



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

28
82

**Estudios Geotécnicos para el Túnel Viveros
Miguel Angel de Quevedo de la Línea 3
del Metro, de la Ciudad de México**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A

VICTOR DANIEL GERVACCI GONZALEZ

México, D. F.

1984



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Págs.
PROLOGO.	1
1.- ANTECEDENTES.	2
2.- EXPLORACION DEL SUBSUELO.....	6
2.1 Introducción.....	6
2.2 Geología regional.....	6
2.3 Programación de los sondeos.....	7
2.3.1 Profundidad y separación de los sondeos exploratorios..	
2.4 Métodos de exploración utiliza- - dos.....	11
2.4.1 Obtención de muestras alte- radas.	
2.4.2 Obtención de muestras inal- teradas.	
3.- TRABAJOS DE LABORATORIO.	21
3.1 Pruebas índice.....	21
3.1.1 Clasificación de los suelos (S.U.C.S.).	
3.1.2 Contenido de agua.	
3.1.3 Granulometría por mallas.	
3.1.4 Porcentaje de material rete- nido en la malla #200.	
3.1.5 Límites de consistencia -- (L.L. y L.P.).	
3.2 Pruebas para definir la resisten- cia al esfuerzo cortante.....	26
3.2.1 Resistencia al corte con -- torcómetro.	
3.2.2 Resistencia a la compresión simple (q_u).	

3.2.3 Pruebas de compresión -- triaxial.	
3.3 Resultados de pruebas de labora- torio.....	30
4.- PIEZOMETRIA, ESTRATIGRAFIA Y PROFUN- DIDAD DEL PERFIL DEL TUNEL.....	54
4.1 Piezometría.....	54
4.2 Estratigrafía.....	54
4.3 Profundidad del perfil del tú- nel.....	55
5.- SELECCION DE LA SECCION DEL TUNEL..	58
5.1 El tipo, resistencia, contenido de agua y presión del suelo....	58
5.2 Método de excavación.....	64
5.3 Los gálibos necesarios para la operación y buen transporte de los trenes del "Metro" dentro - del túnel.....,.....	64
5.3.1 Gálibos necesarios para - un túnel de vía doble.	
5.3.2 Gálibos necesarios para - un túnel de vía simple.	
5.4 La necesidad de acomodar una o dos vías dentro del túnel.....	67
6.- ESTABILIDAD DEL FRENTE.....	75
6.1 Falla del frente.....	75
6.1.1 Forma simplificada del -- prisma deslizante.	
6.1.2 Equilibrio del frente.	
6.2 Influencia del tiempo sin ade- mar en el desarrollo de presio- nes.....	80
6.3 Cálculo del F.S. del frente....	82

3.2.3 Pruebas de compresión -- triaxial.	
3.3 Resultados de pruebas de labora- torio.....	30
4.- PIEZOMETRIA, ESTRATIGRAFIA Y PROFUN- DIDAD DEL PERFIL DEL TUNEL.....	54
4.1 Piezometría.....	54
4.2 Estratigrafía.....	54
4.3 Profundidad del perfil del tú- nel.....	55
5.- SELECCION DE LA SECCION DEL TUNEL..	58
5.1 El tipo, resistencia, contenido de agua y presión del suelo....	58
5.2 Método de excavación.....	64
5.3 Los gálibos necesarios para la operación y buen transporte de los trenes del "Metro" dentro - del túnel.....	64
5.3.1 Gálibos necesarios para - un túnel de vía doble.	
5.3.2 Gálibos necesarios para - un túnel de vía simple.	
5.4 La necesidad de acomodar una o dos vías dentro del túnel.....	67
6.- ESTABILIDAD DEL FRENTE.....	75
6.1 Falla del frente.....	75
6.1.1 Forma simplificada del -- prisma deslizante.	
6.1.2 Equilibrio del frente.	
6.2 Influencia del tiempo sin ade- mar en el desarrollo de presio- nes.....	80
6.3 Cálculo del F.S. del frente....	82

6.3.1	Cálculo del F.S. del frente en base al sondeo T3S-1.	
6.3.2	Cálculo del F.S. del frente en base al sondeo T3S-4.	
7.-	DEFINICION DE CARGAS PARA EL REVESTIMIENTO PRIMARIO Y SECUNDARIO.....	97
7.1	Introducción.....	97
7.2	Algunas ideas sobre la diferencia entre las cargas para el ademe y el revestimiento secundario.....	98
7.3	Revestimiento primario.....	102
7.3.1	Análisis plástico en suelos con cohesión y fricción.	
7.3.2	Interacción entre el suelo y el revestimiento primario.	
7.3.3	Diseño del revestimiento primario de concreto lanzado.	
7.4	Revestimiento secundario.....	110
7.4.1	Definición de arqueo.	
7.4.2	Teoría de presión de suelo de Terzaghi.	
7.4.3	Distribución de esfuerzos producidos por la carga total sobre el túnel.	
7.4.4	Diseño del revestimiento definitivo.	
7.5	Cálculo de cargas a corto plazo y a largo plazo, desplazamiento radial esperado y diseño del revestimiento primario en base a los sondeos T3S-1 y T3S-4.....	118
7.5.1	Cálculos en base al sondeo T3S-1.	

7.5.2 Cálculos en base al sondeo
T3S-4.

8.- PROCESO CONSTRUCTIVO.....	137
8.1 Ciclo de trabajo.....	138
8.1.1 Excavación de la sección.	
8.1.2 Rezaga del material producido de la excavación.	
8.1.3 Colocación del concreto -- lanzado.	
8.1.4 Colocación del revestimiento definitivo.	
8.2 Especificaciones para la elaboración y aplicación del concreto lanzado en los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo.....	141
8.2.1 Método.	
8.2.2 Dosificación y mezclado.	
8.2.3 Resistencia.	
8.2.4 Colocación.	
8.2.5 Preparación de la superficie.	
8.2.6 Rebote.	
8.2.7 Control de calidad.	
9.- INSTRUMENTACION.....	152
9.1 Inclínómetro.....	153
9.1.1 Instalación de la tubería	
9.2 Extensómetro.....	
9.2.1 Instalación de las anclas	
9.3 Sección de convergencia.....	155
9.4 Nivelaciones topográficas.....	157
9.5 Ubicación de las secciones de instrumentación.....	157
9.6 Periodicidad de las observaciones.....	157

	Págs.
9.7 Resultados de la instrumentación de los túneles.....	160
9.7.1 Instrumentación en la zona del sondeo T3S-1.	
9.7.2 Instrumentación en la zona del sondeo T3S-4.	
10.- CONCLUSIONES.	176
BIBLIOGRAFIA.	182

P R O L O G O

El presente trabajo sobre los estudios geotécnicos para los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", es para obtener el grado de licencia tura de los estudios profesionales de Ingeniería ría Civil.

Se ha tratado a lo largo de esta tesis, de desarrollar la metodología con que se proyectaron los túneles del tramo Viveros-M.A. - de Quevedo, apoyándose siempre en la experien cia personal obtenida durante este proyecto.

Se tiene conciencia de las limitaciones de la presente tesis, debidas básicamente a la amplitud de los temas desarrollados y -- por que varios de ellos no han sido resueltos actualmente con la satisfacción deseada, por lo cual aún son temas de investigación.

Espero que a todas aquellas personas - que se enfrenten ante el problema del proyecto de los túneles en suelos y lleguen a leer el presente trabajo, puedan encontrar algo de utilidad.

1. ANTECEDENTES

El problema del transporte colectivo en la Cd. de México es actualmente uno de los más críticos, agudizándose con el crecimiento demográfico de la ciudad. Una de las soluciones a este problema es la ampliación del sistema de transporte colectivo "Metro", del cual a la fecha (1982) se proyecta y construye en su tercera etapa, ver fig. No. 1.1, dentro de la que se encuentra la ampliación de la línea tres -- hacia el sur, con una longitud de 6.51 km. -- Esta ampliación contará con cinco estaciones : Centro Bancomer, Viveros, Miguel Ángel de Quevedo, Copilco y Universidad; en la fig. No. -- 1.2 se muestra su localización.

El proyecto y construcción del "Metro" conjuga varias disciplinas, entre las cuales -- la Mecánica de Suelos tiene una relevante importancia, debido a que la estructura del "Metro" se encuentra alojada o apoyada en el suelo y en una zona urbana, en la que se debe tener la seguridad para evitar accidentes provocados por alguna falla durante la construcción y a largo plazo.

El tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea tres al sur, con una longitud de 824 mts., del cual se trata el presente trabajo, se construirá por medio de la excavación de túneles. -- Esta solución tiene la ventaja con respecto a la de excavación a cielo abierto, de no interferir con el tránsito de superficie, que en -- esa zona de la ciudad como en muchas otras es crítico y de no inducir obras adicionales como el desvío de colectores, de tuberías de agua --

potable, de cables telefónicos y de energía eléctrica, etc. Por lo que con una solución profunda en túnel se evitan este tipo de obras, ahorrándose con ello gastos en desvíos, problemas y molestias a la comunidad.

En la línea 3 al sur, la solución en túnel proporciona además la ventaja de evitar la excavación de los macizos rocosos superficiales producto de la erupción del volcán Xitle, que se encuentran entre M. A. de Quevedo y la calle de Tuera aproximadamente y que significaría una excavación costosa por el uso de explosivos.

Por lo anterior, se decidió construir el tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea tres al sur del "Metro" por medio de la excavación de túneles.

En el presente trabajo sobre los túneles del tramo Viveros M.A. de Quevedo, se describen los análisis y planteamientos realizados para definir su geometría, la ubicación del perfil y su diseño. Tomando en cuenta las características y propiedades mecánicas del subsuelo donde se alojan. De acuerdo con lo anterior, los temas que se mencionan son los criterios para evaluar las cargas que actuarán sobre los revestimientos primario y secundario, el diseño de dichos revestimientos, los procedimientos constructivos y el comportamiento del túnel durante y después de la excavación.

AMPLIACION DE LINEAS DEL "METRO" 3a. ETAPA

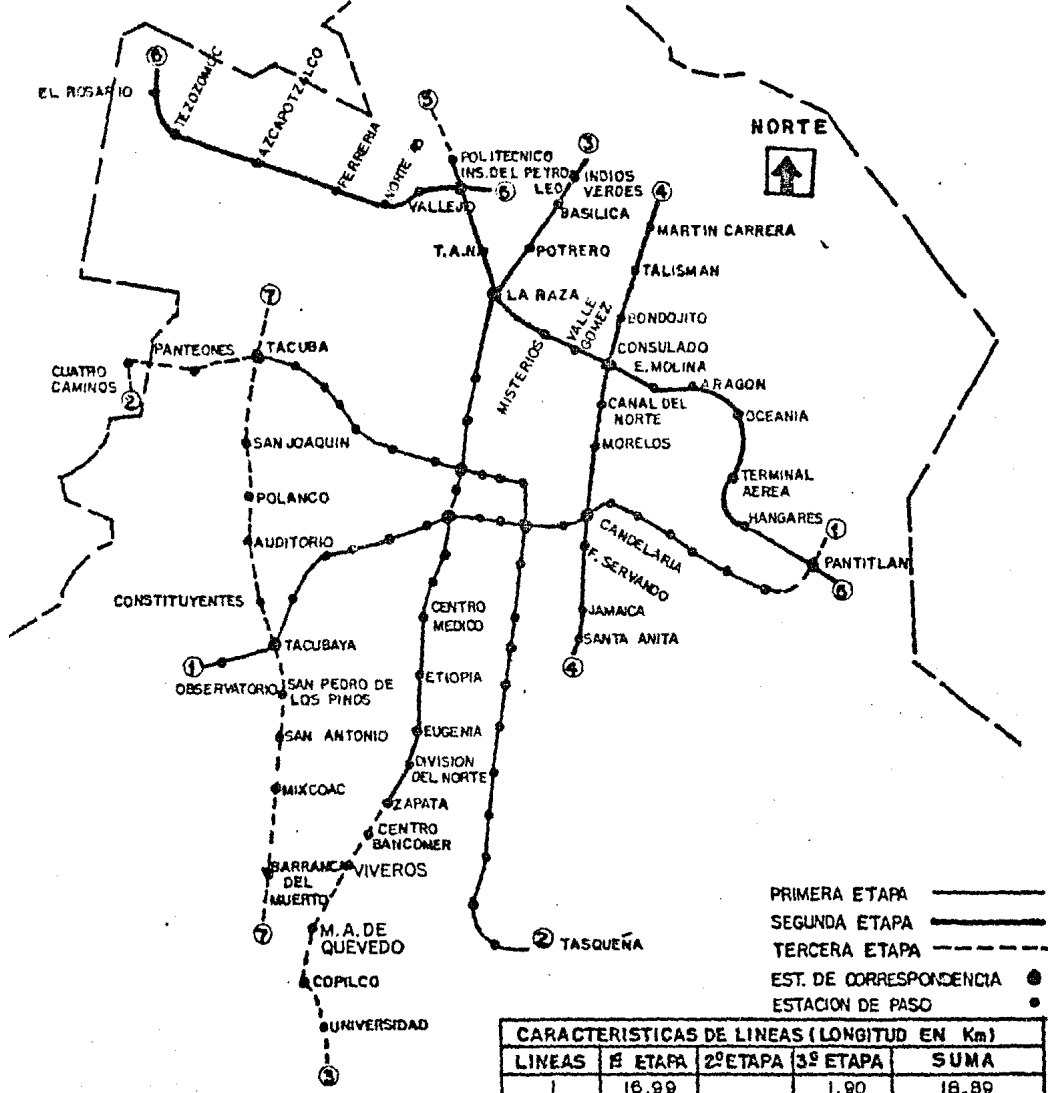


FIGURA No. 1.1

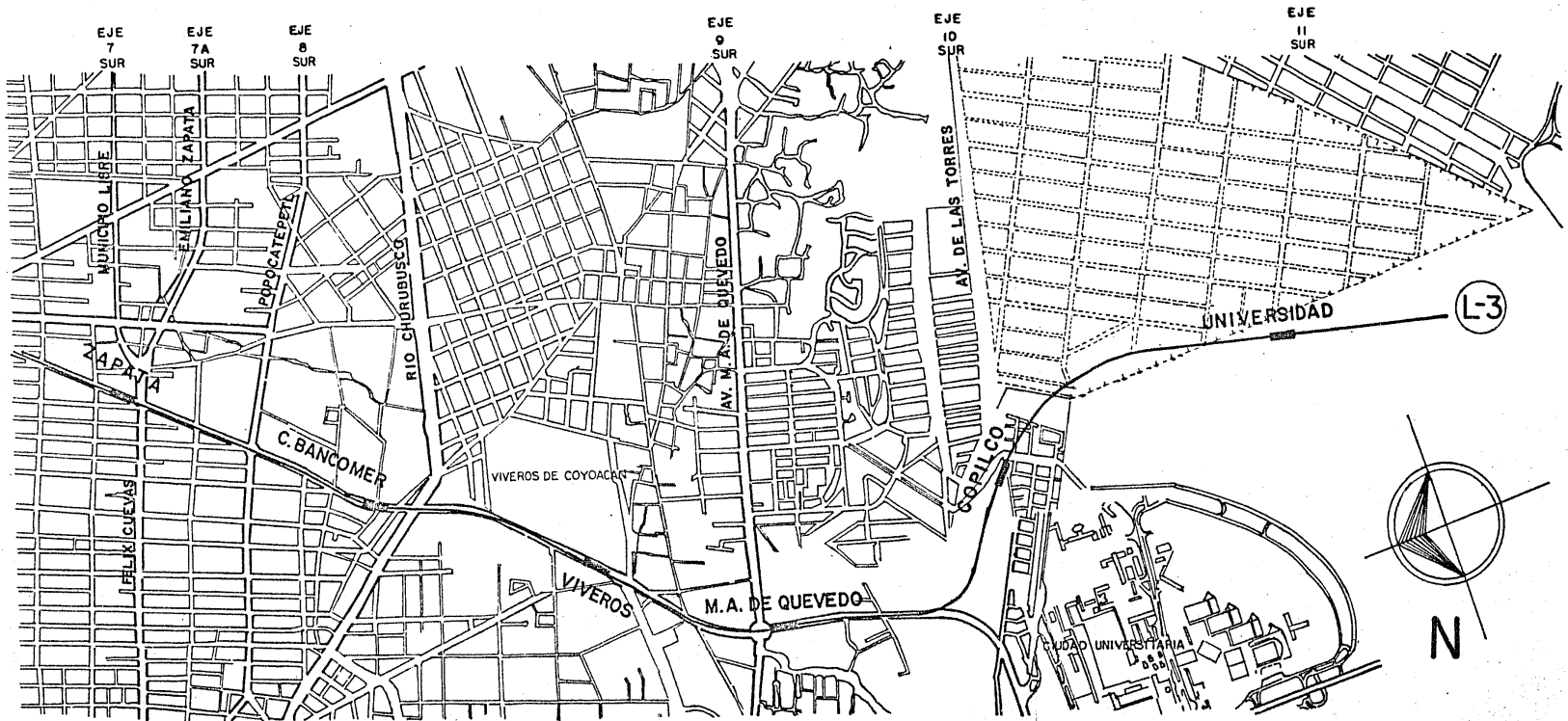


FIG. No.12 LOCALIZACION DE LA AMPLIACION DE LA LINEA 3 AL SUR,
EN LA TERCERA ETAPA DEL "METRO".

2. EXPLORACION DEL SUBSUELO

2.1 Introducci3n.

Con objeto de conocer las propiedades - f3sicas y mec3nicas del subsuelo donde se alojara la l3nea 3 al sur del "Metro", fue necesario plantear un programa de exploraci3n a base de sondeos directos.

En el momento de proponer la exploraci3n se conoc3a el trazo y se ten3a una idea preliminar del perfil de la l3nea. Con estos datos fue necesario plantear la exploraci3n -- por etapas en las cuales la retroalimentaci3n de conocimientos fue parte importante, por la raz3n de que a medida que se conoc3an los tipos de suelo representativos de una zona, se iba definiendo con mayor aproximaci3n el perfil, planteando nuevamente otra etapa de exploraci3n, y as3 sucesivamente hasta definir con precisi3n el perfil de la l3nea y la estratigraf3a de la misma.

2.2 Geolog3a Regional.

Dentro del Valle de M3xico est3 ubicado el Distrito Federal, cabecera pol3tica de la Rep3blica Mexicana, que incluye a la Cd. de M3xico; la cual ocupa un total de 1,480 Km²., de los cuales unos 561 km² son a la fecha - - (1982) zona urbanizada. Una buena parte de la Cd. de M3xico se encuentra construida sobre el fondo del ex-lago de Texcoco y a este hecho se deben los problemas de cimentaciones que en la ciudad se presentan.

Los numerosos estudios que se han realizado en el subsuelo de la Cd. de M3xico, permiti

tieron en 1959, a los ingenieros Marsal y Mazari (Ref. No. 1), zonificarla en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico, de acuerdo a lo que se observa en la fig. No. 2.1.

De acuerdo a los límites indicados en la zonificación antes mencionada, el tramo -- Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", se ubica en los límites entre -- las zonas de lomas y de transición, por lo -- cual la geología regional indica que tendremos básicamente una estratigrafía errática, -- pero con suelos resistentes. La estratigrafía errática obedece a que la formación de -- los suelos en esta zona, fue fluvial y no lacustre, debido a que el transporte o arrastre de material por los ríos impidió la formación de estratos continuos.

2.3 Programación de los Sondeos.

La programación de los sondeos en la -- línea 3 al sur del "Metro", se basó en una exploración por etapas como ya se mencionó, en cada una de las cuales se programaron los sondeos en base a los resultados obtenidos en la etapa anterior. Básicamente se fue definiendo el perfil estratigráfico hasta donde se -- consideró suficientemente bien conocidos los depósitos y las propiedades del subsuelo.

Se realizaron tres etapas de ejecución de sondeos, la primera con los sondeos denominados 3S (tres sur), la segunda con los sondeos T3S (túnel tres sur) y la tercera con -- sondeos SC (sondeo complementario) y SV (sondeo Viveros).

La primera etapa de ejecución con los sondeos 3S, se basó en el conocimiento del trazo del eje del "Metro" y en una idea preliminar del perfil estratigráfico.

La segunda etapa de ejecución con los sondeos T3S, se realizó intercalando estos sondeos entre los ya realizados, en el tramo de la línea 3 al sur que se excavaría en túnel, para definir mejor la composición del perfil estratigráfico que atravesaría el túnel y poder detectar los problemas que se pudieran presentar, durante la construcción y a largo plazo.

La tercera etapa de ejecución con los sondeos SC y SV, se hicieron en aquellas zonas en que se presentaron problemas particulares de estratigrafía.

2.3.1 Profundidad y Separación de los Sondeos Exploratorios.

La profundidad de los sondeos quedó definida por la profundidad máxima a la que podrían excavar los túneles, y ésta se determinó en base a dos necesidades fundamentales: -- a) Garantizar un buen comportamiento de los túneles, durante la construcción y a largo plazo, b) Contar con una profundidad máxima operable de los accesos a los túneles.

La necesidad de que los túneles tengan un buen comportamiento, nos conduce a tratar de profundizarlos lo más posible, ya que el tipo de suelo encontrado en base a la zonificación antes mencionada, indica que a mayor pro-

fundidad se encuentran suelos con un mejor -- comportamiento mecánico.

La profundidad de los accesos a los túneles, está definida por criterios de operación, constructivos y arquitectónicos. Los -- criterios constructivos están basados en que un acceso debe comunicar a la superficie ocupando la menor excavación posible. De acuerdo con ésto, los túneles que comunican a la superficie, presentan una zona crítica en la cual existe poco espesor de terreno encima de la clave ("techo del túnel"), que se traduce en una inestabilidad del túnel. Por esta razón una parte del acceso será necesario excavarla a cielo abierto. Por otra parte, accesos más profundos conducen a excavaciones y construcciones cuyo costo se incrementa considerablemente.

Los criterios arquitectónicos y de operación se basan en el hecho de que a mayor -- profundidad de los accesos a los túneles, -- obligan a una mayor longitud de desarrollo de las escaleras que utilizará el usuario para entrar o salir del "Metro"; por otra parte el aumentar la longitud horizontal de los accesos implica aumentar el área de excavación y de las afectaciones donde se ubican los accesos o bien aumentar la longitud de los túneles de acceso. Así mismo, construir los accesos muy profundos, provocaría inseguridad en los usuarios ante situaciones de peligro.

En base a los criterios antes mencionados se busca que los accesos de los túneles, sean lo menos profundo posible y excavados -- parcialmente a cielo abierto.

