

85
-3j.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

ESTUDIO DEL SUELO EN LA CONTINUACION DE LA
LINEA 7 SUR DEL METRO EN EL TRAMO
COMPRENDIDO ENTRE EL MURO TAPON Y
LA ESTACION ESTADIO OLIMPICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

BENJAMIN LEON LECHUGA





UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TITULO

ESTUDIO DEL SUELO EN LA CONTINUACION DE LA LINEA
7 SUR DEL METRO EN EL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL
MURO TAPON Y LA ESTACION ESTADIO OLIMPICO.

CONTENIDO

- I. INTRODUCCION.
- II. FORMACIONES NATURALES.
 - II.1 Estratigrafía general.
 - II.2 Piezometría.
- III. TRABAJOS DE EXPLORACION Y MUESTREO.
 - III.1 Exploración de campo.
 - III.2 Sondeos con máquina rotatoria.
 - III.3 Pozos a cielo abierto a gran profundidad.
- IV. PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.
 - IV.1 Pruebas de laboratorio.
 - IV.2 Pruebas de campo.
- V. PROPIEDADES INDICE Y ESTRATIGRAFIA.
- VI. INSTRUMENTACION.

- VI.1 Objetivo de la instrumentación en túneles.
- VI.2 Aspectos fundamentales de la instrumentación.
- VI.3 Proceso de toma de decisiones en túneles.
- VI.4 Instrumentos para la medición en el interior del túnel.

- VII. ANALISIS DEL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL FREN/
TE DE ATAQUE.
- VII.1 Frente de ataque.
- VII.2 Análisis de estabilidad.
- VII.3 Casos particulares del análisis de la estabilidad del frente de ataque.
- VII.4 Procedimiento constructivo.

- VIII. CONCLUSIONES.

- BIBLIOGRAFIA.

I N T R O D U C C I O N

El transporte colectivo es una situación que no se man tiene estática y por lo tanto nos enseña que no existen solu ciones integrales inmediatas y que el desarrollo de una red de transporte colectivo se va logrando paulatinamente, apoya da en los resultados y experiencias obtenidas del proyecto, la construcción y operación de cada una de las líneas.

Los trazos ideales están sujetos a modificaciones que son consecuencias de las condiciones de servicio a determina das zonas, del tipo de suelo, de interferencias con instala ciones subterráneas, monumentos históricos, etc., tomando en cuenta estos aspectos, podemos definir los principios funda mentales para la estructuración de una red del metro, que son su tránsito, operación y construcción.

Respecto al tránsito las líneas el metro deben:

- a).- Corresponder a las corrientes establecidas de circula ción sobre las que transitan diariamente los mayores vo lúmenes de pasajeros y cubrir las zonas de mayor densi dad demográfica.

- b).- Dar servicio a las zonas más congestionadas.
- c).- Abarcar los centros de actividades principales de la me- d).- Permitir a los usuarios un ahorro de tiempo en sus reco_rrridos por medio de líneas lo más rectas posibles e int_{er}conexiones múltiples.

Respecto a la operación del sistema debe:

- a).- Obtener el mayor número de pasajeros.
- b).- Lograr un movimiento regular de pasajeros durante el día
- c).- Lograr una velocidad comercial alta, mediante un trazo con un mínimo de curvas y estaciones.
- d).- Asegurar un servicio con el menor número de trenes.
- e).- Permitir la reestructuración progresiva y completa de los transportes superficiales y su coordinación con el metro.

Respecto a la estructuración, el sistema debe considerar

- a).- El monto de la inversión que corresponde a los difertes tipos de construcción de las líneas (elevadas, super_ficial, subterráneas y túnel profundo).
- b).- Las molestias y el costo que representan los desvios de tránsito durante la construcción.

c).- Las ventajas y desventajas de la solución, elegida en comparación con otras alternativas de trazo.

Dados estos principios se pueden citar algunos criterios que se siguen para la selección del tipo de línea:

El sistema está constituido por estructuras de tipo subterránea; bien sea en cajón o túnel, superficial y elevada.

Para la selección de cada uno de estos tipos, se tomarán en cuenta los siguientes factores en términos generales :

- ++ Costo de la obra civil por Km.
- ++ Tiempo de ejecución de la obra civil.
- ++ Obstrucción de la vía pública durante la ejecución.
- ++ Interferencia con los servicios municipales.
- ++ Conservación de obras y equipos.
- ++ Futura disponibilidad vial.
- ++ Libramientos viales perpendiculares inducidos.
- ++ Mantenimiento de la vía .
- ++ Paisaje urbano ; aspecto estético y barrera física
- ++ Selección adecuada del procedimiento para la construcción de un túnel.

A lo que se refiere el costo de la obra civil el más alto corresponde a la línea subterránea, bien sea con cajón o por medio de un túnel; por lo tanto, el costo de la línea superficial es cercano al de la solución elevada.

En cuanto a los tiempos de construcción, la velocidad para la solución subterránea es del orden de 90 a 110 m por mes, en tanto que para la solución elevada es de 70 a 90 m por mes. Las velocidades antes mencionadas son desarrolladas en un solo frente de trabajo.

Respecto a la obstrucción de la vía pública durante la construcción, la solución que causa mayores problemas es la subterránea (cajón), reduciéndose estas en la solución elevada.

Las interferencias con instalaciones municipales son totales en el caso subterráneo, obligando en ocasiones a desvíos importantes de grandes colectores o redes de distribución de agua. Estas interferencias causan menos problemas en los tramos elevados y superficial.

Por lo que respecta a la instalación y mantenimiento de los equipos, la solución subterránea presenta mejores condiciones que la superficial y la elevada, debido a que los equipos no están expuestos a la interperie.

En relación con la futura disponibilidad vial, la solución subterránea no la afecta, en tanto que en las otras -- dos si se tiene una afectación puesto que la solución superficial ocupa un ancho equivalente a tres carriles de circulación y la elevada ocupa solamente dos.

Respecto a libramientos perpendiculares inducidos, la solución superficial genera problemas en cruces importantes, que para resolverlos se requiere de la construcción de estructuras subterráneas o elevadas para salvar el obstáculo que representa la línea.

Tal vez uno de los factores más importantes es el del paisaje urbano; ya que el aspecto estético se altera con el tipo de solución elegido. La magnitud de la afección del paisaje urbano depende primordialmente del ancho de la calle; así por ejemplo, el problema causado por la línea elevada se acentúa en calles de anchura menor de 40 m, --- entanto que en la solución superficial se requiere de un ...

ancho mínimo de 50 m., para lograr soluciones satisfactorias.

Se debe tomar en cuenta, además, el tipo de zona por la que atraviesa la línea ya sea que se trate de industrial comercial o residencial, el tipo de usuario a quienes beneficiara.

Por último, lo referente a la selección adecuada del procedimiento para la construcción del túnel, es necesario hacer estudios geotécnicos en cantidad y calidad suficientes para elegir en primer lugar el trazo adecuado de una línea del metro, y posteriormente seleccionar el adecuado procedimiento constructivo y maquinaria a emplear, ya sea excavar el túnel por métodos convencionales o la posibilidad de utilizar alguna máquina integral de perforación de túneles (escudos).

Es importante destacar que para la línea profunda del metro, hay que prever algunos aspectos importantes tanto para la comodidad del usuario como de operación, que son : escaleras mecánicas en las estaciones y adecuados sistemas en casos de alguna falla.

En el presente estudio no se describen en forma detallada, la solución estructural, debido a que no es la concepción de esta tesis. El objetivo de este trabajo es servir como base para la realización de un estudio de las condiciones del suelo, para la construcción del tramo de la línea del metro correspondiente. Así pues, se describe en los capítulos siguientes los trabajos de investigaciones de campo y laboratorio (Capítulos II, III, IV.), hasta el momento de la realización de este trabajo, se cubre prácticamente el programa fijado.

El capítulo V se describe la estratigrafía y propiedades del suelo explorado, mostrando los perfiles geológicos y estratigráficos, elaborados en base a la información recavada en los capítulos anteriores.

En el capítulo VI se dan las recomendaciones para la utilización de sistemas de instrumentación para este tipo de obras.

En el capítulo VII se analizan los resultados de campo y laboratorio para su aplicación práctica, esto consiste en seleccionar las teorías de mecánica de suelos y establecer criterios para su aplicación y que conjuntamente con el estructuralista se pueda avanzar en el proyecto.

Debe hacerse notar que la comunicación de ambas partes debe ser constante . Finalmente en el capítulo VIII se exponen las conclusiones que de todo el estudio se desprenden.

II. LA FORMACION NATURAL

Para determinar en forma preliminar las propiedades estratigráficas y mecánicas del suelo en la zona en estudio y de esta manera poder estar en condiciones de realizar un programa adecuado de exploración se consultaron los resultados de diversas investigaciones, que al respecto existen (Ref. 2).

Se encontró que esta zona ha sido una de las menos estudiadas, tanto en lo que se refiere a número, así como a la profundidad de los sondeos. En el tramo en cuestión se tiene información de tres ó cuatro estudios de exploración de campo efectuados hasta la fecha.

II.1 Estratigrafía .

En base a la información recabada, se describen a continuación el suelo de cimentación de la zona.

El suelo de esta zona, al igual que del centro del área metropolitana de la Ciudad de México, está constituido por materiales sedimentados, provenientes de erupciones volcánicas acaecidas en la era cuaternaria, en la que se formaron lagos y en ellos ocurrió la sedimentación de las cenizas generadas por la intensa actividad volcánica sucedida en el sur de la cuenca del Valle de México.

Los depósitos así formados son arcillas interrumpidas por la presencia de materiales limo arenosos depositados en épocas de receso volcánico y de intensa actividad eólica y pluvial. (Desarrollo volcánico de la cuenca del Valle de México-Figura. 2.1).

En la fig. 2.2. se indican los diferentes tipos de materiales de la Cuenca del Valle de México, correspondientes a distintas eras geológicas. En cada caso se señala con la letra Q seguida de dos subíndices cuyo significado está anotado en la misma figura.

Sedimentos lacustres depositados durante el cuaternario en el área ocupada por el lago de Texcoco; principalmente arcilla bentonítica con contenido variable de sales e intercalación de abundantes horizontes piroclásticos. Comprende las fases lacustres de las formaciones Tacubaya y Becerra, así como depósitos actuales en los márgenes de la cuenca, se indica con Qal.

Aluvión con interstratificación de cenizas volcánicas, corresponde a las márgenes de la cuenca y faldas de los cerros, los antiguos suelos de Tacubaya, Becerra y Noche Buena.

Formación Chichinautzín.

Derrames de lava basáltica hasta riódacítica, con material piroclástico asociado, indicada en la fig. 2.2 con Qcb (lavas y tobas).

Formación tarango.

Depósitos de aluviones derivados de las sierras volcánicas oriental y occidental, asociados con piroclásticos, en la

parte superior separados con discordancia erosional, principalmente horizonte de cenizas y pómez, señalados en la fig. 2.2 con Q1 (depósito lacustre).

Con la información recabada de los sondeos realizados en esta zona, se describe en forma poco más detallada cada una de las formaciones antes mencionadas.

Formación Becerra.

Compuesta por cascajo y restos de materia orgánica.

Toba arcillo-arenosa de color café claro muy compacta con escasas gravas subredondeadas; presenta abundantes poros con restos de materia orgánica.

Toba limo-arenosa, de color café claro, consistente con gravas subredondeadas, contenidas en una matriz arcillo-arenosa café claro, poco consistente, presenta un horizonte de color rojizo, con un alto contenido de óxidos de fierro, que marca el contacto superior de una toba limo-arenosa de color café claro, consistente, con gravas y algunos fragmentos andesíticos de color gris verdoso, con un espesor aproximado de 6.0 m.

Formación Tarango.

Toba arcillo-arenosa de color café claro, con grumos de color café oscuro que presenta gravas subredondeadas y abundantes poros.

Toba limo-arenosa, de color café claro, poco consistente con gravas andesíticas y pumíticas.

Arena con gravas de color gris azulado, de compacidad media.

Toba limo-arenosa, de color café claro, poco consistente con gravas pumíticas.

Gravas y arenas pumíticas de color blanco, de compacidad media, existiendo una predominancia en gravas. La piedra pómez esta constituida por vidrio volcánico, micas, anfíboles y piroxenos.

Toba limo-arenosa, de color café claro, poco consistente con gravas pumíticas y abundantes micas oxidadas.

Gravas y arenas pumíticas, de color blanco, de compacidad

media, presenta varios horizontes limosos de color café claro.

Toba arcillo-arenosa, de color café claro, con grumos porosos y gravas pumíticas de color blanco. Tiene un espesor aproximado de 21.0 m.

Formación Chichinautzín.

En la zona comprendida al norte del Estadio Olímpico de la Ciudad Universitaria, se tiene una primera capa de relleno de cantera, presenta esquirlas de basalto y hacia la base restos de un suelo calcinado de color negro. Tiene un espesor aproximado de 8.0 - 22.0 m.

II.2 Piezometría.

Con la información que se ha recabado en base a la realización de varios sondeos en la zona en estudio, se sabe que el nivel de aguas freáticas no aparece en profundidades de hasta 30.0 m. Se ha localizado en algunos sitios mantos colgados así como pequeñas filtraciones muy locales.

III. TABAJOS DE EXPLORACION Y MUESTREO.

III.1 Exploración de Campo.

Dada la poca información con que se contó de las condiciones generales del suelo de la zona y con la incertidumbre que se tuvo en cuanto a la definición del proyecto estructural (Túnel ó cajón) Se elaboró un programa de exploración el cual se dividió en tres etapas :

- 1.- Etapa inicial
- 2.- Etapa complementaria
- 3.- Etapa de detalle.

La etapa inicial consistió en la realización de sondeos mixtos y pozos a cielo abierto.

En la etapa complementaria y de detalle se realizaron sondeos de recuperación de polvos. Para con ello conocer a detalle la estratigrafía de la zona en estudio.

El tipo de muestreo se eligió de tal forma, que cubriera el área donde se construirá la estructura además de proporcionar la información detallada de las propiedades índice y mecánicas del suelo afectado.

En base a estos puntos, se determinó que el tipo

de sondeo así como su profundidad deberá ser el siguiente:

SONDEO	LOCALIZACION	PROP.
S.M.S.- 12"	Av. Revolución y San Angel	28.0 m.
S.M.C.- 1	Av. Rev. y Ma. Luisa	30.0 m.
P.C.A.- 1	Av. Rev. y Cracovia	30.0 m.
S.R.P.- 25"	Av. Rev. # 1680	35.0 m.
S.R.P.- 26"	Av. Rev. # 1640	24.0 m.
S.M.C.- 3	Av. Rev. y Monasterio	34.0 m.
S.R.P.- 14'	Av. Rev. y M. del Carmen	24.0 m.
P.C.A.- 2	Av. Rev. y Río Chico	30.0 m.
S.R.P.- 16'	San Angel	28.0 m.
S.M.S.- 17"	Av. Rev. y Rey Cuauhtemoc	13.45 m.
S.M.M.- 4	Av. Rev. y Altamirano	34.0 m.
S.P.S.- 24'	Av. Rev. y Copilco	24.0 m.
S.M.S.- 5	Av. San Jeronimo	32.0 m.
S.R.P.-18'	Terminal de trolebeses C.U.	21.0 m.
S.R.P.- 19'	Av. Universitaria	14.0 m.
P.C.A.-4	Norte del Estadio C.U.	16.0 m
S.R.P.-20	Av. Universitaria	21.0 m
S.R.P.- 21	Av. Universitaria	19.5 m.

III.2 Sondeos con máquina rotatoria.

El sondeo mixto consiste en todos los casos en avance con broca tricónica (muestra alterada) y tubo Shelby o denison para la obtención de muestras inalteradas. La selección del tipo de avance esta en función de la resistencia que presenta el suelo para poder penetrar en el, ya sea en el tubo shelby o denison.

El procedimiento consiste en intercalar en avance, o sea inicar 60 cm. con broca tricónica y posteriormente cambiar a tubo shelby o barril denison. Este muestreo se realizó en forma continua asi como selectiva.

El sondeo de recuperación de polvos (perforación con aire a presión) puede realizarse en dos formas diferentes: a) Con equipo y herramienta convencionales de perforación a rotación, recurriendo al aire como fluido de perforación para enfriar la broca y transportar detritus de perforación a la superficie y b) mediante martillos neumáticos de fondo. En el segundo caso, la máquina de perforación podría ser tambien de operación neumática, pudiendo operarse con máquina rotatoria convencional (fig.3a), con un martillo neumático, del tipo Stenwick que se muestra esquemáticamente en la fig. 3b; estos martillos generan el impacto en el fondo de la per-

foración cuando el aire acciona al percutor y éste a la broca.

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

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

El procedimiento consistió en alternar el avance, ó sea inicar 60 cm. con broca trisónica y posteriormente cambiar a tubo shelby ó barril denison.

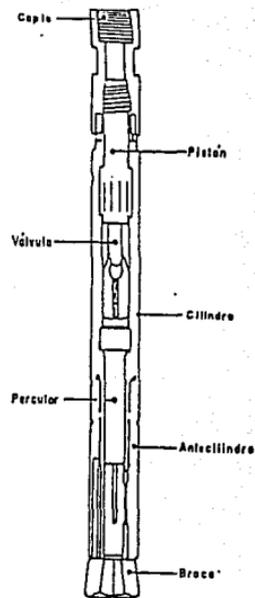
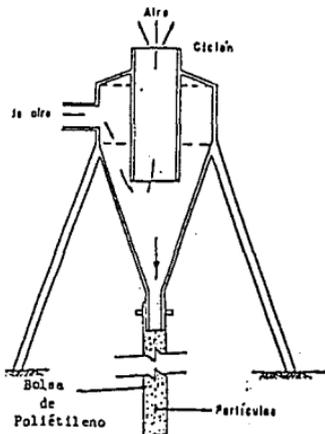
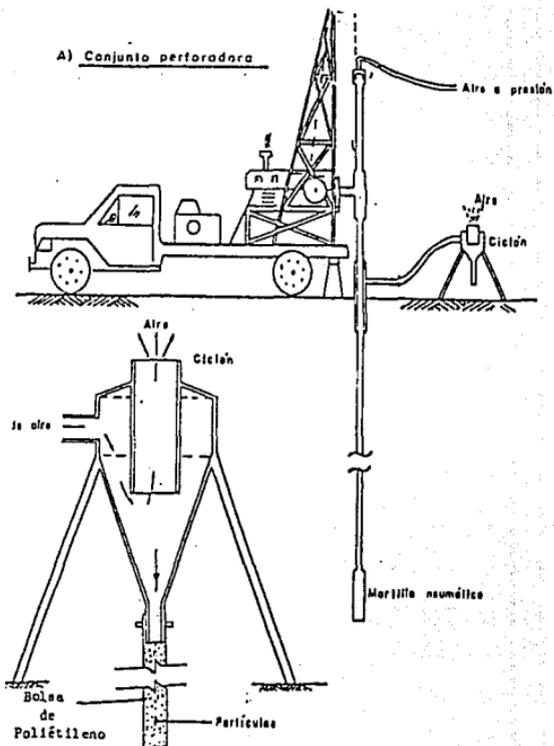


FIG 3

III.3 Pozos a Cielo Abierto.

En lo que se refiere a este punto se localizo un -
pozo por estación y otro entre cada una de éstas (tramo)

La profundidad de perforación fue tal que alcanzó -
el desplante del túnel del metro.

Perforación de los pozos .

Localizado el sitio correcto del pozo sobre el te -
rreno natural, se inició la excavación de éste en forma
manual, cuando se encontro boleas o material duró du -
rante la perforación, se utilizó martillo neumático para
proceguir la excavación . Se determinó que el diámetro
del pozo fuese de 2.0 m. para facilitar la realización
de pruebas de placa.

Para la construcción del ademado de los pozos se uti
lizo ferrocemento, que consistio en colocar anillos de -
malla electrosoldada calibre 6 X 6 - 10/10 , separados
2.5 cm. de la pared de excavación . La malla se fijo me -
diante anclas cortas de varillas corrugadas incadas

a percusión y posteriormente se aplica manualmente un mortero constituido de cemento - arena en porción 1:3 con un espesor total de 5.0 cm. La excavación del pozo y la construcción del ademe se realizó por tramos de 2.0 m. de profundidad, dejando siempre un traslape de 20 cm. entre las mallas de dos tramos consecutivos .

Una vez determinada la perforación del pozo y antes de ademarlo, se introdujo una persona con experiencia suficiente para efectuar una clasificación de campo de los estratos atravezados .

En cada perforación vertical se realizarón dos pruebas de placa, primero se hicieron sobre el fondo del pozo (prueba vertical) y otra sobre las paredes del pozo , en el sentido transversal al eje del metro (prueba horizontal).

Nota: Estas pruebas se detallaran en el siguiente capítulo.

Después de realizadas las pruebas de placa, adyacentes al sitio de las mismas se extrajeron muestras cúbicas en cada perforación, una del piso del pozo y otra de las paredes laterales. Adicionalmente a éstas muestras, se extrajeron otras a distintas profundidades

Las muestras cúbicas fueron debidamente identificadas y protegidas contra pérdidas de humedad y enviadas al laboratorio en donde se procedió a realizar las pruebas necesarias para conocer los parámetros mecánicos del suelo.

Para la obtención de estas muestras se siguió el procedimiento anotado en el manual de mecánica de suelos editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Relleno del Pozo.

Terminada la ejecución de las pruebas de placa y la extracción de muestras cúbicas, se procedió a rellenar el pozo con material producto de la misma excavación colocado a volteo hasta 3.0 m. bajo el nivel del terreno natural.

Los tres metros restantes, se rellenaron con un material arenoso- limoso (Tepetate)., La colocación se efectuó en capa de espesor compacto máximo de 30.0 cm (la compactación se realizó manualmente).

IV. PRUEBAS DE LABORATORIO Y DE CAMPO.

IV.I Pruebas de Laboratorio

Para conocer con detalle las propiedades índice y mecánicas del suelo y de esta manera estar en posibilidad de determinar la estratigrafía y propiedades del suelo en estudio, se procedió a la ejecución de pruebas de laboratorio.

De las propiedades índice se determinaron en el contenido natural de agua (W), límites de plasticidad, es decir límite líquido (LL) y límite plástico (LP), peso específico relativo de sólidos (S_s) y peso volumétrico en estado natural -- (γ_m). A partir de esos resultados se calcularon el índice de plasticidad (IP), relación de vacíos (e) y grado de saturación (G).

Para la obtención de estas propiedades se realizó el siguiente programa de pruebas de laboratorio en las muestras extraídas en los sondeos efectuados.

- | | |
|-----------------------------|---|
| 1.- Contenido de agua | A cada 60 cm de profundidad |
| 2.- límites de plasticidad | A la muestra correspondiente
a cada tubo Shelby. |
| 3.- Densidad de sólidos | A la muestra correspondiente
a cada tubo Shelby. |
| 4.- Análisis granulométrico | A la muestra correspondiente
a cada tubo Shelby. |

Auxiliándose de una clasificación macroscópica, del conocimiento del porcentaje de finos y de los resultados de las pruebas índice, se procedió a clasificar a los suelos de acuerdo al criterio del sistema unificado de clasificación de suelos - (S.U.C.S.).

