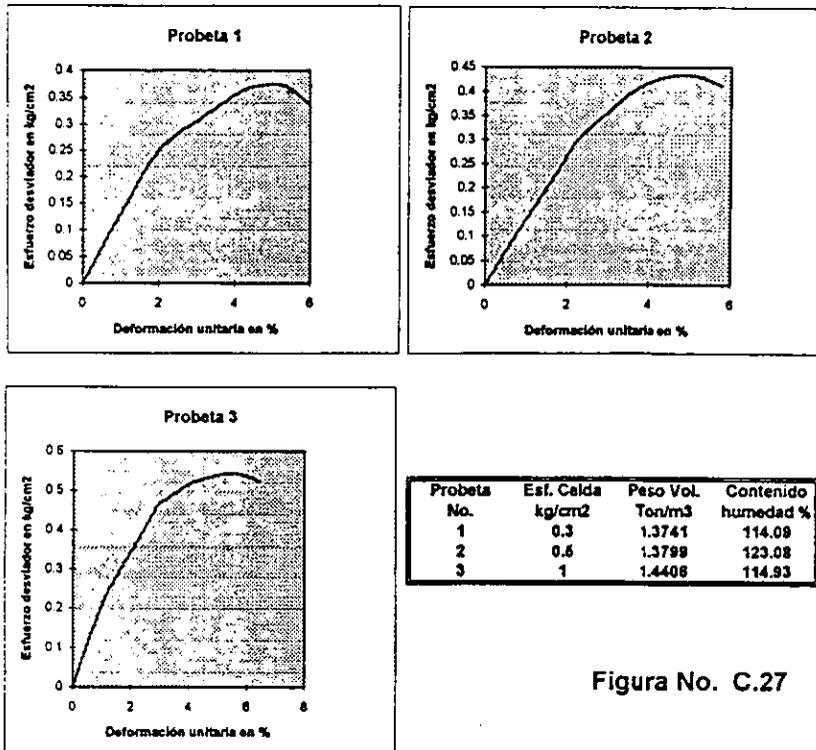


Figura No. C.27

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colector Vicente Villada

GRAFICO DE MOHR

Localización : Sondeo 1, Av. Chimalhuacan y Vicente Villada

Profundidad (m) : 4.0 - 4.9 m

Descripción: Arcilla limosa gris verdosa

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.3	0.375
0.5	0.433
1	0.544
Cohesión (ton/m ²) = 1.4	
Angulo de fricción (grados) = 6	

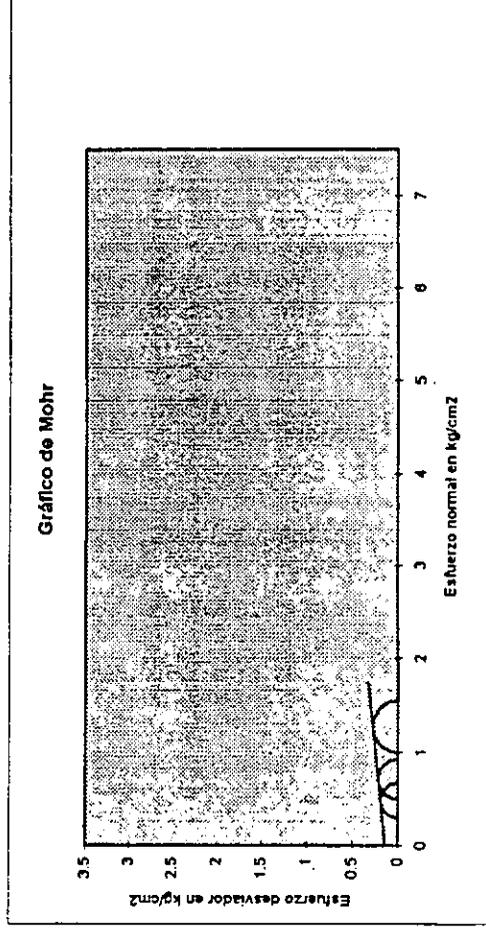


FIGURA No. C.28

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Chimalhuacan y Villada Sondeo Selectivo 1
 Profundidad m : 4.00- 4.90
 Descripción : Arcilla gris verdosa

Ss = 2.48 Y m1 ton/m3 = 1.42 Gw1 % = 97.58
 w1 % = 92.70 e1 = 2.356
 w 2 % = 73.20 e2 = 1.54