De acuerdo a las dos necesidades fundamentales anteriores, en las que por una parte es conveniente que el túnel sea profundo y por otra que los accesos sean lo menos profundo posible, se buscó un equilibrio en ambos factores, que condujeron a que la subrasante del "Metro" en este tramo, estaría ubicada en una etapa de anteproyecto a 25.0 mts. de profundidad. A este nivel del proyecto se manejaba una sección de los túneles con un diámetro exterior máximo aproximado de 10 mts., por lo que la profundidad a la cual sería necesario conocer las propiedades del suelo fue de 25 mts. más un diámetro del túnel, para cubrir cualquier eventualidad, es decir se decidió que los sondeos se llevaran a una profundidad de cuando menos 35 mts. con respecto a la superficie.

Establecida la profundidad mínima de los sondeos, la separación de estos en cada una de las etapas de programación en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", quedaron definidas de la siguiente manera:

En la segunda etapa se programaron los sondeos T3S, ubicados aproximadamente a la mitad de la distancia de separación entre los sondeos 3S, y fueron del T3S-1 al T3S-4, los que se localizan en la fig. No. 2.2.

En la tercera etapa se programaron los sondeos SV-1 y SV-2 a los lados del sondeo 3S-29, el sondeo SC-3-3 se localiza entre los sondeos 3S-33 y el T3S-3, tal y como se muestra en la fig. No. 2.2.

2.4 Métodos de Exploración Utilizados.

Los sondeos se hicieron por medio de métodos de exploración mixtos, para obtener muestras alteradas e inalteradas.

2.4.1 Obtención de Muestras Alteradas.

Para la obtención de muestras alteradas se utilizó el método de penetración estándar, que es el más ampliamente usado para esos fines en México.

El método consiste en hacer introducir en el suelo un penetrómetro estándar, como el que se muestra en la fig. No. 2.3, por medio de golpes producidos por un martinete de 63.5 Kg (140 lbs.) que cae desde 76 cm (30 plg.). El penetrómetro se introduce de la siguiente manera: primero 15 cm. a partir de este momento se cuentan el número de golpes necesarios para introducir 30 cm., posteriormente toda su longitud. Al retirar el penetrómetro el suelo que ha entrado en su interior constituye la muestra alterada representativa del suelo (Ref. No. 2).

La mayor importancia y utilidad de la prueba de penetración estándar radica en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos (Ref. No. 2), sobre todo en arenas; que permiten relacionar aproximadamente la compacidad y el ángulo de fricción interna (ϕ), como la mostrada en la fig. No. 2.4, que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes.

Las relaciones de la fig. No. 2.4, no

toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes. En la fig. No. 2.5 se tienen resultados experimentales que relacionan la penetración estándar, la compacidad relativa para arenas y la presión vertical actuante que es función de la profundidad a que se haga la prueba.

Se pueden obtener correlaciones con el valor de la resistencia a la compresión simple (q_u), en arcillas. Como las que dan Terzaghi y Peck que se presentan en la tabla No. 2.1. Sin embargo cabe mencionar que las correlaciones de esta tabla solo deben usarse como norma de criterio pues los resultados prácticos han demostrado que pueden existir serias dispersiones, por lo tanto, las resistencias obtenidas por este procedimiento no deben de servir de base para proyecto.

2.4.2 Obtención de Muestras Inalteradas

Las muestras inalteradas en suelos, son necesarias para definir sus propiedades mecánicas tales como la resistencia al corte, deformabilidad y compresibilidad. En el caso de los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo las dos primeras son de mayor importancia.

No se puede hablar de una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada (Ref. No. 2). Es lógico que, siempre será necesario extraer el suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo en su vecindad, además, la remoción de la muestra del muestreador al llegar al laboratorio produce inevitablemente otro cambio en los esfuerzos. Por lo anterior, cuando en Mecánica de

Suelos se habla de muestras "inalteradas" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida por ciertos procedimientos que tratan de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "in situ", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

Los métodos de muestreo que se utilizan fueron:

a) Muestreo con tubos de pared delgada

Este tipo de muestreo se realizó en -- suelos poco resistentes, el tubo de pared delgada utilizado fue el tubo Shelby, tal y como se muestra en la fig. No. 2.6.

El procedimiento de hincado del tubo - Shelby es ejerciendo una presión continua y nunca a golpes, ni con algún otro método dinámico, logrando una velocidad constante.

Introducida la muestra de suelo dentro del tubo, este se adhiere al mismo y es factible levantar el tubo con la muestra y sacarlo a la superficie. Posteriormente se sella el tubo con parafina para conservar la humedad - del suelo, y transportarlo cuidadosamente al laboratorio.

En ocasiones y en suelos blandos con - alto contenido de agua, no logra extraerse la muestra, saliendo sin ella a la superficie el tubo Shelby, esto se evita hincándolo lentamente y una vez lleno de suelo se deja en reposo permitiendo que la adherencia entre el - suelo y el tubo aumente con un cierto tiempo, para proceder a la extracción.

En arenas, especialmente en las situadas bajo el nivel freático se tiene la misma dificultad, la cual hace necesario recurrir a procedimientos especiales y costosos para darle al material una "cohesión" que permita conservar su estructura y adherirse al muestreador.

b) Muestreo con el barril Denisson.

El muestreo con el barril Denisson (Ref. No. 3), se realizó en suelos resistentes, y está basado en la idea de hacer penetrar la muestra dentro de un tubo interior mientras es cortada por la rotación de otro exterior. Para su utilización se inyecta barro de perforación en suspensión a través de la barra de sondeo. El tubo sacamuestra está situado dentro de otro de mayor diámetro, ver fig. No. 2.7, provisto de dientes cortantes en la parte inferior.

El tubo de pared delgada, dentro del cual se aloja la muestra, puede ser retirado del muestreador. Mientras se perfora este se empuja al terreno por medio de gastos que ejercen una presión entre una y dos toneladas. Los cuales reaccionan contra el equipo de perforación.

Por medio del barril Denisson se pueden muestrear satisfactoriamente suelos cohesivos resistentes, incluyendo esquistos blandos. En muchas ocasiones se puede extraer, con una pequeña alteración, hasta arenas y limos ligeramente cohesivos. No obstante, en arenas limpias debajo del N. A. F., el muestreador suele subir a la superficie vacío. Con frecuencia los estratos de grava dificultan las operacio-

nes de perforación, al extremo de que a veces exige su abandono.

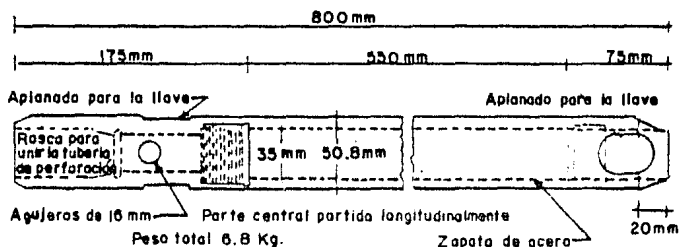
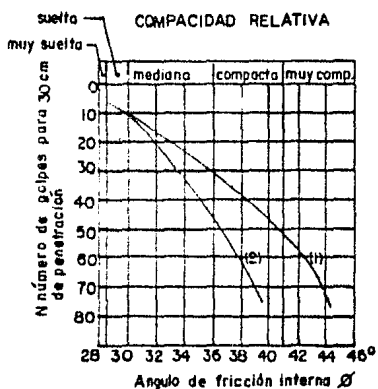


FIG. No. 2.3 PENETROMETRO ESTANDAR.



- (1) Relación para arenas de grano angular o redondeado de mediano a grueso.
- (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

FIG. No. 2.4 CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30cm DE PENETRACION ESTANDAR Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE LAS ARENAS.

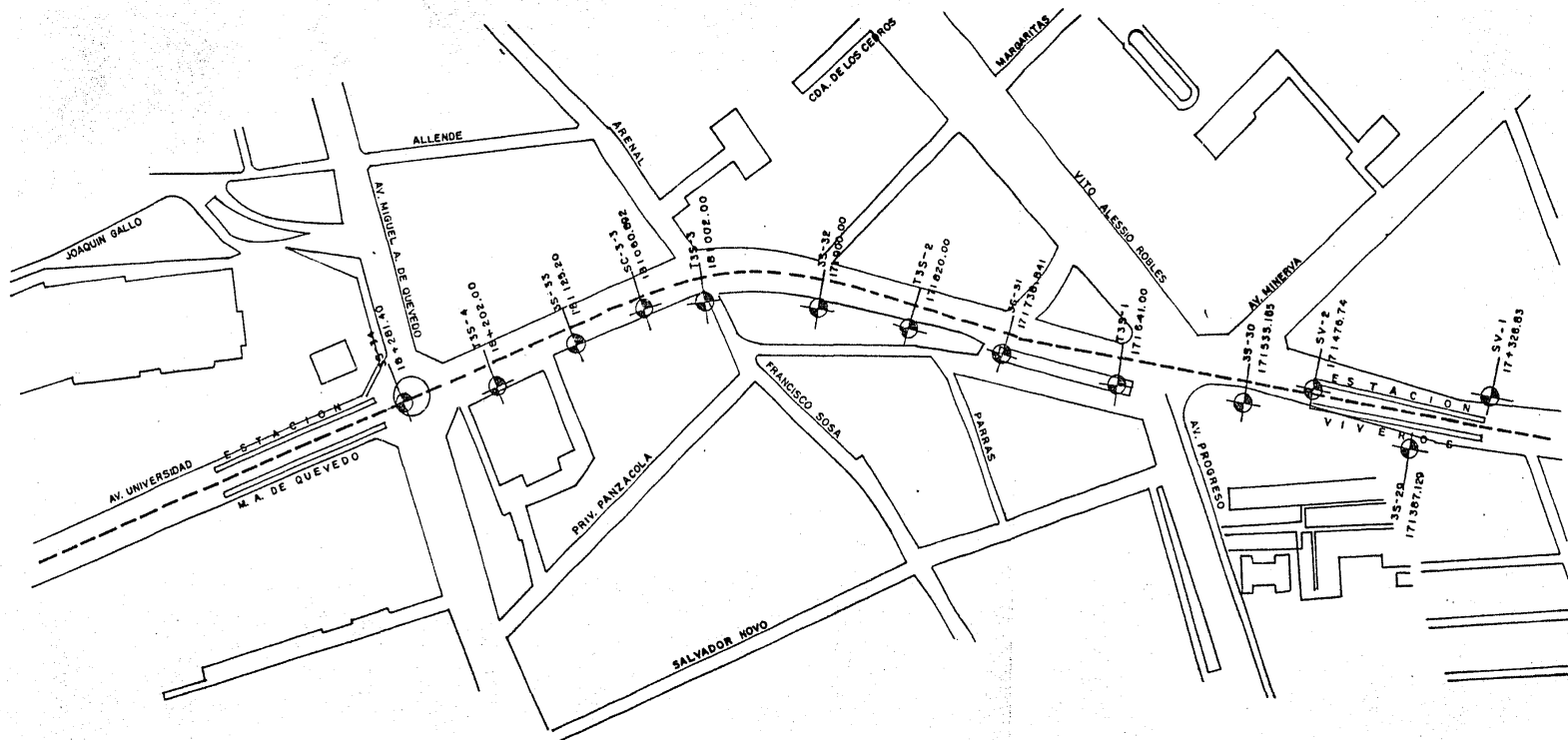


FIG. No. 2.2 PLANTA DE LOCALIZACION DE LOS SONDEOS EN EL TRAMO VIVEROS-M.A. DE QUEVEDO DE LA LINEA 3 SUR DEL "METRO".

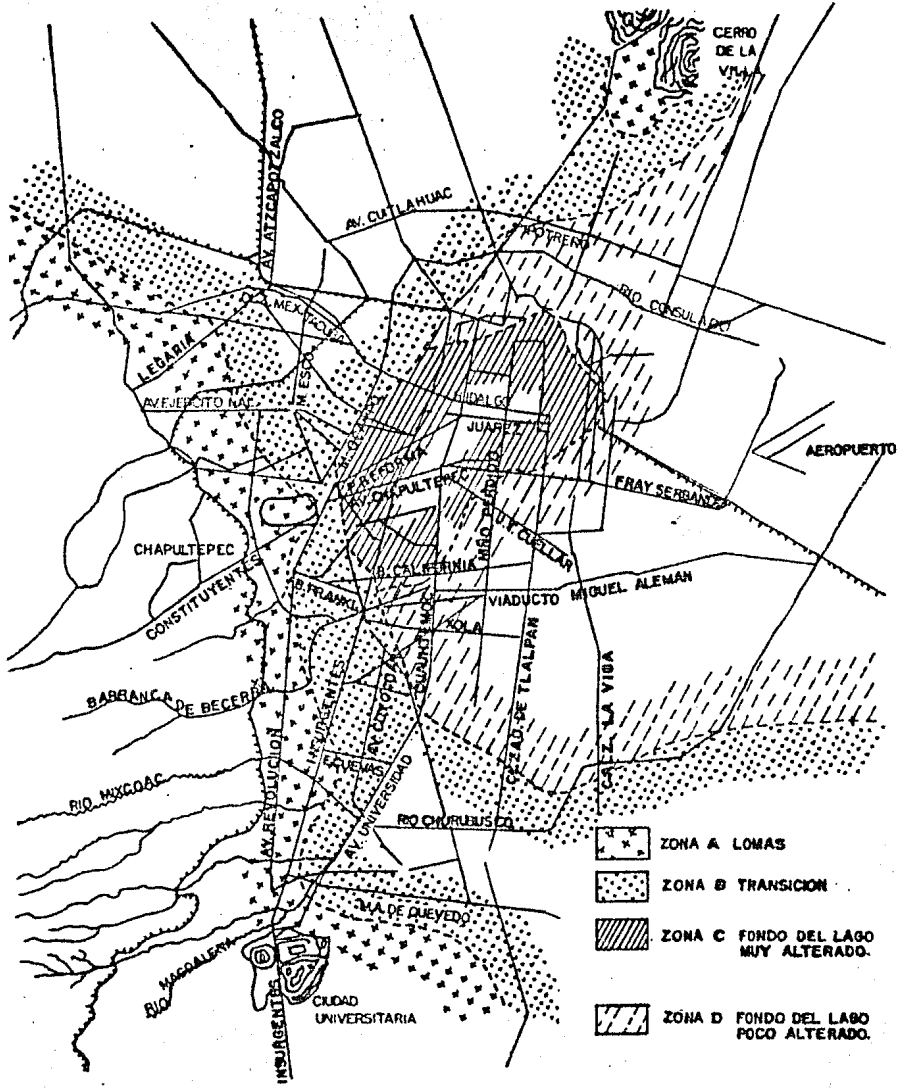


FIG. No. 2.1 ZONIFICACION DE LA CD. DE MEXICO ATENDIENDO AL PUNTO DE VISTA ESTRATIGRAFICO.

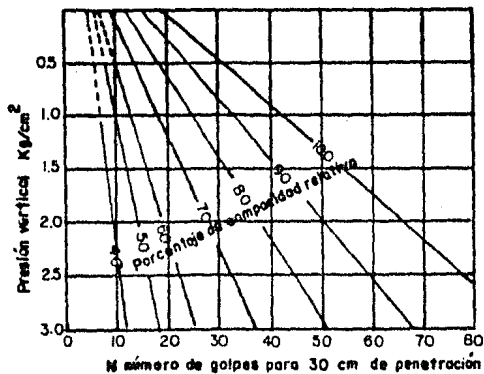


FIG. No. 2.5 RELACION ENTRE LA PENETRACION ESTANDAR, LA PRESION VERTICAL Y LA COMPACIDAD RELATIVA PARA ARENAS.

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u
		kg/cm^2
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

TABLA No. 1

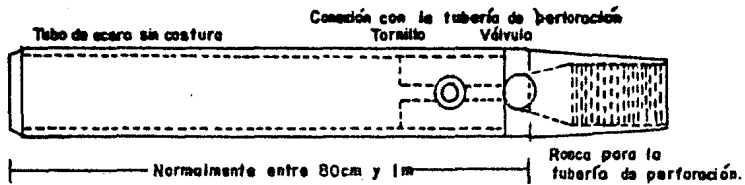


FIG. No. 2.6 MUESTREADOR DE TUBO DE PARED DELGADA, TIPO SHELBY.

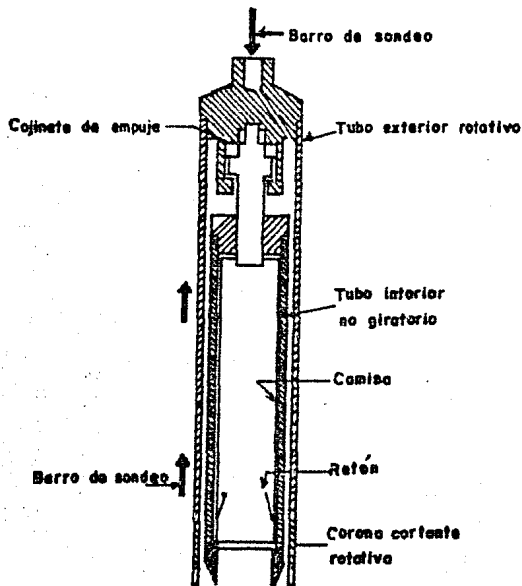


FIG. No. 2.7 DIAGRAMA ESQUEMATICO QUE ENSEÑA LAS CARACTERISTICAS PRINCIPALES DEL MUESTREADOR DENISSON.

3. TRABAJOS DE LABORATORIO.

En este capítulo se mencionan las pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelos, realizadas en las muestras obtenidas de los sondeos hechos en el tramo Viveros-M.A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro"; dividiéndolas para su estudio en pruebas índice y de resistencia al corte, como se indica a continuación:

3.1 Pruebas Índice.

Estas pruebas se hicieron para identificar cualitativamente las propiedades físicas - naturales de los suelos muestreados, las cuales fueron:

- a) Clasificación según las normas y métodos del Sistema.
Unificado de Clasificación del Suelo (S.U.C.S.).
- b) Contenido de agua (W%).
- c) Granulometría por mallas, según normas de A.S.T.M.
- d) Determinación del porcentaje de materiales menores que la malla # 200, - también llamado "lavados".
- e) Determinación de los límites de consistencia de Atterberg, límite líquido (L.L.) y límite plástico (L.P.).

Las pruebas índice se realizaron en las muestras alteradas, recuperadas con el penetrómetro estándar.

Los resultados obtenidos con estos ensayos, complementaron la información dada por -- los perfiles estratigráficos obtenidos de los sondeos.

Las características principales de estas pruebas, e interpretación, se describen a continuación. Sus métodos de ejecución se pueden consultar en los manuales para el laboratorio de Mecánica de Suelos, como el de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

3.1.1 Clasificación de los Suelos (S.U.C.S.).

Para la identificación y clasificación de las muestras de suelo se utilizaron las normas del Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (S.U.C.S.), el cual ofrece criterios de identificación de suelos, ver tabla No. 3.1.

Según sus normas, divide a los suelos en dos fracciones: suelos gruesos a las gravas y arenas; suelos finos a las arcillas, limos y materia orgánica, pudiendo haber combinaciones de éstas fracciones. El suelo grueso se distingue del fino por el cribado de estos a través de la malla # 200 de 0.074 mm de abertura (A.S.T.M.), siendo los suelos gruesos los de tamaño mayor a esta malla y los suelos finos los de menor tamaño que dicha malla.

El S.U.C.S. clasifica a los suelos gruesos de acuerdo a los porcentajes de cada tipo de suelo y a la distribución de la curva granulométrica de sus partículas, y a los suelos finos por la plasticidad que poseen, ayudándose de los límites de consistencia I.P. y L.L., con los cuales se entra a la carta de plasticidad, ver fig. No. 3.1.

Más detalles de este método se pueden consultar en los textos tradicionales de Mecá

nica de Suelos (Ref. No. 2).

3.1.2 Contenido de Agua (W%).

El contenido de agua de un suelo, es la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse en porcentaje.

$$W (\%) = \frac{w_w}{w_s} \times 100$$

El saber el contenido de agua del suelo, nos permite conocer cualitativamente el comportamiento de éste, ya que al tener un contenido de agua grande, será muy comprensible, es decir deformable y su resistencia pequeña.

3.1.3 Granulometría por Mallas.

Esta prueba se efectua en muestras de suelo con gran cantidad de partículas gruesas, y se realiza al separar por medios mecánicos las porciones de suelo de diferentes tamaños, cribando el material a través de un juego de mallas, descendentes desde una abertura de 76.2 mm (malla de 3"), hasta un tamaño de 0.074 mm (malla # 200). Obteniéndose el porcentaje en peso de los materiales retenidos en cada malla, identificando al suelo de éste modo en: grueso, fino o una combinación de ambos, de acuerdo con los valores de graduación (coeficiente de uniformidad Cu y coeficiente de curvatura Cc) obtenidos y tomando en cuenta el contenido y naturaleza de la fracción fina que tenga la muestra.

La granulometría nos permite saber culitativamente el comportamiento mecánico del suelo grueso, ya que una buena granulometría nos indica que el suelo tiene una buena compactidad, es decir es más compacta, por lo cual es más resistente que un suelo con granulometría uniforme o mala, ya que el número de -- huecos es menor y por lo tanto menos deformable.

En las pruebas de laboratorio de los -- sondeos T3S-1 y T3S-4, al final de este capítulo se pueden ver curvas granulométricas.

3.1.4 Porcentaje de Material Retenido en la Malla # 200.

Es una prueba granulométrica simplificada que se realiza en muestras de suelo fino, se realiza lavándola a través de la malla -- # 200, de este modo conociendo el peso del material lavado y el peso retenido, por simple resta se determina el material que pasa la -- malla, logrando saber los porcentajes de material fino y grueso.

Esta prueba nos permite conocer si el suelo se comportará como un suelo fino o grueso.

3.1.5 Límites de Consistencia (L.L. y L.P.).

Según su contenido de agua en orden de creciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguien--tes estados de consistencia, definidos por -- Atterberg (Ref. No. 2).

- 1.- Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una suspensión.
- 2.- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- 3.- Estado plástico, en el que el suelo se comporta plásticamente.
- 4.- Estado semisólido, en el que tiene la apariencia de un sólido, pero -- aún disminuye de volumen al estar -- sujeto a secado.
- 5.- Estado sólido, en que el volumen -- del suelo no varía con el secado.

Las fronteras del estado plástico son - los límites de consistencia de Atterberg (L.L. y L.P.), que se describen a continuación.

a) Límite líquido.

El límite líquido (L.L.), representa la frontera entre el estado semilíquido y el plástico del suelo. El cual se determina en el laboratorio con un aparato de operación manual, llamado Copa de Casagrande, ver fig. No. 3.2., cuya técnica especifica que el valor del límite líquido es igual al contenido de agua necesario en cada suelo, para cerrar una ranura de dimensiones estandarizadas, ver fig. No. 3.1., con 25 golpes en una longitud de 1.0 cm.

b) Límite plástico.