En la figura 4 .I a 4 . 6, se muestran algunos sondeos en donde se han tabulado los valores de estas propiedades, - (representativas del suelo en estudio). En el capítulo(V) se hará una discusión sobre estos resultados.

Para la determinación de las propiedades mecánicas tales como resistencia al esfuerzo cortante, se realizaron pruebas de compresión axial y triaxial, ésta última en su modalidad

no consolidada no drenada u u. Cabe hacer notar que se realizaron otras pruebas especiales que consistieron en saturar el material por capilaridad y en estas condiciones se sometieron a las pruebas u u. En el sondeo mixto 1 se efectuaron algunas consolidaciones. Las muestras empleadas para la ejecución de estos ensayos fueron desde luego inalterados.

Los valores de las resistencias a la compresión simple así como los parámetros de cohesión (C), ángulo de fricción interna (ϕ) y su módulo de deformabilidad tanto en dirección, vertical como horizontal (E_v , E_h), producto de las pruebas de compresión triaxial rápida están tabulados en las fig. 4.7 y 4.8 . También se muestra en las figuras 4.9 a 4.12 , el criterio para determinar la envolvente de falla del suelo analizado.

IV.2 Pruebas de Placa.

Objetivo.

Las pruebas de placa se realizaron para definir la relación esfuerzo deformación de los materiales localizados en el suelo de cimentación, eliminando la influencia del muestreo y labrado de los especímenes.

Localización de las pruebas.

Se realizaron pruebas de placa a diferentes niveles de los pozos PCA-1, PCA-2, y PCA-4, indicados en las fig. 4.13, 4.14, 4.15; la localización de las pruebas se hizo de acuerdo con la estratigrafía del sitio, considerando que tanto los estratos de mayor espesor, como los constituidos por un mayor contenido de partículas friccionantes son las que más influyen en el comportamiento del conjunto.

Para llevarse a cabo las pruebas de placa, se contó con los siguientes sistemas:

Sistema de reacción.

En la prueba horizontal, el sistema de reacción es proporcionado por las propias paredes de perforación. La posición de cada uno de estos elementos se indica en las fig. 4.16 y 4.18.

Para ejercer la reacción durante la prueba vertical, se instaló horizontalmente una viga de acero IPR 16" x 7" a una altura variable con respecto al piso del pozo y empotrada en las paredes laterales 50 cm de profundidad, fijándose con concreto provisto de estabilizador de volumen. Ver figuras . 4.17 y 4.18.

Sistema de Carga.

Este sistema estuvo constituido por un gato hidráulico y un manómetro y por un juego de placas circulares de espesor variable. La placa que siempre estuvo en contacto con el suelo tiene un diámetro de 35 cm. y un espesor de 1" para ambas pruebas (Horizontal y Vertical).

Se contó con un puntal de acero de 1.15 m. de altura - que tuvo la finalidad, junto con las otras placas de ajustar el sistema formado por el gato hidráulico y la viga de acero en la prueba vertical.

La colocación de este sistema en el pozo fué de tal forma, que la placa que estaba en contacto con el suelo quedafá al centro del pozo, con el objeto de que las paredes de este no influyeran en el comportamiento del suelo.

El gato hidráulico utilizado tiene una capacidad de 50 toneladas y una carrera de émbolo de 5.0 cm. El manómetro estuvo calibrado y adaptado al sistema gato - bomba, con una precisión de 844 Kg.

El equipo se calibró al inicio y final del programa de pruebas. Para la instalación horizontal y vertical de las placas de carga se contó con un nivel de burbujas de albañil del tipo de escuadra.

Sistema de Medición de Desplazamientos.

Este sistema estuvo constituido por 3 micrómetros, con una precisión de 0.01 mm. y distribuidos sobre una placa con una separación angular de 120° . Los micrómetros se colocaron sobre la placaprincipal (placa en contacto con el suelo), en el caso las pruebas horizontales, y en las pruebas verticales se adaptaron 3 varillas de acero con un diámetro de 1" y una altura de 50 cm, en sus extremos superiores se colocaron los micrómetros. La estructura que sujeto a los micrómetros se colocó en forma independientemente una de otra y a una altura de 3.0 m. en promedio apartir del fondo del pozo, con la finalidad de evitar alguna influencia en el proceso de carga y descarga de la prueba respectiva.

Procedimiento de Realización de la Prueba.

1. Para el caso de la prueba vertical, la placade carga se coloca sobre una cama de arena fina de aproximadamente de 0.5 cm. de espesor, para proporcionar un apoyo uniforme.

En la prueba horizontal las placas de carga se apoyaron sobre un mortero a base de yeso - cemento cuando este se encontraba aún fresco, el gato hidráulico se colocó centrado directamente sobre uno de los dos juegos de placas.

2. Para ajustar el sistema de carga y control se aplicó rápidamente y retirándola de inmediato, una carga suficiente para producir una deformación no menor de 0.25 mm; ni mayor de 0.5 mm., posteriormente se aplicó la mitad de la carga anterior y se ajustaron en cero los micrómetros para iniciar la prueba.

3. La zona de medición se protegió con tela de fibra de vidrio y papel aluminio para aislarse de cambios de temperatura es recomendable instalar un termómetro cercano al sistema de carga y registrar la temperatura cada vez que se efectúen las lecturas de los micrómetros, estos datos sirven para efectuar correcciones en las lecturas por efectos de variación de temperatura.

4. La presión máxima que se aplicó en cada prueba fué de 15.790 kg - cm². Finalmente se alcanzo la máxima carga manteniéndolas durante una hora antes de proceder a la descarga .

5. Incremento de carga. La presión sobre la placa fué transmitida en incrementos de 0.877 kg/cm², y en cada uno de ellos se registraron los desplazamientos sufridos en la placa principal, tomando lecturas en los micrómetros en la siguiente secuencia:

0, 5 , 10 , 15 , 30 seg - 1, 2, 4, 8, 16, 24, 30, 36, 42 ...min.

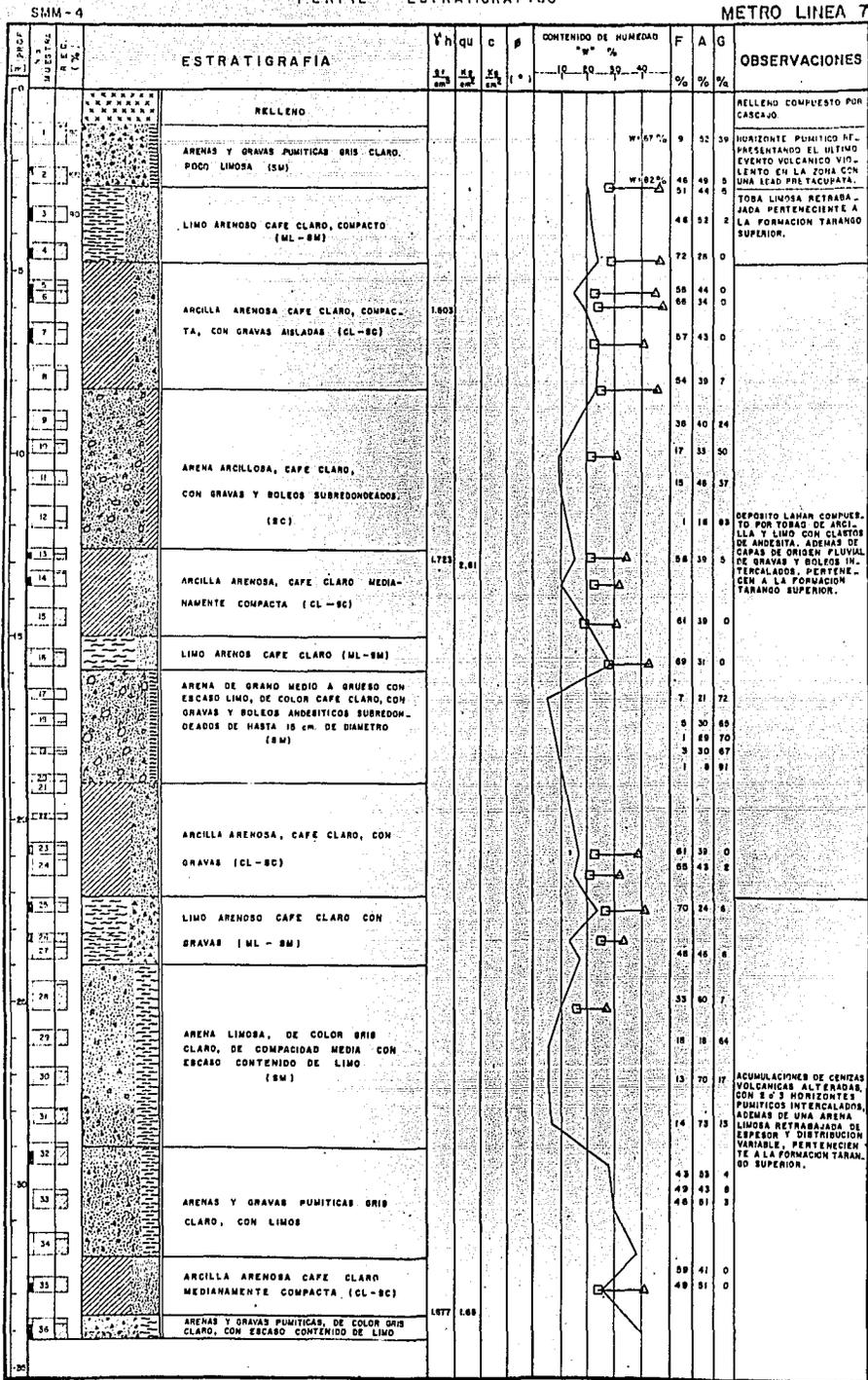
Hasta lograr que la velocidad del desplazamiento se estabilizara o bien que al menos se tuvieran tres lecturas iguales en los micrómetros, en ningún caso la duración de los incrementos fué mayor de 30 minutos.

6. Decrementos en la descarga, después de aplicar la carga de 5064, 10, 128, 15, 192 kg se procedió a efectuar el proceso de descarga con los mismos valores que la carga, para construir la gráfica de recuperación del suelo. En cada decremento se tomaron lecturas de acuerdo al inciso 5.

7. Presentación de resultados. Con los datos recabados en cada ensaye se construyeron gráficas esfuerzo-deformación una para cada micrómetro.

Los resultados de estas pruebas se presentan en las fig. 4.19 a 4.33.

SONDEO MIXTO No. 4
PERFIL ESTRATIGRAFICO



SIMBOLOGIA :

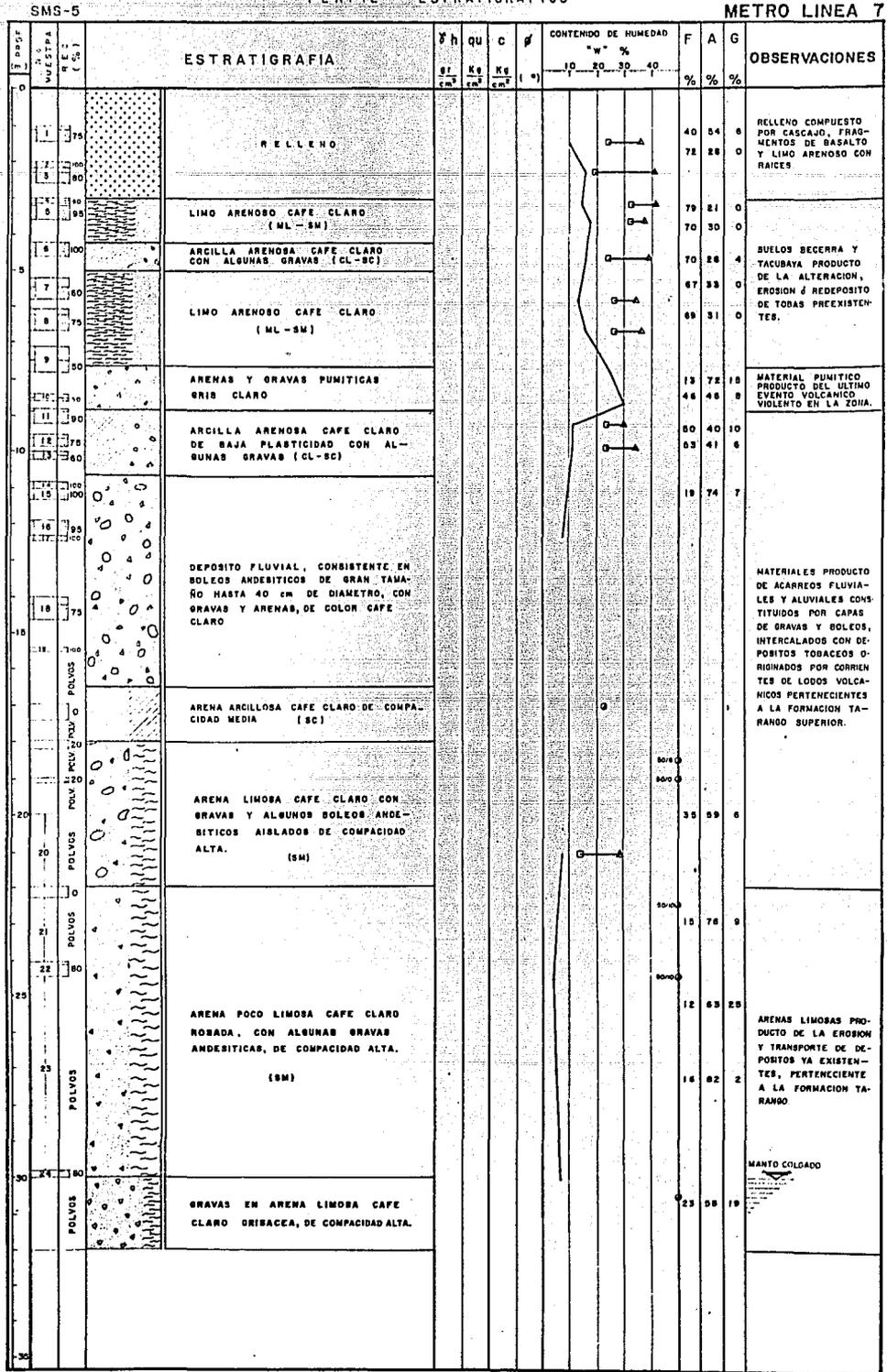
- | | |
|---------|------------------------------|
| ARCILLA | BOLEOS |
| LIMO | ARENA |
| GRAVA | RECUPERACION CON DENISON |
| | RECUPERACION CON TUBO SHELBY |



FIG. 4. 1

SONDEO MIXTO No. 5
PERFIL ESTRATIGRAFICO

METRO LINEA 7



SIMBOLOGIA :

- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- BOLEOS
- RECUPERACION CON DENISON
- RECUPERACION CON TUBO SHELBY

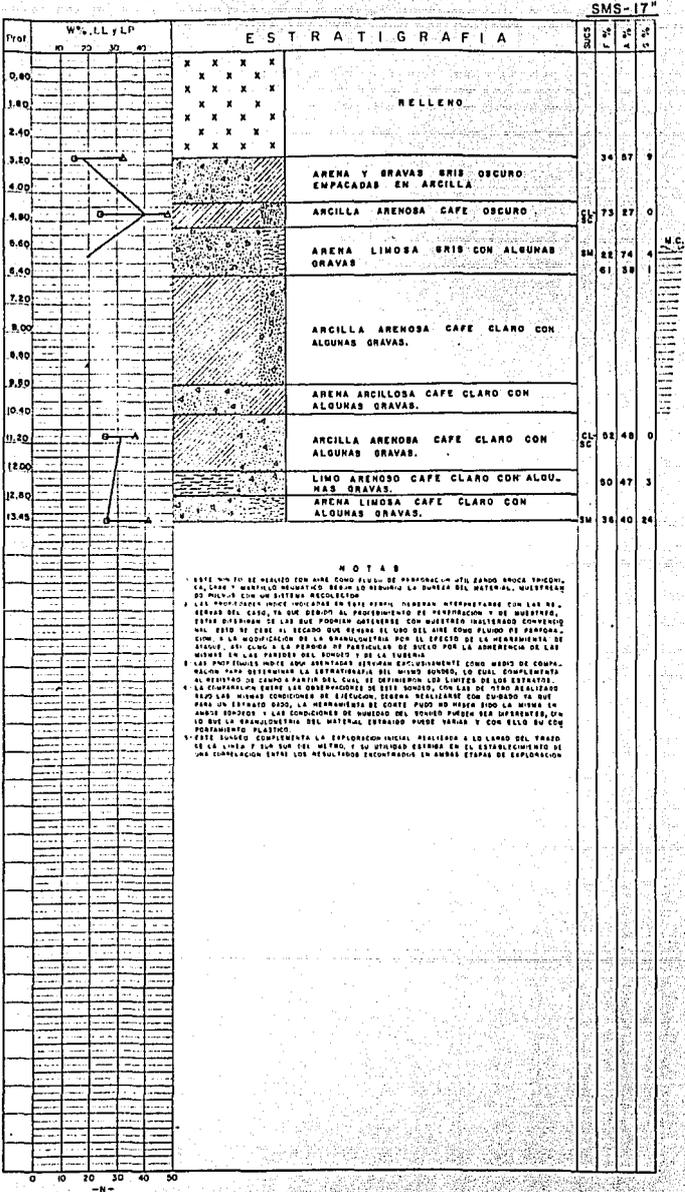
-N-
O-N- NUMERO DE GOLPES



FIG. 4.2

SONDEO DE MUESTREO SELECTIVO

OBRA: METRO LINEA 7 SUB SUR UBICACION: AV. REVOLUCION ESQ. REY CUAUHTEMOC
 FECHA DEL SONDEO: MAYO-1986 COTA DEL BROCAL: 2278.770 m. s. n. m.



NOTAS

- ESTE SONDEO SE REALIZO CON ANE COMO PUNTO DE REFERENCIA EN EL BRINCO INICIAL, SE USO UN MANTILLO ELASTICO SEGUN EL METODO DE BATES DEL MATERIAL, MUESTREO 50 ML x 3 CON UN BOTARRA RECOLECTOR.
- LOS MUESTREOS INICIALES DE ESTE SONDEO, NO SEAN INTERPRETADOS CON LAS RESULTADOS DEL CASO, YA QUE DEPENDO AL PROCEDIMIENTO DE PERFORACION Y DE MUESTREO, ESTAS MUESTRAS SI LAS HUBIERAN OBTENIDAS CON MUESTRO MANTENIDO CONVENIO AL ESTO SE CIERA EL SEGUNDO QUE SE HIZO EL USO DEL ANE COMO FLUIDO DE PERFORACION, COMO A LA MODIFICACION DE LA GRANULOMETRIA POR EL EFECTO DE LA MARCHA DEL SONDEO, ASI COMO A LA PERDIDA DE PARTICULAS DE BUELO POR LA ASERTECIMA DE LAS MUESTRAS EN LAS PARTES DEL SONDEO Y DE LAS TUBERIAS.
- LAS PRUF FUNDAS MAS ADVANTAJAS ESTAN ESPECIALMENTE COMO MUESTRAS DE COMPACTACION PARA DETERMINAR LA ESTRATIGRAFIA DEL MANTO SONDEO, LO CUAL COMPLEMENTA EL RESULTADO DE CAMPO PARTIR DEL CUAL SE DEFINIRAN LOS LIMITES DE LOS ESTRATOS.
- LA COMPARACION ENTRE LAS OBSERVACIONES DE ESTE SONDEO, CON LAS DE OTRO SONDEOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE EJECUCION, DEBERA REALIZARSE CON CUIDADO YA QUE PARA UN ESTADO DADO, LA MARCHA DEL SONDEO PUEDE SER MUY DIFERENTE EN LOS ANOS SONDEOS Y LAS CONDICIONES DE MUESTRO DEL SONDEO PUEDE SER DIFERENTE, LO LO QUE LA TRANSCURSION DEL MATERIAL ESTRAIDADO PUEDE VARIAR Y CON ELLO SU COMPORTAMIENTO PLASTICO.
- ESTE SONDEO COMPLEMENTA LA EXPLORACION INICIAL REALIZADA A LO LARGO DEL TRAZO DE LA LINEA Y SU SON DEL METRO, Y SU UTILIDAD ESTARA EN EL ESTABLECIMIENTO DE UNA CORRELACION ENTRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN AMBAS ETAPAS DE EXPLORACION.

W, Contenido de humedad (%) F%, Porcentaje de finos
 LL, Límite Líquido (%) A%, Porcentaje de arena
 LP, Límite Plástico (%) G%, Porcentaje de grava
 IP, Índice de Plasticidad (%) N- Número de golpes
 M.C. Manlo Colgado

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

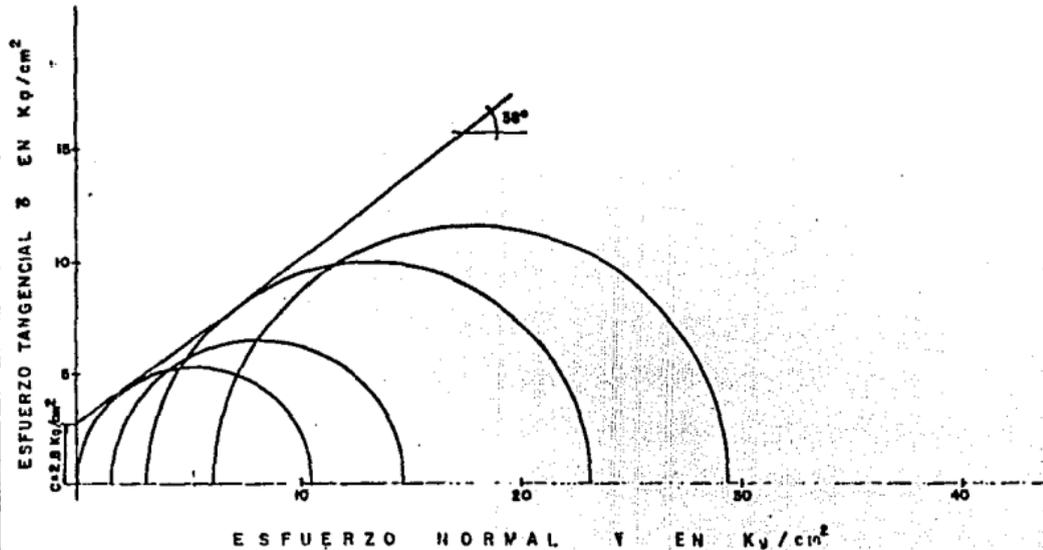
Fig.
9.9

OBRA: METRO LINEA 7 SUR SUR

LOCALIZACION: AV. REVOLUCION Y DR. GALVEZ

Coleado: P.C.A.-2 Prof. 15.0 m W: 7 % γ_h : 1.27 ton/m³ Q_u : 10.81 Kg/cm² σ_{1c} : 74.14.84
VERTICAL σ_{1c} : 53.47.0

$\bar{\sigma}_3$ en Kg/cm ²	1.5	3.0	6.0	$C = 2.8$ Kg/cm ²
$\bar{\sigma}_1$ en Kg/cm ²	14.73	23.07	29.27	$\theta = 38^\circ$



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
4.10

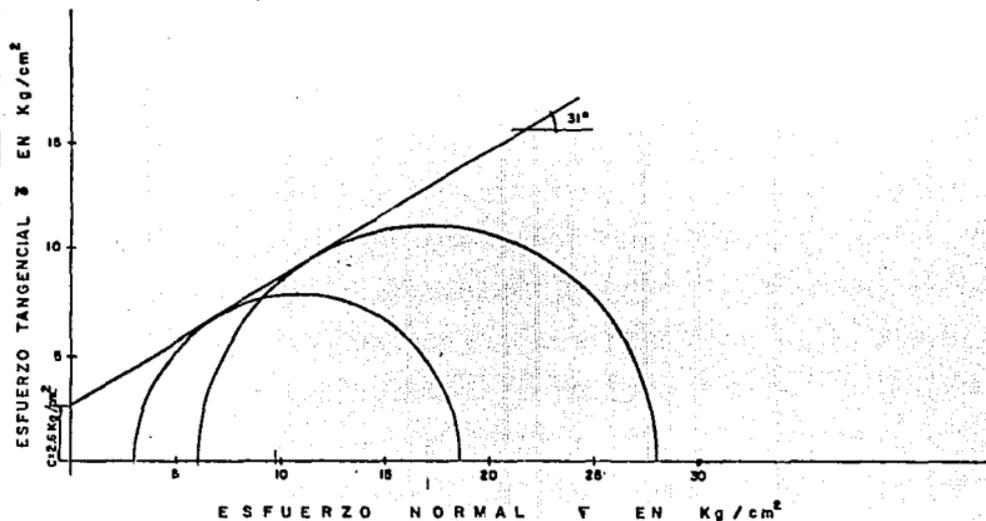
OBRA: METRO LINEA 7 SUR SUR

LOCALIZACION: CIRCUITO ESTADIO C. U.