Presión Kg/cm ²	Relación de vacíos
0	2.356
0.104	2.323
0.209	2.304
0.43	2.259
0.882	2.193
1.759	2.042
3.499	1.795
6.979	1.54
3.499	1.57
1.759	1.8
0.882	1.827
0.43	1.658
0.209	1.69
0.104	1.722
0	1.759

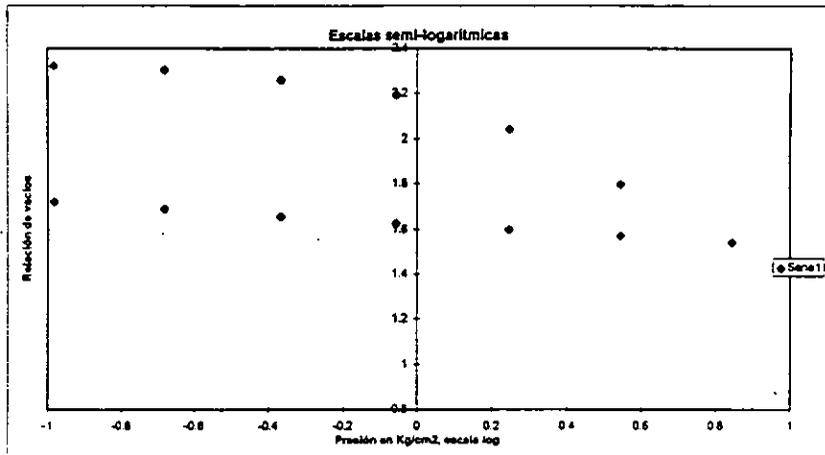
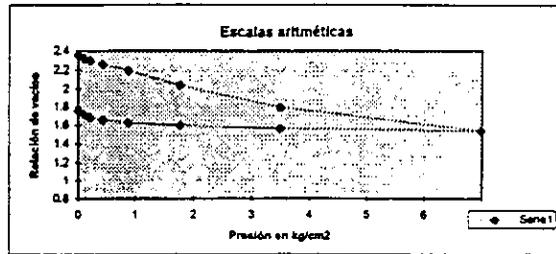