El límite plástico (L.P.), representa - la frontera entre el estado plástico y el semi

sólido, el rango de plasticidad está definido por el índice plasticidad (I.P.), que es -- igual a la diferencia entre el L.L. y el L.P.

La prueba para conocer el valor del -- límite plástico, se basa en hacer rolar sobre una superficie un cilindro de suelo, determinando su contenido de agua, cuando tenga 3 mm de diámetro y empiece a agrietarse.

3.2 Pruebas para definir la Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Para definir la resistencia al corte -- del suelo, se seleccionó muestras inalteradas de los estratos determinados en los perfiles estratigráficos de los sondeos, ejecutando -- las siguientes pruebas:

- a) Resistencia al corte con torcómetro
- b) Prueba de resistencia a la compresión simple (q_u).
- c) Resistencia a la compresión triaxial rápida consolidada (T.R.C.).

Las muestras inalteradas fueron obtenidas al cortar los tubos Shelby.

La prueba de consolidación unidimensional no se realizó debido a que en un túnel no se produce consolidación por una sobrecarga -- en el suelo y los asentamientos que ocurren -- a nivel del terreno natural son producidos -- por el aflojamiento del suelo que está arriba de la clave del túnel.

La determinación de la resistencia al

esfuerzo cortante es importante, por que nos permite hacer los cálculos para determinar la estabilidad de la excavación del túnel y su comportamiento a corto y a largo plazo.

Las características principales de las pruebas de resistencia al corte, e interpretación de resultados se describen brevemente a continuación.

Sus métodos de ejecución se pueden consultar en los manuales.

3.2.1 Resistencia al Corte con Torcómetro.

La prueba se efectuó para obtener la resistencia al corte en forma aproximada en muestras inalteradas de material cohesivo, mediante un aparato de operación manual llamado torcómetro, el cual se muestra en la fig. No. 3.3 y cuyo funcionamiento se detalla a continuación: El torcómetro es un disco metálico con dos caras o bases, en una tiene varias aristas cortadoras en forma radial, y en la otra se encuentra acoplado un resorte torsional, en donde además se tiene una carátula con una aguja indicadora de presión en Kg/cm².

3.2.2 Resistencia a la Compresión Simple (q_u).

Esta prueba se realizó en especímenes inalterados de materiales cohesivos, escogidos a varias profundidades, de los estratos detectados con los sondeos.

La resistencia al corte obtenida del ensaye queda expresada por el parámetro cohesión interpretándose éste como la mitad de la resistencia última (q_u), obtenida de la prueba.

$$c = \frac{q_u}{2}$$

Las curvas esfuerzo-deformación de los especímenes, entregadas por el laboratorio -- son como las mostradas en los reportes de los dos sondeos mostrados al final de este capítulo.

El esquema de un aparato con aplicación de carga directa para la prueba de compresión simple se muestra en la fig. No. 3.4.

3.2.3 Pruebas de Compresión Triaxial.

Las pruebas triaxiales tienen como finalidad el de determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos (Ref. No. 2), aplicando diferentes cargas a las muestras de suelos ensayadas.

Buscando sencillez en su realización -- las pruebas triaxiales que se efectúan en la realidad, los esfuerzos en dos direcciones -- son iguales.

Las pruebas triaxiales están constituidas por dos etapas. La primera en que se aplica a la muestra una presión de cámara (σ_c); durante ella se puede o no permitir el

drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas, ver fig. No. 3.5. En la segunda etapa de carga a través del vástago, en donde se aumenta el esfuerzo axial a compresión, la muestra es sujeta a esfuerzos cortantes, sometiéndola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; en esta segunda etapa también puede o no ser drenada, según se maneje la misma válvula mencionada.

Dependiendo del manejo de la válvula -- para el drenaje en la primera o segunda etapa de una prueba triaxial, se tienen tres tipos :

- a) Prueba lenta (L.) Prueba con consolidación y con drenaje.
- b) Prueba rápida-consolidada (Rc). Prueba con consolidación y sin drenaje.
- c) Prueba rápida (R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.

La ley de resistencia al corte del suelo en los resultados de la prueba triaxial, -- está dada por la ecuación de Mohr-Coulomb.

La línea de falla será tangente al círculo de falla, lo que permite al laboratorio -- conocer dos o más círculos de falla Mohr, obtenidos al variar los esfuerzos normales principales de varios especímenes de un mismo suelo, al trazar una tangente a estos permite conocer la línea de falla.

Por medio de la línea de falla en un -- plano $\nabla - \sigma$, se puede conocer la cohesión (C) como la ordenada al origen y el ángulo de fricción interna (ϕ), es el ángulo de la línea de

falla con respecto a la horizontal.

Las diferentes pruebas triaxiales mencionadas, nos llevan a diferentes tipos de líneas de falla, como se muestra en la fig. No. 3.6; por lo que la selección de la prueba -- triaxial es sumamente importante para obtener las propiedades mecánicas reales.

En el tramo Viveros-M. A. de Quevedo - de la línea 3 al sur del "Metro", se seleccionó la prueba de compresión triaxial rápida -- consolidada (Rc), en base al tipo de suelo -- que se tiene, el cual es granular fundamentalmente, que permite un drenaje del agua y considerando que el nivel de aguas freáticas estará por debajo de los túneles, el suelo alrededor de estos trabajará con esfuerzos efectivos. La triaxial rápida consolidada tiene mejores resultados que la lenta, que en primera instancia sería la más conveniente, por ser -- más barata, con resultados más confiables y -- por la obtención más rápida de resultados.

Cabe aclarar que la prueba triaxial -- más adecuada para simular el comportamiento -- del suelo alrededor del túnel, es una prueba triaxial de extensión, pero debido a su dificultad y a sus limitaciones para realizarla, -- impiden su actual comercialización en los laboratorios de Mecánica de Suelos, por lo tanto fueron desechadas debido a la gran cantidad de pruebas triaxiales que se necesitaban.

3.3 Resultados de Pruebas de Laboratorio.

Por la gran cantidad de sondeos realizados en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo, -- se ha seleccionado dos sondeos, el T3S-1 y el

T3S-4, para mostrar los resultados de las dife
rentes pruebas de laboratorio efectuadas en es
tos sondeos. Cuyos resultados se utilizarán -
en los capítulos posteriores. En las figs. de
la No. 3.7 a la No. 3.37 se muestran los resul
tados de estas pruebas.

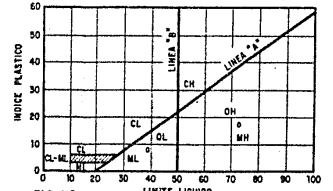
SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

INCLUYENDO IDENTIFICACION Y DESCRIPCION

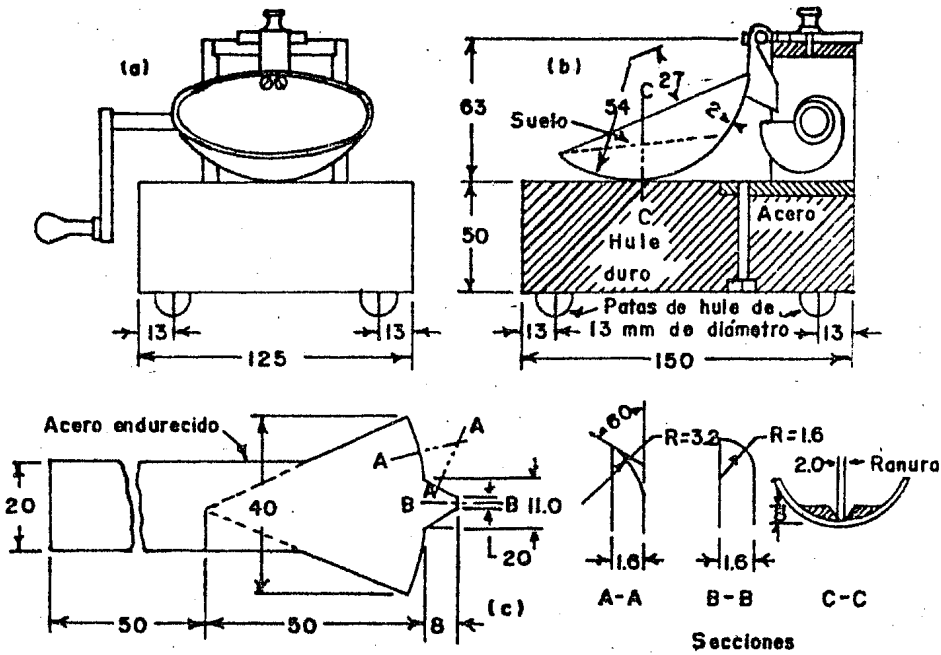
TABLA N° 3/2

PRINCIPALES TIPOS	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 7.6 cm (3/4") y se basan las fracciones en pesos estimados)	SIMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACION NECESARIA PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION PARA SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO
SUELOS DE GRANULOSAS SUAVES Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 200 (100 micras) y se basan las fracciones en pesos estimados.	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Dése el nombre típico, indiquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis	Coeficiente de uniformidad (C _u), Coeficiente de curvatura (C _c) $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 4; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para GW Límites de plasticidad abajo de la línea A o I _p menor de 4 Límites de plasticidad arriba de la línea A con I _p mayor de 7 $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ mayor de 6; $C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$ entre 1 y 3 No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW Límites de plasticidad abajo de la línea A o I _p menor de 4 Límites de plasticidad arriba de la línea A con I _p mayor de 7	Estos procedimientos se ejecutan con la fracción que pasa la malla No. 40 (aproximadamente 0.5 mm). Para fines de clasificación en el campo, si no se usa la malla se utilizan o no las partículas gruesas que interfiere con las pruebas
	ARENAS LIMPAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Para los suelos inalterados, agréguese información sobre estratificación, capacidad, remediación, condiciones de humedad y características de drenaje		
	ARENAS CON FINOS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo	Para los suelos inalterados, agréguese información sobre estratificación, capacidad, remediación, condiciones de humedad y características de drenaje		
	ARENAS LIMPAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla	EJEMPLO: Arenas limosas con grava, con 20% de grava de partículas duras angulosas y de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa a fina de partículas redondeadas o subangulosas; alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial (SM)		
	ARENAS LIMPAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno	EJEMPLO: Arenas limosas con grava, con 20% de grava de partículas duras angulosas y de 1.5 cm de tamaño máximo; arena gruesa a fina de partículas redondeadas o subangulosas; alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial (SM)		
SUELOS DE GRANULOSAS DURES Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 200 (100 micras) y se basan las fracciones en pesos estimados.	ARENAS LIMPAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno	Use la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo indicadas en la columna de identificación en el campo. Déterminese los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla No. 200), los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos de 5% : GW, GP, SW, SP. Más de 5% : GM, GS, SM, SP. 5 a 12% : GM, GS, SM, SC. Más de 12% : GP, GP, SW, SP.	EQUIVALENCIA DE SIMBOLOS G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduada L-Baja compresibilidad S-Arena C-Arcilla PI-Turba	
	ARENAS CON FINOS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo			
	ARENAS LIMPAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla			
	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40					
	ARENAS LIMPAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	ML	Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos			Dése el nombre típico, indiquense el grado y carácter de la plasticidad; cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas; color del suelo húmedo; olor; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis
	ARENAS LIMPAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 4 (4.75 mm) y se basan las fracciones en pesos estimados.	CL	Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad; arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas azules			Para los suelos inalterados agréguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto en estado inalterado como remediado, condiciones de humedad y drenaje
SUELOS DE GRANULOSAS FINAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla No. 200 (100 micras) y se basan las fracciones en pesos estimados.	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido menor de 50 Límite plástico mayor de 10	MH	Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos	EJEMPLO: Limo arcilloso café, ligeramente plástico; porcentaje reducido de arena fina; numerosos agujeros verticales de raíces; firme y seco en el lugar; (less (ML))		
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50 Límite plástico mayor de 10	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad; arcillas francas			
	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50 Límite plástico menor de 10	OH	Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad; arcillas orgánicas de plasticidad media			
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa	PI	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACION DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO



(*) Clasificaciones de frontera — Los suelos que posean las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos, por ejemplo: GW-GC: mezcla de grava y arena bien graduado con cemento arcilloso.
 (b) Todos los tamaños de los mallas son los U.S. Standard



Nota: Todas las dimensiones en milímetros

FIG. No. 3.2 a) Y b) APARATO MECANICO PARA DETERMINAR EL LIMITE LIQUIDO. c) RANURADOR DE CASAGRANDE.

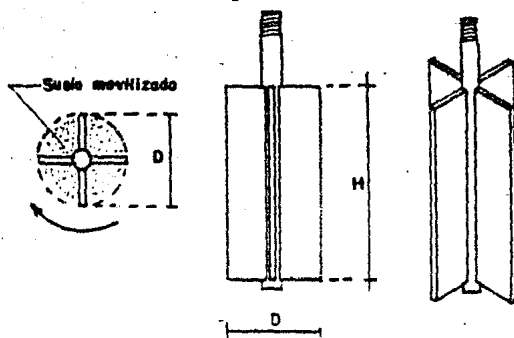


FIG. No. 3.3 APARATO DE VELETA PARA DETERMINACIONES DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE.

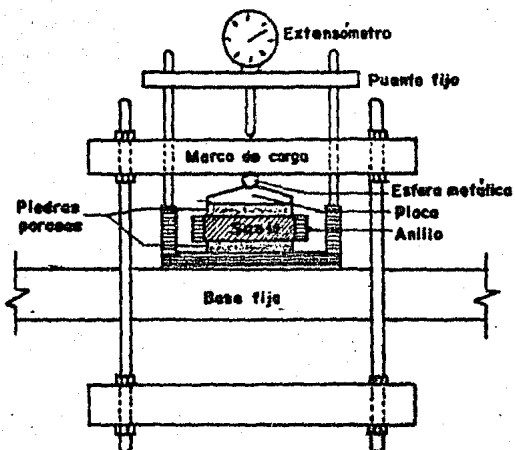


FIG. No. 3.4 DETALLE DE UN CONSOLIDOMETRO DE ANILLO FLOTANTE.

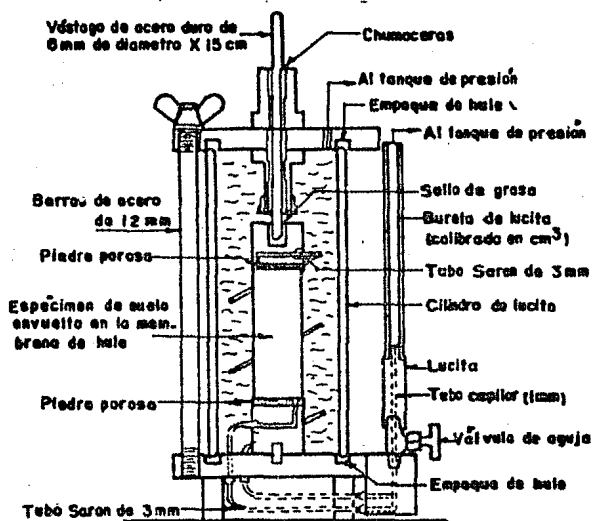


FIG. No.3.5 CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

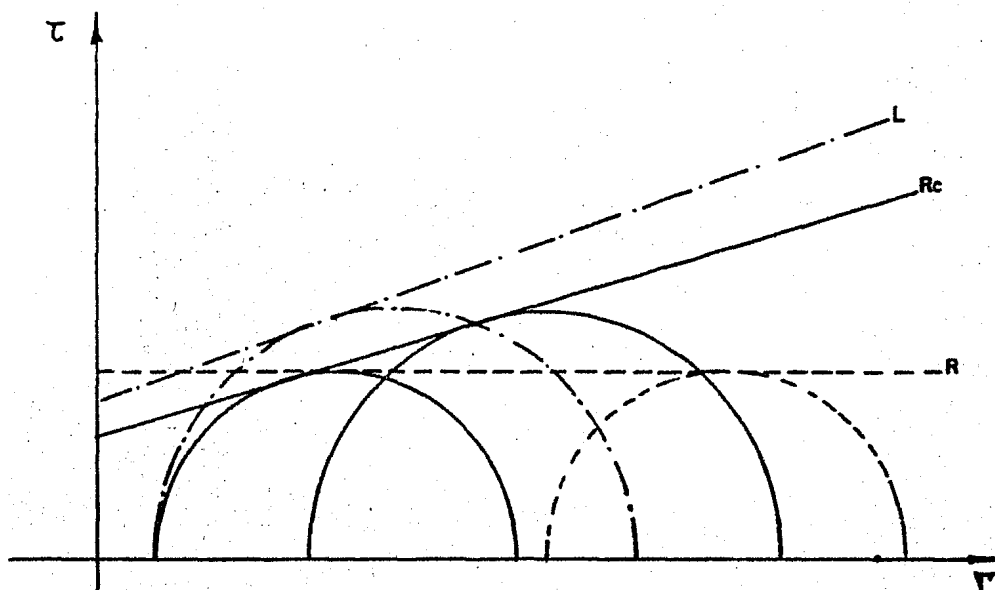


FIG. No. 3.6 DIAGRAMA CON LAS DIFERENTES LINEAS DE FALLA DE ACUERDO A LAS PRUEBAS TRIAXIALES R, Rc Y L.

PROF. m	ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		MUESTRAS			RESISTENCIA A LA PENETRACION ESTANDAR (N)		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %			RESISTENCIA AL CORTE CON TORCOMETRO COMPRESION SAMPL		PROF. N.A.F. PIEZ. 0 m	
	ELEV. m	DESCRIPCION	CLASIF. SUELO	NO.	Tipos	Golpes por 30cm (N)	25	50	100	300	500	10		20
		Material de relleno		1	RE. 25									
2.10				2	" 27									
2.60		Limo arcilloso con arena		3	" 30									
3.00		Arena limosa con gravas		4	" 19									
3.90		Arcilla limosa con arena		5	" 37									
4.50		Gravas y gravillas con arena		6	T.S.									
		Arena limosa con gravas	SM	7	PE. 54									
5.70				8	" 25									
		Gravas con arena con poco limo		9	T.S.									
7.10				10	" 21									
		Arcilla limosa con arena	CL	11	" 42									
8.50				12	T.S.									
		Arena limosa	SM	13	PE. 17									
10.00				14	T.S.									
10.40		Arena limosa	SM	15	PE. 19									
10.50		Limo arcilloso con arena	CL	16	T.S.									
11.20		Arena limosa con gravas	SM	17	PE. 20									
12.00				18	T.S.									
		Arcilla limosa con arena	CL	19	PE. 17									
13.40				20	T.S.									
14.50		Arena limosa	SM	21	PE. 17									
				22	T.S.									
		Arcilla limosa con arena	CL	23	RE. 45/20									
				24	T.S.									
		Arcilla limosa con arena	CL	25	RE. 15									
16.80				26	T.S.									
		Arena limosa	SM	27	PE. 13									
17.80				28	T.S.									
17.90		Arcilla limosa con gravas	CL	29	PE. 16									
18.80				30	T.S.									
19.20		Arcilla limosa con arena	CL	31	PE. 17									
		Arena limosa	SM	32	T.S.									
20.30				33	PE. 14									
22.60		Arcilla limosa con arena	CL	34	T.S.									
		Arena limosa	SM	35	PE. 45/15									
22.40				36	" 54									
22.60		Limo arenoso	SM	37	T.S.									
		Arena con gravas (mat. pumítico)	SM	38	PE. 20									
				39	" 29									
23.40				40	T.S.									
		Limo arcilloso con arena y poca grava	SM	41	PE. 12									
27.00				42	" 14									
				43	" 54									
				44	" 45/10									
				45	B.D.									
				46	PE. 45/10									
				47	" 45/04									
		Arena limosa con gravas y boleas	SM	48	B.D.									
				49	PE. 45/05									
				50	" 40/10									
32.75				51	B.D.									
		Boleas con grava	SM	52	B.D.									
33.80				53	PE. 35/05									
		Arena limosa con gravas y boleas	SM	54	B.D.									
35.40				55	PE. 40/10									
				56	B.D.									
				57	PE. 40/05									
				58	B.D.									
				59	PE. 40/05									
				60	B.D.									
				61	PE. 40/05									

PERCENTAJE DE FINOS QUE PASA POR LA MALLA 40.200 MAS DE 60 GOLPES.

SIMBOLOGIA

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- FOSILES
- BOLEAS

FIG.No.3.7 SONDEO T3S-1 DE LA LINEA 3 SUR DEL METRO. PRESENTACION GRAFICA DE ENSAYES.

SONDEO	PROF. MEDIA	W	LL	LP	IP	C _r	CLASIF.
	m	%	%	%	%	---	S.U.C.S.
T33-1	7.20	37.71	46.4	21.3	25.1	0.34	CL
"	10.90	48.77	39.6	24.5	15.1	-0.60	CL
"	13.50	36.37	36.0	20.3	15.7	-0.02	CL
"	14.80	32.69	42.0	21.9	20.1	0.45	CL
"	16.30	34.67	47.4	20.2	18.2	0.69	ML
"	19.10	32.99	35.9	17.2	16.7	0.15	CL

W = CONTENIDO NATURAL DE AGUA
 LL = LIMITE LIQUIDO
 LP = LIMITE PLASTICO
 IP = INDICE PLASTICO
 C_r = CONSISTENCIA RELATIVA

FIG. No. 3.8 TABLA No. 2 DE LIMITES DE CONSISTENCIA, SONDEO T33-1.