Sondeo: POZO 4 Prof. 14.00 m W: 20 % γ_h : 1.453 ton/m³ q_u : Kg/cm² ENC. 1% 2% 5%
 HORIZONTAL 0.50, 0.66, 27, 17

$\bar{\sigma}_3$ en Kg/cm² 3.0 6.0 $c = 2.6$ Kg/cm²

$\bar{\sigma}_1$ en Kg/cm² 18.55 27.87 $\phi = 31^\circ$



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

119
7-11

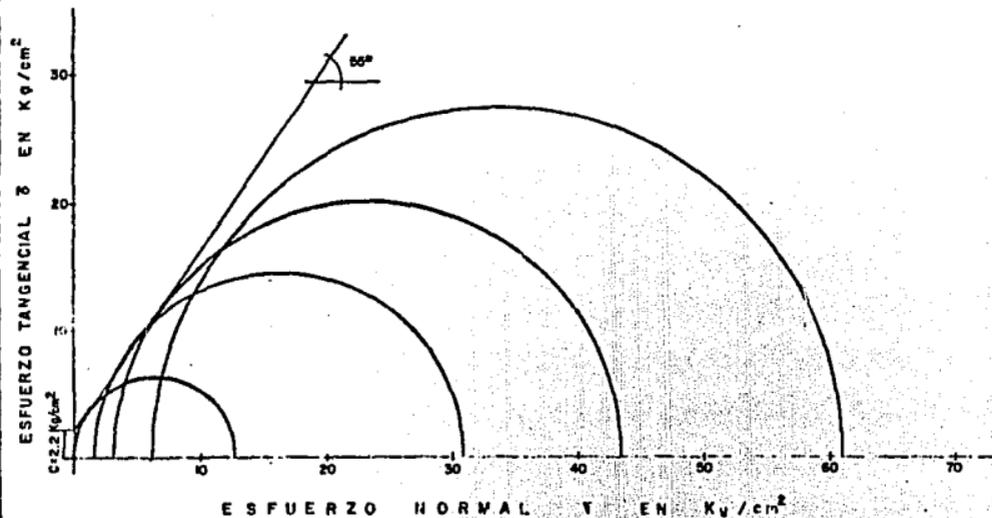
OBRA: METRO LINEA 7 SUR SUR

LOCALIZACION: AV. REVOLUCION Y ALTAVISTA

Condeo: P.C.A.-I Prof. 8.0 m W: 15 % γ : 1.74 ton/in³ Qu: 12.60 Kg/cm² LUCS 1% 1% 6%
SC 44 55 1

VERTICAL

\bar{V}_3 en Kg/cm ²	1.5	3.0	6.0	$c = 2.2$ Kg/cm ²
\bar{V}_1 en Kg/cm ²	30.95	43.60	61.23	$\phi = 85^\circ$



ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL

Fig
4.12

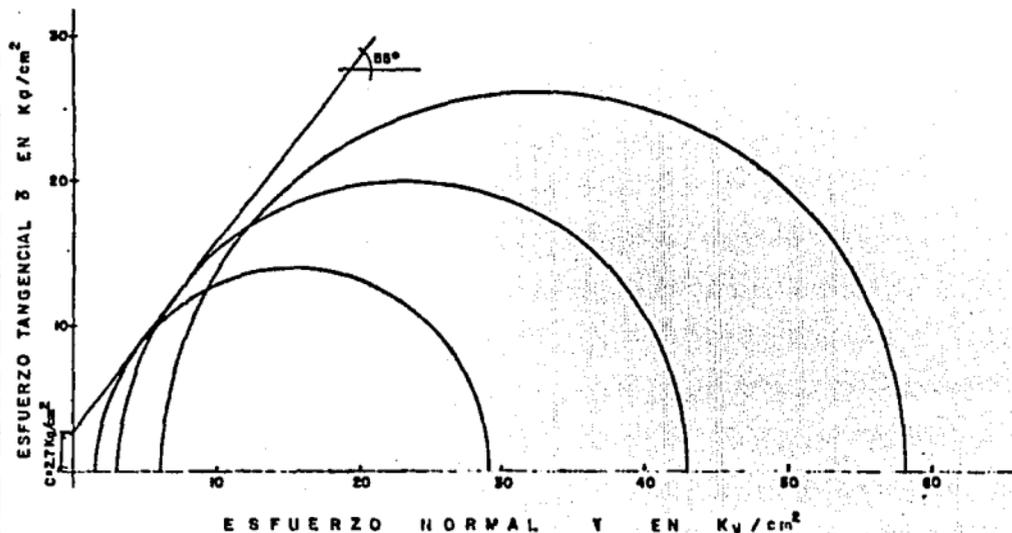
OLRA: METRO LINEA 7 SUR SUR

LOCALIZACION: AV. REVOLUCION Y DR. GALVEZ

Loteo: P.C.A.-2 Prof. 4.00 m W: % δ^h 1.6 ton/m³ Qu: Kg/cm² M.L.S.M.

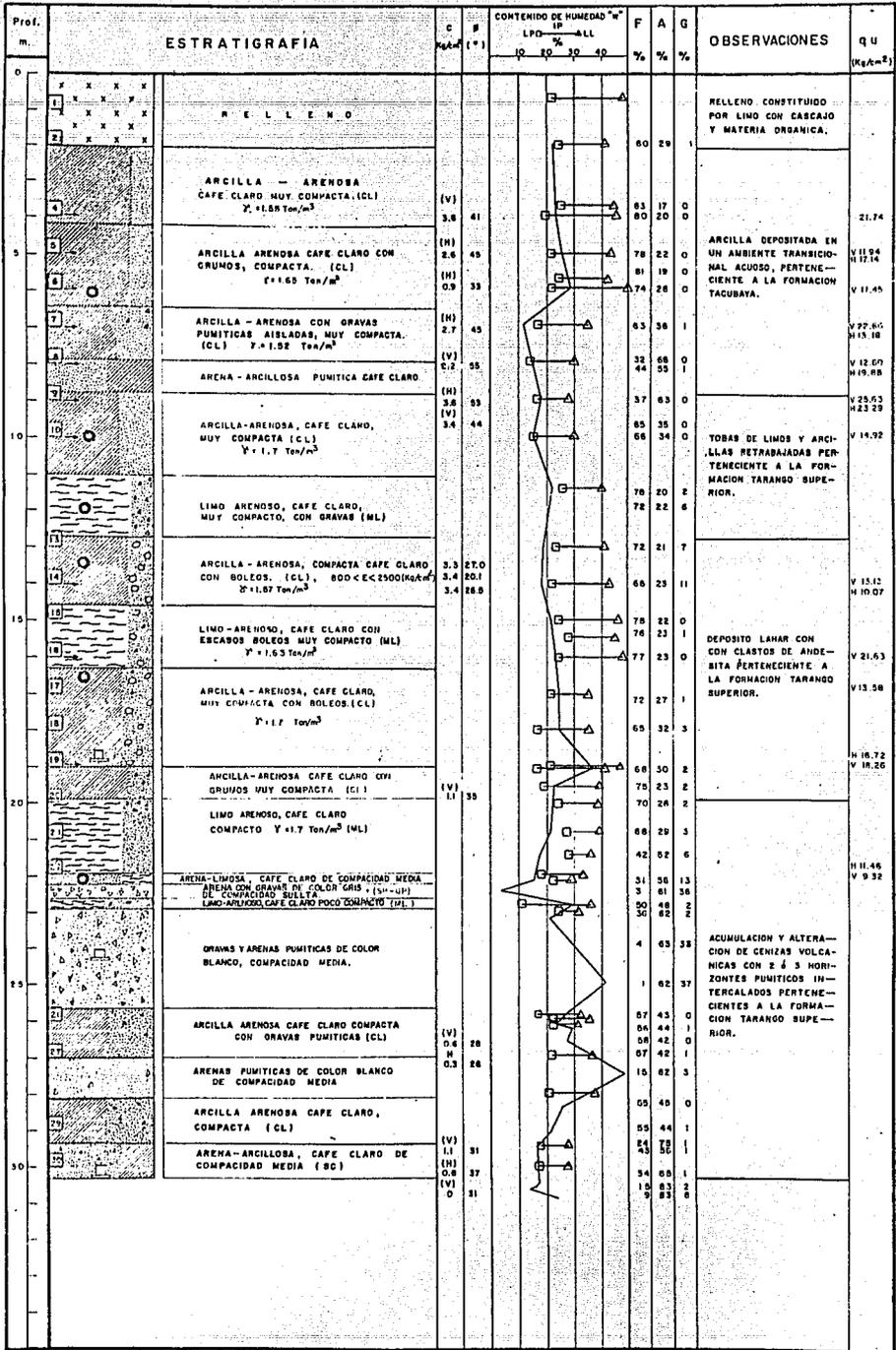
VERTICAL

$\bar{\sigma}_3$ en Kg/cm ²	<u>1.5</u>	<u>3.0</u>	<u>6.0</u>	$C = 2.7$ Kg/cm ²
$\bar{\sigma}_1$ en Kg/cm ²	<u>29.284</u>	<u>43.266</u>	<u>38.629</u>	$\phi = 55^\circ$



POZO A CIELO ABIERTO N° 1
PERFIL ESTRATIGRAFICO

METRO LINEA 7



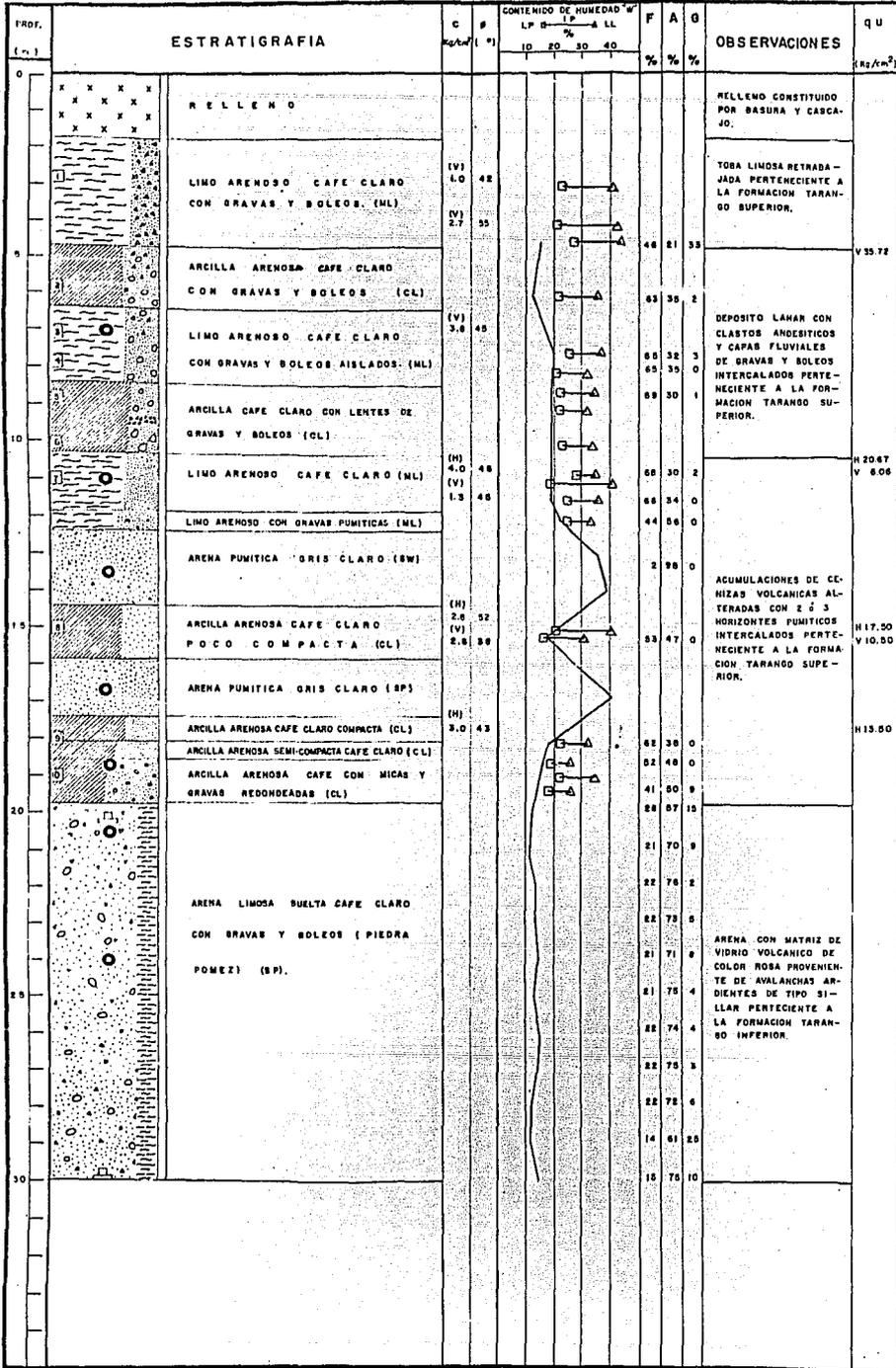
SIMBOLOGIA:

- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- ORAVA
- BOLEOS
- RESTOS ARQUEOLOGICOS
- PRUEBA DE PLACA (VERT.)
- MUESTRA CUBICA
- PRUEBA DE PLACA (HOR.)
- MEDICIONES CON PIEZOMETRO
- ETAPAS DE RECUBRIMIENTOS CON CONCRETO Y MALLA
- SIN RECUBRIMIENTO

FIG. 4. 13

POZO A CIELO ABIERTO Nº 2
PERFIL ESTRATIGRAFICO

METRO LINEA 7



SIMBOLOGIA:

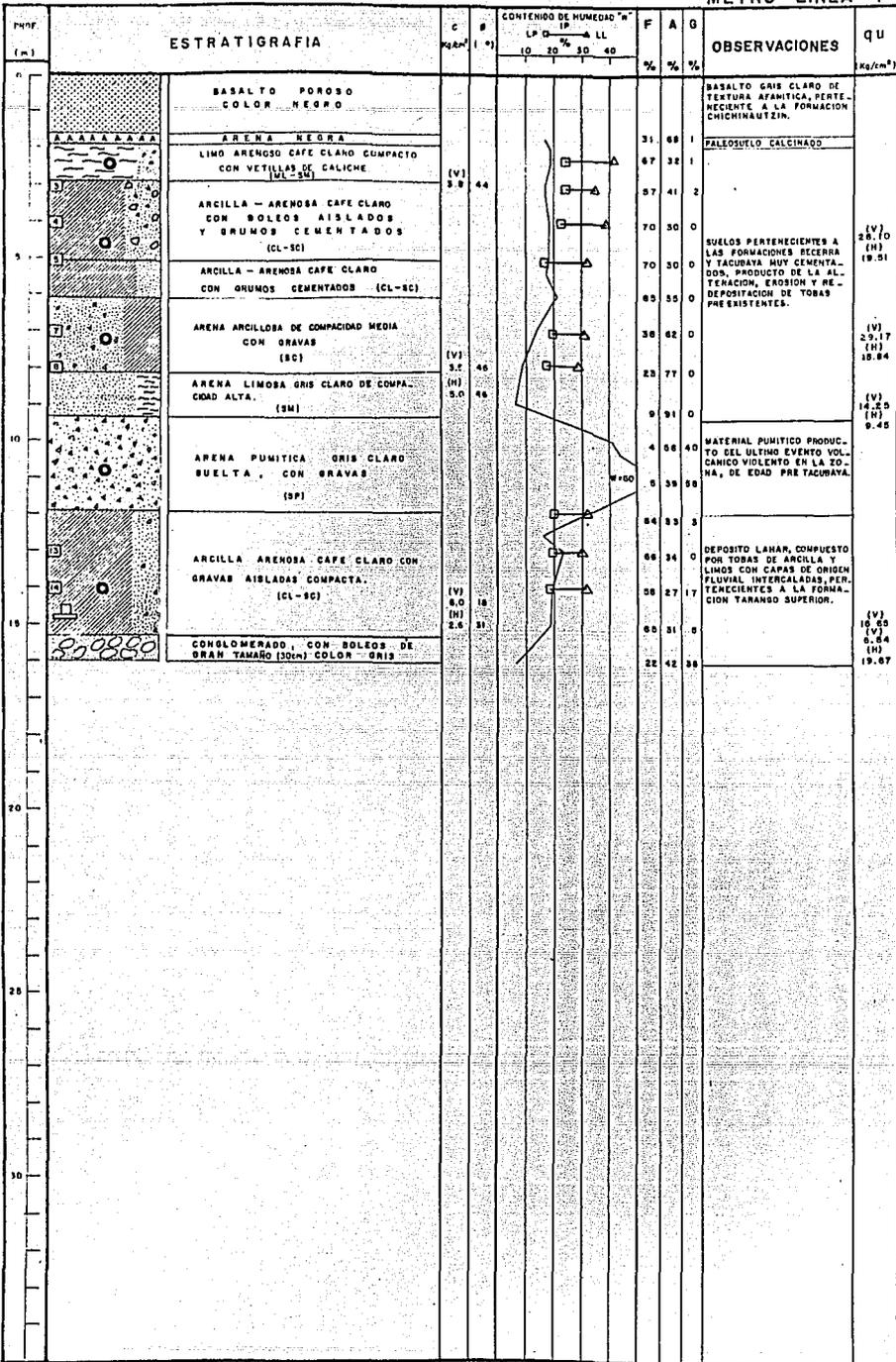
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- BOLEOS
- RESTOS ARQUEOLOGICOS
- PRUEBA DE PLACA (VERT.)
- MUESTRA CUBICA
- PRUEBA DE PLACA (HOR.)
- MEDICIONES CON PENETROMETRO
- ETAPAS DE RECUBRIMIENTOS CON CONCRETO Y MALLA
- SIN RECUBRIMIENTO

(cu) MAYOR DE 5.0 Kg/cm²

FIG. 4.14

POZO A CIELO ABIERTO N° 4
PERFIL ESTRATIGRAFICO

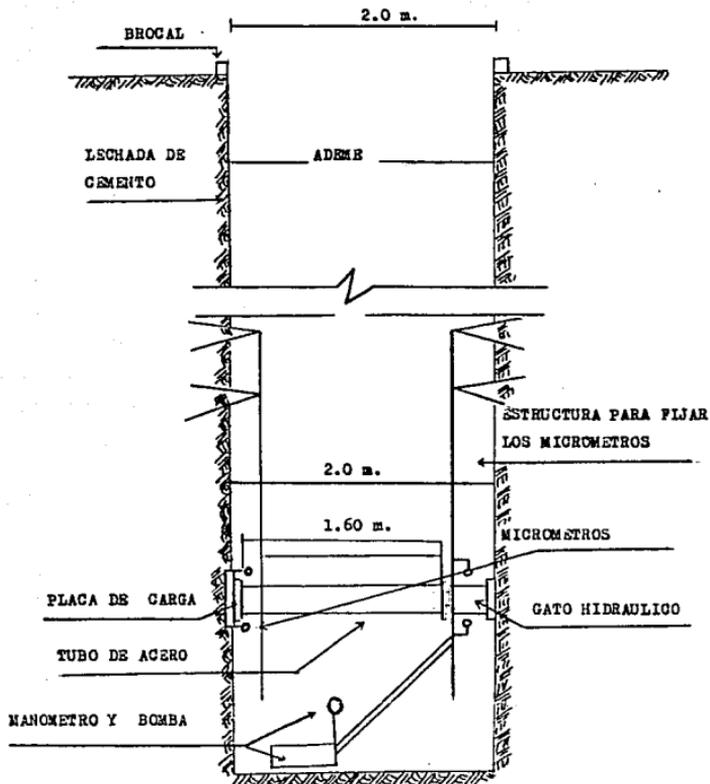
METRO LINEA 7



SIMBOLOGIA:

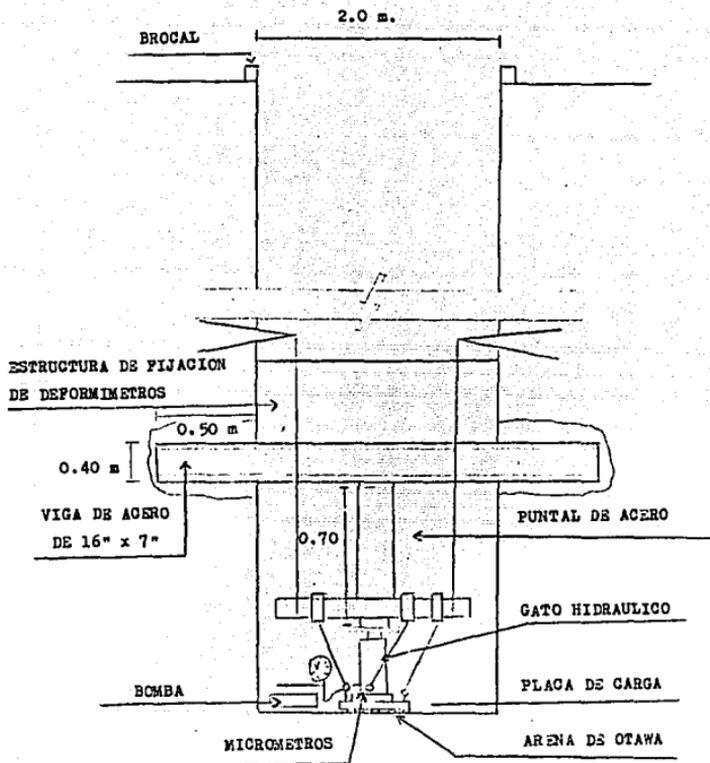
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- BOLEOS
- RESTOS ARQUEOLOGICOS
- PRUEBA DE PLACA (VERT.)
- MUESTRA CUBICA
- PRUEBA DE PLACA (HOR.)
- MEDICIONES CON PENETROMETRO
- ETAPAS DE RECUBRIMIENTOS CON CONCRETO Y MALLA
- SIN RECUBRIMIENTO