Figura No. C.29

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN, COMPRESIÓN SIMPLE

Localización: Sondeo 1, Av. Chimalhuacan y Villada

Profundidad m: 8.0 - 8.8

Descripción: Arcilla gris y café verdosa

Probeta No.	Peso vol. Ton/m ³	Humedad %
1	1.2629	271.66

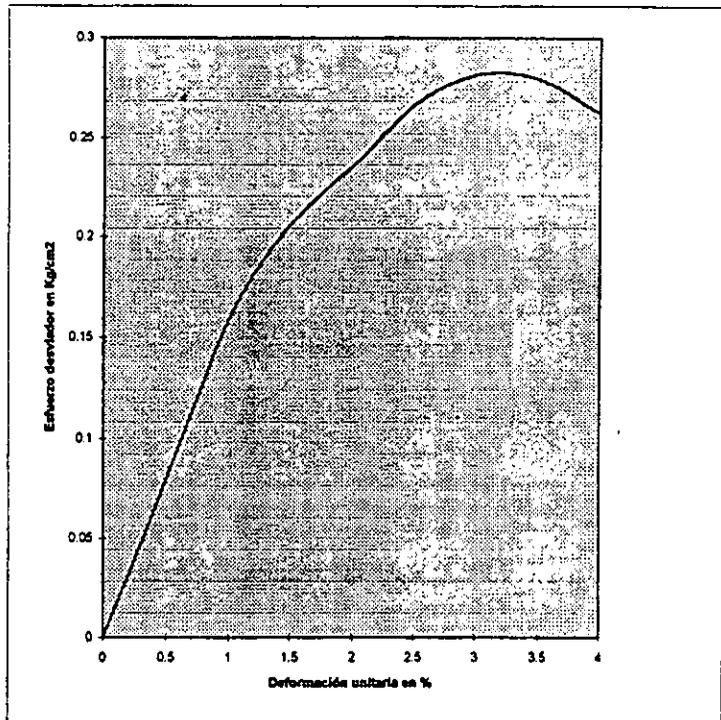


Figura No. C.30

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO: Colector Vicente Villada

GRÁFICAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN TRIAXIAL

Localización: Sondeo SS-1, Chimalhuacan y Villada

Profundidad m : 8.0 a 8.90 m

Descripción: Arcilla gris verdosa

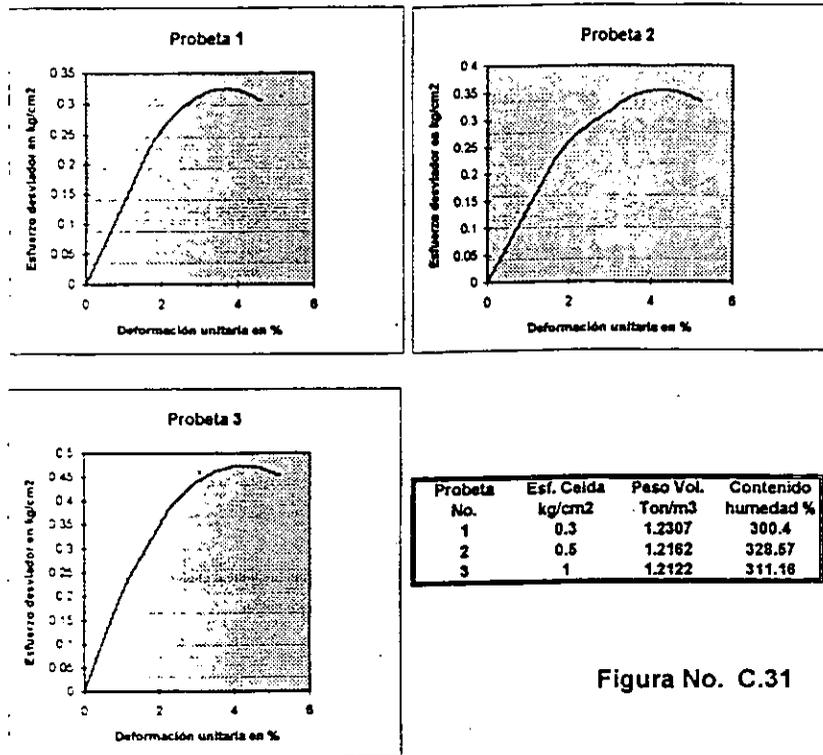


Figura No. C.31

DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA

PROYECTO : Colector Vicente Villada

GRAFICO DE MOHR

Localización : Sondeo 1, Av. Chimalhuacan y Vicente Villada

Profundidad (m) : 8.0 - 8.9 m

Descripción: Arcilla gris verdosa

Esfuerzos en kg/cm ²	
Normal	Desviador
0.3	0.324
0.5	0.354
1	0.475

Cohesión (ton/m²) = 1.2
Ángulo de fricción (grados) = 6

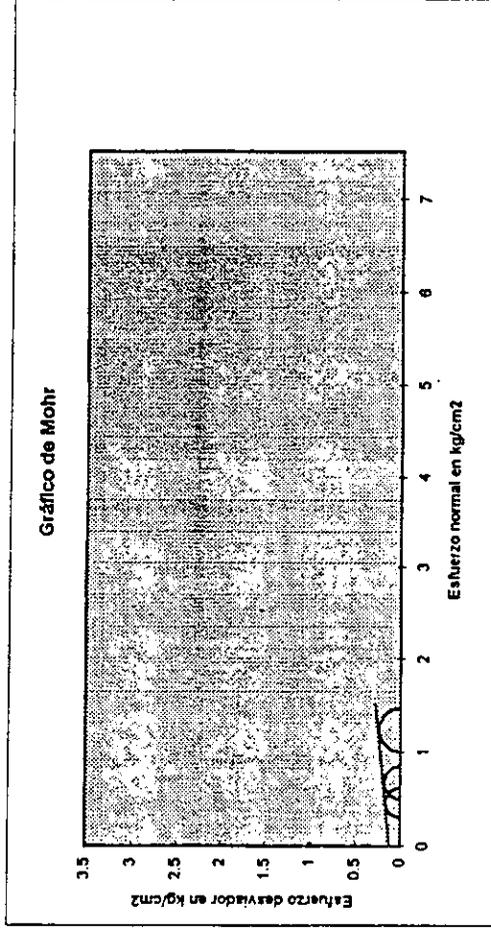


FIGURA No. C.32

Elaborado por : DISEÑO INTERDISCIPLINARIO DE INGENIERÍA
 Para : Constructora SERVICON

PROYECTO : Colector Vicente Villada
PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Localización: Chimalhuacan y Villada Sondeo Selectivo 1
 Profundidad m : 8.00- 8.90
 Descripción : Arcilla café verdosa