SIMBOLO	PROF.	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m	mm	mm	mm	---	---	%	%	%	
—○—	14.40	—	—	0.20	—	—	0.8	61.8	37.4	SM
---○---	16.50	—	—	0.36	—	—	—	62.3	37.7	SC
●---●	17.90	—	—	—	—	—	—	38.9	61.1	SC

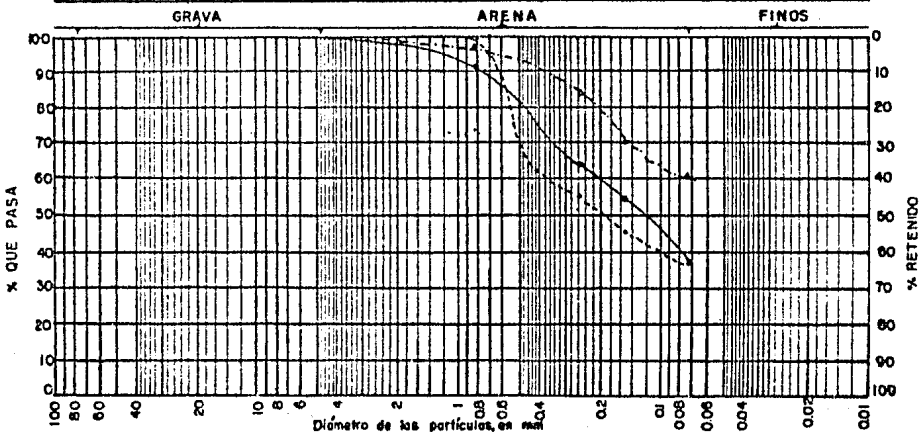


FIG. No. 3.9 ANALISIS GRANULOMETRICO, SONDEO T33-1

SÍMBOLO	PROF. m	D ₁₀ mm	D ₃₀ mm	D ₆₀ mm	C _u	C _c	GRAVA %	ARENA %	FINOS %	CLASIFICACION SUCS.
—○—	5.20	—	0.50	4.60	—	—	38.7	50.0	11.3	SW-SM
- - - - -	9.70	—	0.23	0.35	—	—	—	87.8	12.2	SM
▲ - - - -	12.30	—	0.14	0.46	—	—	2.3	73.4	24.3	SM

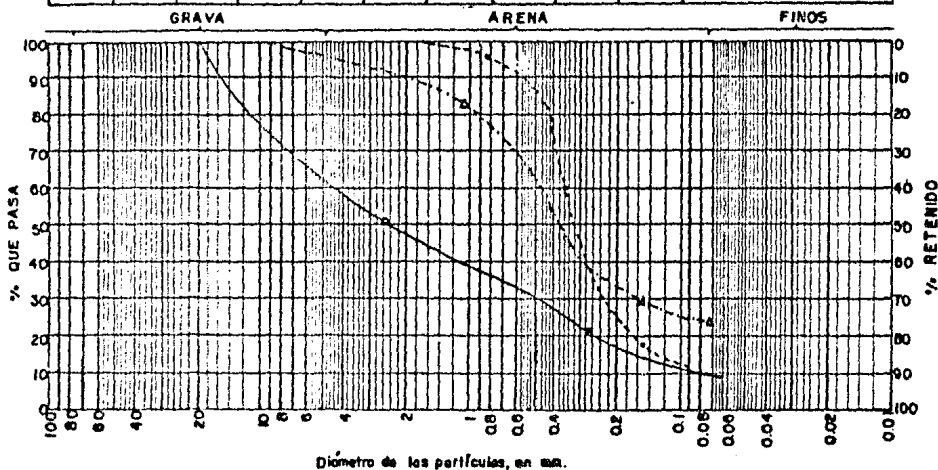


FIG. No. 3.10 ANALISIS GRANULOMETRICO
SONDEO T3S-1.

PROF.	GRAN. DE LINDO Ss	RELACION DE AGUA e ₁	CONTENIDO DE AGUA W	GRAN. NATURAL D ₁₀	GRAN. NATURAL D ₆₀	GRAN. NATURAL D ₃₀	DEFORMACION A LA RUPTURA ε _r	DEFORMACION A LA RUPTURA ε _r	PESO VOLUMETRICOS Y _h	PESO VOLUMETRICOS Y _s	CLASIFICACION SUC.S.
m	---	---	%	%	%	%	%	kg/cm ³	kg/cm ³	kg/cm ³	
3.60	---	---	33.1	---	---	---	---	1705	1280		
8.40	2.55	0.79	33.0	---	0.20	6.36	1898	1425			
10.90	MATERIAL NO LABRABLE										
15.90	2.42	0.67	32.7	91.0	1.85	0.60	8716	1293			
17.70	2.48	0.62	20.4	81.6	0.94	2.26	1843	1530			
19.10	2.48	0.80	25.6	79.4	1.30	1.08	8728	1375			C L
20.80	2.53	0.61	23.3	97.5	1.55	1.72	1941	1571			

RESULTADOS DE ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE SONDEO T3S-I.

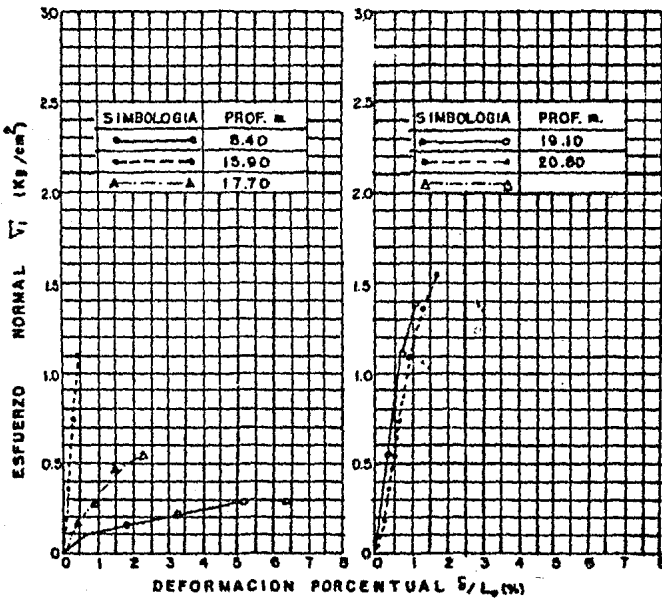
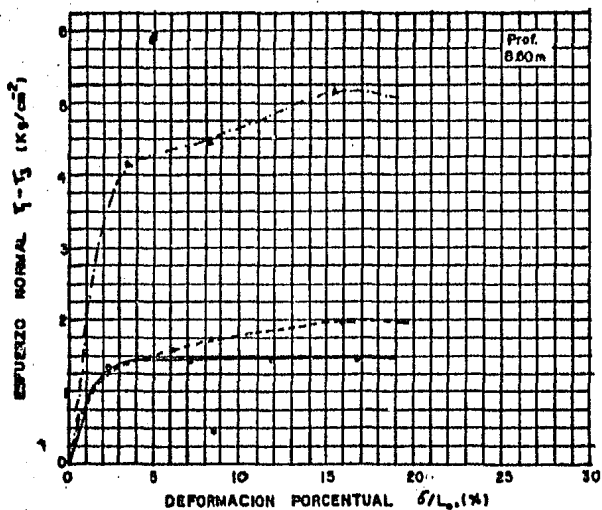


FIG. No.3.11 COMPRESION SIMPLE CURVAS ESFUERZO DEFORMACION SONDEO T3S-I



SÍMBOLOS	ESFUERZO COHESANTE $\bar{\gamma}_1$ (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\bar{\gamma}_1 - \bar{\gamma}_1$ (Kg/cm ²)	DEFORMACI. δ/L_0 (%)
—○—	0.25	1.30	2.38
—●—	0.50	1.21	1.96
—■—	1.00	4.10	3.58

FIG. No. 3.12 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL
SONDEO T38-1.

PROF.	DENS. DE SOLI. S _s	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQU. L.L.	INDICE DE PLAST. I _p	DEFOR. PORCE. δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL			PESO VOLU. γ_h
		INICI. e _i	FINAL e _f	INICIAL W _i	FINAL W _f	INICIAL O _i	FINAL O _f				Menor $\bar{\gamma}_1$	Mayor $\bar{\gamma}_2$	Horiz. $\bar{\gamma}_3$	
m	—	—	—	%	%	%	%	%	%	%	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/m ³
8.00	2.58	0.87	0.82	24.7	24.0	98.1	99.9	—	—	2.38	0.25	1.81	1924	
	2.56	0.58	0.60	25.6	23.6	—	100.7	—	—	1.96	0.50	1.71	2030	
	2.60	0.65	0.58	24.2	22.2	96.8	99.5	—	—	3.58	1.00	5.16	1950	

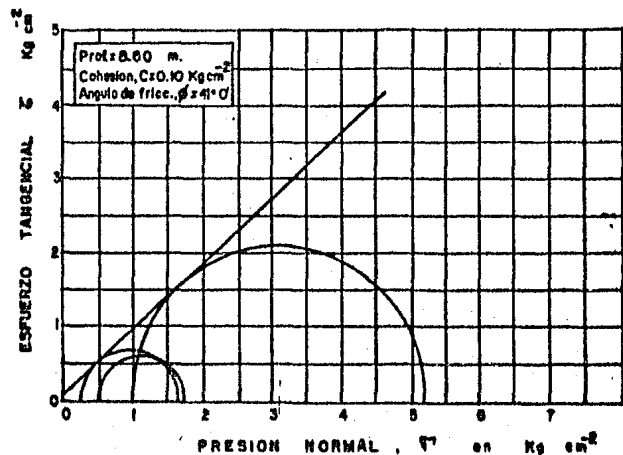
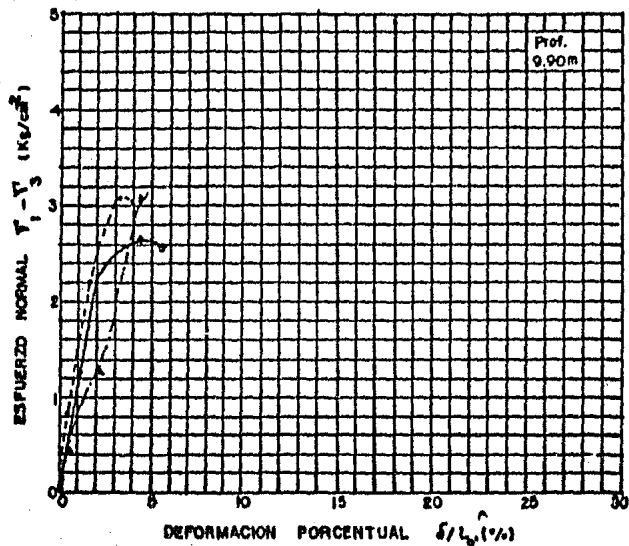


FIG. No. 3.13 COMPRESION TRIAXIAL
CONSOLIDADA RAPIDA
SONDEO T38-1.



SIMBOLO	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACI. δ/L_0 (%)
—○—	0.25	2.23	2.23
- - -□-	0.50	3.08	3.36
· · ·△·	1.00	3.08	4.47

FIG. No. 3.14 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL
SONDEO T3S-1.

PROF.	DENSIDAD DE SOLID.		RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQU.	INDICE DE PLAS.	ESFUERZO PRINCIPAL	PESO VOLU.
	S_s	e_i	e_f	w_i	w_f	G_i	G_f	$L.L.$				
m	—	—	—	%	%	%	%	%	%	%	Kg/cm ²	Kg/m ³
9.90	2.52	0.67	0.65	26.5	25.9	99.7	100.4	—	—	—	2.23	2.48
	2.52	0.72	0.68	27.0	26.8	94.5	99.3	—	—	—	3.36	3.58
	2.54	0.68	0.67	27.4	26.7	102.3	101.2	—	—	—	44.7	1924

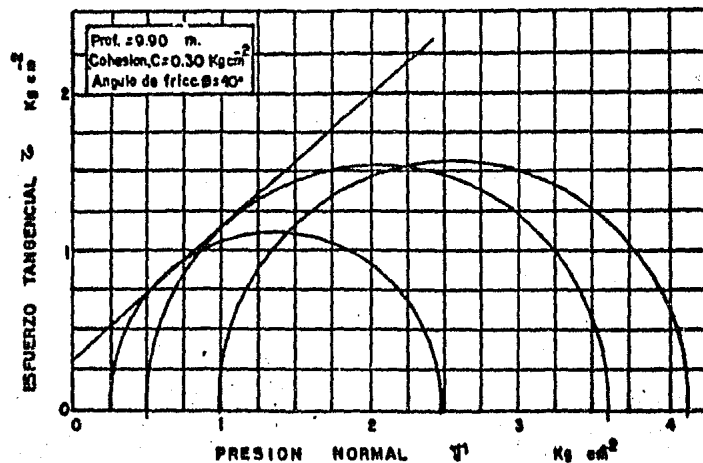
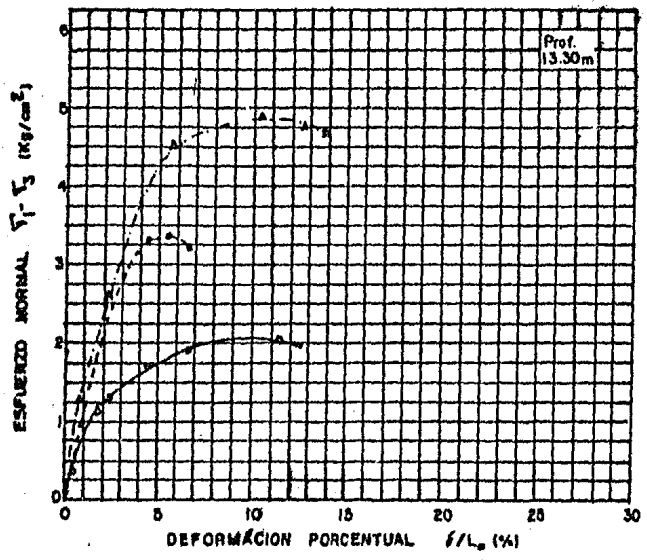


FIG. No. 3.13 COMPRESION TRIAXIAL
CONSOLIDADA RAPIDA
SONDEO T3S-1.



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE T_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $T_1 - T_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACI. e/L (%)
○	0.25	1.10	1.02
□	0.50	3.32	4.40
△	1.00	4.54	5.82

FIG.No. 3.16 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION.
COMPRESION TRIAXIAL
SONDEO T39-1.

PROF.	DENS. DE SOLI. ρ_p	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQU. L.L.	INDICE DE DEFOR. PLAS. I_p	ESFUERZO PRINCIPAL MENOR T_3	ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR T_1	PESO VOLU. IRUME. γ_b	
		inicial e_i	FINAL e_f	inicial W_i	FINAL W_f	inicial G_i	FINAL G_f						
m	—	—	—	%	%	%	%	%	%	Kgcm ²	Kgcm ²	KgM ³	
13.30	2.51	0.74	0.73	24.1	23.8	81.7	81.8	30.0	15.7	1.02	0.26	1.35	1793
	2.45	0.53	0.53	22.6	22.4	104.5	103.5			4.40	0.50	3.82	1980
	2.49	0.57	0.57	23.4	23.3	102.2	102.7			5.82	1.00	5.84	1939

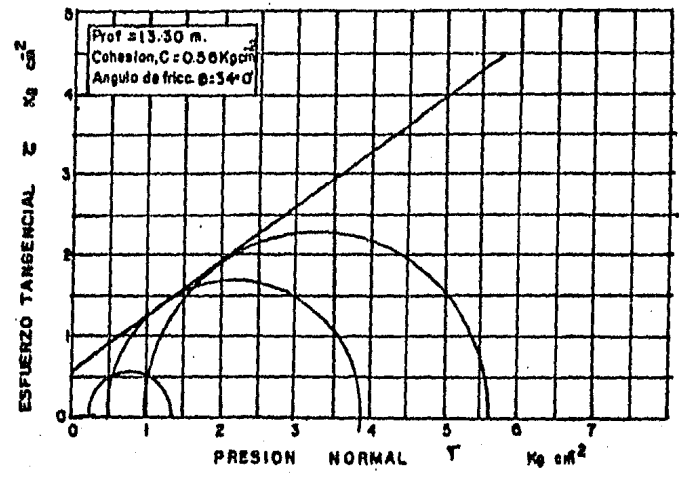
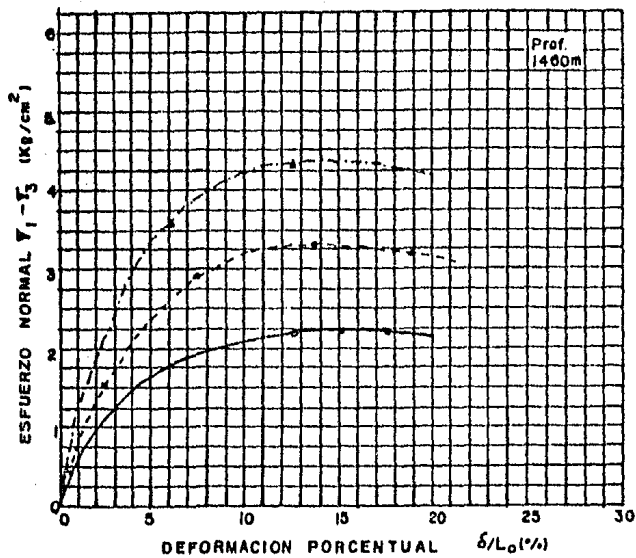


FIG.No. 3.17 COMPRESION TRIAXIAL
CONSOLIDADA-RAPIDA
SONDEO T39-1.



SIMBOLO	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
—○—	0.25	1.68	5.03
—●—	0.50	2.33	5.00
—△—	1.00	3.28	5.00

FIG. No.3.18 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL
SONDEO T38-1.

PROF	DENS. DE SOLI. S _s	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQU. L.L.	INDICE DE PLAS. I _p	DEFOR. PORCE. f/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLU. H _n	
		INICIAL e _i	FINAL e _f	INICIAL W _i	FINAL W _f	INICIAL G _i	FINAL G _f				MENOR σ_{31}	MAYOR σ_{11}		
m		%	%	%	%	%	%	%	%	%	Kg/cm	Kg/cm	Kg/m	
14.60	2.49	0.95	0.97	40.5	41.1	106.2	105.5				5.03	0.25	1.93	1792
	2.47	0.95	0.92	40.9	39.8	106.3	106.9	4.20	20.1		5.00	0.50	2.83	1787
	2.51	1.01	0.98	41.0	39.7	101.9	101.7				5.00	1.00	4.26	1758

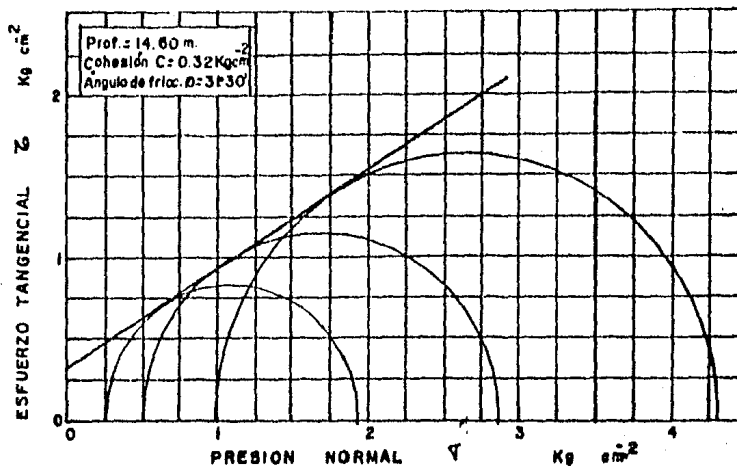
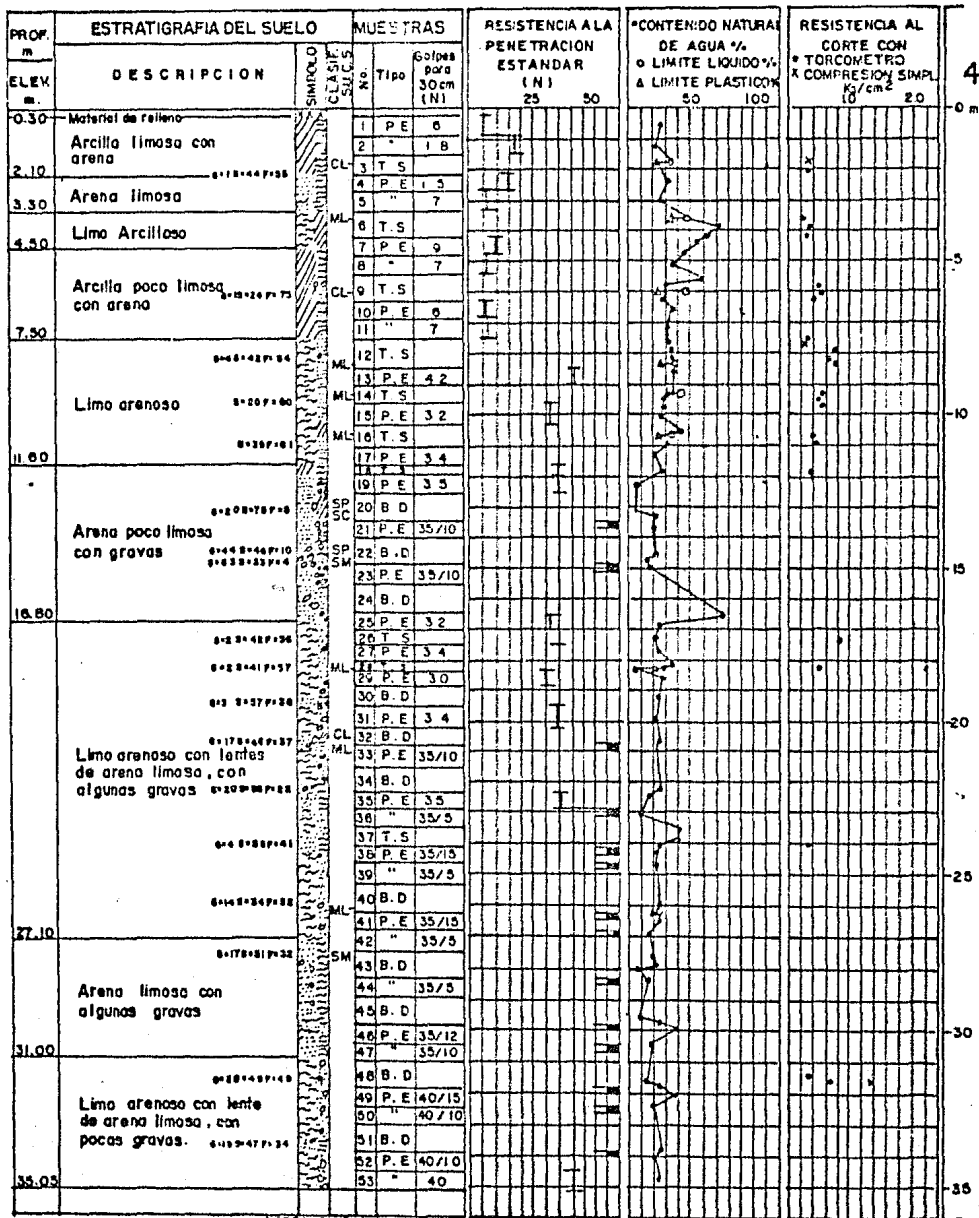


FIG. No.3.19 COMPRESION TRIAXIAL
CONSOLIDADA RAPIDA
SONDEO T38-1.



SIMBOLOGIA

RELLENO
 ARCILLA
 LIMO
 ARENA
 GRAVA
 FOSILES
 VIDRIO VOLCANICO

F= PORCENTAJE DE FINOS QUE PASA POR LA MALLA No 200
 M= MAS DE 60 GOLPES

FIG. No.3.20 SONDEO T3S-4 DE LA LINEA 3 SUR DEL METRO. PRESENTACION GRAFICA DE ENSAYES.