FIG. 4.15



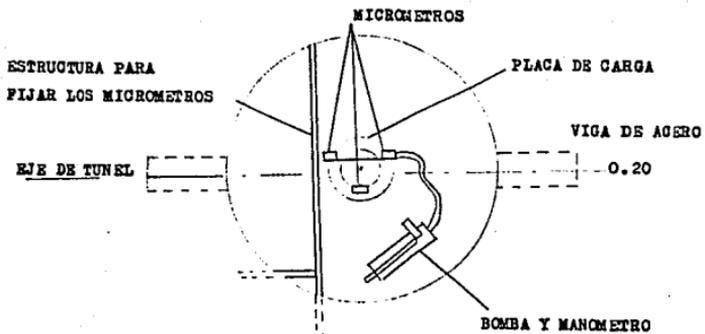
PRUEBA DE PLACA HORIZONTAL

FIG. 4.16

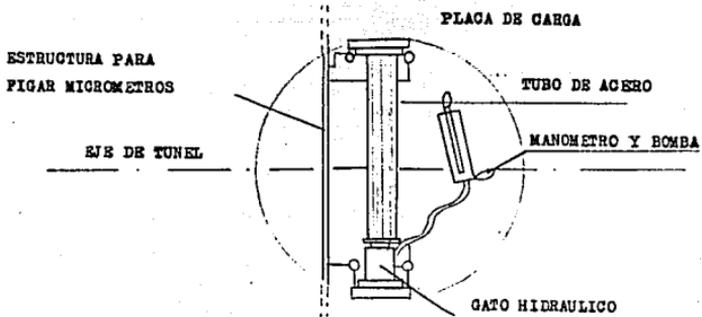


PRUABA DE PLACA VERTICAL

FIG. 4.17



PRUEBA VERTICAL
PLANTA



PRUEBA HORIZONTAL
PLANTA

FIG. 4.18

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 18.90 M.
 CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA CAFE PRUEBA VERTICAL
 CLARO, MUY COMPACTA CON BOLEOS (CL)

MICROMETRO 1

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2° CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
0.0 - 2.6192	3489.450
2.6192 - 5.2385	1150.920
5.2385 - 6.9846	661.59
D E S C A R G A	
3.2385 - 2.6192	8151.09
2.6192 - 0.0	1590.77

MICROMETRO 2

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2° CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
0.0 - 1.7862	1077.53
1.726 - 3.490	1317.84
3.490 - 6.98	407.05
D E S C A R G A	
6.115 - 2.619	5387.48
1.746 - 0.0	1810.59

MICROMETRO 3

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2° CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
0.0 - 2.30	253.69
2.3 - 4.45	165.33
4.45 - 6.72	162.92
D E S C A R G A	
6.77 - 4.23	10436.49
4.23 - 3.383	355.01
3.383 - 1.4	207.79
1.4 - 0.0	164.83

FIG. 4.19

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 18.90

CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA CAPE PRUEBA VERTICAL

CLARO, MUY COMPACTA CON BOLEOS (CL) MICROMETRO # 1

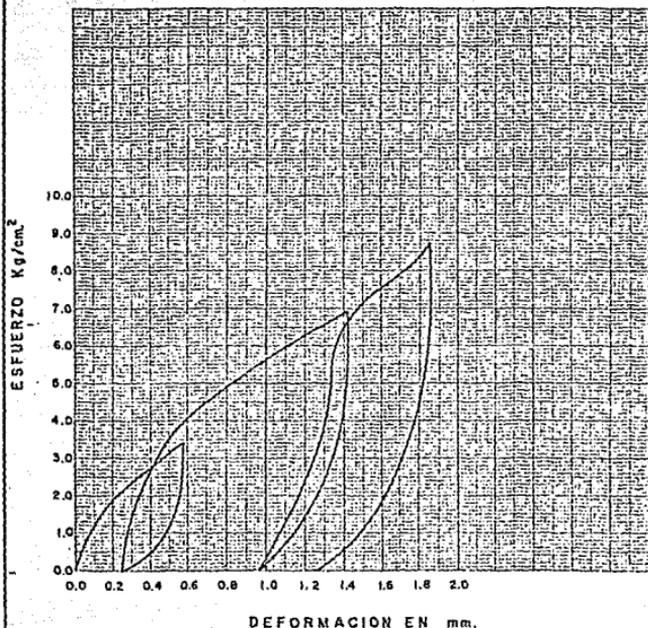


FIG. 4,20

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 18.20 M

CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA CAFE PRUEBA VERTICAL

CLARO, MUY COMPACTA CON BOLEOS (CL) MICROMETRO # 2

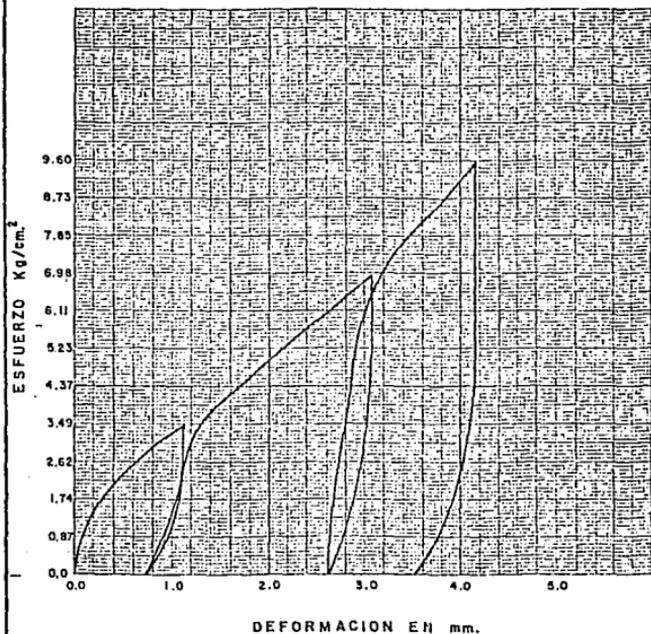


FIG. 4.21

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 18.90 M.

CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA CAFE PRUEBA VERTICAL

CLARO, MUY COMPACTA CON BOLEOS (CL) MICROMETRO # 3

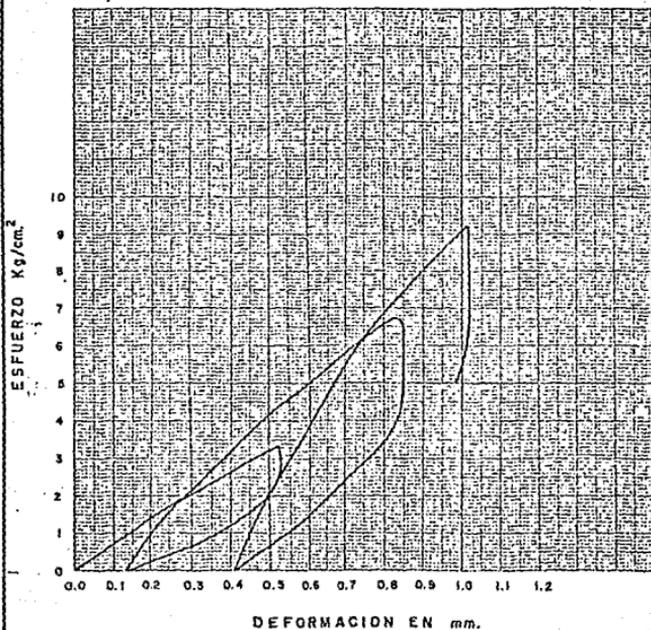


FIG. 4.22

PRUEBA DE PLACA

SONDEO _____ POZO 1' _____ PROFUNDIDAD 10.00 m. _____

CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA _____ PRUEBA HORIZONTAL _____

CAFE CLARO, MUY COMPACTA (CL) _____

MICROMETRO 1

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2° CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
5.263 - 7.018	3624.07
7.018 - 10.527	1905.86
D E S C A R G A	
NO SE REGISTRO RECUPERACION	

MICROMETRO 2

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2° CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
3.509 - 7.018	6597.35
7.018 - 10.527	2786.95
D E S C A R G A	
7.095 - 2.632	6392.89
2.632 - 0.0	2588.13
NO SE REGISTRO RECUPERACION	

MICROMETRO 3

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2° CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
7.018 - 10.527	2587.89
D E S C A R G A	
NO SE REGISTRO RECUPERACION	

FIG. 4.23

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1

PROFUNDIDAD 10.00 M.

CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA

PRUEBA HORIZONTAL

SAFE CLARO, MUY COMPACTA (CL)

MICROMETRO # 2

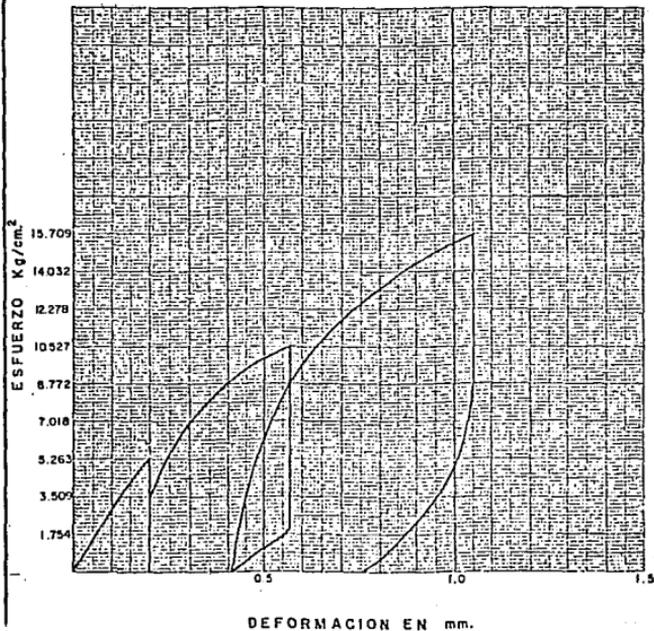


FIG. 4,24

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 10.00 M.

CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA PRUEBA HORIZONTAL

CAFÉ CLARO, MUY COMPACTA (CL) MICROMETRO # 3

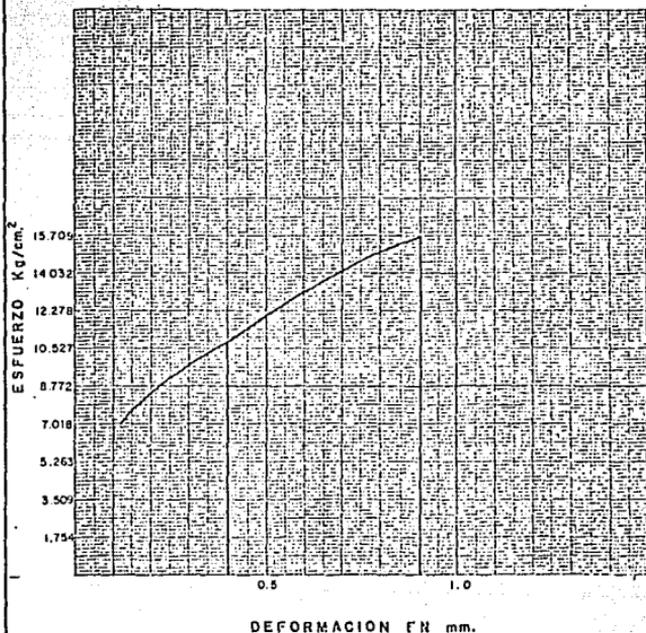


FIG. 4.25

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 10.00 M.

CLASIFICACION ARCILLA ARENOSA PRUEBA HORIZONTAL

CAFE CLARO, MUY COMPACTA (CL) MICROMETRO # 1

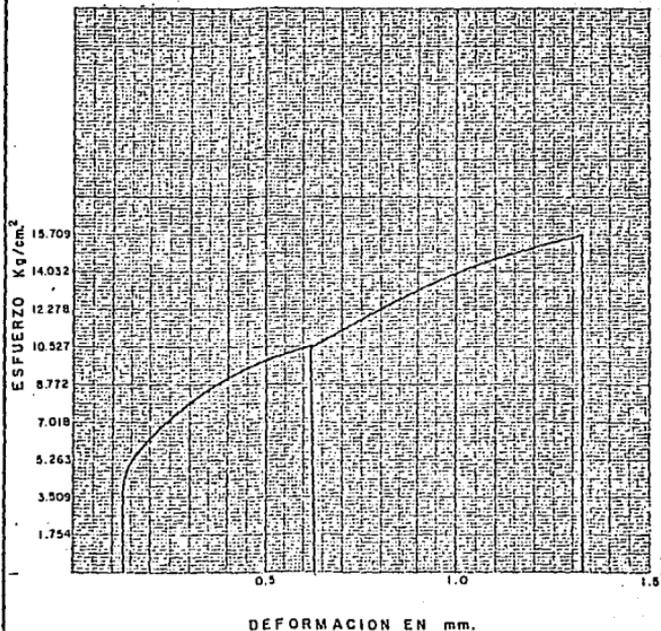


FIG. 4.26

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO 46 I PROFUNDIDAD 24,35

CLASIFICACION GRAVAS Y ARENAS PRUEBA VERTICAL

PUMITICAS DE COLOR BLANCO

MICROMETRO 1

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2º CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
0.0 - 7.018	1073.067
7.018 - 10.527	168.848
D E S C A R G A	
7.018 - 3.509	1746.045
3.509 - 0.0	779.769

MICROMETRO 2

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2º CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
0.0 - 5.263	1997.812
5.263 - 7.018	886.082
7.018 - 10.527	197.603
D E S C A R G A	
10.527 - 5.263	3206.537
5.263 - 0.0	893.758

MICROMETRO 3

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²	MODULO DE DEFORMABILIDAD 2º CICLO Kg/cm ²
C A R G A	
0.0 - 7.018	992.614
7.018 - 10.527	172.690
D E S C A R G A	
10.527 - 7.018	4237.477
7.018 - 0.0	1035.0

FIG. 4.27

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 24.35 M.
CLASIFICACION GRAVAS Y ARENAS PRUEBA VERTICAL
PUMITIAS DE COLOR BLANCO MICROMETRO # 1

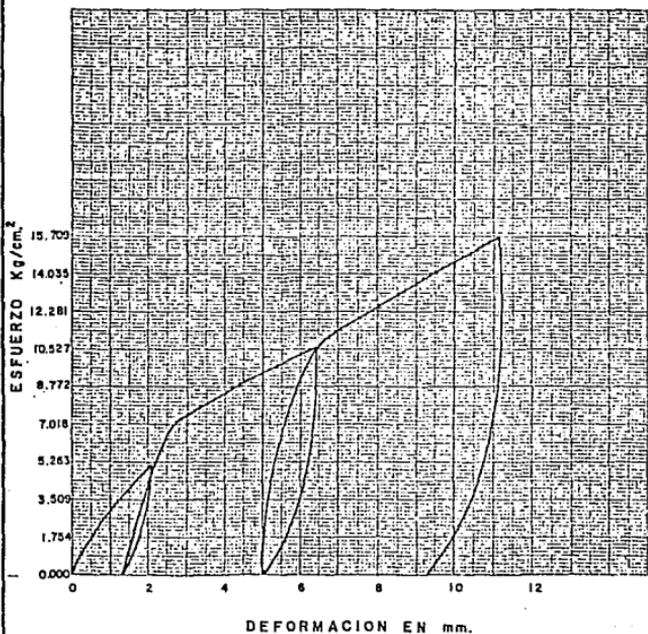


FIG. 4.28

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 24.35 m
CLASIFICACION GRAVAS Y ARENAS PRUEBA VERTICAL
PUMITICAS DE COLOR BLANCO MICROMETRO # 2

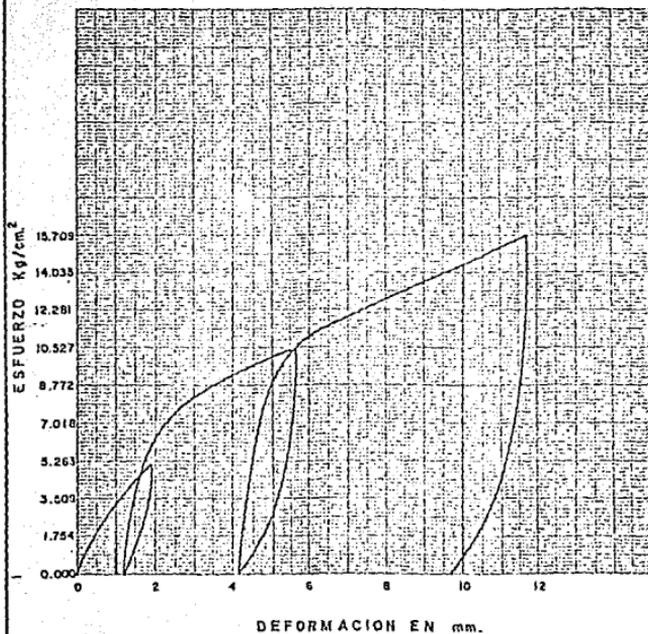


FIG. 4.29

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 1 PROFUNDIDAD 24.35 M.
CLASIFICACION GRAVAS Y ARENAS PRUEBA VERTICAL
PUMITICAS DE COLOR BLANCO MICROMETRO # 3

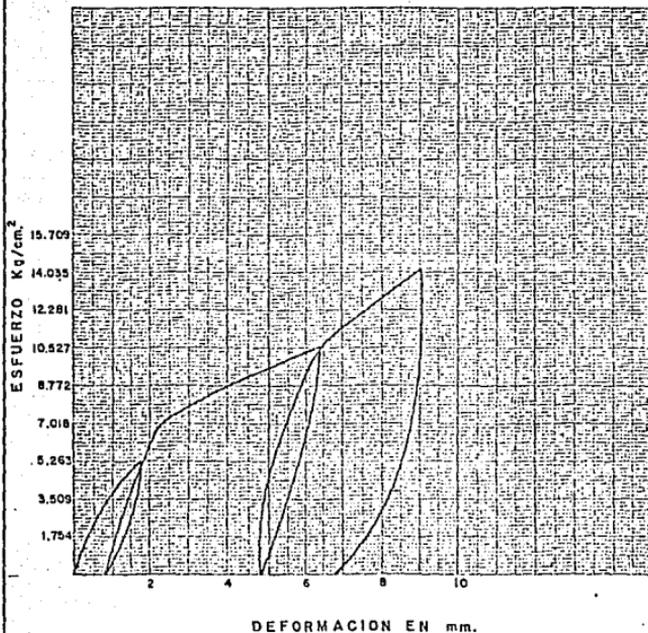


FIG. 4.30

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO 2 PROFUNDIDAD 6.90 m.

CLASIFICACION LIMO ARENOSO CAFE PRUEBA HORIZONTAL

CLARO, CON GRAVAS Y BOLEOS AISLADOS (ML)

MICROMETRO 1

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²		MODULO DE DEFORMABILIDAD 2º CICLO Kg/cm ²
C A R G A		
3.509 - 7.018		9 057.610
7.018 - 10.527		6 038.404
D E S C A R G A		
1.754 - 0.0		6 587.350

MICROMETRO 2

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²		MODULO DE DEFORMABILIDAD 2º CICLO Kg/cm ²
C A R G A		
5.253 - 10.527		4 435.98
D E S C A R G A		
1.754 - 0.0		5174.30

MICROMETRO 3

RANGO DE PRESIONES Kg/cm ²		MODULO DE DEFORMABILIDAD 2º CICLO Kg/cm ²
C A R G A		
1.754 - 5.253		31 804.710
5.253 - 10.527		3 980.990
D E S C A R G A		
3.505 - 1.754		1784.240
1.754 - 0.0		897.691

FIG. 4.31

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 2 PROFUNDIDAD 6.90 M.
CLASIFICACION LILO ARENOSO, CAFE PRUEBA HORIZONTAL
CLARO, CON GRAVAS Y BOLEDOS AISLADOS (ML) MICROMETRO No. 1

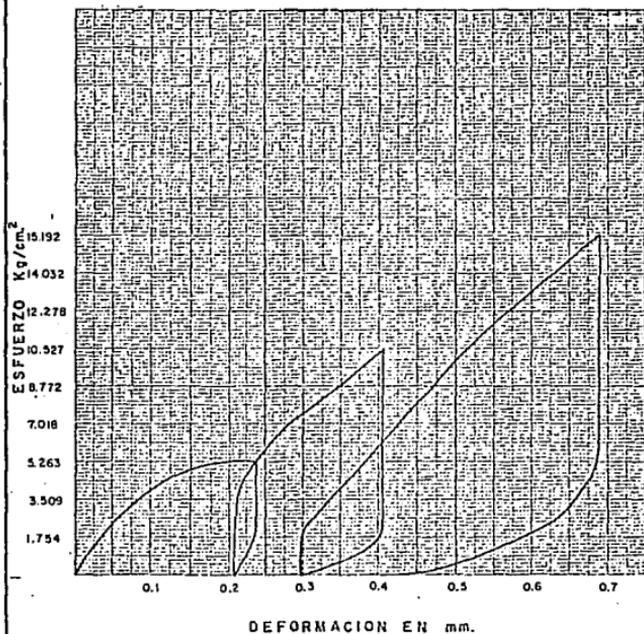


FIG. 4.32

PRUEBA DE PLACA

SONDEO POZO # 2 PROFUNDIDAD 6.90 M

CLASIFICACION LIMO ARENOSO - CALE PRUEBA HORIZONTAL

CLARO, CON GRAVAS Y BOLEOS AISLADOS (M) MICROMETRO No. 2

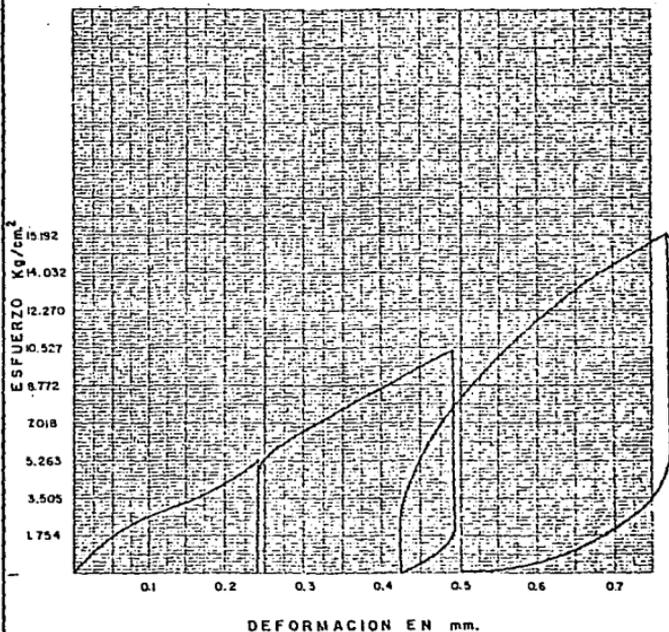


FIG. 4.33

V. PROPIEDADES INDICE Y ESTRATIGRAFIA

Con los diversos perfiles estratigráficos individuales se construyó el perfil estratigráfico a lo largo del trazo del tramo de la línea correspondiente del metro, éste aunado al análisis de los resultados de las pruebas de laboratorio, sirvió de base para la descripción estratigráfica y geológica ver fig. 5.1 ,5.2 ,5.3 ,5.4 .