Ss = 2.40 Y m1 ton/m3 = 1.14 Gw1 % = 96.53
 w1 % = 282.60 e1 = 7.026
 w2 % = 157.80 e2 = 3.113

Presión Kg/cm2	Relación de vacíos
0	7.026
0.118	6.757
0.235	6.614
0.482	6.263
0.984	5.24
1.97	3.244
3.95	3.113
1.97	3.120
0.984	3.159
0.482	3.236
0.235	3.332
0.118	3.386
0	3.474

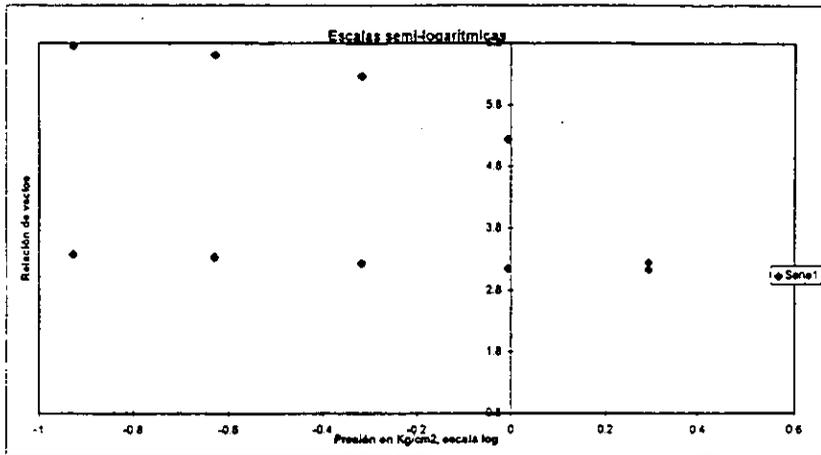
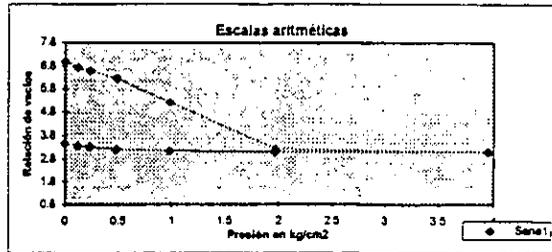


Figura No. C.33

CONCLUSION

El estado de avance actual de diversas técnicas, debe permitir el contemplar la alternativa a base de túnel, tan digna de ser estudiada como otras soluciones tradicionalmente aceptadas.

Es obvio que el diseño, el equipo y el proceso constructivo de un túnel deben estar rígidos por el tipo de material por excavar, así como por el tamaño intrínseco de la obra.

Las labores de proyecto, construcción, instrumentación y supervisión deben guardar entre sí una relación tal que permita la correcta, oportuna y económica toma de decisiones en cualquier fase del trabajo.

Es así que en forma el diseño de microtúneles a funcionado como alternativa para la construcción de túneles de diámetro menor dentro de las ciudades tomando en cuenta siempre la seguridad, la funcionalidad, la estabilidad y los tiempos de avance.

Las técnicas han desarrollado un apoyo esencial en la ejecución de un proyecto, incrementando y enriqueciendo a la ingeniería civil en todas sus ramas.

El microtuneleo viene siendo una prueba real que a comparación con el sistema de construcción tradicional aumenta el avance de producción. El desarrollo de esta tesis confirma los resultados que se obtuvieron con el proceso de microtuneleo.

BIBLOGRAFIA

Mecánica de Suelos

Tomo 1,2 y 3 Juárez Badillo y Rico Rodríguez . Segunda edición. Editorial Limusa.

Mecánica de Suelos y Cimentaciones.

Ing. Carlos Crespo. Editorial Limusa.

Fundamentos de Geología.

Leet y Jutson. Editorial Limusa.

Geología para Ingenieros Geotécnicos.

J.C. Harvey. Editorial Limusa. Primera Edición.

Muros de Contención.

Tratado Teórico y Practico. Tomo 1.

Macizos de Anclaje, Tablaestacas y Muros de pantalla.

Tercera Edición . Editores Técnicos Asociados, S.A 1976.

Manual de Exploración Geotécnica.

Secretaria General de Obras D.D.F. México D.F. 1988.

Túneles Carreteros 1984.

Sociedad de Mecánica de Suelos.

Planeación, Diseño y Construcción.

Volumen 1 y 2. T. M. Meguau , J.V. Bartlett. Editorial Limusa Noriega.