SONDEO	PROF. MEDIA	W	LL.	LP.	I.P.	Cr.	CLASIF.
T3S-4	m	%	%	%	%	---	S.U.C.S.
"	1.00	34.52	34.75	22.9	11.9	0.02	CL
"	3.70	49.18	48.6	34.8	13.8	-0.04	ML
"	6.00	30.87	45.6	24.7	20.9	0.71	CL
"	8.30	37.20	39.1	25.8	13.3	0.14	ML
"	9.22	35.89	41.0	30.0	11.0	0.46	ML
"	10.70	30.72	31.6	23.7	7.9	0.11	ML
"	18.22	34.96	29.2	23.2	6.0	-0.96	ML
"	20.70	25.94	24.7	20.5	4.2	-0.29	CL-ML
"	26.10	27.68	24.0	20.0	3.4	-1.08	ML

W = CONTENIDO NATURAL DE AGUA
 L.L. = LIMITE LIQUIDO
 L.P. = LIMITE PLASTICO
 I.P. = INDICE PLASTICO.
 Cr. = CONSISTENCIA RELATIVA.

FIG.No.3.21 TABLA No.3 DE LIMITES DE CONSISTENCIA, SONDEO T3S-4.

SIMBOLO	PROF	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m	mm	mm	mm	---	---	%	%	%	
—————	13.10	0.26	0.55	1.19	4.58	0.98	19.41	75.42	5.17	SP — SC
—————	14.60	0.11	0.35	0.40	76.3	0.33	44.42	45.64	9.94	SP — SM
—————	27.60	---	---	0.64	---	---	16.76	51.51	31.71	SM

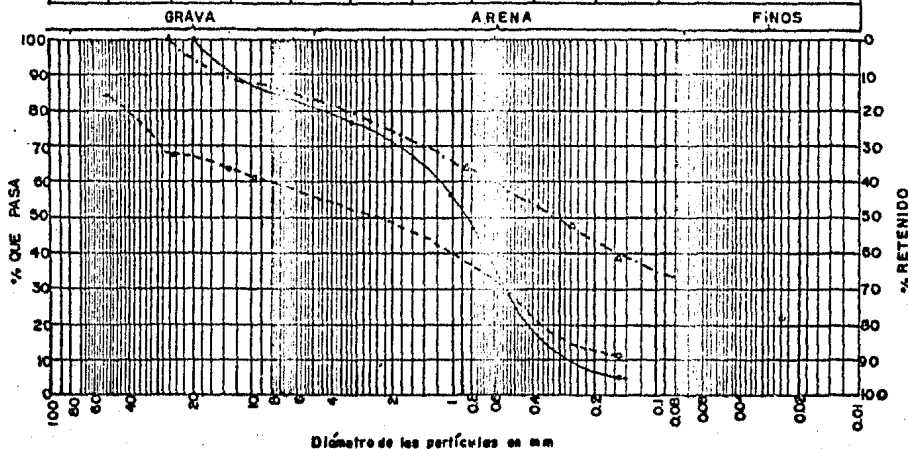


FIG.No.3.22 ANALISIS GRANULOMETRICO, SONDEO T3S-4.

PROF.	DENS. DE SOL. Se	REL. DE VA. e _i	CONTE. NATU. DE AG. W	GRADO SATU. INICIAL G _i	RESIS. ALAC. T _r	DEFOR. ALA RUPTU. δ _r	PESO VOLUMETRE H _h	SECO T _s	CLASIFICACION S.U.C.S.
m	---	---	%	%	Kgr/cm ²	%	g/cm ³	g/cm ³	
1.80	2.60	0.84	27.10	83.9	0.74	3.08	1799	1416	CL
7.72	2.56	0.87	27.20	80.0	0.55	0.79	1739	1387	---
29.50	MATERIAL NO LABRABLE								
31.70	2.45	0.72	23.5	80.0	2.76	1.81	1755	1421	---
33.80	MATERIAL NO LABRABLE								

RESULTADOS DE ENSAYES
EN COMPRESION SIMPLE
SONDEO T3S-4.

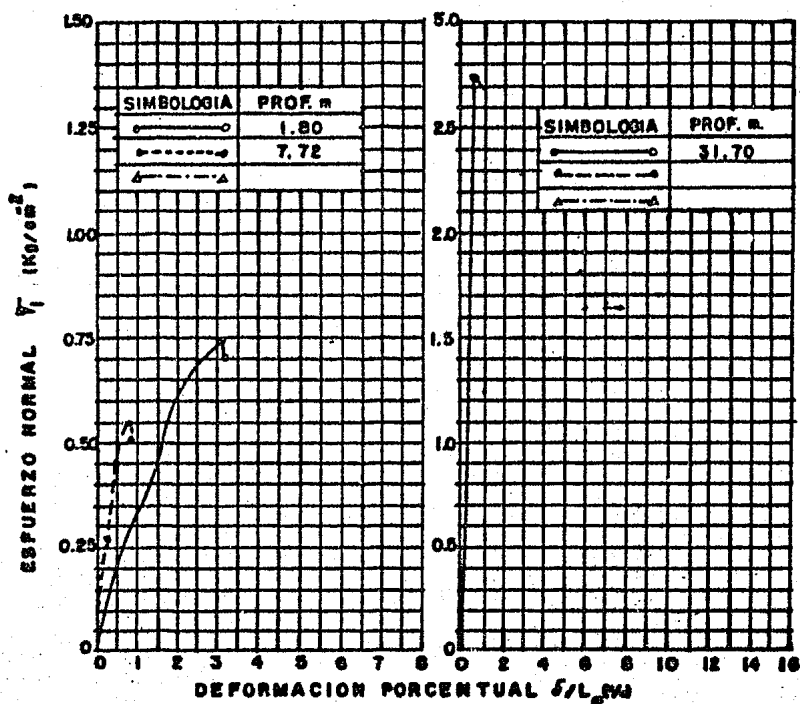
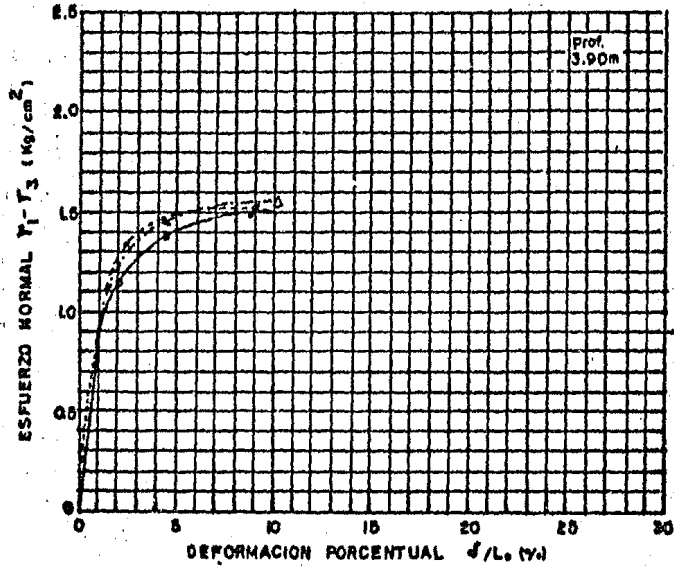


FIG. No. 3.23 COMPRESION SIMPLE
CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
SONDEO T3S-6.



SIMBOLOS	ESFUERZO CORTANTE τ_1 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION $\delta/L_0 (\%)$
○	0.25	1.21	2.24
○	0.50	1.31	2.25
○	1.00	1.40	4.52

FIG. No. 3.24 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL
SONDEO T39-4.

PROF.	DENS. REL. DE SOL.	REL. DE VA. DE AGUA	GRADO DE SATURACION	LIMITE LIQUIDO	INDICE DE PLASTICIDAD	DEFOR. MENOR	DEFOR. MAYOR	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO SECO	
	S _r	w	U	L.L.	I _p	δ/L	τ_1	$\sigma_1 - \sigma_3$	γ_d	γ_s	
m	—	%	%	%	%	%	Kg/cm	Kg/cm	Kg/m ³	Kg/m ³	
3.90	2.30	1.40	63.0	101.1	—	—	2.24	0.25	1.46	1564	960
	2.45	1.83	63.1	101.0	—	—	2.25	0.50	1.51	1582	970
	2.30	1.36	62.7	—	—	—	4.52	1.00	2.46	1563	973

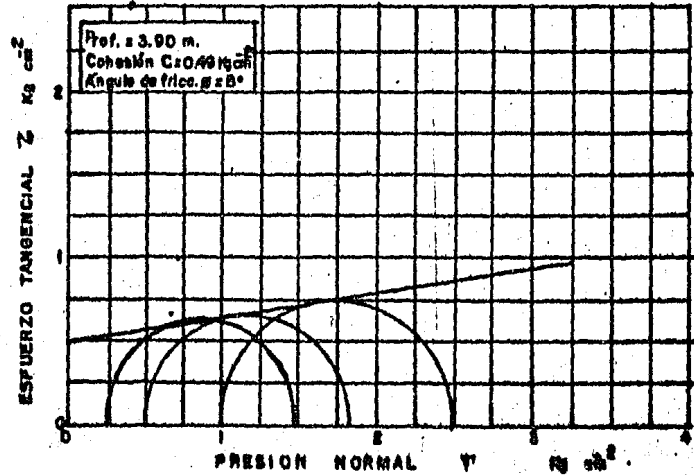
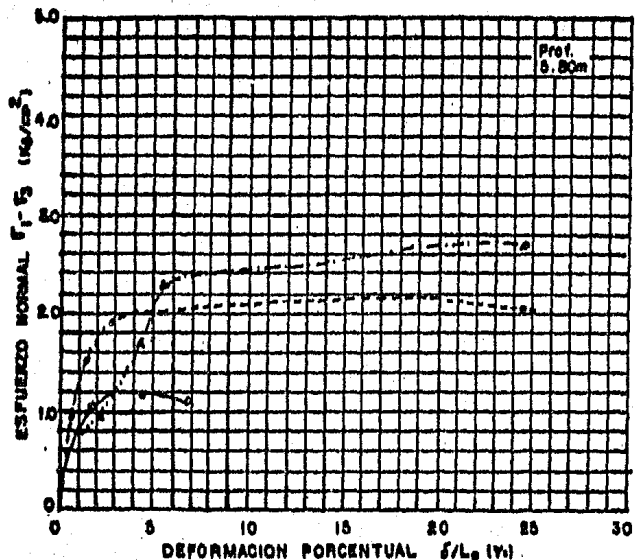


FIG. No. 3.25 COMPRESION TRIAXIAL
CONSOLIDADA RAPIDA
SONDEO T39-4.



SÍMBOLO	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (kg/cm²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm²)	DEFORMACION ϵ/L_0 (%)
○	0.85	1.10	2.25
●	0.80	1.92	3.42
□	1.00	2.30	5.95

FIG. No. 3.26 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL SONDEO T35-4.

PROF.	DENS. DE SOLI. Ss		RELACION DE VACIOS e		CONTENIDO DE AGUA W		GRADO DE SATURACION S		LIMITE DE PLAS.		INDICE DE DEFOR. Ip	ESFUERZO PRINCIPAL			PESO HUM. Wp	
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	PL		%	σ ₁	σ ₃		σ ₂
5.80	2.57	2.54	0.82	0.85	27.4	25.4	29.0	25.0	85.0	83.2	—	—	2.28	0.25	1.44	1700
	2.61	2.61	0.69	0.69	27.6	27.2	72.8	74.0					3.44	0.50	2.49	1752
													5.95	1.00	3.30	1677

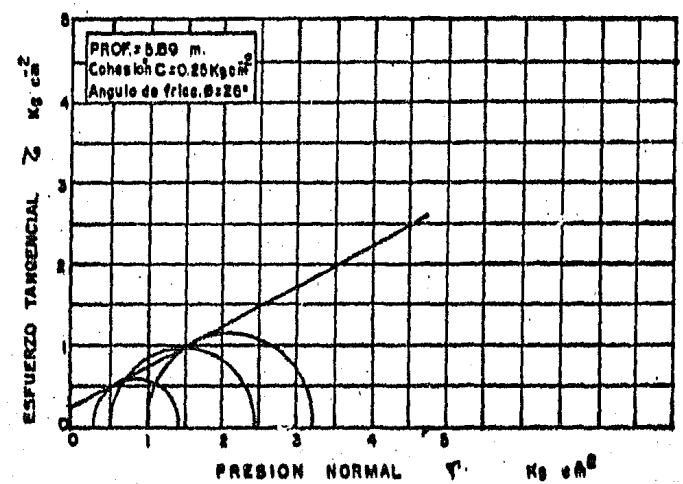
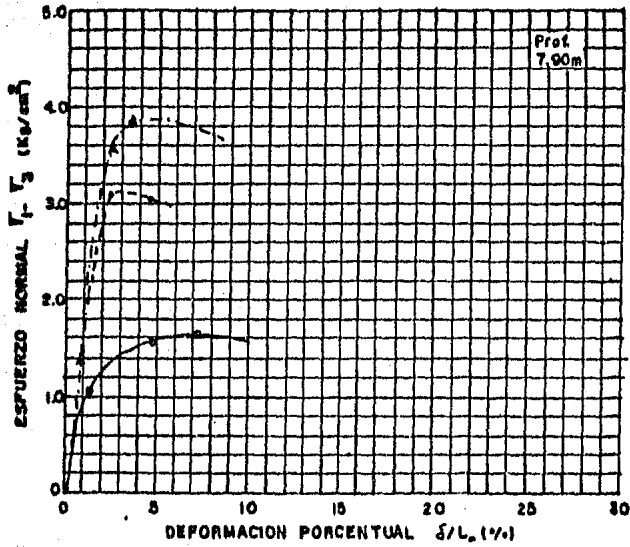


FIG. No. 3.27 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA SONDEO T35-4.



SIMBOLO	ESFUERZO CONFINANTE T_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $T_1 - T_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (‰)
○	0.25	1.56	4.77
□	0.50	3.10	2.30
△	1.00	3.67	3.59

FIG. No. 3.28 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL SONDEO T3S-4.

PROF.	DENS. DE SOL. Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQU. LL	INDICE DE DEFOR. PLAS. Ip	PORC. d.L.	ESFUERZO PRINCIPAL			PESO VOLU. HUMED γ_h
		e _i	e _f	w _i	w _f	G _i	G _f				T_{III}	T_I	T_h	
7.90	2.55	0.98	0.96	30.8	39.3	80.1	—	—	—	—	4.77	0.25	1.83	1685
	2.57	0.95	0.89	27.4	31.1	74.1	89.8				2.30	0.50	3.60	1678
	2.47	0.88	0.85	29.3	30.6	82.2	88.8				3.59	1.00	4.67	1698

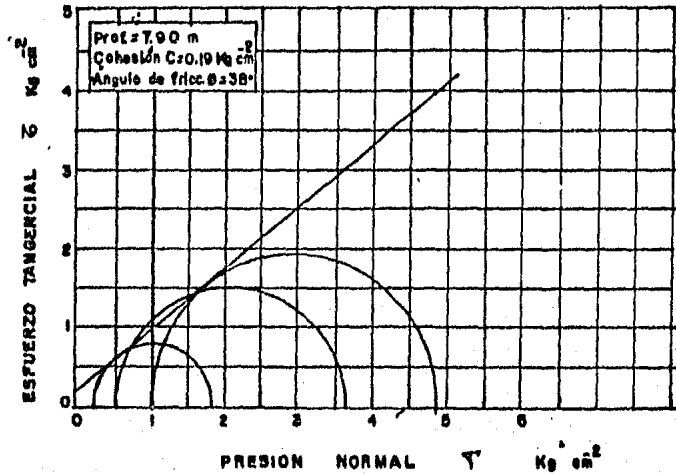
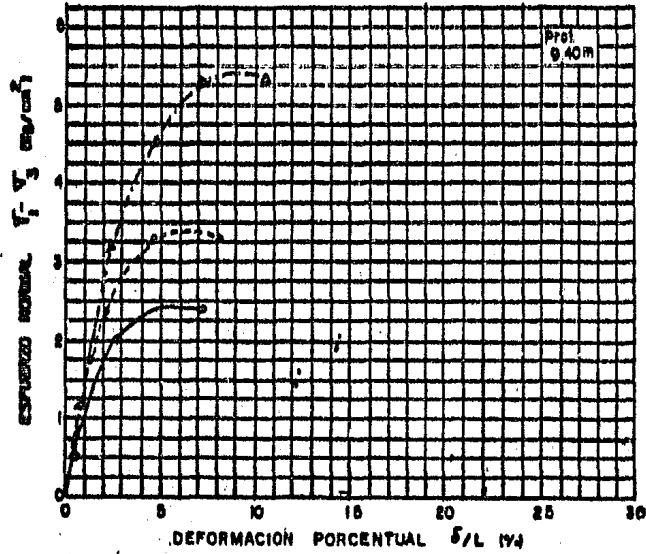


FIG. No. 3.29 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA SONDEO T3S-4.



SIMBOLO	ESFUERZO CONFINANTE γ (kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $T_1 - T_3$ (kg/cm ²)	DEFORMACION ϵ/L (%)
—○—	0.25	2.36	4.68
- - -□-	0.90	3.31	4.68
- · - · -△-	1.00	5.25	7.05

FIG. No. 3.30 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL SONDEO T33-4.

PROF.	DENSIDAD DE SOLI. Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE L.L.	INDICE DE PLAS. Ip	DEFOR. PORCE. S/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO HUM. Vv
		ei	ef	Wi	Wf	Si	Sf				T _{III}	T _I	
9.40	2.81	0.70	0.76	29.3	30.4	93.1	100.4	—	—	4.68	0.85	3.81	1818
	2.49	0.75	0.70	29.8	30.6	98.9	100.3	—	—	4.68	0.60	3.81	1852
	2.45	0.74	0.72	29.9	29.5	95.0	100.4	—	—	7.05	1.00	5.25	1827

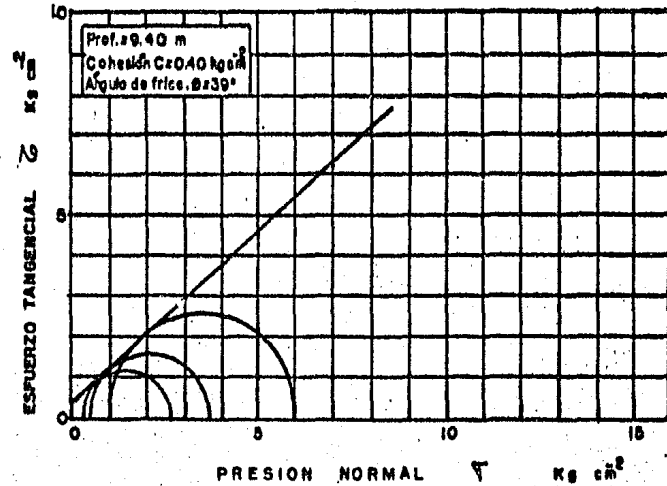
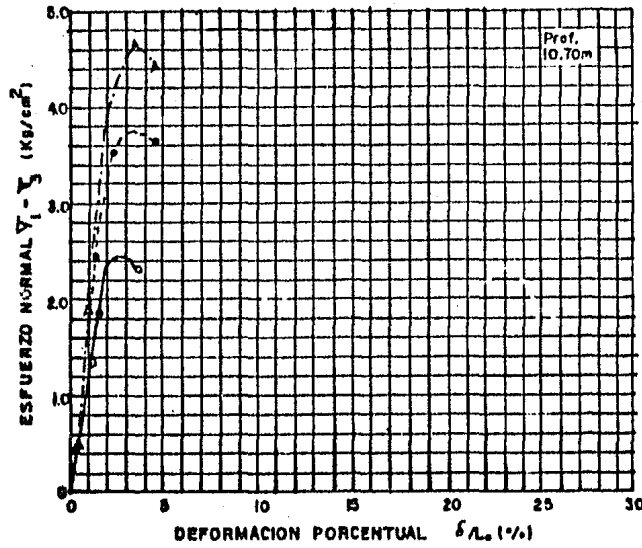


FIG. No. 3.31 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA SONDEO T33-4.



SIMBOLO	ESFUERZO CONFINAN. V_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $V_1 - V_2$ (Kg/cm ²)	DEFORMA. ϵ_L (%)
○—○	0.20	2.41	2.41
●---●	0.80	3.71	3.63
▲---▲	1.00	4.63	3.67

No.3.32 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL SONDEO T39-4.

PROF.	DENS. DE SOL. S _o	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMIT. LIQU. LL	INDICE DE PLAS. I _p	DEFOR. PORCE. δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLU. HUM. γ _n	
		e _i	e _f	W _i	W _f	G _i	G _f				τ ₁₁	τ ₁		
m	—	—	—	%	%	%	%	%	%	%	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/m ³	
10.70	2.47	0.85	0.80	25.8	30.7	75.0	94.8	31.6	7.9	2.41	0.25	2.66	1681	
	2.57	0.90	0.87	28.4	32.3	81.1	95.4				3.63	0.30	4.21	1735
	2.49	0.80	0.77	28.5	31.8	88.7	99.8				3.67	1.00	5.63	1781

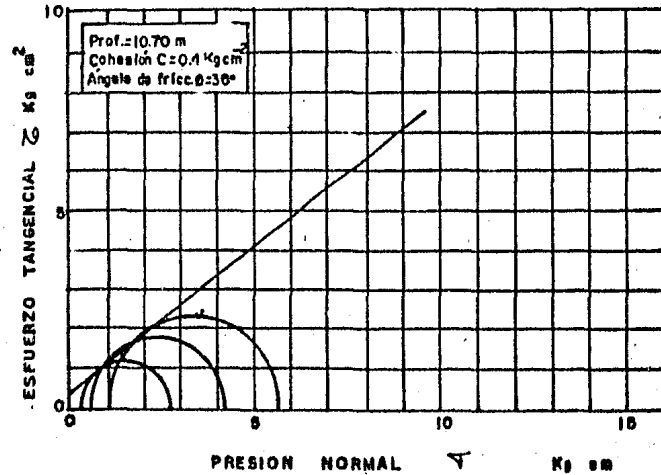
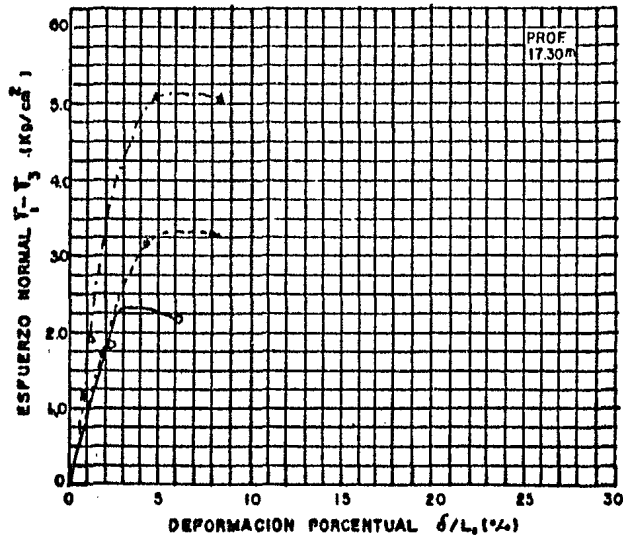


FIG. No. 3.33 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA SONDEO T39-4.