De acuerdo a la estratigrafía encontrada se dividió - la zona en estudio en dos tramos:

- + Muro Tapón -----Estación San Angel
- + Estación San Angel-----Estación Estadio Olimpico.

Tramo Muro Tapón - Estación San Angel.

A partir del nivel de la superficie del terreno natural hasta 2.0 m. de profundidad se encuentra un relleno artificial constituido, por cascajo y restos de materia orgánica. En el cruce con el Río Chico y el Río San Angel el relleno llega a tener 5.0 m.de espesor.

Para la descripción de las siguientes formaciones en -
lo que se refiere a las profundidades en que aparecen es con-
veniente observar el perfil estratigráfico indicado en la fig
(5.1) debido a que entre los sondeos S.R.P. 25" y S.R.P. 26";
se localiza una falla geológica, y por consecuencia la profun-
didad de estas formaciones geológicas es variable en el tramo
en estudio.

Formacion Tacubaya.

Compuesta por una toba arcillosa café claro de origen
lacustre con aparición en ella de lentes limo- arenosos.

El contenido natural de agua es variable de 15% a 30%,
aunque se presentan valores extremos mínimos de 8% y máximo
44% predominado este último valor en la cercanía al Río San
Angel y al Río Chico. Se encontraron zonas muy marcadas, en
las cuales el contenido natural de agua acusa una clara ten-
dencia a incrementarse con respecto a su valor en el resto -
de este depósito. Estas zonas se detectaron entre los 8.0 y
9.0 m.

Por su parte el peso específico relativo de sólidos es es promedio (2.4) y la relación de vacíos menor a 1.0 (en promedio 0.65).

En cuanto a la resistencia al esfuerzo cortante se efectuaron pruebas de compresión simples y triaxial rápida. la resistencia a la compresión simple fue en promedio de 13 kg/cm² en tanto que el valor de la cohesión obtenido en pruebas triaxiales rápidas en material no saturado fue de 3.7 kg/cm² y un ángulo de fricción interna de 35°, un módulo de deformabilidad horizontal de 5500 kg/cm² y uno vertical de 3500 kg/cm², una relación de Poisson de 0.26.

Los resultados de las pruebas de compresión simple así como las pruebas triaxiales denotan que se trata de suelos de consistencia firme a muy firme.

Subyace una formación limosa (Toba Limosa) con un espesor variable a lo largo del tramo, con un contenido natural de agua que varía entre los 18% y 30%. En lo que respecta al peso específico relativo de sólidos es en promedio 2.35 y una relación de vacíos menor a 1.

Los parámetros de resistencia de esta formación se encuentran indicados en las tablas I y II.

Abajo de la formación antes detallada se encuentra la formación llamada tarango, que se divide en dos capas, una superior y otra inferior.

Formación Superior: Se caracteriza principalmente por tener horizontes de arena púmitica, que debido a las exigencias del proyecto se tuvo especial cuidado en determinar su profundidad. En estos estratos se efectuaron pruebas de penetración estándar, las cuales al correlacionar el número de golpes, se estimó un ángulo de fricción interna de 38° , estos horizontes se encuentran divididos por estratos de arcilla arenosa de consistencia firme.

Formación Inferior: Compuesta por estratos de arena rosada de compacidad media, arcilla arenosas y limos arenosos de consistencia firme.

Las propiedades de estas formaciones se indican en las tablas I y II.

Dadas las condiciones del proyecto y considerando que si durante la construcción se llegase a romper alguna tubería conductora de agua y que por consecuencia el material aumentase su humedad se realizaron pruebas tratando de reproducir estas condiciones, para ello se procedió a aumentar el contenido de agua, en muestras inalteradas de suelo, mediante capilaridad que se sometieron a pruebas triaxiales rápidas (uu).

Se observó en los resultados que la cohesión se mantuvo igual y al ángulo de fricción interna se redujo en un 50%. Lo cual puede interpretarse que no se logró la saturación.

Tramo Estación San Angel --- Estación Estadio Olimpico

A partir del nivel de la superficie del terreno natural hasta 4.0 m. de profundidad se encuentra un relleno artificial constituido, por materiales heterogéneos.

Formación Chichinautzin.

Colada Superior. Constituida por basalto gris claro de textura afanítica, con fraturamiento moderado.

Colada Inferior. Constituida por basalto vesicular, -- gris claro, rojiso de textura afanítica, con fracturamiento intenso en la parte alta. Tiene un espesor de 8.0 a 22.0 m.

Formación Becerra y Tacubaya.

Compuesta por tobas, cafe claro de compacidad media a alta con gravas y bolecos aislados. En la cima presenta abundantes vetillas de caliche. Tiene un espesor de 0.0 a 6.0m.

Formación Tarango Superior.

Miembro limoso. Compuesta por un limo arenoso cafe claro de consistencia media a dura. Tiene un espesor de 0.0 a - 4.0 m.

Miembro clasico. Mezcla de arenas, limos y arcillas de consistencia variable con presencia de dos capas con gravas y boleas andesiticos, alguna de gran tamaño (hasta 1.50 m de diámetro), tiene un espesor de 6.0 a 18.0 m.

Miembro púmitico. Tobas volcánicas de color cafe claro de consistencia media dura con intercalación de dos horizontes púmiticos y una arena limosa rosada y gris claro. Tiene un espesor de 8.0 a 13 m.

Formación Tarango inferior. Compuesta por una arena limosa rosada de compacidad media, con algunas gravas púmiticas y andesiticas.

Los valores de las propiedades índice y mecánicas son

muy similares a las del primer tramo.

Los parámetros de resistencia se encuentran indicadas
en las tablas I y II.

VI.- INSTRUMENTACION.

VI.1 Objetivo de la instrumentación en túneles.

El diseño de cavidades subterráneas tales como túneles, conductos y cavernas en suelos blandos, firmes y macizos rocosos, era hasta hace poco cuestión solo de la experiencia. En las últimas décadas han aparecido métodos de investigación de campo y técnicas de medición sistematizadas, así como nuevos métodos de cálculo que proporcionan valiosos elementos para el diseño, conduciendo estructuras subterráneas más seguras, económicas y funcionales.

En cuanto a las técnicas de medición en túneles puede afirmarse que tienen la finalidad de conocer y resolver la problemática que existe en el diseño y al final de cuentas en la construcción de túneles y ello implica entre otros aspectos el diseño, o fabricación y el uso de los diversos instrumentos.

Se han externado un buen número de razones que fundamen

ESTRATIGRAFIA IDEALIZADA
tramo muro tapon av. la paz

Descripción	ϕ (o)	c (kg/cm ²)	Ev (kg/cm ²)	Eh (kg/cm ²)	qu (kg/cm ²)	v	Y (T/m ³)
relleno							1.7
Arcilla compacta	30	4.8	2660	4285	11.94	0.30	1.6
Arcilla arenosa compacta	37	4.5	3300	7330	12.60	0.23	1.7
arena arcillosa compacta	47	5.0	3330	2800	13.00	0.24	1.6
Arcilla arenosa compacta	35	2.8	3600	5000	14.92	0.23	1.7
Limo arenoso (ML)	21	2.7	2928	3500	14.00	0.25	1.6
Arcilla arenosa compacta con boleros	27	3.4	2500	2800	13.13	0.23	1.7
Limo arenoso (ML)	45	3.8	3706	4500	21.63	0.22	1.4
Arcilla arenosa muy compacta	32	4.5	2500	2800	18.26	0.23	1.7
Limo arenoso muy compacto	35	2.6	2372	3884	17.52	0.23	1.4
Arena	40	4.5	4310	3400	13.00	0.24	1.6
Gravas y arenas pumíticas de cascabilidad	38	0	4314	3400		0.23	1.4
Arcilla arenosa	33	3.7	2607	3084	21.32	0.23	1.3
Arena pumítica	38	0	4314	3400		0.23	1.4
Arcilla arenosa compacta	29	4.8	3112	3167	19.85	0.23	1.5

TABLA I

ESTRATIGRAFIA IDEALIZADA
tramo av. la paz-Est. san angel

Ø (ø)	c kg/cm ²	descarga				ν	γ' T/m ³	carga		prof. m
		Ev kg/cm ²	En kg/cm ²	qu kg/cm ²	Ev kg/cm ²			En kg/cm ²		
						1.70				0
30	3.6	2660	4280	12	0.31	1.73	2270	4500		5
37	4.5	3300	7330	12.6	0.26	1.70	3080	6250		
47	2.0	3300	2800	13.0	0.25	1.55	2000	4200		
35	2.8	3600	5500	75.0	0.26	1.72	3600	5250		10
21	2.7	2950	3500	14.0	0.26	1.64	2800	3000		
27	3.4	2500	2800	13.0	0.26	1.67	2500	2700		
45	3.6	3700	4500	21.6	0.26	1.64	3630	3500		15
32	4.5	4550	6400	13.6	0.26	1.76	3140	2750		
35	1.1	2370	3880	9.3	0.26	1.61	2000	3000		20
38	0	3200	3620		0.25	1.6	2000	3500		
38	0	3200	3620		0.25	1.4	2000	1200		25
23	0.4	1075	1270	21.3	0.26	1.54	1000	1200		
38	0	1330	1500		0.25	1.4	1300	1800		
31	0.8	3450	4000	13.8	0.26	1.43	2870	2300		30

TABLA II

tan la necesidad y la conveniencia de realizar mediciones en túneles algunas con mayor importancia en casos particulares; éstas razones se pueden agrupar en:

1.- Registrar el comportamiento mecánico que acusa la frontera dejada por excavación, lo que a su vez implica conocer el comportamiento de la masa de material en que se hace el túnel, es decir las variaciones en sus esfuerzos y deformaciones y así mismo se requiere conocer las fuerzas que se generan en los elementos estructurales que se utilizan para estabilizar la oquedad creada.

2.- Avanzar en el conocimiento del comportamiento de este tipo de obras para que con bases en él, se pueda generar una más eficiente y eficaz ingeniería de túneles.

VI.2 Aspectos fundamentales en la instrumentación.

La importancia práctica de las mediciones sistemáticas mencionadas antes depende de hasta qué grado sus resultados pueden influir en el mejoramiento del procedimiento constructivo; ésto se puede ilustrar de la siguiente manera:

En el caso de un túnel excavado con escudo y soportado por dovelas. La observación de las deformaciones de la sección transversal del túnel, del terreno circundante y de las que ocurran en la superficie libre del terreno, tienen por objeto, principalmente verificar el comportamiento estructural del revestimiento del túnel respecto al diseño considerado, así como el controlar el procedimiento constructivo. De ésta forma es posible detectar anomalías que pudieran presentarse durante el relleno del hueco que queda según el procedimiento de construcción, entre las dovelas y el terreno natural o las que se ocasionan por el soporte inadecuado del frente de excavación.

Resulta conveniente recalcar que un programa amplio de mediciones, permite al ingeniero tener una mayor información sobre el comportamiento de la obra y por ende tomar con mayor seguridad decisiones que le lleven a generar una obra con mayor calidad ingenieril.

La instrumentación debe de ser práctica común, en las obras ingenieriles importantes, y es conveniente plantear un programa de instrumentación de tal modo que las magnitudes que se desea medir sean obtenidas no sólo de un instrumento

ó de una ubicación de él, sino que sean derivadas de ubicaciones múltiples de un mismo tipo de instrumento para que - sirvan de comprobación, o bien de instrumentos de diferente naturaleza, que de manera directa e indirecta nos permiten - comprobar los resultados derivados de otro tipo de ellos.

Los mejores resultados de la instrumentación se obtienen cuando se usan los instrumentos más adecuados y también cuando éstos se instalan en la mejor forma posible. En cuanto a deficiencias en la instrumentación se pueden mencionar los siguientes aspectos: manejo, colocación, lectura e interpretación. Ya que todo parece indicar que la instrumentación conduce a obtener ventajas económicas, a mejorar las - condiciones de seguridad y poder así garantizar la confiabilidad de las estructuras alojadas en excavaciones subterráneas y por lo tanto es una actividad que deberá encontrarse - en los conceptos de proyecto, diseño y construcción de túneles en el futuro.

VI.3 Proceso de toma de decisiones en túneles

Como ya se comentó para lograr una estructura segura,

económica y funcional, el ingeniero tiene que tomar decisiones, y para ello puede y debe apoyarse en la información que le da la instrumentación.

Podemos mencionar algunas características que rigen este proceso:

+ Localización, alineamiento, forma y tamaño de la excavación.

+ Método de excavación, tanto transversalmente como longitudinalmente.

+ Sistemas de soporte, temporal y definitivo.

+ Eliminación de agua, mejoramiento del terreno etc.

Los criterios técnicos (ver fig. 6.1) para tomar decisiones correctas pueden partir de la decisión en cuanto a seguridad que se requiere tenga la excavación tanto durante el desarrollo de ésta como a través de su vida útil.

Las fuentes de información para las decisiones son:

+ Exploraciones geológicas.

+ Pruebas de campo.

- + Cálculos estáticos y dinámicos.
- + Mediciones de campo.
- + Experiencia propia.

VI.4 Instrumentos para la medición en el interior de túneles.

El comportamiento mecánico de las formaciones naturales a través de las que se ejecuta el túnel, obviamente requiere ser conocida para lograr avances en la tecnología de túneles y también para ir calibrando las hipótesis y los demás aspectos de las teorías aplicadas en el diseño, así como para prevenir cualquier comportamiento inadecuado que conduzca a fallas durante esta etapa. Esto lleva la necesidad de realizar mediciones, durante la construcción del túnel, se efectúan por ejemplo en la superficie del terreno natural, así como en el interior del túnel.

Las mediciones superficiales principalmente hacen uso de los recursos topográficos.

En cuanto a las mediciones que se efectúan en el interior del túnel, básicamente son de dos tipos:

- + De convergencia.
- + De extensometría.

Mediciones de convergencia.

Son las que se realizan para conocer los movimientos que se presentan en algunos puntos de control localizados en la superficie interior del recubrimiento primario, ellos se cuantifican tanto en magnitud como en dirección. Estas deformaciones reflejan los efectos que el tiempo produce en las propiedades del terreno natural por razones de intemperismo, variación de la humedad, etc., que pueden conducir a una pérdida de resistencia al esfuerzo cortante y al incremento de la deformabilidad del suelo.

Las mediciones de convergencia permiten conocer en forma global el comportamiento del suelo al realizar la excavación subterránea. En esta tecnología resulta sumamente importante seleccionar el número de puntos de control, congruente con la magnitud de los movimiento, que a su vez depende, entre otros factores de las dimensiones de la excavación, por ejemplo; en excavaciones relativamente pequeñas (del orden de 5 m. de diámetro), es suficiente con colocar tres líneas de medición formando un triángulo. (ver fig. 6.2 a)

En excavaciones de mayor dimensión puede ser recomendable instalar cuatro o más líneas como se observa en la fig. 6.2 b.

Aún cuando, para observar el comportamiento mencionado - una sección de medición de convergencia puede colocarse a cualquier distancia del frente de la excavación, es obvio que su instalación debe hacerse a una distancia de éste, tal que registre movimientos por efectos de la excavación que se haga, - sin embargo, no se debe descartar la posibilidad de colocar la sección de medición fuera de la zona de influencia determinada en el proyecto y diseño, pues por alguna característica especial pueden sucitarse movimientos que resulten muy importantes detectar puesto que en el diseño se supone que no debería ocurrir.

Lo más conveniente, es que con objeto de medir una buena parte de las deformaciones, las secciones de medición se instalan adyacentes al frente de excavación, no importando los problemas que ello implique. La importancia de insistir en colocar secciones de medición mencionadas, se puede valorar si se observa lo que ocurre en las mediciones efectuadas en el túnel. Al hacer la excavación se produce prácticamente de inmediato una deformación y cuando se logra colocar la sección de medición ya ha ocurrido una parte importante de ella. En sec-

ciones de medición próximas al frente de ataque éste hecho es más intenso y debe cuantificarse; en la práctica de algunas obras efectuadas en la Ciudad de México, aún colocando las secciones de medición próximas al frente de ataque sólo se logra medir el 30% de esa deformación, que por la forma en que se produce se acostumbra a calificar como elástica. De la llamada deformación que ocurre con el tiempo y con características elastoplásticas, en experiencia mencionada, se logra medir el 80% de ella, que se transforma en el 100% para el caso de las llamadas deformaciones viscosas. (observese fig. 6.3)

Mediciones de extensometría.

La palabra extensometría se puede definir como el proceso de medición que se efectúa para determinar la magnitud de algún movimiento; en él se utilizan los aparatos conocidos como extensómetros, de ellos existen variadas formas.

Una de las diferencias que se tiene entre la convergencia y la extensometría, es que la primera (mediciones) se realiza contando con un revestimiento primario, además la información que nos proporciona se refiere a la deformación de la sección

transversal del túnel básicamente, en cambio la extensometría se lleva a cabo cuando el revestimiento definitivo ya ha sido colocado, los datos que se obtienen indican el comportamiento que experimenta el terreno natural en el que se ha construido en túnel.

Tales mediciones ó sea la medición de los movimientos del terreno que circunde la excavación subterránea permite obtener información acerca de :

- 1.- Cuña de aflojamiento(dimensiones)
- 2.- Deformación del suelo por efecto de expansividad.
- 3.- Módulo de deformación del suelo.

La medición de las deformaciones del medio circulante de la excavación , contribuye particularmente a complementar la información que se obtiene de las mediciones de convergencia en cuanto a que permite entre otras cosas, calcular corrimientos absolutos de la superficie excavada (ver fig, 6.4).

Así de manera concreta se enuncia a continuación los objetivos tanto de las mediciones de convergencia como de extensometría.

	Estabilización.
Convergencia	Formas de deformación .
	Velocidades de deformación.
	Determinación de cargas.
	Deformaciones del suelo por efecto de expansividad (zona de influencia).
Extensometría	Espesor del anillo del suelo comprimido que se deforma junto con la excavación . Módulo de formación del suelo.

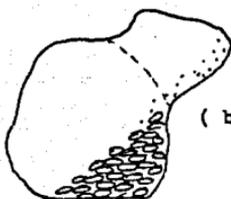
A.- SEGURIDAD



(a) CAIDOS

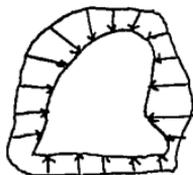


(c) COLAPSO

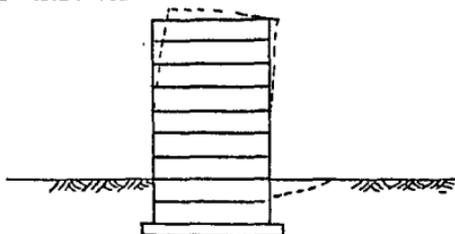


(b) DERRUMBE

B.- DESPLAZAMIENTOS



(a) CONVERGENCIA



(b) ASENTAMIENTOS

FIG. 6.1 FACTORES PARA LA TOMA DE DECISIONES.

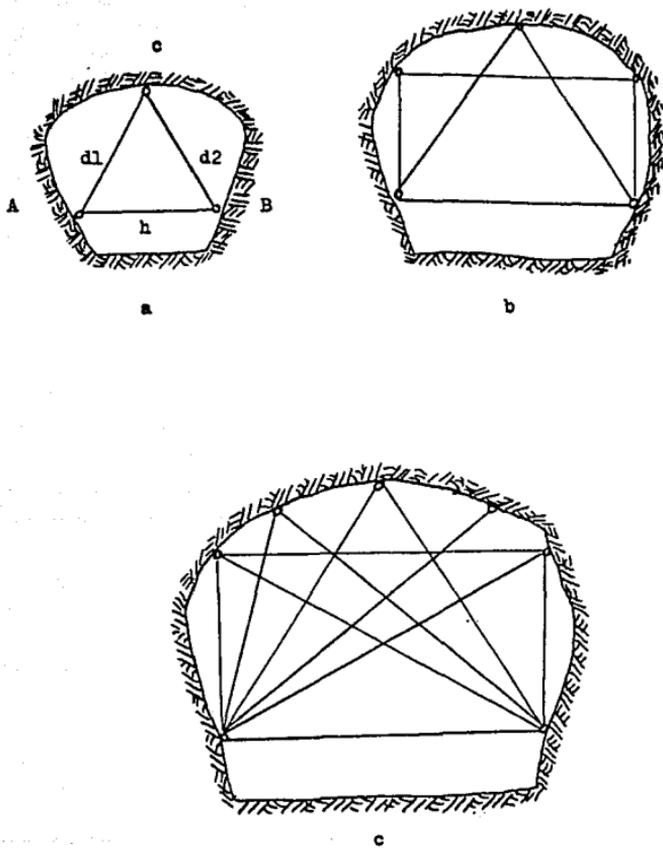
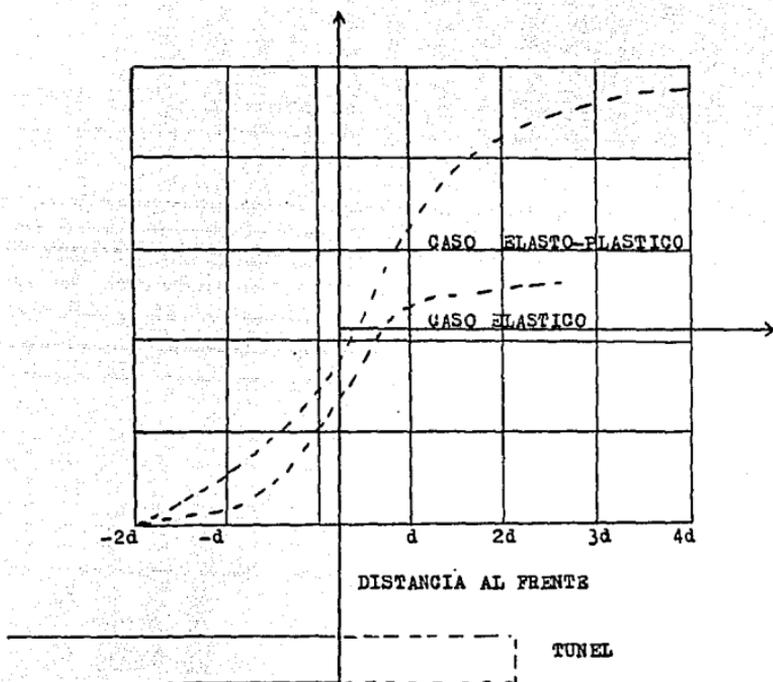
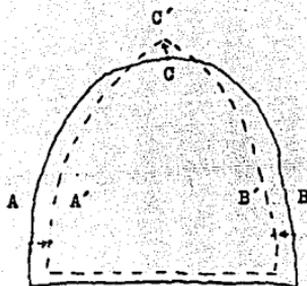
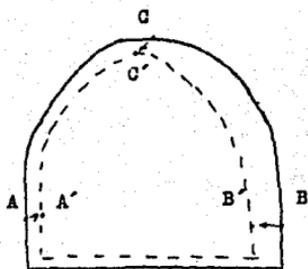
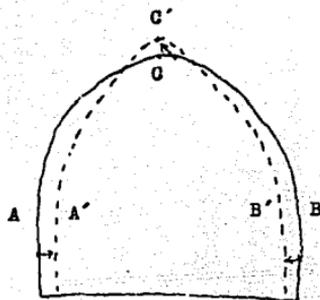
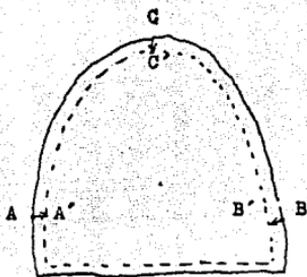


FIG. 6.2 ARREGLOS PARA MEDIR CONVERGENCIAS EN TUNELES



6.3 EVOLUCION DE LAS DEFORMACIONES SEGUN EL AVANCE DE LA EXCAVACION.



6.4 MODOS DE DEFORMACION DEL TUNEL

VII. ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO MECANICO DEL FRENTE DE ATAQUE

Con motivo de la construcción de las obras del sistema de drenaje profundo, así como del sistema de transporte colectivo " METRO " de la Ciudad de México, ha sido necesario desarrollar procedimientos de diseño y construcción de túneles, con base - en teorías y experiencia de estructuras construídas en diversas partes del mundo.