SÍMBOLO	ESFUERZO CONFINANTE T_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL T_1-T_3 (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.25	2.29	2.30
○---○	0.50	3.25	4.77
△---△	1.00	8.07	4.73

FIG. No. 3.34 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION COMPRESION TRIAXIAL SONDEO T3S-4.

PROF	DENS. DE SOLI. S _s	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LL	INDICE DE PLAS. I _p	DEFOR. δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLU. HUME. γ _h	
		INICIAL e _i	FINAL e _f	INICIAL W _i	FINAL W _f	INICIAL G _i	FINAL G _f				MINOR γ _m	MAJOR γ _M		
1730	2.52	0.60	0.56	21.2	22.7	69.0	102.2	—	—	—	2.36	0.25	2.54	1910
	2.50	0.50	0.46	21.1	22.5	—	—				4.77	0.50	3.73	2021
	2.55	0.63	0.61	22.9	22.9	92.7	95.7				4.73	1.00	6.07	1922

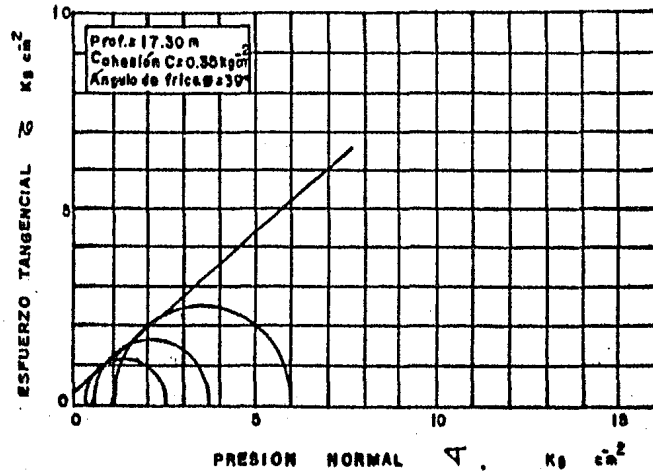
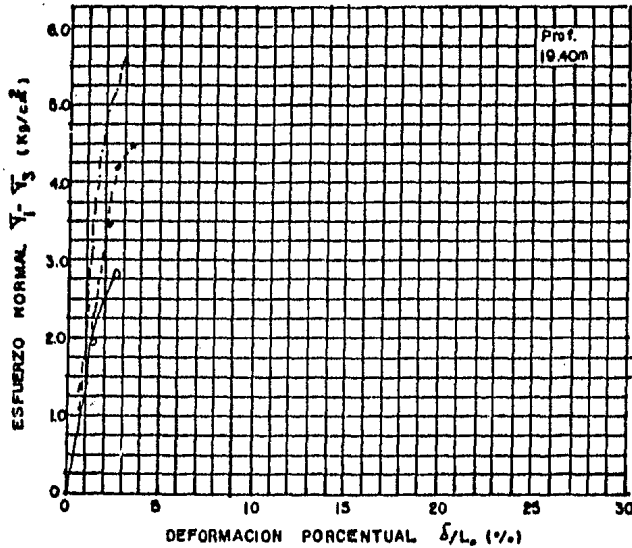


FIG. No. 3.35 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA RAPIDA SONDEO T3S-4.



SIMBOLO	ESFUERZO CONFINAN σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMA $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMA. δ/L_0 (%)
○—○	0.25	2.80	2.33
●—●	0.50	4.20	2.58
△—△	1.00	3.02	2.33

FIG.No.3.36 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL
SONDEO T3S-4.

PROF	DENSIDAD DE SOLID.		RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUI.	INDICE DE PLAS.	DEFOR. PORCE. δ/L	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLU. HUME. γ_h	
	S _o	S _i	e _f	e _i	W _f	W _i	G _f	G _i				σ_1	σ_3		
m	—	—	—	—	%	%	%	%	%	%	%	kg/cm ²	kg/cm ²	kg m ³	
19.40	2.75	0.83	0.81	21.8	21.9	71.7	74.4	—	—	—	—	2.33	0.25	3.05	1833
	2.72	0.80	0.78	21.6	17.8	73.4	62.1	—	—	—	—	2.68	0.50	4.70	1841
	2.62	0.89	0.88	21.7	21.5	68.8	70.5	—	—	—	—	2.35	1.00	3.02	1812

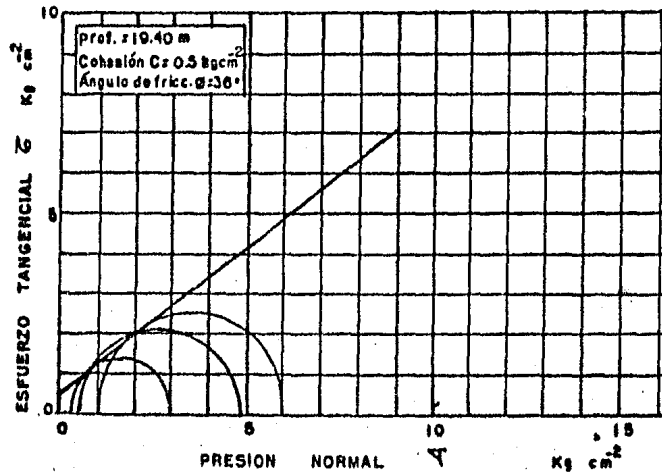


FIG.No.3.37 COMPRESION TRIAXIAL
CONSOLIDADA RAPIDA
SONDEO T3S-4.

4. PIEZOMETRIA, ESTRATIGRAFIA Y PROFUNDIDAD DEL PERFIL DEL TUNEL.

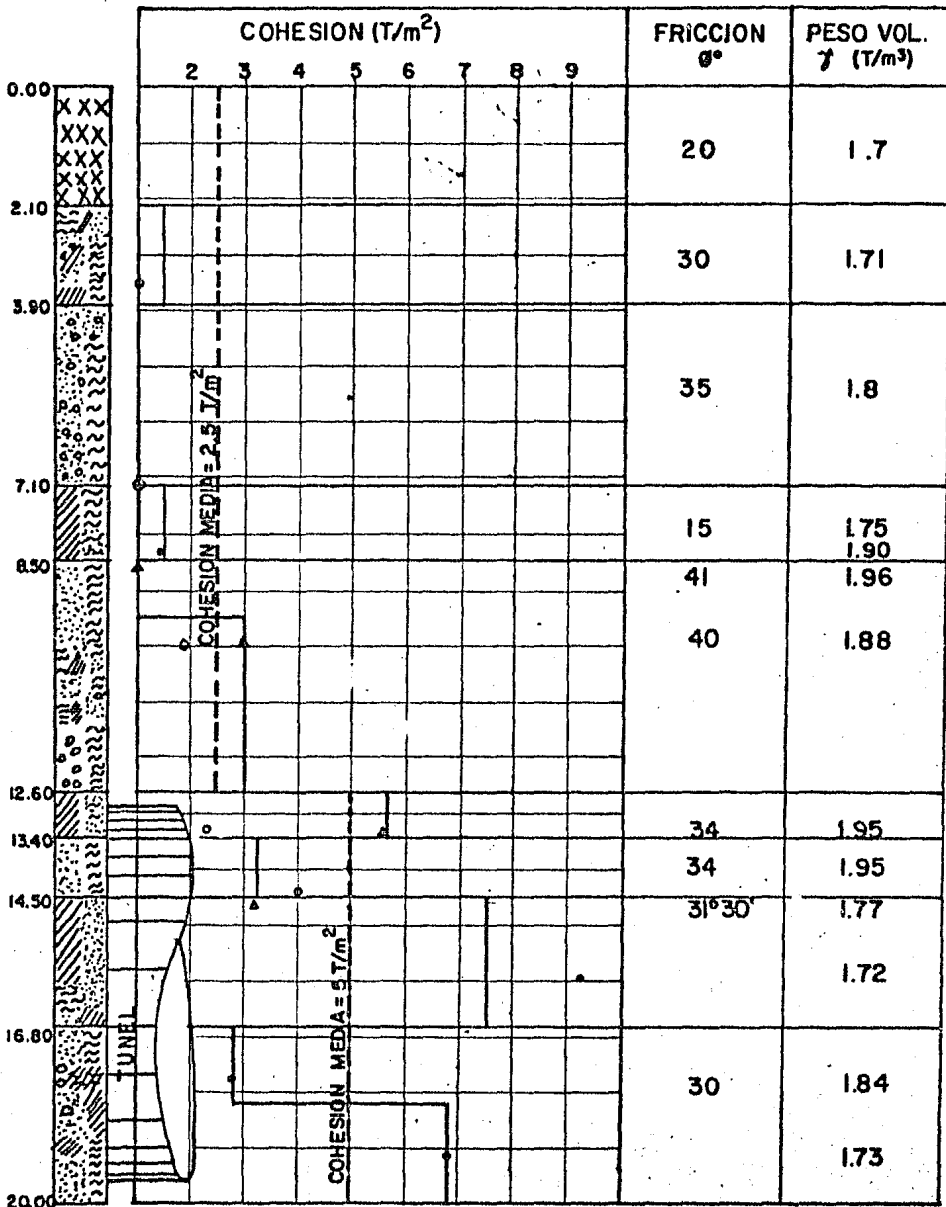
4.1 Piezometría.

La exploración con los sondeos hecha - hasta una profundidad de 35 mts., no registra un nivel de aguas freáticas; también se realizó con una máquina rotatoria un pozo de exploración, cerca de la estación Viveros, con un diámetro de 1.20 mts., hasta una profundidad de 35 mts., permitiendo bajar a una persona - para una exploración directa y confirmar que no había un nivel de aguas freáticas hasta esa profundidad. Por esta razón no fue necesaria la instalación de piezómetros; concluyendo que el túnel se excavará en estado seco, por estar arriba del nivel de aguas freáticas.

4.2 Estratigrafía.

La estratigrafía que se registra en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro" es errática, ya que no hay continuidad en los estratos, tal y como se puede ver en la fig. No. 4.1; aún así se puede identificar un estrato de arcilla de 2.5 - mts. de espesor, de consistencia media con algo de continuidad a la profundidad promedio de 8 mts.; un estrato de arena pumítica de 3 mts. de espesor de compacidad media a una profundidad promedio de 24 mts. y en el sondeo - 3S-34 se registra el inicio del manto rocoso del pedregal producto del volcán Xitle, a una profundidad de 5 mts.

El perfil estratigráfico antes mencionado, registra una gran variedad de suelos: -



- COMPRESION SIMPLE
- TORCOMETRO
- ▲ TRIAXIAL

FIG.No.6.8 VARIACION DE PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO EN EL SONDEO T3S-1.

arcillosos, limosos, arenosos, boleos basálticos. Pero el suelo predominante en la zona -- donde se excavará el túnel es el limo-arenoso de color café.

En base a la prueba de penetración estándar, se estableció una diferenciación entre -- los suelos relativamente blandos y los duros -- que tienen más de 60 golpes, de tal manera que a partir de ésta diferenciación se puede preveer en forma preliminar el comportamiento que tendría el túnel en uno o en otro caso. Tam-- bién se puede tener una idea de las zonas donde se presenta una baja de resistencia al corte del suelo que afecta al perfil del túnel, -- como son las zonas de los sondeos T3S-1 y el -- T3S-4.

En todos los sondeos se registran sue-- los duros con más de 60 golpes, como en los li-- mos-arenosos de los sondeos SV-1, T3S-2, T3S-3 y 3S-33 a la profundidad del túnel; los suelos relativamente blandos se presentaron en la are-- na pumítica y en las arcillas localizadas en-- tre la superficie y aproximadamente 8 mts. de profundidad, donde el mínimo de golpes prome-- dio fue de 5.

En forma general el contenido de agua -- es en promedio del 40%, en todos los suelos -- muestreados; incrementándose principalmente en los suelos arcillosos y en la arena pumítica -- en donde dicho contenido llega a ser hasta del 60%.

4.3 Profundidad del Perfil del Túnel.

Tomando en cuenta los criterios que se mencionaron en el capítulo No. 2, para definir

la máxima profundidad de los túneles (sección 2.3.1) con la estratigrafía obtenida, se determinó que la profundidad máxima real a la que estarían los túneles sería de 20 mts. promedio a la plantilla, profundidad que ubica al túnel abajo del límite entre los suelos relativamente blandos y duros, lo que permite un mejor comportamiento de los túneles.

Para definir el perfil topográfico de los túneles en el tramo Viveros-M. A. de Quedo de la línea 3 al sur del "Metro", se utilizó el criterio de tener una pendiente máxima de 1.5% por operación, siguiendo el nivel del terreno natural, librando los estratos de suelos indeseables como los de arena pumítica y manteniéndose siempre abajo del límite entre suelos relativamente blandos y duros. Lo anterior llevó a la realización de varias alternativas de perfiles, hasta definir la que se muestra en la fig. No. 4.1.

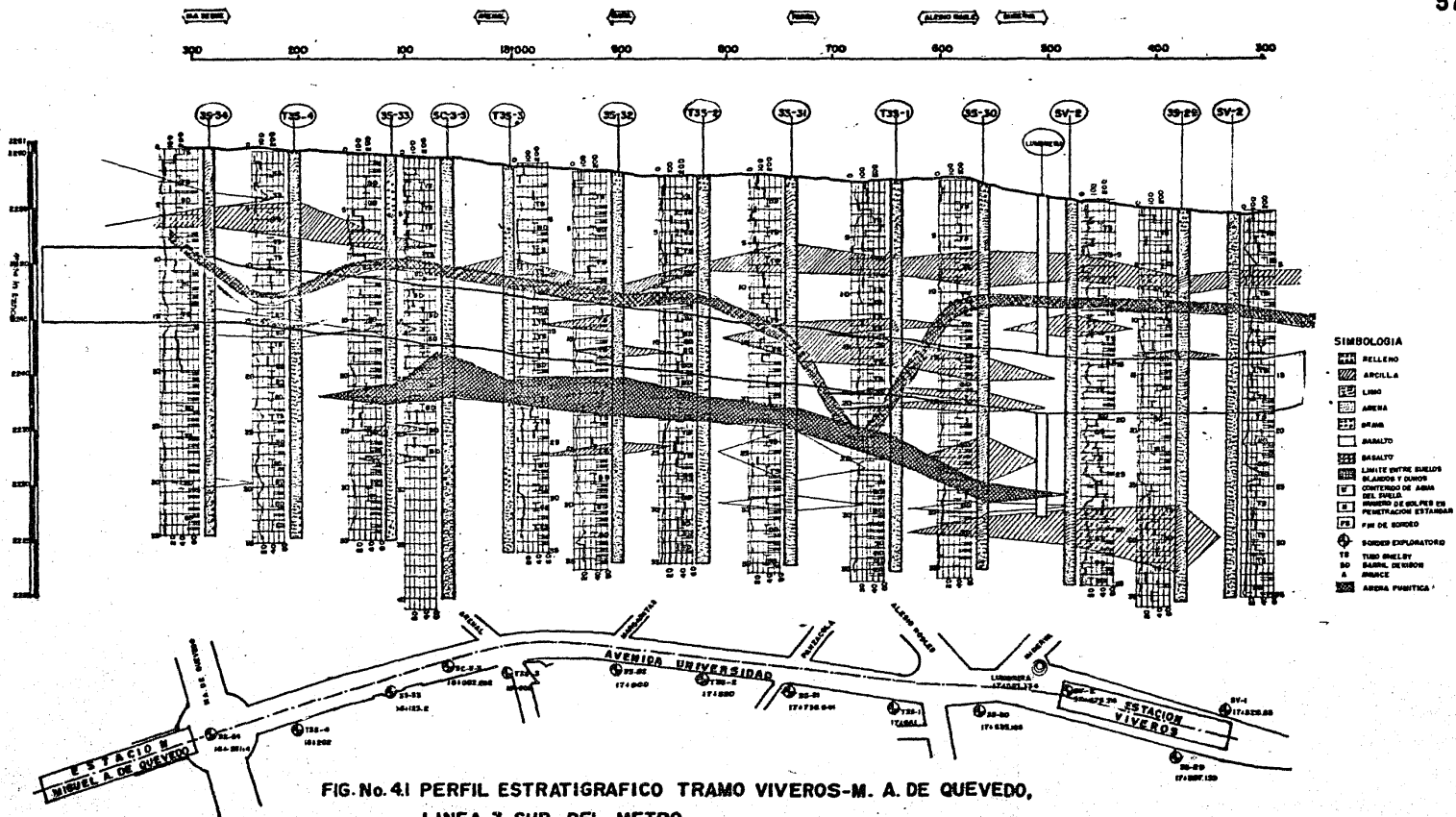


FIG. No. 41 PERFIL ESTRATIGRAFICO TRAMO VIVEROS-M. A. DE QUEVEDO,
LINEA 3 SUR DEL METRO.

5. SELECCION DE LA SECCION DEL TUNEL.

La selección de la sección transversal del túnel estuvo basada en los siguientes factores:

- a) El tipo, resistencia, contenido de agua y presión del suelo a la profundidad elegida.
- b) El método de excavación.
- c) Los gálibos necesarios, para la operación y buen transporte de los trenes del "Metro" dentro del túnel.
- d) La necesidad de acomodar una o dos vías dentro del túnel.
- e) Los factores de seguridad contra la posibilidad de falla del frente y de las paredes.
- f) Aspectos económicos y de programa.

A continuación se desarrollan en forma breve éstos temas.

5.1 El Tipo, Resistencia, Contenido de Agua y Presión del Suelo.

La sección del túnel en su clave debe ser curva y no plana, debido a que se evitan tensiones y por lo tanto rupturas del suelo que se encuentra en la clave ("caídos"). La sección tenderá a ser circular ya que se evitan la concentración de esfuerzos.

De acuerdo con las investigaciones hechas por Terzaghi y Richard, quienes estudia--

ron los esfuerzos normales en la clave y paredes de túneles con sección circular y elíptica bajo cargas idénticas, como se muestra en la fig. No. 5.1.b, los esfuerzos en la clave de la elipse con eje horizontal mayor, cambian desde 0.25 Pz (compresión) a -0.5 (tensión), si ahora cambia su relación de eje vertical a eje horizontal de 0.5 a 2; este cambio de la forma de la elipse es acompañado por un decremento en sus esfuerzos de compresión en las paredes desde 4.75 Pz a 1.75 Pz.- El coeficiente de la presión lateral fue asumido en este caso $K_o = P_x/P_z = 0.25$ (Ref. No. 4).

El efecto del coeficiente de presión lateral (K) de los esfuerzos vertical y horizontal (\bar{V}_v, \bar{V}_h), actuando en la clave y en las paredes respectivamente, es ilustrado claramente en la fig. No. 5.1.a. Se notará que los esfuerzos de compresión en la clave se incrementan considerablemente con la presión lateral (al aumentar el coeficiente K), mientras que los esfuerzos verticales en la pared, decrecen a una velocidad muy lenta.

La conclusión que se deriva de las consideraciones anteriores es que la forma de la sección transversal es seleccionada de acuerdo con la relación de magnitudes de las cargas vertical y horizontal. Donde las cargas verticales sean relativamente grandes, una elipse con su eje mayor vertical es preferible, mientras que para presiones horizontales relativamente grandes una con un eje horizontal mayor, probará ser la más adecuada.

De acuerdo con el criterio anteriormente expuesto, la sección del túnel en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo, sería en primera --

instancia una elipse con su eje mayor vertical, pero debido al coeficiente K que es la relación entre P_h y P_v , es muy cercano a uno, de acuerdo a las propiedades que se presentaron, la sección tenderá a ser circular. También se debe considerar la gran dificultad para construir una sección elíptica, por estas razones ésta sección no es definitiva.

Si se toman en cuenta los conceptos teóricos básicos, sobre el comportamiento flexible de los ademes de los túneles, hechos por R. B. Peck (Ref. No. 5) en los que dice:

"Considerando una masa de suelo con una superficie horizontal, a una profundidad " z ", el esfuerzo vertical es \sqrt{z} y el horizontal $K_0 \sqrt{z}$, donde K_0 es menor que la unidad".

Por alguna técnica es colocado en un túnel circular su revestimiento primario o ademe, sin causar distorsiones al suelo que lo rodea. Por esta razón el estado de esfuerzos en el suelo no difiere del que existía antes de su colocación. Suponiendo adicionalmente que el revestimiento circular es perfectamente flexible pero capaz de soportar apreciablemente los esfuerzos del anillo de compresión, y que los esfuerzos cortantes alrededor del ademe son despreciables, la distribución de esfuerzos radiales será la mostrada en la parte "a" de la fig. No. 5.2.

El anillo circular flexible solamente podrá estar en equilibrio (sin momentos flexionantes), cuando la presión radial actuante sea igual en todas direcciones, para llegar a esta condición la intensidad de la presión horizontal deberá crecer y la presión vertical deberá decrecer, hasta que sea alcanzada la igualdad

de presiones.

La forma de lograr una redistribución de esfuerzos como la antes mencionada, es -- hacer que la deformación del ademe pase de -- una forma circular a una muy ligera elíptica, ver fig. No. 5.2.b.

Las deformaciones antes mencionadas -- deben de estar dentro de límites tolerables, -- las cuales no están regidas por razones es -- estructurales, sino por factores como la conser -- vación de los gálibos o la curvatura de la -- sección. La magnitud de la deformación del -- anillo estará en función de las característi -- cas esfuerzo deformación del suelo, de las di -- mensiones del túnel y su profundidad.

Si se colocara el ademe flexible en un túnel elíptico, con su eje menor igual a K_0 -- veces el eje mayor, la condición de esfuerzos radiales iniciales no variará, debido a que -- estos esfuerzos no producen momentos flexio -- nantes, ya que este tipo de sección está en -- equilibrio y el revestimiento flexible no se deformará, ver fig. No. 5.2.c.

Por lo anterior puede decirse que para ademes rígidos es muy importante la forma -- de la sección del túnel para su buen comporta -- miento (a compresión sin flexión). Los ade -- mes flexibles en túneles con sección circular tienen un comportamiento deseable (a compre -- sión), aún sin que esta sección sea la ópti -- ma, por la redistribución de esfuerzos antes mencionados.

Considerando que el procedimiento cons -- tructivo de los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Me --

tro", será con el Nuevo Método Austriaco de --
Tuneleo (N. A. T. M.), el cual consiste básica-
mente en utilizar un revestimiento primario o
ademe flexible a base de concreto lanzado de --
un espesor menor de 20 cms. y reforzado con --
mallas de acero, colocado inmediatamente des--
pués de excavada la sección del túnel, este --
procedimiento constructivo se acerca a los con-
ceptos teóricos dichos por R. B. Peck, que des-
de el punto de vista práctico se pueden consi-
derar válidos. Basándose en esto y en la difi-
cultad para construir un túnel con sección --
elíptica, es preferible un túnel con forma cir-
cular, ya que es un tanto más fácil y su com-
portamiento sigue siendo aceptable.

Construir un túnel circular sigue sien-
do muy problemático en la obra, por lo que se
busca una sección transversal más sencilla de
construir.

De acuerdo al tipo de suelo que se ten-
drá en la clave y en el piso del túnel, se po-
drá definir la sección transversal óptima. En
la fig. No. 5.3 se muestran las formas más co-
munes de secciones para túneles excavados en -
suelos.

La forma circular simple se emplea gene-
ralmente en suelos blandos excavados con escu-
do y el ademe o soporte está formado por seg-
mentos (dovelas) prefabricados, de concreto o
acero. La forma circular compuesta, suele em-
plearse también en suelos de consistencia me-
dia, en los que no se requiere el empleo de es-
cudo y puede colocarse un soporte primario de
concreto lanzado.

Cuando en el piso del túnel se tienen -
suelos compactos de alta capacidad de carga, -

puede eliminarse la cubeta de la sección circular compuesta y apoyarse la bóveda de concreto lanzado sobre zapatas longitudinales, cuyo ancho dependerá, lógicamente de la resistencia de los suelos en que se apoyan. De esta forma se obtiene la sección circular abierta y la sección en herradura.

En cualquier caso, la bóveda y su cimentación deben de ser capaces de soportar las presiones ejercidas sobre ellas por el suelo que las rodea.

Con la excepción de los suelos cohesivos, que pueden excavar-se bajo el nivel freático, es necesario que en los demás casos dicho nivel se encuentre debajo de la plantilla del túnel, ya sea en forma natural o artificial abatido por bombeo, para el tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro" lo anterior se cumple y los túneles se excavarán en estado seco.

Por todo lo anterior y tomando en cuenta la estratigrafía del tramo Viveros-M. A. de Quevedo, la sección que más conviene de acuerdo al tipo, resistencia, contenido de agua y presión del suelo, es una sección circular compuesta abierta o una sección en herradura, con la idea de tener un círculo cortado en su base por una recta. En esta sección aparecerán a largo plazo en las paredes y en el piso flexiones importantes que deberán ser tomadas por el revestimiento definitivo.

5.2 Método de Excavación.

El método de excavación elegido para los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo, es del tipo convencional usado en minería, con una maquinaria especializada y una transportación de rezaga por medio de camiones de volteo. Lo anterior implica que lo más conveniente en la sección del túnel es tener una superficie plana en el piso (esta es otra razón por la cual no es conveniente el uso de una sección circular o elíptica por presentar grandes dificultades al transporte de maquinaria - debido a que en estos casos el piso sería curvo). Con base en este criterio la sección más conveniente es una circular abierta o en herradura con piso recto.

5.3 Los Gálibos Necesarios, para la Operación y Buen Transporte de los Trenes del "Metro" dentro del Túnel.

La sección elegida deberá cumplir con los gálibos necesarios para que los trenes del "Metro" circulen sin ningún problema.

Desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos se desea un túnel de diámetro lo más pequeño posible, por lo que los gálibos del túnel serán los mínimos necesarios, para alojar uno o dos trenes y sus instalaciones.

Los carros del "Metro" de la Cd. de México, presentan las siguientes características:

- Longitud del cajón del carro: 15.60 mts.
- Ancho: 2.50 mts.

- Altura: 3.60 mts. (de la rasante al extrados del carro).
- Ensamble de las ruedas de boiges: 1.54 mts.
- Ensamble de boiges: 11.00 mts.

Adicionalmente, cuando el tren circule en curva, deberá cumplir las siguientes limitaciones:

- Deberá existir una distancia mínima de 0.40 mts. entre el contorno del tren en movimiento y otro obstáculo, por ejemplo: un tren circulando en el otro sentido (en un túnel de doble vía), o a la pared del túnel.

Lo anterior permite tener una lámina de aire suficiente para la buena circulación del vehículo dentro del túnel.

- Deberá existir un ancho adicional o sobreancho mínimo cuando el tren entra en una curva, en vista de que los carros son rectos y ocupan un espacio adicional, ver fig. No. 5.4.

- Se tomará en cuenta un ancho y una altura adicionales mínimos debidos a la inclinación que sufren los carros al entrar en una curva, producida por la sobreelevación que sirve para contrarrestar la fuerza centrífuga.

Además, tanto en tramos curvos como en rectos, deberán cumplirse las siguientes limitaciones:

- El efecto de la ponchadura de una llanta o del cabeceo de los trenes durante la marcha, deberá tomarse en

cuenta como un ancho adicional a las -- dimensiones de los trenes para definir los gálibos horizontal y vertical del -- túnel.

- La distancia entre la subrasante y la rasante será de 0.57 mts., suficientes para alojar el balasto, durmiente, riel y pista de rodamiento, tal y como se -- muestra en las figs. 5.5 y No. 5.6.

- La dimensión mínima de los andadores de seguridad será de 0.75 mts. y servirá tanto para el desalojo de los usua-- rios en caso de emergencia, como para -- alojar las charolas en donde se colocarán los cables de las instalaciones -- electromecánicas.

5.3.1 Gálibos Necesarios para un Túnel de Vía Doble.

Para definir los gálibos necesarios -- para un túnel de vía doble, se utilizaron los criterios y limitaciones indicados en el punto No. 5.3 para una sección en curva, de tal mane-- ra que se fueron proporcionando diferentes ra-- dios de una manera iterativa, hasta cumplir -- con el ancho de 0.75 mts., correspondiente al andador mínimo especificado.

Los gálibos resultantes para la opera-- ción de dos trenes dentro de un túnel de doble vía son los mostrados en la fig. No. 5.5, los cuales corresponden a las mínimas dimensiones, obtenidas para tramos curvos. Por razones -- prácticas éstos gálibos se mantuvieron también en tramos rectos, debido a que una estructura continua sin variaciones tiene un mejor compor

tamiento, desde el punto de vista de Mecánica de Suelos, estructural y es más fácil su construcción.

5.3.2 Gálidos Necesarios para un Túnel de Vía Simple.

Los gálidos para un túnel de vía simple, se definieron en base a los criterios y limitaciones para la circulación y operación de un tren en curva, proponiendo varios radios hasta cumplir con la distancia mínima especificada de 0.40 mts. entre la esquina del tren considerando su contorno dinámico y la pared del túnel, asegurando la buena circulación del vehículo dentro del túnel.

Los gálidos mínimos resultantes para la circulación de un tren dentro de un túnel de vía simple, son los mostrados en la fig. No. 5.6, y se mantendrán a lo largo del túnel, sea en tramo recto o curvo.

5.4 La Necesidad de Acomodar Una o Dos Vías dentro del Túnel.

Esta decisión está basada en buscar un equilibrio entre el costo y la seguridad, comparando a un túnel de doble vía y a uno de una vía con las implicaciones de cada uno.

Un túnel de doble vía es siempre más económico que uno de vía simple, debido a que su área de excavación es mucho menor; si se comparan sus perímetros, ver figs. No. 5.5 y No. 5.6, el revestimiento final de un túnel de doble vía es casi la mitad del utilizado para dos túneles de una sola vía. Además, a

lo largo del tiempo de servicio el mantenimiento de un solo túnel es más económico que el de dos túneles.

Sin embargo un túnel de una vía tiene - la ventaja de ser más estable y seguro al momento de excavarlo y a largo plazo, por tener un diámetro menor que un túnel de doble vía, - también se logra tener un mayor colchón entre la clave del túnel de una vía y el nivel del terreno natural.

Tomando en consideración la estratigrafía y el perfil topográfico ya fijado del proyecto del tramo Viveros-M.A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", se encuentra que - en la zona de la estación Viveros existe el -- río Magdalena muy cercano al trazo del proyecto del "Metro", por lo cual en el colchón de - la clave del túnel al nivel de terreno natural, se presentan suelos relativamente blandos inde- seables para el comportamiento de los túneles del tramo; buscando una mayor seguridad es pre- ferible excavar dos túneles gemelos de una -- vía, lográndose tener un máximo colchón.

En el proyecto se consideró que los andenes de la estación M.A. de Quevedo se cons- truirán por medio de túneles y sus accesos a - cielo abierto.

El utilizar dos túneles de una vía para el tramo, obliga a tener los andenes de la estación M. A. de Quevedo alojados en dos túne- les paralelos y separados entre sí; si se pensara usar para el tramo un solo túnel de dos - vías, la unión entre este túnel y los dos túne- les de la estación, provocaría excavar un tú- nel de transición cuyas dimensiones serían tan grandes en ancho y altura que se tendrían pro-

blemas muy serios de estabilidad, y esto es evitado con la construcción de dos túneles gemelos de una vía para el tramo.

Por todo lo anterior se decidió construir los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", por medio de dos túneles gemelos de una vía de 7.20 m de ancho y 6.81 m de altura a la línea de excavación, como se muestra en la fig. 5.6 y estarán separados por un diámetro y medio, 10.80 mts. de distancia entrepalos, que es la que recomienda la experiencia y la teoría, como la mínima distancia para que no haya efectos de interacción.

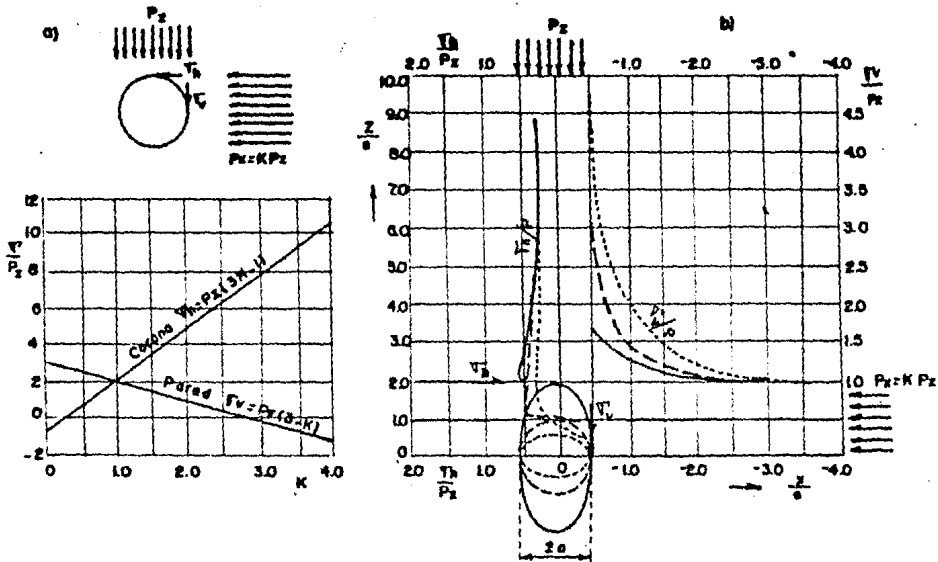


FIG.No.5.1 (a) INFLUENCIA DE LA FORMA DE LA SECCION Y DEL COEFICIENTE DE PRESION LATERAL EN EL TECHO Y (b) EN LA PRESION LATERAL.

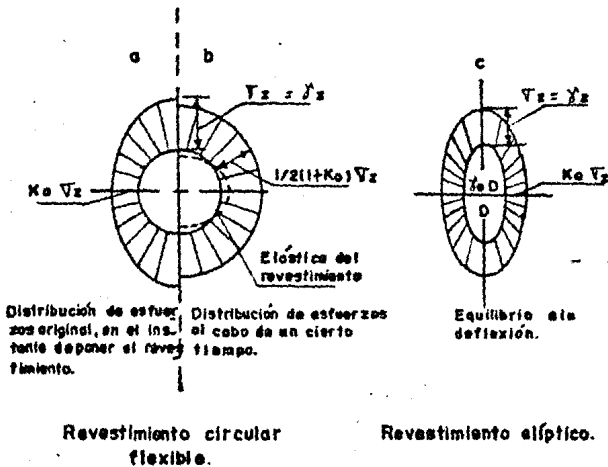
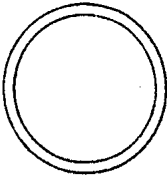
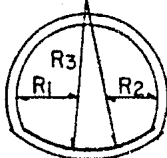
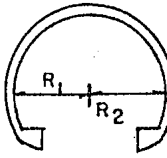
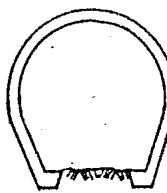


FIG. No.5.2 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS RADIALES EN TORNTO A REVESTIMIENTOS O ADEMES FLEXIBLES.

FORMA DEL SOPORTE PRIMARIO.	TIPO DE SUELOS Y METODO DE EXCAVACION.
<p>A</p>  <p>CIRCULAR SIMPLE.</p>	<p>A</p> <p>Suelos blandos en la clave y el piso, Arcillas blandas (2).</p> <p>Limos y arenas en estado suelto, con baja o nula cohesión.</p>
<p>B</p>  <p>(3)</p> <p>CIRCULAR COMPUESTA.</p>	<p>B</p> <p>Suelos de mediana consistencia en la clave y el piso:</p> <p>(2) Arcillas de consistencia media o dura limos y arenas semicompas, con cohesión baja o nulo.</p>
<p>C</p>  <p>(3)</p> <p>CIRCULAR COMPUESTA ABIERTA</p>	<p>C</p> <p>Excavación a media sección con frente inclinado.</p> <p>Suelos de alta consistencia, en el piso y media a alta en la clave:</p> <p>PISO: Limos y arenas compactos, con cohesión media a alta y arcillas muy duras (2).</p> <p>CLAVE: consistencia media a alta. Excavación a sección completa, frente vertical o inclinado, según el suelo.</p>
<p>D</p>  <p>HERRADURA (3)</p>	<p>D</p> <p>Igual que el caso anterior.</p>

(1) Segmentos prefabricados, de concreto o acero.

(2) Pueden estar bajo el nivel freático.

(3) Concreto.

FIG. No. 5.3

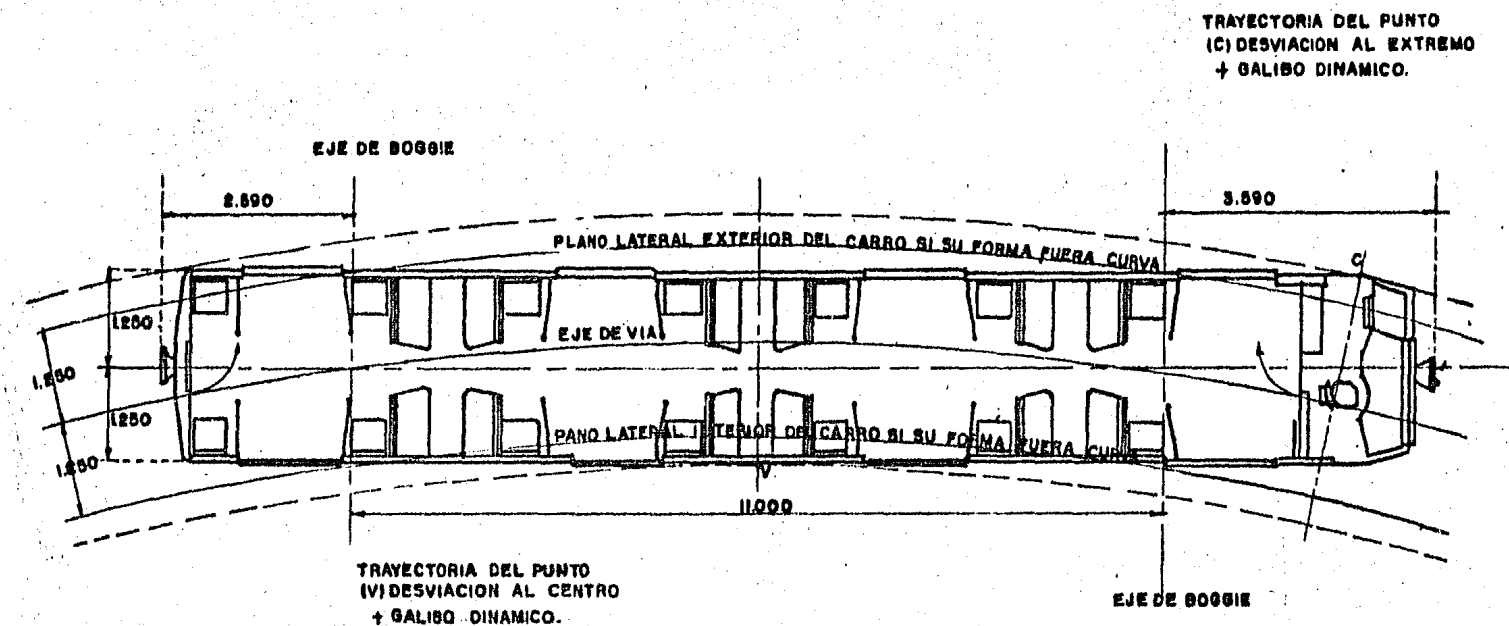


FIG. No. 5.4. DESVIACION PRODUCIDA POR LA ENTRADA DEL VEHICULO EN CURVA.

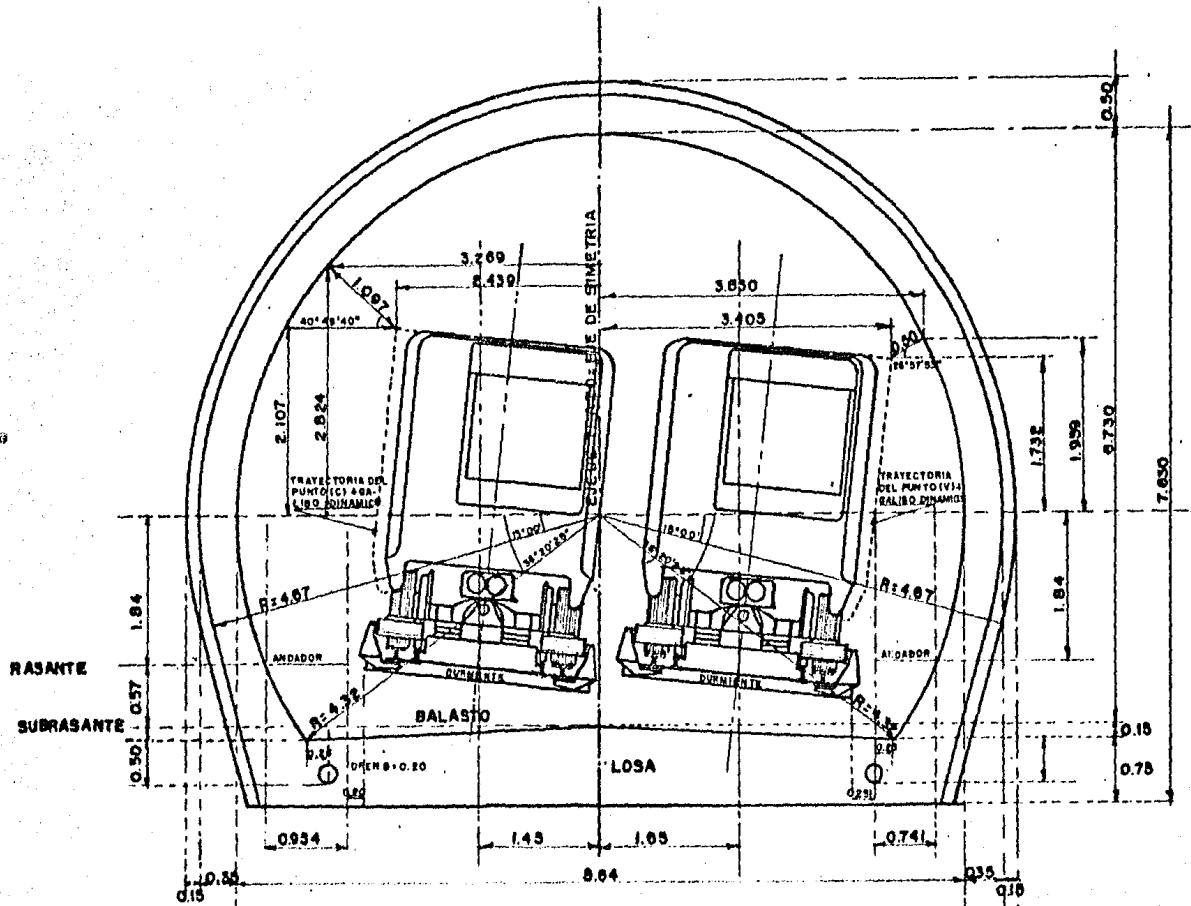


FIG.No. 5.5 SECCION DE TUNEL SEMICIRCULAR EN TRAMO DE CURVA PARA DOS VIAS, LINEA 3 SUR DEL "METRO".

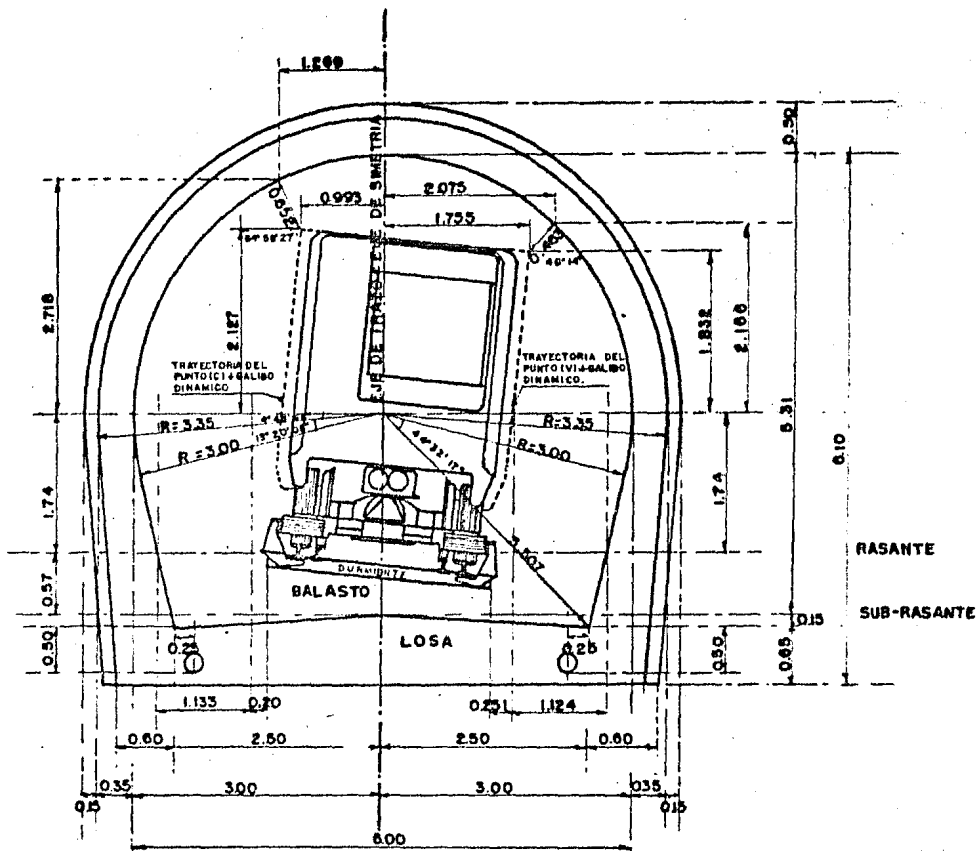


FIG. No. 5.6 SECCION DE TUNEL EN HERRADURA EN TRAMO DE CURVA PARA UNA VIA, LINEA 3 SUR DEL "METRO".