Se presenta aquí un método simple de análisis de la estabilidad del frente de un túnel, partiendo de la observación y estudio de falla ocurridas tanto en la práctica de la construcción como en modelos de laboratorio. " El análisis se basa en el mecanismo de fallas simplificado que facilita comprender y evaluar los distintos elementos que intervienen en el equilibrio de la masa del suelo bajo los esfuerzos inducidos por la cavidad que deja la excavación " (ref. 3)

El análisis del equilibrio del mecanismo propuesto permite establecer una fórmula de estabilidad para calcular el factor de seguridad contra el colapso del frente, que pone de manifiesto la importancia relativa de los factores fundamenta--

les de la estabilidad, como son: la profundidad de la clave del túnel, el ancho y la altura de la sección excavada, la longitud de avance sin apoyo temporal, el peso volumétrico, y la resistencia al corte del suelo.

La fórmula de estabilidad se aplica a los dos casos más frecuentes de túneles excavados en el suelo blando de la Ciudad de México:

a) Para túneles excavados en arcilla saturada, donde la resistencia al corte puede considerarse razonablemente constante; los resultados de la fórmula y los obtenidos por varios investigadores, mediante modelos experimentales, resultan muy similares.

b) En el caso más general de los suelos de comportamiento cohesivo-friccionante, en los que la resistencia al corte es una función del esfuerzo normal a la superficie de falla, se hace indispensable conocer primero la distribución de este esfuerzo, lo que resuelve aquí mediante una combinación de la teoría de la elasticidad lineal y una solución modificada de la teoría de arqueo; a la fórmula de estabilidad que se obtiene explica y reafirma la experiencia que se ha tenido en -

túneles excavados en los suelos duros y tobas del valle de México.

VII.1 Frente de Ataque.

Descripción de la falla.

Antes de la construcción de un túnel, existe en el suelo un estado inicial de esfuerzos naturales que genera un sistema de fuerzas en equilibrio el cuál se altera al hacer la excavación, generándose un nuevo estado de esfuerzos y de formaciones en la masa del suelo que rodea al frente y a la periferia de la cavidad. Si el suelo no es capaz de soportar estos nuevos esfuerzos, se producirá el colapso del frente, el cual puede propagarse hasta la superficie del terreno, dando lugar a un hundimiento como el que se indica en la fig. 7.1

En la masa del suelo afectada por el colapso del frente de un túnel se distinguen tres zonas con diferentes patrones de deformación fig. 7.1

Al frente queda un prisma de suelo (cdhf) que cae verticalmente sin sufrir deformaciones importantes, como si fuera un cuerpo rígido, al rededor de este prisma deslizante central se desarrolla otra zona (acf y bdh) en la que el suelo muestra fuertes deformaciones angulares, indicando con ello que los desplazamientos de esa zona son producidos por esfuerzos cortantes verticales; bajo la base del prisma central, se forma otra zona, identificada con las letras fhi en la fig. 7.1 en la que el suelo detrás del plano vertical del frente sufre grandes deformaciones por los esfuerzos cortantes que distorsionan completamente su estructura original.

Mecanismo simplificado de falla.

Observando los patrones de deformación de la fig. 7.1 se advierte como factible analizar el equilibrio de la masa que rodea al frente del túnel, antes de la falla, mediante el mecanismo simplificado que se muestra en la fig. 7.2; el cual está formado por tres prismas: el triangular (1), que tiene la forma de una cuña de Coulomb; al rectangular del fondo (2), que se apoya sobre la cuña y el rectangular de la clave (3); las dimensiones de estos prismas están condicionadas por la geometría del túnel, las propiedades del suelo y la longitud

excavada sin ademe.

En el equilibrio de éste mecanismo simplificado intervienen:

a) Las fuerzas actuantes, dadas por los pesos de los prismas que tienden a producir el movimiento descendente del conjunto, y

b) Las fuerzas resistentes, derivadas de la resistencia del suelo, actuando en las caras de los tres prismas.

Para obtener la relación entre los dos sistemas de fuerzas actuantes y resistentes, es necesario evaluar la magnitud y distribución de los esfuerzos inducidos en la masa del suelo por la excavación del túnel; conviene iniciar ésta evaluación con el análisis de los esfuerzos en el prisma de la clave.

Esfuerzos en el prisma de la clave.

Por ahora no se dispone de una solución rigurosa para analizar el estado de esfuerzos al rededor del frente de un

túnel; a continuación se analizan con métodos aproximados dos casos: uno en el que los esfuerzos cortantes en el suelo están dentro del rango elástico lineal y otro en el que una zona del suelo los esfuerzos alcanzan el rango plástico.

VII.2 Análisis de estabilidad.

La fórmula que determina el factor de seguridad correspondiente a la estabilidad del túnel, con el mecanismo de falla descrito anteriormente, se puede deducir de la correlación entre las fuerzas actuantes y resistentes; en la fig. - 7.9, se muestra una sección longitudinal del túnel, con el conjunto de prismas que integran el mecanismo de falla y todas las fuerzas que intervienen en el equilibrio del frente.

Debido a la simetría del problema las fuerzas se pueden manejar como un sistema coplanar, con lo que el factor de seguridad, se puede expresar como la relación entre los momentos de las fuerzas resistentes y de las actuantes, tomado -- respecto a un eje perpendicular al eje del túnel que pasa -

por un punto situado en la traza correspondiente a la clave -
del túnel fig. 7.9

$$F.S. = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (1)$$

donde F.S.----- Factor de seguridad

M_r ----- Suma de momentos resistentes

M_a ----- Suma de momentos actuantes

a) Fuerzas actuantes (P_1, P_2, P_3, Q_g). Se deben al peso de los tres prismas que integran el mecanismo de falla y a la sobrecarga superficial.

b) Fuerzas resistentes del suelo ($S_2, 2Sl_2, S_3, 2Sl_3$ y Q).

Son las que se desarrollan en las superficies laterales de los prismas (2) y (3), considerando que la interacción horizontal entre ellos no es significativa. La componente vertical Q de la fuerza resistente desarrollada por el prisma

ma triangular del frente; ésta se puede estimar aplicando - la solución de Meyerhoff para determinar la capacidad de -- carga de una zapata rectangular apoyada en la corona de un talúd.

c) Fuerzas actuantes complementarias (P_a y P_f). Estas fuerzas son una consecuencia del procedimiento constructivo aplicado; su magnitud puede variar desde cero hasta el valor necesario para alcanzar el factor de seguridad mínimo.

Fórmula general de estabilidad.

La fórmula general de estabilidad se puede deducir sus tituyendo en la expresión (1) los correspondientes momentos actuantes y resistentes; el criterio adoptado para introducir los momentos de las fuerzas resistentes complementarias es el siguiente:

La presión interna en la clave genera la fuerza P_a que disminuye el peso del prisma (3); por ello, se incluye en - el denominador. La presión interna en el frente genera la fuerza P_f que aumenta Q por incremento en el confinamiento

del prisma (1) y disminuye el momento de las fuerzas actuantes; por lo tanto afecta al numerador y al denominador.

Así se obtienen:

$$F.S. = \frac{S_{m1} E d D (a+2) + 2 S_{m2} Z d l (a+1/2) + S_{m3} Z l a^2 + (2.67 c \sqrt{K_p} + P_f K_p) l D (a+1/2)}{\frac{1}{2} \gamma (A l D (a+1/2) + \gamma l D H (a+1/2) + \frac{1}{2} (\gamma H - P_0) D a^2 + \frac{1}{2} \gamma_2 D (a+2)^2 - \frac{1}{2} P_f D A^2}$$

Simplificando y agrupando términos, la fórmula general del factor de seguridad de estabilidad del túnel es la siguiente:

$$\frac{Z l}{2} \left\{ S_{m1} \left[1 + \frac{2 \left(\frac{2 \gamma_2}{D} + \frac{\gamma_2}{D} \right) + 1}{\left(\frac{\alpha}{2} + 1 \right)^2} \right] + \frac{2 S_{m2} \frac{\gamma_2}{D} - S_{m3} \left(\frac{\alpha}{2} \right)^2}{\left(\frac{\alpha}{2} + 1 \right)^2} \right\} + 2.67 c \sqrt{K_p} \frac{1 + 2 \frac{\alpha}{2}}{\left(\frac{\alpha}{2} + 1 \right)^2} \left(1 + 2 \frac{\alpha}{2} \right)$$

$$\gamma H \left[1 + \frac{\gamma_2}{\gamma H} + \frac{\frac{A}{H} \left(\frac{\alpha}{2} + \frac{1}{2} \right) - \frac{P_0}{\gamma H} \left(\frac{\alpha}{2} \right)^2 - \frac{P_f K_p}{\gamma H}}{\left(\frac{\alpha}{2} + 1 \right)^2} \right] \quad (2)$$

En esta expresión aparece en forma implícita los factores que determinan la estabilidad:

+ Características geométricas del túnel, dadas por la profundidad de la clave, el ancho y la altura de la sección

de excavación.

+ Propiedades del suelo, definidas por la resistencia al esfuerzo cortante y el peso volumétrico.

+ Procedimiento constructivo, caracterizado por la longitud de avance, la presión de apoyo de la clave proporcionada por un escudo o ademe y en su caso, la presión de estabilización del frente.

+ Magnitud de sobrecargas en la superficie.

VII.3 Casos particulares de la fórmula de estabilidad.

Túneles en suelos de comportamiento cohesivo.

a) Aspectos generales. La resistencia al corte de una arcilla saturada sometida a esfuerzos de corta duración (condiciones no drenadas), puede representarse por un parámetro de cohesión $S=C$, que varía linealmente con la profundidad en los depósitos de arcillas normalmente consoli-

dados; sin embargo, para fines de cálculo C puede considerarse constante e igual al promedio de las resistencias de los suelos entre la base del túnel y la altura Z_d .

Para $S=C$ y $\phi=0$, se deduce que:

$$S_{m2}=S_{m3}=C$$

$$K_p=1 \text{ (coeficiente de empuje pasivo)}$$

$$L=A$$

Si además se considera un frente abierto sin soporte y con sobrecarga nulas en la superficie, es decir, $p_f=p_a=q_s=0$ la ecuación (2) se expresa como:

$$F.S.= \frac{\frac{Z_d}{\lambda} \left\{ 4 \frac{a}{D} + 2 \frac{A}{D} \left[1 + \left(\frac{a}{\lambda} \right)^2 \right] - \left(\frac{a}{\lambda} \right)^2 + 1 \right\} + \frac{2.67}{\left(\frac{a}{\lambda} + 1 \right)^2} \left(1 + 2 \frac{a}{\lambda} \right)}{1 + \frac{1}{\frac{H}{\lambda} \left(\frac{a}{\lambda} + 1 \right)^2} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{\lambda} \right)} \frac{C}{8H} \quad (3)$$

que tiene la forma:

$$F.S. = N_c \frac{c}{\gamma H} \quad (4)$$

Esta ecuación es idéntica a la fórmula empírica-experimental que actualmente se utiliza para evaluar la estabilidad de túneles excavados en arcilla; se observa que el factor de estabilidad N_c depende únicamente de la geometría del túnel.

b) Túnel circular en arcilla. La estabilidad de un túnel de sección circular puede calcularse sustituyendo $A=D$ en la ecuación (3); para esta condición y simplificando términos, se tiene:

$$N_c = \frac{2 \left(1 + \frac{1}{1 + \frac{a}{B}}\right) \frac{Z_d}{D} + \frac{2.67}{\left(1 + \frac{a}{B}\right)^2} \left(1 + 2 \frac{a}{D}\right)}{1 + \frac{H}{D} \left(1 + \frac{a}{B}\right)^2 \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{D}\right)} \quad (5)$$

Esta solución se presenta en la gráfica de la fig. 7.10 en la que se ha dibujado tomando en cuenta que para $H/D \geq 1.7$, Z_d/D es constante e igual a 1.7, y para $H/D < 1.7$, $Z_d=H$. En ésta figura se han incluido los valores de N_c ob-

tenidos experimentalmente por Kimura y Mair en los modelos a escala; se observa que las diferencias máximas con los valores calculados son del orden del 5%.

Túneles en suelos de comportamiento cohesivo friccionantes.

a) Aspectos generales. La resistencia al corte en estos suelos se caracteriza por un parámetro de cohesión C y un ángulo de fricción interna ϕ , de acuerdo a la ley de Coulomb.

$$S = C + \sqrt{n} \tan \phi \quad (5')$$

Donde \sqrt{n} es el esfuerzo normal al plano de falla, en la naturaleza, éstos suelos pueden estar formados por depósitos de limo, arena y grava y la cohesión puede originarse por un cementate entre partículas (cohesión real) ó por tensión capilar, en materiales parcialmente saturados (cohesión aparente).

El análisis de estabilidad puede realizarse aplicando

la fórmula general (2), sustituyendo los valores de la resistencia media en los prismas; S_{m2} y S_{m3} , para facilitar este cálculo, conviene llevar la secuencia siguiente:

+ Estabilidad del frente (equilibrio de los prismas (1) y (2)).

+ Estabilidad de la clave (equilibrio del prisma (3))

+ Estabilidad general.

b) Estabilidad del frente. La sección de excavación se determina verificando el factor de seguridad del mecanismo formado únicamente por los prismas (1) y (2), es decir, considerando un avance sin soporte $a = 0$ fig. 7.11, en estas condiciones sustituyendo $S_{m2} = S_{m3}$ en la ec. 2 y teniendo en cuenta que:

$$l = A \tan(45 - \phi/2)$$

$$\text{o sea } l = \frac{A}{\sqrt{k_p}}$$

Se tiene:

$$F.S. = \frac{2.5 s_m \frac{Z_d}{A} \sqrt{K_p} + 2.5 s_m \frac{Z_d}{D} + 2.67 c \sqrt{K_p} + P_t K_p}{\gamma H \left(1 + \frac{q_s}{\gamma H} + \frac{1}{3} \frac{D}{H} - \frac{P_t}{\gamma H} K_p \right)} \quad (6)$$

Como primera aproximación, debe revisarse la factibilidad de realizar la excavación a sección completa, que equivale a considerar $A \cong D$ sustituyendo en la ec. anterior (6) tenemos:

$$F.S. = \frac{2.5 s_m (1 + \sqrt{K_p}) \frac{Z_d}{D} + 2.67 c \sqrt{K_p} + P_t K_p}{\gamma H \left(1 + \frac{q_s}{\gamma H} + \frac{1}{3} \frac{D}{H} - \frac{P_t}{\gamma H} K_p \right)} \quad (7)$$

Sustituyendo el valor de S_{m2}

$$S_m = c + 0.25 \left[\gamma (H - 2d) + P_a \right] \tan \phi \quad (7')$$

Se obtiene:

$$F.S. = \frac{c N_1 + \frac{c}{2} \left(1 + 2d - \frac{A}{2} \right) N_2 + P_t K_p}{\gamma H \left(N_3 - \frac{P_t}{\gamma H} K_p \right)} \quad (8)$$

Donde

$$N_1 = 2.67 \sqrt{K_p} + \left[(2 + 1.33 \tan \phi \sqrt{K_p}) (1 + \sqrt{K_p}) \right] \frac{Z_d}{D} \quad (9)$$

$$N_2 = (1 + \sqrt{K_p}) \tan \phi \frac{Z_d}{D} \quad (10)$$

$$N_3 = 1 + \frac{q_s}{\gamma H} + \frac{1}{3} \frac{D}{H} \quad (11)$$

Los factores de estabilidad N_1 y N_2 se presentan gráficamente en la fig. 7.12; para los casos de túnel somero con $Zd/D = 1$, y profundo, donde $H/D \geq 1.7$ y Zd/D es constante e igual a 1.7; el factor N_3 aparece dibujado en la fig. 7.13.

Un caso especial de N_1 se tiene cuando la capacidad del prisma triangular del frente (1) es mayor que el esfuerzo vertical inicial al nivel de la clave, es decir, cuando $q > \gamma H$; ésta situación debe tomarse en cuenta en el cálculo de S_{m2} , sustituyendo el valor límite $q = \bar{p}_a = \gamma H$ en la ecuación (7'). Así se concluyen las siguientes expresiones.

+ Túnel somero ($Zd/D < 1.7$)

$$\frac{C N_1 + \gamma H N_2 + P_f K_p}{\gamma H (N_3 - \frac{P_f}{\gamma H} K_p)} \quad (12)$$

+ Túnel profundo $H/D \geq 1.7$ y $Zd/D = 1.7$

$$F.S. = \frac{C N_1 + \gamma (H - 0.85D) N_2 + P_f K_p}{\gamma H (N_3 - \frac{P_f}{\gamma H} K_p)} \quad (13)$$

$$\text{Donde } N_1 = 2.67 \sqrt{K_p} + 2(1 + \sqrt{K_p}) \frac{1}{D} \quad (14)$$

El factor N_1 aparece graficado en la fig. 7.12

c) Estabilidad de la clave. La longitud de avance máxima sin soporte se define analizando la estabilidad del prisma (3); en la fig. 7.14 se muestran los diagramas de esfuerzos y resistencias que actúan en las caras del prisma, cuando $P_a = 0$

El factor de seguridad F_{Sc} contra la falla de la clave se obtiene comparando la fuerza resistente total que se desarrolla dentro del espesor Z_d , con el peso total del prisma, mediante la expresión:

$$F.S.c = \frac{2 S_{m3} (a+D) Z_d}{\gamma H a D} \quad (15)$$

Donde S_{m3} , se calcula con la expresión (7'); sustituyendo este valor se obtiene:

$$\frac{D}{a} = \frac{F.S.c \gamma H}{\left[2c + \frac{1}{2} \gamma (H - Z_d) \tan \phi \right] \frac{Z_d}{D}} \quad (16)$$

Esta ecuación permite calcular la longitud del avance que se puede excavar sin soporte, manteniendo un factor de seguridad preseleccionado; dependiendo de la profundidad del túnel, pueden deducirse las siguientes expresiones:

+ Túnel somero ($Z_d/D < 1.7$)

$$\frac{D}{a} = \frac{F.S.c \gamma H D}{2c Z_d} - 1 \quad (17)$$

+ Túnel profundo ($H/D \approx 1.7$ y $Z_d/D = 1.7$)

$$\frac{D}{a} = \frac{FS_c \gamma H}{3.4C + 0.85 (H - 1.7D) \tan \phi} - 1 \quad (18)$$

Conviene recalcar que en el caso del túnel somero, la estabilidad de la clave depende de la cohesión del suelo, ya que la componente de resistencia, debida al ángulo de fricción es despreciable.

d) Estabilidad general. Una vez definida la sección de excavación y el avance máximo sin soporte, se determinará el factor de seguridad contra la falla general, sustituyendo la ecuación (2), los valores de A, D y a obtenidos y las condiciones de frontera existentes ver fig. 7.9

$$S_{mz} = C + 0.25 [\gamma (H - Z_d) + q] \tan \phi$$

$$\text{con } q = 2.67 C \sqrt{K_p} \leq \gamma H$$

$$\text{y } S_{mz} = C + 0.25 \gamma (H - Z_d) \tan \phi \quad (19)$$

de donde se derivan los siguientes casos:

+ Túnel somero ($Z_d/D < 1.7$)

$$\left. \begin{aligned} S_{m2} &= C + 0.25 q \tan \phi \\ S_{m3} &= C \end{aligned} \right\} - (20)$$

+ Túnel profundo ($H/D \geq 1.7$ y $Z_d/D = 1.7$)

$$\left. \begin{aligned} S_{m2} &= C + 0.25 [\gamma(H-1.7D) + q] \tan \phi \\ S_{m3} &= C + 0.25 \gamma(H-1.7D) \tan \phi \end{aligned} \right\} (21)$$

A continuación se presentan algunos de los análisis de estabilidad del túnel, para diferentes avances sin soporte.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DEL TÚNEL

ESTRATIGRAFIA DEL P.C.A.-1 y S.M.111

- ESTABILIDAD DEL FRENTE

Si $\phi = 44^\circ$ $k_p = 5.55$

Si $\phi = 45^\circ$ $k_p = 5.828$

Si $\phi = 27^\circ$ $k_p = 2.668$

$q = 2.67(33) \sqrt{2.63} = 113.78 \text{ t/m}^2$; $1.7D = 1.7(7) = 11.90 \text{ m}$ $H/D = \frac{14.6}{7} = 2.1$

$1.7D > 2.13 \Rightarrow$ Túnel profundo

$C_{prom.} = 0.33(26) + 0.76(2.7) + 0.406(3.3) = 2.89 \text{ t/m}^2$

F.S._f = $\frac{C_{prom.} + \gamma(H - 0.85D) N_2}{\gamma H N_3}$ Si $\phi = 27^\circ$ $N_1 = 9.1$ $N_2 = 1.3$ $N_3 = 1.2$

F.S._f = $\frac{2.89(9.1) + 1.66(11.90 - 5.95)1.3}{1.66(11.9)(1.2)} = 9.51$

- ESTABILIDAD DE LA CLAVE

F.S._c = $\frac{D[3.4C + 0.85(H - 1.7D) \tan \alpha]}{\alpha \gamma H}$

F.S._c = $\frac{7[3.4(2.65) + 0.85(14.9 - 11.9) \tan 44^\circ]}{5.0(1.66)(14.9)} = 5.23$

- ESTABILIDAD GENERAL

$a = 5.0 \text{ m}$, $A = 7.0 \text{ m}$, $D = 7.0 \text{ m}$, $k_p = 5.55$, $\phi = 44^\circ$, $l = 297 \text{ m}$

$q = 113.78 \text{ t/m}^2$, $c = 2.89 \text{ t/m}^2$

$S_{u1} = 2.89 + 0.25 [1.66(18 - 11.9) + 113.78] \tan 44^\circ = 66.05 \text{ t/m}^2$

$S_{u2} = 2.89 + 0.25(1.66)(18 - 11.9) \tan 44^\circ = 21.34 \text{ t/m}^2$

$q_s = p_f = p_a = 0$

SUSTITUYENDO ESTOS VALORES EN LA FORMULA DE ESTABILIDAD GENERAL TENEMOS:

F.S._g = 17.35

ESTABILIDAD P.C.A.1 PARA D=9.70 m.

ESTABILIDAD DEL FRENTE

Si: $\phi = 94^\circ$	$K_p = 5.55$
$\phi = 95^\circ$	$K_p = 5.828$
$\phi = 27^\circ$	$K_p = 2.663$
$\phi = 35^\circ$	$K_p = 3.690$

Para $c = 2.7$ y $\phi = 95^\circ$ $q_1 = 2.67(27) \sqrt{5.828} = 174.034 \text{ t/m}^2$

$c = 3.3$ y $\phi = 27^\circ$ $q_2 = 2.67(33) \sqrt{2.663} = 192.155 \text{ t/m}^2$

$c = 1.1$ y $\phi = 35^\circ$ $q_3 = 2.67(11) \sqrt{3.69} = 56.418 \text{ t/m}^2$

$q_{prom.} = 0.113(174.034) + 0.752(192.150) + 0.134(56.418) = 139.123 \text{ t/m}^2$

$\gamma_{prom.} = 1.66 \text{ t/m}^3$

$1.7D = 16.49 \text{ m}$ $\frac{H}{D} = \frac{16.5}{9.7} = 1.70 < 1.7D \Rightarrow$ TUNEL SOMERO.

$\gamma H = 1.66(16.5) = 19.07 \text{ t/m}^2 < q$ $\therefore F.S. = \frac{cN_1 + \gamma H N_2}{\gamma H N_3}$

$C_{prom.} = 0.113(2.7) + 0.752(3.3) + 0.134(1.1) = 2.93 \text{ kg/cm}^2$

$\phi = 27^\circ$ $N_1 = 9.1$ $N_2 = 1.3$ $N_3 = 1.2$

$F.S. = \frac{2.93(9.1) + 1.66(16.5)(1.2)}{1.66(16.5)(1.2)} = 1.264$

ESTABILIDAD DE LA CLAVE

$F.S_c = \left(\frac{D}{a} + 1 \right) \frac{2c}{\gamma D}$

$C_{prom.} = \frac{2.6+2.7}{2} = 2.65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 26.5 \text{ t/m}^2$

Pinc $a = 0.8 \text{ m}$

$F.S_c = \left(\frac{9.7}{0.8} + 1 \right) \frac{2(26.5)}{1.66(9.7)} = 13.20$

ESTABILIDAD GENERAL

$$a = 0.80 \text{ m}$$

$$g = 134.12 \text{ t/m}^3$$

$$A = 9.70 \text{ m}$$

$$c = 25.4 \text{ t/m}^2$$

$$D = 9.70 \text{ m}$$

$$S_{m3} = 25.4 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma = 1.66 \text{ t/m}^3$$

$$S_{m2} = c + 0.25g \tan \phi = 51.59 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = 38^\circ$$

$$q_s = p_a = p_f = 0$$

$$l = 4.731 \text{ m}$$

$$Z_d = H = 11.5 \text{ m}$$

$$K_p = 3.69$$

SUSTITUYENDO ESTOS PARÁMETROS EN LA ECUACIÓN GENERAL

DE ESTABILIDAD TENEMOS: $F.S.G. = 18.92$

VII.4 Procedimiento constructivo a base de escudo de frente abierto.

Escudo de frente abierto.

Es una estructura metálica circular; que independientemente de efectuar la excavación tiene también la característica de contener las paredes de la excavación entre la sección de ataque y la sección ya revestida. Es un método adecuado para la construcción de túneles en suelos compactos o firmes. El principio es atacar el frente de excavación del túnel a plena sección protegiendo el tajo de avance mediante un caparazón metálico; tiene gatos frontales que generan el avance del escudo y normalmente permiten también controlar la uniformidad de ese avance al tener la posibilidad de medir la presión que en ello se produce por la resistencia del suelo en el que penetra el escudo.

A continuación se describen los datos generales de un escudo de frente abierto, de 9.14 m. de diámetro exterior - usado para la construcción del túnel del metro, en el tramo

Muro tapón-Estación Estadio Olímpico.

a) Materiales encontrados, tobas cementadas.

b) Características del trazo por donde cruzará: Avenidas de gran volumen de tránsito, unidades habitacionales.

c) Características del escudo: Longitud de 4.70 m., - un espesor promedio $2\frac{3}{4}$ " y un peso de 140 toneladas; la relación largo/diámetro igual a 0.51, así diseñado para dar - facilidad a los cambios de dirección ver fig. 7.15.

d) Descripción somera del escudo: Cuenta en el frente con una cachucha de 1.55 m., al que permite operar (excavar y ademar) con la seguridad de no tener derrumbes en el techo, para el ademe frontal cuenta con 17 gatos con una capacidad de 68 toneladas, cada uno y dos brazos erectores para la colocación de dovelas.

e) La parte trasera recibe el nombre de faldón o cola,

lugar donde se arman los segmentos de dovelas que forman el revestimiento del túnel.

f) En la parte superior de la zona central del escudo se encuentran los controles, así como una plomada y tarjetas de control o dianas para los teodolitos lasser.

g) El escudo carcaza cuenta con una serie de postes - que lo rigidizan evitando con ello posibles deformaciones - según su diámetro por los empujes o cargas del suelo.

h) El revestimiento consiste en anillos de concreto armado formado por tres dovelas, dos de clave y una de piso, con un ancho de 80 cm., salvo las correctivas para el caso de curvaturas en el trazo cuando así se requiera o el proyecto lo especifique.

Procedimiento constructivo.

1) Para iniciar la perforación del túnel, el escudo se apoyará en semianillos por dovelas de clave en posición invertida (atraque), los cuales a su vez se apoyarán sobre el

anillo inicial colado en sitio. Este conjunto constituye la estructura de atraque que transmitirá el empuje de los gatos al muro opuesto al frente de ataque del escudo ver fig. 7.16.

2) Cuando el frente del escudo está en contacto con el muro de la lumbrera, se procede a demoler éste, al mismo tiempo se comienza a colocar el primer semianillo dentro de la camisa del escudo, así sucesivamente hasta cubrir el diámetro de la lumbrera para dar inicio a la colocación del anillo completo. Se rezaga el producto de la demolición del mure y se procede a avanzar el escudo 80 cm. cada vez.

3) Para excavar y poder avanzar el escudo se procede a efectuar una ranura de 80 cm., para que la cachucha del escudo no encuentre resistencia al avance, de ésta manera al ir hacia adelante 80 cm. más, queda una longitud igual de terreno dentro del casco por atacar; hecho esto se reinician los trabajos de excavación para dejar la ranura del próximo avance. El ataque se hace en forma manual con pico y pala e inclusive con pistolas neumáticas en caso de terrenos muy duros. Para cargar la rezaga se cuentan con un car

gador frontal con descarga lateral de orugas que vierte el material en vagonetas previamente montadas en una vía que se lleva hasta la lumbrera, para de ahí sacarla hacia la superficie de donde se acarrea en camión al lugar de tiro.

4) Se recomienda que para los suelos firmes la ranura se haga al ras de la cachucha; en caso de suelos blandos, se hace un bisel en el borde de la cachucha hacia el centro del terreno, después de excavados los 80 cm. y hecha la ranura se procede a dar el avance necesario al escudo por medio de los gatos hidráulicos de empuje ver fig. 7.17.

5) El revestimiento a base de dovelas de concreto armado, se colocan de la siguiente manera:

a) Después de haber efectuado el empuje se retraen los gatos para dar espacio en el faldón donde se instalan las dovelas de clave con los brazos erectores; a continuación, se coloca un troquel horizontal y una conexión de acero en la clave. A continuación se instala la dovela de piso, de esta manera queda colocado el anillo dentro

del escudo, ver fig. 7.18 y 7.19 (anillo A).

b) A continuación se procede a empujar el escudo mediante sus 28 gatos hidráulicos traseros.

c) Se arma otro anillo que en la fig. 7.19 se indica por B dentro del faldón, pasando a segunda posición el anillo A, y quedan dentro del faldón únicamente las dovelas de clave, porque la de piso cae a terreno natural.

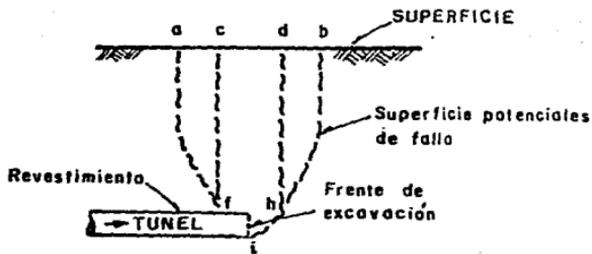
d) Se vuelve a avanzar el escudo y es entonces cuando las dovelas de la clave del anillo A, salen del faldón y reciben directamente el terreno natural e inmediatamente se colocan unos gatos hidráulicos entre las dovelas de la clave y la de piso, haciéndose entonces accionar los gatos para lograr el avance completo, después se colocan tramos de tubo entre las dovelas que generan los esfuerzos que producen los gatos y estos se pueden quitar, se soldan las puntas de varilla que sobresalen de las dovelas de una y otra pieza y se procede a colocar definitivamente esas juntas. Se agrega un aditivo expansor de concreto para lo-

grar continuidad y permeabilidad. Del anillo B, baja la dovela de piso al terreno quedando las de la clave dentro del faldón, se coloca el anillo C, ver fig. 7.20 y se repite el ciclo anterior.

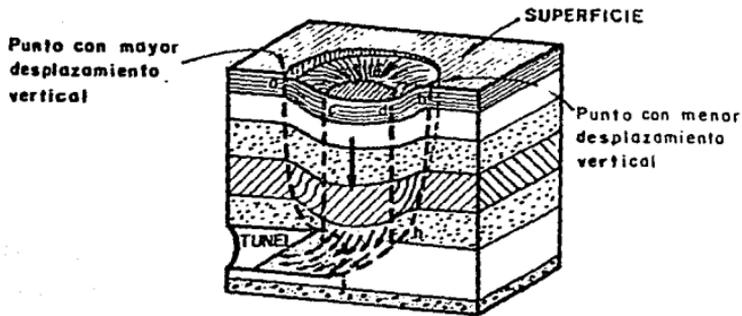
e) Por último se procede a hacer la inyección de contacto entre el terreno y dovelas con mezcla de cemento/agua.

f) Como complemento para evitar las filtraciones entre las juntas de las dovelas se calafatean éstas.

CORTE



a) Condición inicial



b) Condición de falla

Fig 7.1 Falla del frente de un túnel

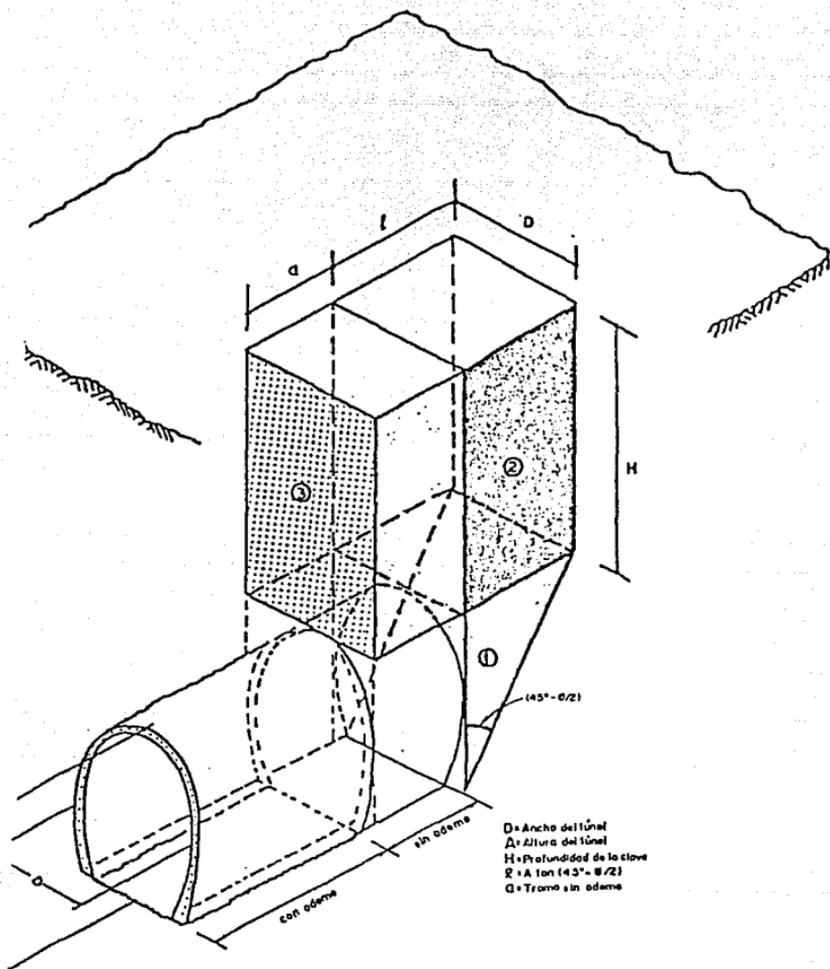


Fig 7.2 Mecanismo simplificado del equilibrio del frente

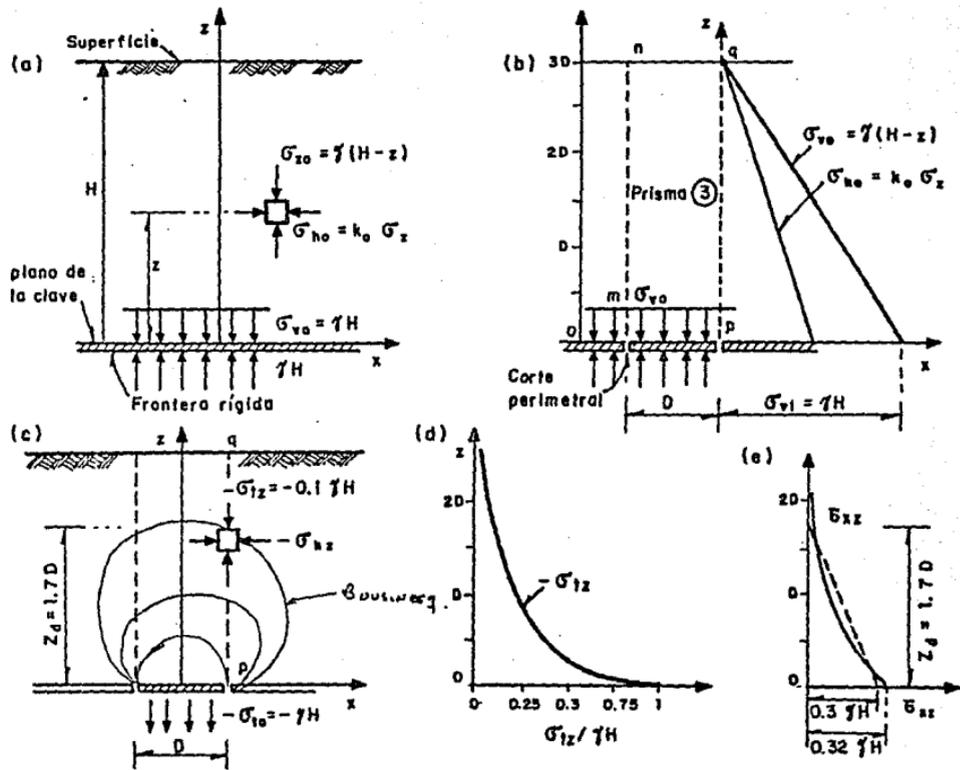


Fig 7.3 Diagramas de esfuerzos (continúa)

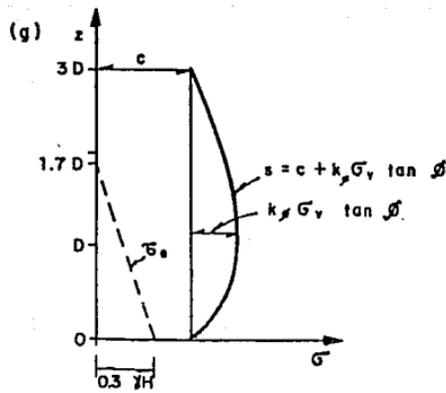
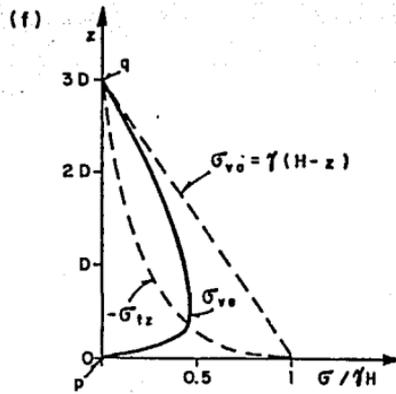


Fig 7.3 Diagrama de esfuerzos (continuación)

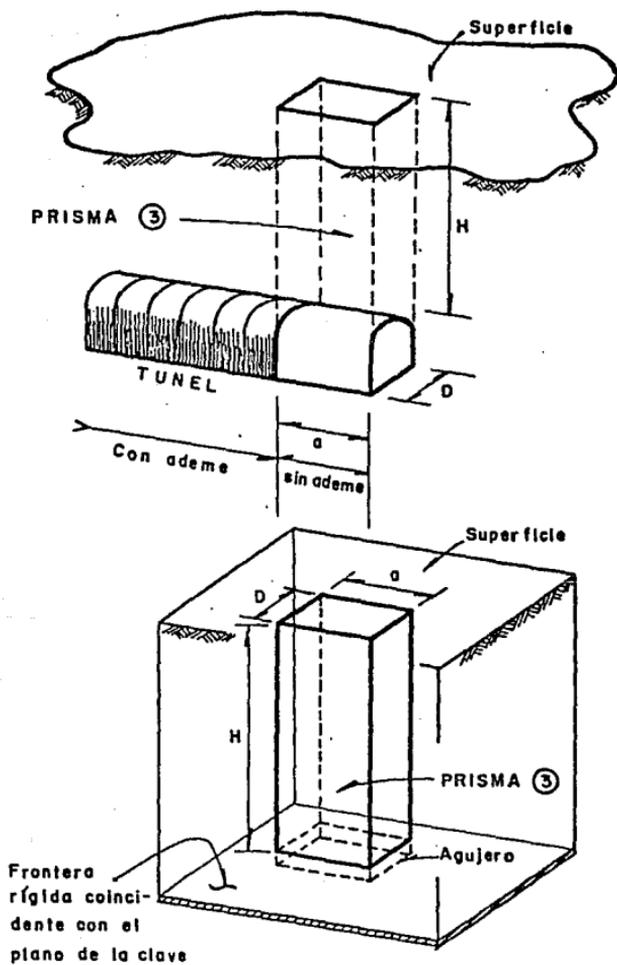
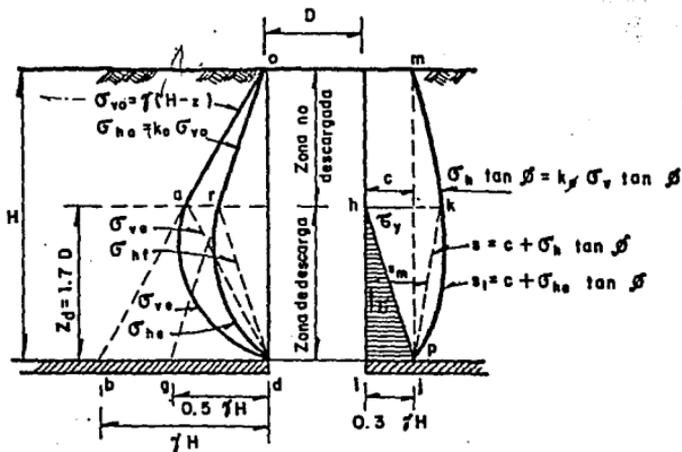
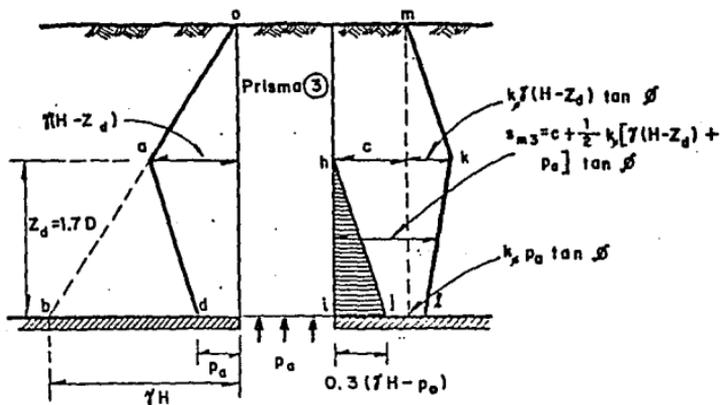


Fig 7.4 Geometría del prisma rectangular de la clave

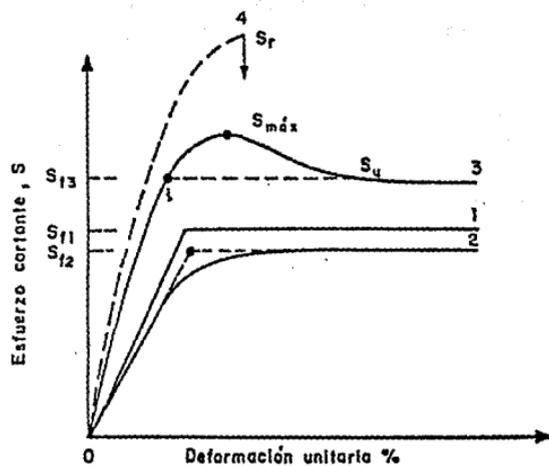


a) Descarga total, $-\sigma_1 = -\gamma H$



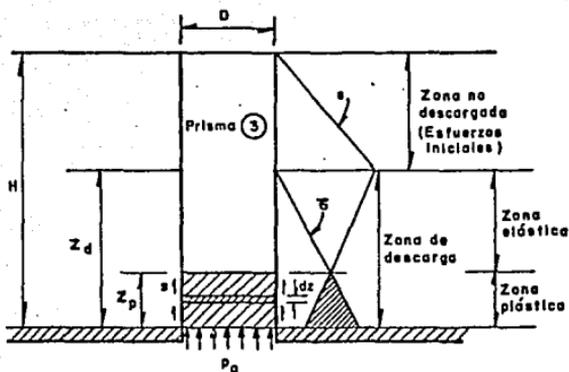
b) Descarga parcial, $-\sigma_1 = -(\gamma H - p_a)$

Fig 7. 5 Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en las caras del prisma de la clave para el caso elástico ($c \geq 0.3 \gamma H$)

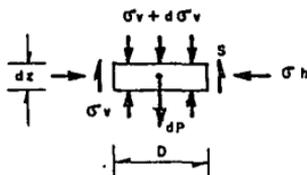


- 1.- Suelo elasto - plástico ideal
 - 2.- Arcilla o suelo granular suelto a semicompacto
 - 3.- Suelo granular muy compacto
 - 4.- Suelo frágil
- $S_{m\acute{a}x}$ = resistencia máxima
 S_u = resistencia última
 S_r = ruptura frágil
 $S_{f1,2,3}$ = punto de fluencia

Fig 7.6 Curvas esfuerzo-deformación típicas



a) Zona plastificada en la base del prisma



b) Esfuerzos que actúan en un prisma elemental, dentro de la zona plástica

Fig 7.7 Mecanismo de arque para la zona plastificada del prisma de la clave

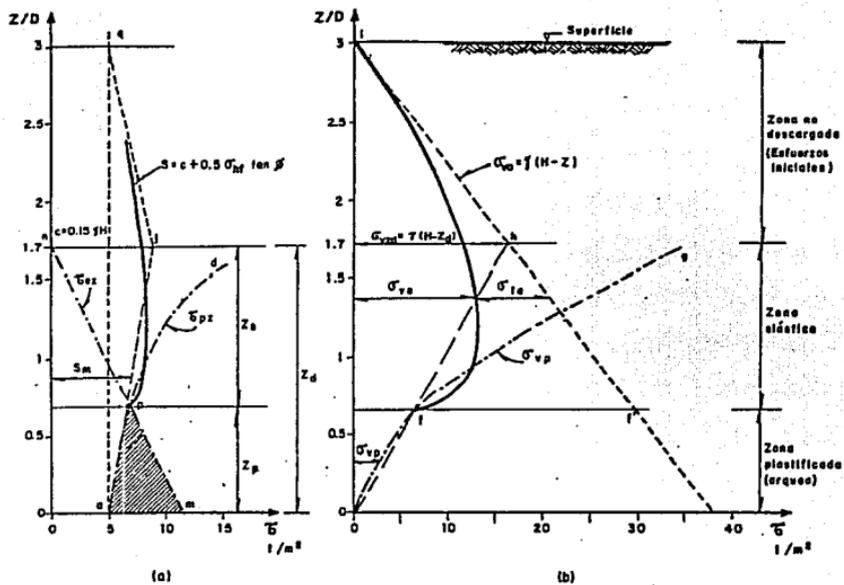


Fig 7.8 Diagrama de esfuerzos y resistencias en la cara del prisma de la clave

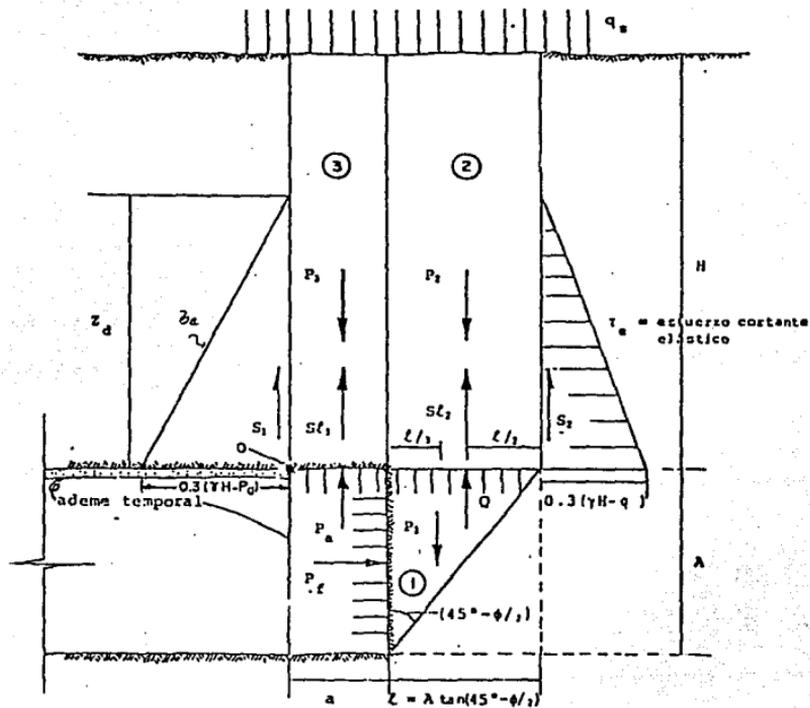


Fig. 9. Fuerzas que intervienen en el mecanismo simplificado del equilibrio del frente

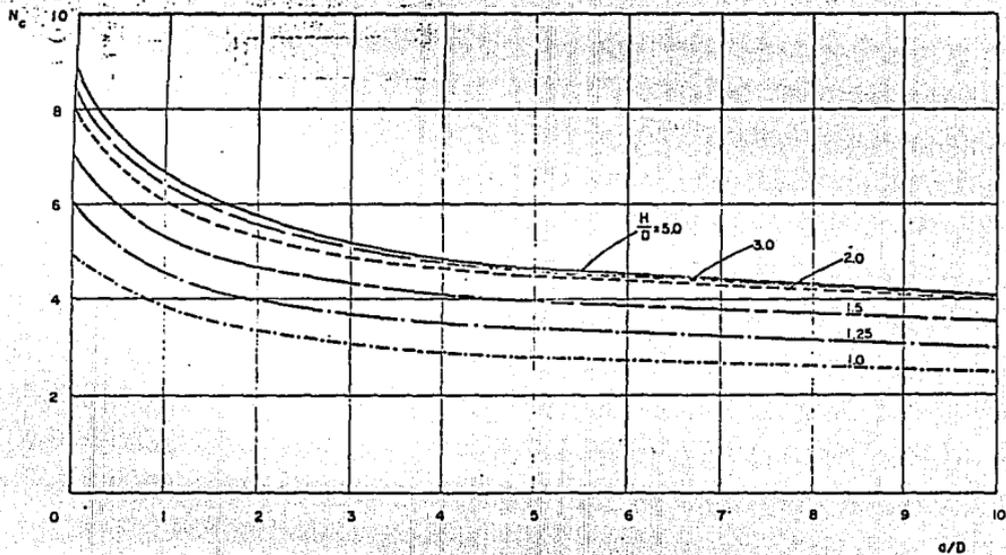
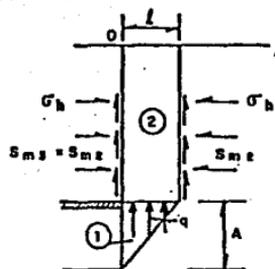
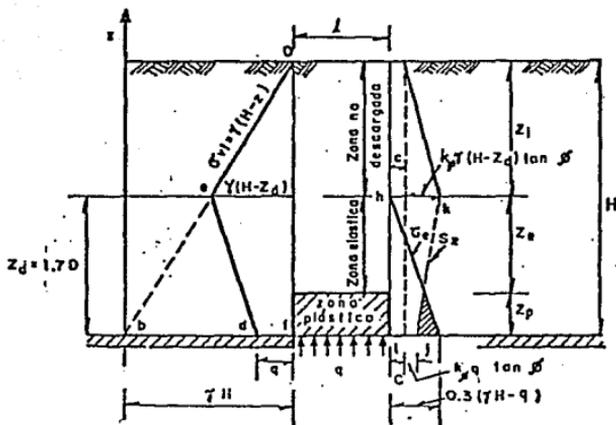


Fig 7.10 Factor de estabilidad N_c para túneles en suelos cohesivos



$$q = 2.67 c \sqrt{k_p} - \frac{1}{2} \gamma A$$

a) Equilibrio del prisma (2)



$$s_{mz} = c + \frac{1}{2} k_x [\gamma(H - z_d) + q] \tan \delta$$

b) Diagramas simplificados de esfuerzos y resistencias en las caras del prisma (2)

Fig 7.11 Estabilidad del frente en suelos cohesivo-friccionantes

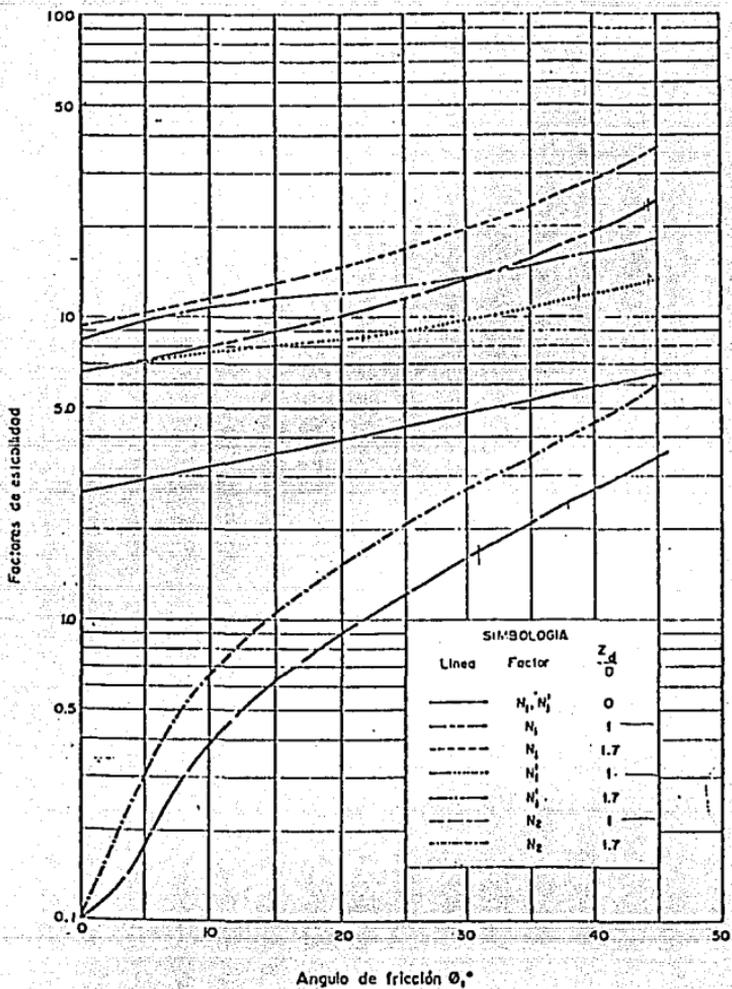


Fig 7.12 Factores de estabilidad N_1 , N_1' y N_2 para túneles en suelos cohesivo-friccionantes

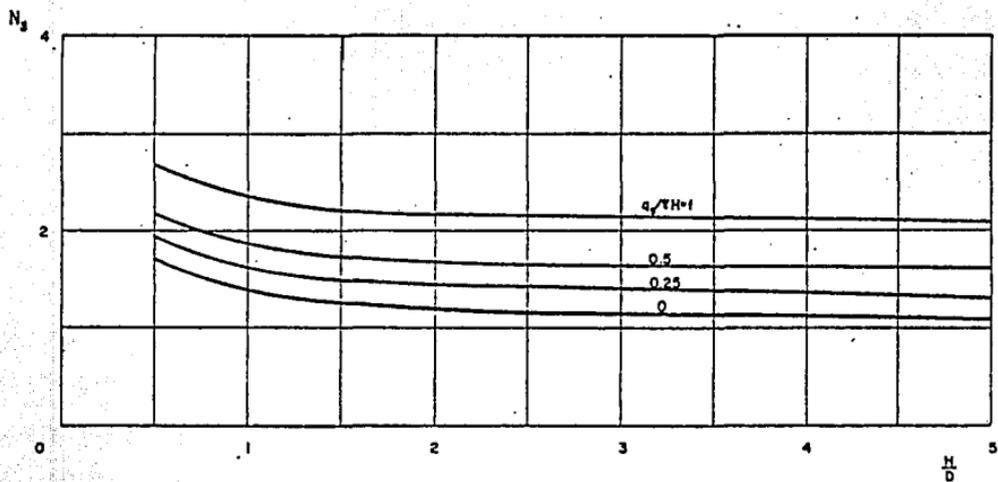


Fig 7.13 Factor de estabilidad N_s para túneles en suelos cohesivo-friccionantes

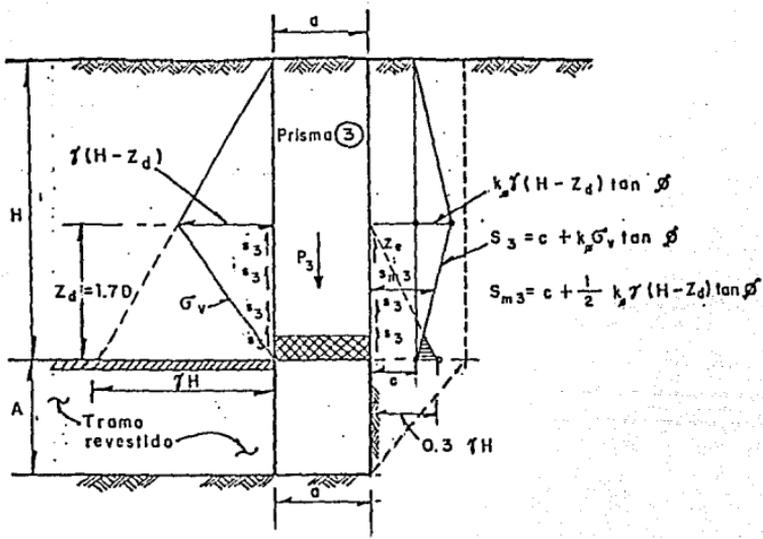


Fig 7.14 Estabilidad del prisma de la clave en suelos cohesiono-friccionantes

ESCUDO METALICO DE FRENTE ABIERTO

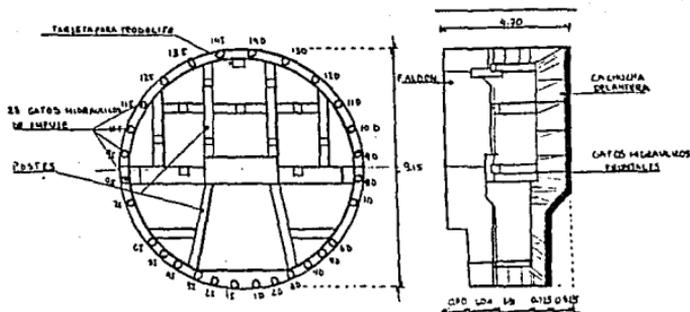


FIG. 7.15

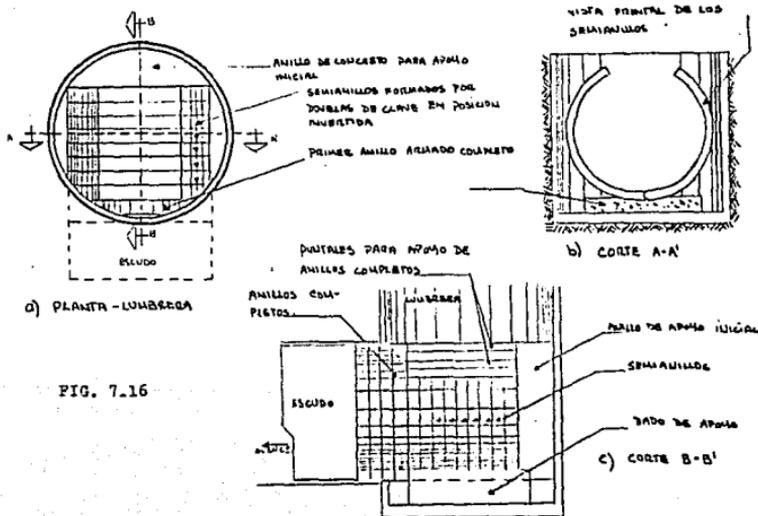
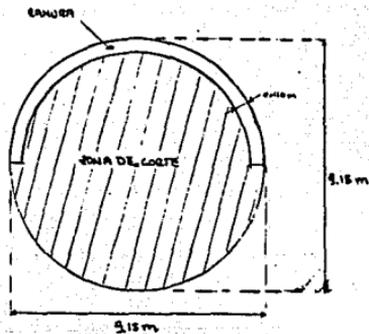


FIG. 7.16

VISTA FRONTAL DE LA
RANURA EN EL PRENTE



PLANTA DONDE SE LOCALIZA
LA RANURA

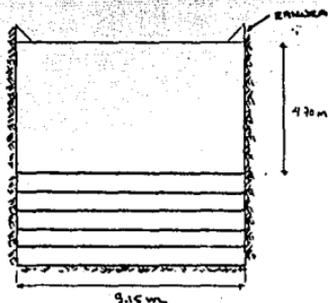
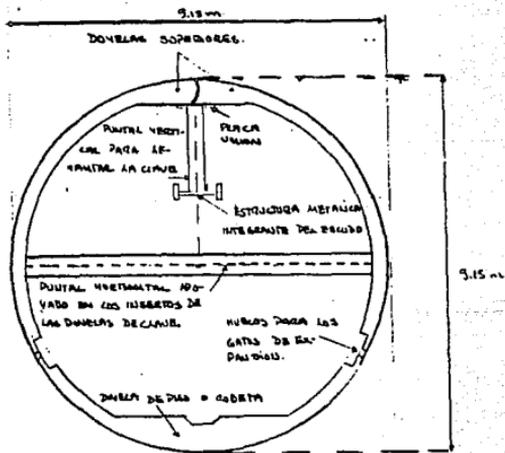


FIG. 7.17

FIG. 7.18

SE APRECIA COMO SE RIGIDIZA EL MEDIO ANILLO SUPERIOR

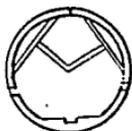




1) COLOCACION DE LA CUBETA.



2) COLOCACION DE LA 1a DOVELA DE CLAVE.



3) COLOCACION DE LA 2a DOVELA DE LA CLAVE.



4) COLOCACION DE LA PLACA EN LA CLAVE.



5) COLOCACION DEL PUNTAL HORIZONTAL.



6) AL SALIR EL ANILLO DEL ESCUDO SE COLOCAN LOS GATOS DE EXPANSION.

FIG. 7.19 SECUENCIA DE COLOCACION DE DOVELAS.

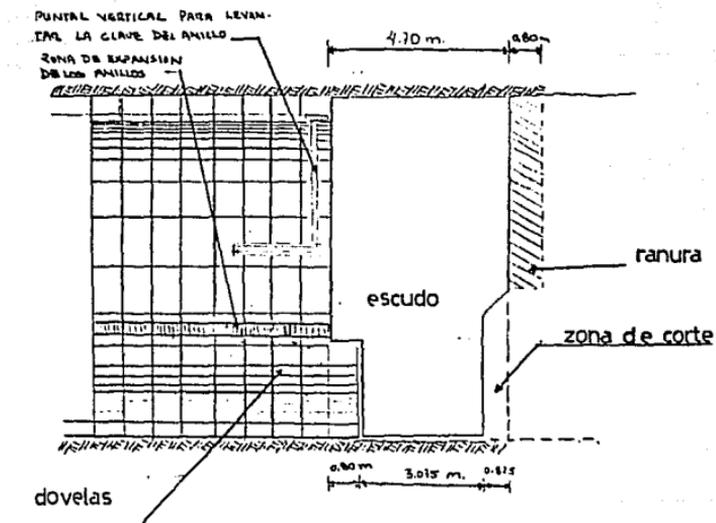


FIG. 7.20 APUNTAMIENTO DE DOVELAS.

VIII.- CONCLUSIONES.

1.- En los diferentes aspectos ingenieriles que confluuyen para el caso de túneles, la influencia del conocimiento de la geología, de la mecánica de rocas y de la mecánica de suelos constituyen un elemento fundamental; indistintamente la importancia de estos conocimientos se aumenta cuando se conjugan con ellos el buen criterio de un ingeniero que lo ha desarrollado en base a los conocimientos teóricos enlazados con las aplicaciones de ellos a la práctica profesional.

2.- Uno de los ejemplos importantes de esta forma de proceder es la que se suscita cuando se tiene la necesidad de determinar las características de los esfuerzos que se generan en el material natural a través del cual se excava el túnel; el ingeniero hace uso de teorías cuyas hipótesis simplificadoras hacen que, como es natural, los resultados sean aproximados a la realidad, porque el suponer que el medio es continuo, elástico, plástico, elástico-plástico, evidentemente no es más que una forma de tratar de remedar la realidad, y el buen sentido común, el criterio, la experiencia del ingeniero entra en juego importante para tratar de determinar que tan lejos o cerca

de la realidad se esta y de que lado de ésta, a fin de proceder al diseño y construcción respectivos de manera que la obra resulte ingenierilmente aceptable, es decir que simultáneamente cumpla con las condiciones de seguridad, economía y funcionalidad.

3.- La ventilación guarda un papel muy importante durante la construcción de túneles como los comentados en éste trabajo.

Se ha observado que de no existir una buena ventilación durante la construcción del túnel, es razón para que surjan varios problemas, entre los más importantes los relacionados con la salud del personal que labora y no solo eso sino que si la ventilación no es adecuada se disminuyen los rendimientos en el trabajo.

La ventilación implica, además de suministrar aire fresco para sanar el medio ambiente, el extraer hacia el exterior los polvos, producto del movimiento de materiales y los gases, producto de la combustión interna de la maquinaria que labora dentro del túnel.

De la eficiencia del procedimiento de ventilación, que se seleccione dependera el estado de salud del personal que labora en la obra.

4.- Se han externado un buen número de razones que fun-

damentan la necesidad y la conveniencia de realizar trabajos de instrumentación en túneles, todas ellas válidas con mayor o menor importancia en casos particulares; fundamentalmente pueden expresarse en dos grandes grupos:

Primero.- Aquellas que registran el comportamiento que acusa la formación natural afectada por la excavación al inducirse en ella variaciones en su estado de esfuerzos y deformaciones y también en los elementos estructurales que se utilicen para estabilizar el hueco creado. Este conocimiento se puede utilizar para controlar los procedimientos de construcción.

Segundo.- Aquellas que inciden en calibrar las teorías utilizadas, en sentido de eliminar aquellas muy alejadas de la realidad y por lo tanto crear nuevas; o bien en el caso de que resulten teorías congruentes con la realidad, empleandolas abatiendo el factor de seguridad e incrementando la economía.

Estos dos propósitos generales tienen su origen en la reg

ponsabilidad que se adquiere para lograr que las obras a las que nos aplicamos se realicen cumpliendo los tres preceptos básicos, esencia misma de la ingeniería: seguridad, economía y funcionalidad.

Seguridad en el sentido que durante la construcción no se pongan en peligro las inversiones aplicadas a la obra, la integridad de los equipos utilizados para su ejecución y mucho menos la vida del personal que labora en ellas y posterior a la terminación de la obra, el factor seguridad obviamente sigue vigente. Economía en el sentido de costos y beneficios correspondiendo a la ingeniería, establecer los conceptos a que deben aplicarse las erogaciones para ejecutar la obra con el monto requerido para realizarla. Funcionalidad en el sentido de que la obra ejecutada cumple satisfactoriamente con la función que dió origen es decir que su utilización se efectúe entre otras cosas sin interrupciones inesperadas.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- " El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones
en el Area Urbana del Valle de México."
Simposio, Marzo 10 de 1978, S.M.M.S.
- 2.- " Cimentaciones en Zonas Minadas de la Ciudad de
México."
Simposio, Marzo 1976, S.M.M.S.
- 3.- " Manual para el Diseño y Construcción de Túneles"
COVITUR - 1986.
- 4.- Manual de Mecánica de Suelos.
Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos
Mexico, 1970.
- 5.- Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica.
Karl Terzaghi, Ralph Peck, Ed. El Ateneo, 1980.
- 6.- Mecánica de Suelos, Tomo I y II.
Juárez Badillo, A. Rico Rodriguez, Ed. Limusa.