6. ESTABILIDAD DEL FRENTE

En la construcción de un túnel, durante la excavación del frente de ataque, frecuentemente se presentan los mayores problemas de -- inestabilidad en el suelo; como "caídos", o el desplazamiento hacia el interior del túnel de la masa que se encuentra adelante del frente y arriba. Provocando serios retrasos en el avance de la construcción y a veces la pérdida de equipo y de vidas humanas; es por ésto que tiene una gran importancia el determinar la estabilidad del frente.

La excavación del túnel a media sección o a sección completa con una longitud de avance sin ademar, está definida por la estabilidad del frente.

6.1 Falla del Frente (Ref. No. 11).

Las presiones del suelo en estado inicial antes de excavar el túnel serán: en el -- frente una presión horizontal igual a $K_0 \gamma H_0$ y en la clave una presión vertical igual a γH_0 ver fig. No. 6.1.

En el momento de la excavación del túnel, habrá un cambio de esfuerzos en el suelo que está en el frente y alrededor. Si el suelo no es capaz de resistir los esfuerzos cortantes producidos por el tuneleo se presentará una falla del frente que se puede propagar -- hasta la superficie, produciendo un hundimiento con una forma aproximadamente circular, -- ver fig. No. 6.2.

En la falla del frente, se pueden identificar tres zonas con suelos de diferente com

portamiento: 1) Un suelo con un comportamiento de un cuerpo rígido con una forma de un -- prisma rectangular c , d , h y f que se desplaza verticalmente; 2) Un suelo con grandes deformaciones angulares, producidas al ser -- arrastrado por el prisma deslizante, por lo -- que se llama "zona de corte"; 3) El suelo del frente y arriba de la clave que presentan un comportamiento plástico con grandes deformaciones que distorsionan su estratigrafía, por lo que se denomina "zona plástica", identificada con las letras i , f y h .

6.1.1 Forma Simplificada del Prisma Deslizante.

Observando la falla del frente, en modelos de laboratorio (estudiados por Kimura - Ref. No. 19) y en la realidad, el Ing. E. Tamez propone (Ref. No. 11), un modelo sencillo de análisis del equilibrio del frente antes -- de que falle éste, como se muestra en la fig. No. 6.3.

El mecanismo de falla se puede analizar en un plano suponiendo que el prisma deslizante que se forma arriba de la clave y en el frente del túnel, ver fig. No. 6.4, tiene una forma rectangular con un ancho igual al -- diámetro del túnel, y una longitud de $L + e$, donde " L " es la longitud del prisma triangular, y " e " es la longitud de avance sin adelantarse.

6.1.2 Equilibrio del Frente.

El equilibrio del frente se analiza en -- tre las fuerzas motrices constituidas por el peso (P) del prisma deslizante de suelo de --

las fuerzas resistentes producidas por las -- fuerzas cortantes (S) que se generan en la superficie de sus caras. En el prisma triangular del frente se consideran las fuerzas de su peso y su resistencia al deslizamiento, ver -- fig. No. 6.4.

Tomando momentos con respecto al eje -- "h", ver fig. No. 6.4, se puede obtener el -- equilibrio entre los momentos de las fuerzas -- motrices "P" y "P₁" y los momentos de las fuer -- zas resistentes, "S" y "Pr".

El factor de seguridad se puede definir como el cociente entre el momento resistente y el momento motor:

$$F.S. = \frac{Mr}{Mm}$$

Sustituyendo y desarrollando se obtiene:

$$F.S. = \frac{\frac{2 S_m}{(1 + e/L) \sqrt{K_a}} \frac{Z_d}{A} + S_m \frac{Z_d}{B} + \frac{2.6 C \sqrt{K_p}}{(1 + e/L)^2}}{\frac{1}{2} H + (2/3) \frac{A}{(1 + e/L)^2}}$$

Para $H > 3B$

En esta ecuación:

Sm: Resistencia al corte del suelo con un valor medio, en el prisma rectangular deslizante, en -- una altura Z_d, ver fig. No. 6.4.

- e: Longitud del avance del túnel sin ademar.
- L : Longitud del prisma triangular.
- Zd: Altura de arqueo tridimensional, en la cual el suelo es afectado por la excavación del frente del túnel.
- A: Altura de la sección excavada.
- B: Radio o semiancho de la sección excavada.
- H: Profundidad a la clave del túnel medida desde el nivel del terreno natural ("techo").
- Ka y Kp: Son los coeficientes de empuje activo y pasivo respectivamente.

Del estudio de esta ecuación se deduce que la estabilidad del frente de un túnel depende básicamente de los siguientes factores:

1.- De la presión inicial, $P_{vi} = \gamma H$, que existía al nivel de la clave del túnel antes de excavarlo: la cual depende del peso volumétrico del suelo γ , y de la profundidad "H" (techo).

La profundidad del túnel influye en la estabilidad del frente de dos maneras, como se muestra en la fig. No. 6.5.

Si $H > 3B$ se desarrolla toda la altura de el arqueo $Z_d = 3B$, con un valor de los esfuerzos cortantes máximo igual a $0.35 H$.

Si $H < 3B$ no se desarrolla totalmente la altura de arqueo y los esfuerzos cortantes son menores que en el caso anterior.

Esto explica por que se considera más - segura la construcción de un túnel profundo que la de otro con un techo menor.

2.- De las dimensiones de la sección excavada del túnel: radio "B", altura "A" y longitud de avance sin soporte temporal "e".

En la fig. No. 6.6 se pueden ver tres - maneras en que las relaciones geométricas varían el F.S.

- a) Al reducir la longitud de avance "e", se reduce la relación e/L y por lo tanto aumenta el factor de seguridad, por el contrario, aumentando la longitud de avance sin soporte "e" se reduce el factor de seguridad.
- b) Al reducir la altura "A" del frente, excavando a media sección, se reduce el factor "A", y se aumenta la relación Z_d/A aumentando el factor de seguridad. Esto explica por que desde el pasado los ingenieros tuneleros - de mucha experiencia en el campo, reducen la sección de la excavación -- ("banqueo") cuando se encuentran en problemas llegando al extremo de excavar "coyoterías" o túneles piloto.
- c) Se deduce que cuando se tiene un factor de seguridad adecuado y se excava a sección completa con un cierto avance e_1 se puede aumentar el avance a e_2 , manteniendo el mismo factor de seguridad, si se cambia a media - sección.

De acuerdo a lo anterior se observa -- que el constructor poco puede influir en la profundidad del túnel, pero sí - puede hacer variar las relaciones geométricas de la sección excavada, de -- tal manera que puede modificar de manera importante el factor de seguridad - del frente.

3.- De la resistencia del esfuerzo cortante "Sm" del suelo de la clave.

Las fuerzas resistentes, que se oponen al desplazamiento del frente, son consecuencia de la resistencia al corte - de los suelos que se encuentran atrás del frente y sobre la clave del túnel, en la zona en que se distribuyen los - esfuerzos cortantes producidos por la descompresión al excavar.

El equilibrio del frente se garantiza cuando la resistencia del suelo afectado es mayor que los esfuerzos cortantes inducidos por la construcción del túnel.

6.2 Influencia del Tiempo sin Ademar, en el Desarrollo de Presiones.

Actualmente no hay una teoría para - - cuantificar el máximo tiempo bajo el cual el frente de excavación esté sin ademar y no aumente sustancialmente el desarrollo de presiones sobre el mismo ademe; por lo cual en este punto trataremos el tema en forma cualitativa, con el objeto de hacer relevante su importancia en los procedimientos constructivos de los túneles en la actualidad.

Para entender lo que pasa en el frente durante el tiempo que esté sin ademe, es necesario hablar del efecto de arqueo tridimensional o efecto de medio domo, que se presenta en el mismo, este efecto proporciona a las secciones cercanas al frente una mayor protección, - pues allí el material está soportado por tres lados (como se ha manejado en el análisis de - estabilidad del frente en los puntos anterior-- res), en lugar de los dos usuales en el resto del túnel, ya que el medio domo es capaz de -- resistir más tiempo sin soporte, antes que la fisuración o las expansiones comiencen a provo-- car "caídos" o reducciones en la sección, se - llama tiempo de punteo y depende de la naturaleza del material, del ancho de la excavación y de la distancia que se deje entre el frente y el ademe (Ref. No. 6).

La secuencia operacional de la construc-- ción debe ser tal que el tiempo que permanezca sin soporte el medio domo en el frente sea inferior al período de acción de puenteo.

Para poder observar cualitativamente lo anterior, se utilizará el siguiente ejemplo:

En la fig. No. 6.7 en su parte "a", -- muestra la falla progresiva del medio domo; en su parte "b" ilustra el efecto del tiempo de - maniobra en el desarrollo de las presiones sobre el techo del túnel. Los números 1, 2 y 3 representan respectivamente la excavación en - el frente de avance, la conformación del arco del techo en su forma final y la excavación -- necesaria para formar las paredes laterales. - En la figura se muestran resultados para un -- proceso de excavación lento y rápido, las presiones desarrolladas por la masa de material - se considera gravitando sobre el techo. En és-- te caso presentado, que ha sido reportado por

Bendel (Ref. No. 4) para un túnel belga, el ancho de la zona de influencia de carga se definió con ángulos $\alpha_1 = 45^\circ + \phi/2$ para el procedimiento rápido de construcción y con ángulos $\alpha_2 = 45^\circ - \phi/2$ para el procedimiento lento. La zona cedente del material sobre el techo se considera elíptica.

En suelos sin cohesión, el período de acción de puenteo vale prácticamente cero. -- Esto conduce a la necesidad de llevar el ademe provisional tan cerca como sea posible del frente de excavación; como consecuencia, para estos casos han de utilizarse frecuentemente métodos especiales de excavación, tales como galerías de avance ademadas, escudos, etc.

El procedimiento constructivo por medio del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo el cual se basa en utilizar un ademe de concreto lanzado, propuesto para los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", permite lograr gran rapidez en su colocación, por lo que el tiempo que permanece sin soporte el medio domo del frente, es inferior que el período de acción de puenteo, y disminuye al mínimo el desarrollo de presiones sobre el mismo, asegurándose la estabilidad de la excavación a corto plazo.

6.3 Cálculo del F.S. del Frente.

En base a las propiedades de resistencia del suelo, de los sondeos T3S-1 y T3S-4, se calcula el F.S. del frente del túnel, considerando que estos sondeos son los más críticos del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", por esto son representativos.

El F.S. está definido por la siguiente fórmula:

$$F.S. = \frac{\frac{2 S_m}{(1 + e/L) \sqrt{K_a}} \frac{Z_d}{A} + \frac{S_m Z_d}{B} + \frac{2.6 C \sqrt{K_p}}{(1 + e/L)^2}}{\sqrt{H} + (2/3) A/(1 + e/L)^2}$$

Los gálidos de los túneles serán los mostrados en la fig. No. 5.6, a línea de excavación son: gálibo horizontal 7.20 mts. y gálibo vertical 6.81 mts.

6.3.1 Cálculo del F.S. del Frente, en base al sondeo T3S-1.

Las propiedades mecánicas del sondeo -- T3S-1, se muestran en su perfil estratigráfico de la fig. No. 6.8, en el cual se puede apreciar la variación de las mismas.

El nivel del piso del túnel estará a -- una profundidad de 19.60 mts. del terreno natural.

Datos:

B = 3.60 mts. (Radio), $A_1 = 6.81$ mts. (Altura a sección completa), $A_2 = 3.40$ mts. (A media sección), $e = 1.20$ mts (avance sin ademe),
 $\emptyset = 30^\circ$ (en el frente), $C = 5 \text{ ton/m}^2$ (en el frente),
 $H = 12.89$ mts. (profundidad a la clave).

- Cálculo de la altura de arqueado inducida por la descompresión producida por el túnel:

$3B = 3 \times 3.60 = 10.80$ mts.; ya que $H > 3B$, tenemos que $Z_d = 3B = 10.80$ mts.

- Cálculo de los esfuerzos cortantes - máximo y valor medio de la resistencia al corte del suelo.

$$\tau_{\text{máx.}} = 0.35 \gamma H.$$

En base a la estratigrafía de la fig. No. 6.8, tenemos:

$$\gamma H = \frac{23.32 \text{ ton/m}^2}{///}$$

$$\tau_{\text{máx.}} = 0.35 (23.32 \text{ ton/m}^2) = 8.16 \text{ ton/m}^2$$

$$S_m = \tau_{\text{máx.}}/2 = \frac{4.08 \text{ ton/m}^2}{///} \text{ ton/m}^2$$

- Presión vertical en el frente.

$$\gamma A_1 = \frac{12.21 \text{ ton/m}^2}{///} \text{ (sección completa).}$$

$$\gamma A_2 = \frac{6.16 \text{ ton/m}^2}{///} \text{ (media sección).}$$

- Longitud "L" del prisma triangular.

$$L_1 = A_1 / \tan (45^\circ + \phi/2) = 6.81 \text{ m} / \tan (45^\circ + 30^\circ/2)$$

$$L_1 = \frac{3.93 \text{ mts.}}{///} \text{ (sección completa).}$$

$$L_2 = A_2 / \tan (45^\circ + \phi/2) = 3.4 \text{ m} / \tan (45^\circ + 30^\circ/2)$$

$$L_2 = \frac{1.96 \text{ mts.}}{///} \text{ (media sección)}$$

- Obtención de los coeficientes de empuje activo y pasivo.

$$\sqrt{K_a} = \tan (45^\circ - \phi/2) = \tan (45^\circ - 30^\circ/2) = \underline{0.577} ///$$

$$\sqrt{K_p} = \tan (45^\circ + \phi/2) = \tan (45^\circ + 30^\circ/2) = \underline{1.732} ///$$

Sustituyendo valores en los diferentes términos de la fórmula de F.S., para la excavación de un túnel a sección completa, se tiene:

$$\frac{2 S_m}{(1+e/L) \sqrt{K_a}} \frac{Z_d}{A_1} = \frac{2 \times 4.08 \text{ ton/m}^2}{(1+1.20\text{m}/3.93\text{m}) (0.577)} \frac{10.80 \text{ m}}{6.81 \text{ m}}$$

$$= \underline{17.22 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

$$S_m \frac{Z_d}{B} = 4.08 \text{ ton/m}^2 \times 10.80 \text{ m}/3.60 \text{ m}$$

$$= \underline{12.24 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

$$\frac{2.6 C \sqrt{K_p}}{(1 + e/L)^2} = \frac{2.6 \times 5 \text{ ton/m}^2 \times 1.732}{(1 + 1.20 \text{ m}/3.93 \text{ m})^2}$$

$$= \underline{13.21 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

$$\frac{(2/3) \gamma A_1}{(1 + e/L_1)^2} = (2/3) 12.21 \text{ ton/m}^2 / (1 + 1.20 \text{ m}/3.93 \text{ m})^2$$

$$= \underline{4.78 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

Sustituyendo valores en la fórmula del F.S.

$$F.S. = \frac{17.22 \text{ ton/m}^2 + 12.24 \text{ ton/m}^2 + 13.21 \text{ ton/m}^2}{23.32 \text{ ton/m}^2 + 4.78 \text{ ton/m}^2}$$

/// F.S. = 1.52 /// Para un túnel excavado a sección completa.

++++ Obtención del F.S. del frente, excavando el túnel a media sección.

Sustituyendo valores:

$$\frac{2 S_m}{(1 + e/L) \sqrt{K_a}} \frac{Z_d}{A_2} = \frac{2 \times 4.08 \text{ ton/m}^2}{(1+1.20\text{m}/1.96 \text{ m}) (0.577)} \frac{10.80 \text{ m}}{3.40 \text{ m}}$$

$$= \underline{27.86 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

$$S_m \frac{Z_d}{B} = \underline{12.24 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

$$\frac{2.6 C \sqrt{K_p}}{(1 + e/L_2)^2} = \frac{2.6 \times 5 \text{ ton/m}^2 \times 1.732}{(1 + 1.20 \text{ m}/1.96 \text{ m})^2}$$

$$= \underline{8.66 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

$$\frac{(2/3) (\gamma A_2)}{(1 + e/L_2)^2} = \frac{(2/3) \times 6.16 \text{ ton/m}^2}{(1 + 1.20 \text{ m}/1.96 \text{ m})^2}$$

$$= \underline{1.58 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

Sustituyendo en la fórmula de F.S.

$$F.S. = \frac{27.86 \text{ ton/m}^2 + 12.24 \text{ ton/m}^2 + 8.66 \text{ ton/m}^2}{23.32 \text{ ton/m}^2 + 1.58 \text{ ton/m}^2}$$

$$F.S. = \underline{\underline{1.96}} \quad /// \text{ Para el túnel excavado a media sección.}$$

6.3.2 Cálculo del F.S. del frente, en base al sondeo T3S-4.

Las propiedades mecánicas se muestran en la fig. No. 6.9.

El nivel del piso del túnel estará a 16.40 mts. de profundidad.

Datos:

B = 3.60 mts. (radio), H = 9.59 mts. (profundidad de la clave).

A_1 = 6.81 mts. (sección completa),

A_2 = 3.40 mts. (media sección).

C = 3 ton/m² (en el frente), $\phi = 30^\circ$ (en el frente).

e = 1.20 mts. (avance de la excavación sin ademar).

- Cálculo de la altura de arqueo inducida por la descompresión producto del tuneleo.

3B = 10.80m, ya que $H < 3B$ por lo tanto $Z_d = H = 9.59$ mts.

- Cálculo de los esfuerzos cortantes máximos, y el valor medio de la resistencia al corte del suelo.

$\bar{\sigma}$ máx. = 0.35 σ^v H

H = 16.75 ton/m² /// (presión vertical inicial)

$\bar{\sigma}$ máx. = 0.35 (16.75 ton/m²) = 5.86 ton/m²

S_m = $\bar{\sigma}$ máx. / 2 = 5.86 ton/m² = 2.93 ton/m² ///

- Presión vertical en el frente.

σ^v A_1 = 12.55 ton/m² /// (a sección completa).

σ^v A_2 = 6.20 ton/m² /// (a media sección).

- Longitud L, del prisma frontal

L_1 = $A_1 / \tan (45^\circ + \phi/2) = 6.81 \text{ m} / \tan (45^\circ + 38^\circ/2)$

L_{1^o} = 3.32 mts. /// (sección completa).

$$L_2 = A_2 / \tan (45^\circ + \phi/2) = 3.40 \text{ m} / \tan (45^\circ + 38^\circ/2)$$

$$L_2 = \underline{1.66 \text{ mts.} \quad \text{///} \quad (\text{media sección})}$$

- Obtención de los coeficientes de empuje activo y pasivo.

$$\sqrt{K_a} = \tan (45^\circ - \phi/2) = \tan (45^\circ - 38^\circ/2) = \underline{0.488 \quad \text{///}}$$

$$\sqrt{K_p} = \tan (45^\circ + \phi/2) = \tan (45^\circ + 38^\circ/2) = \underline{2.05 \quad \text{///}}$$

+++++ Sustituyendo valores en los diferentes términos de la fórmula de F.S., para la excavación de un túnel a sección completa.

$$\frac{2 S_m}{(1 + e/L_1) \sqrt{K_a}} \quad \frac{Z_d}{A_1} = \frac{2 \times 2.93 \text{ ton/m}^2 \quad 9.59\text{m}}{(1 + 1.20 \text{ m}/3.32 \text{ m}) (0.488) 6.81\text{m}}$$

$$= \underline{12.39 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

$$S_m \frac{Z_d}{B} = 2.93 \text{ ton/m}^2 \times 9.59 \text{ m}/3.60 \text{ m}$$

$$= \underline{7.81 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

$$\frac{2.6 \quad C \quad \sqrt{K_p}}{(1 + e/L_1)^2} = \frac{2.6 \times 3 \text{ ton/m}^2 \times 2.05}{(1 + 1.20 \text{ m}/3.32 \text{ m})^2}$$

$$= \underline{8.63 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

$$\frac{(2/3) \quad \delta \quad A_1}{(1 + e/L_1)^2} = \frac{(2/3) \quad 12.55 \text{ ton/m}^2}{(1 + 1.20 \text{ m}/3.32 \text{ m})^2}$$

$$= \underline{4.51 \text{ ton/m}^2 \quad \text{///}}$$

- Sustituyendo en la fórmula de F.S.

$$F.S. = \frac{12.39 \text{ ton/m}^2 + 7.81 \text{ ton/m}^2 + 8.63 \text{ ton/m}^2}{16.75 \text{ ton/m}^2 + 4.51 \text{ ton/m}^2}$$

$$F.S. = \underline{1.36} \quad /// \quad \text{Para un túnel excavado a sección completa.}$$

+++++ Considerando la excavación del túnel a media sección tenemos:

$$\frac{2 S_m}{(1+e/L_2)^2} \sqrt{K_a} \quad A_2 \quad Z_d = \frac{2 \times 2.93 \text{ ton/m}^2}{(1+1.20 \text{ m}/1.66 \text{ m})(0.488)} \quad \frac{9.59 \text{ m}}{3.40 \text{ m}}$$

$$= \underline{19.66 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

$$S_m \frac{Z_d}{B} = \underline{7.81 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

$$\frac{2.6 C \sqrt{K_p}}{(1+e/L_2)^2} = \frac{2.6 \times 3 \text{ ton/m}^2 \times 2.05}{(1 + 1.20 \text{ m}/1.66 \text{ m})^2}$$

$$= \underline{5.39 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

$$(2/3) A_2 / (1+e/L_2)^2 = (2/3) 6.20 \text{ ton/m}^2 / (1+1.20\text{m}/1.66\text{m})^2$$

$$= \underline{1.39 \text{ ton/m}^2} \quad ///$$

- Sustituyendo en la fórmula de F.S.

$$F.S. = \frac{19.66 \text{ ton/m}^2 + 7.81 \text{ ton/m}^2 + 5.39 \text{ ton/m}^2}{16.75 \text{ ton/m}^2 + 1.39 \text{ ton/m}^2}$$

$$F.S. = \underline{1.82} \quad /// \quad \text{Excavando un túnel a media sección.}$$

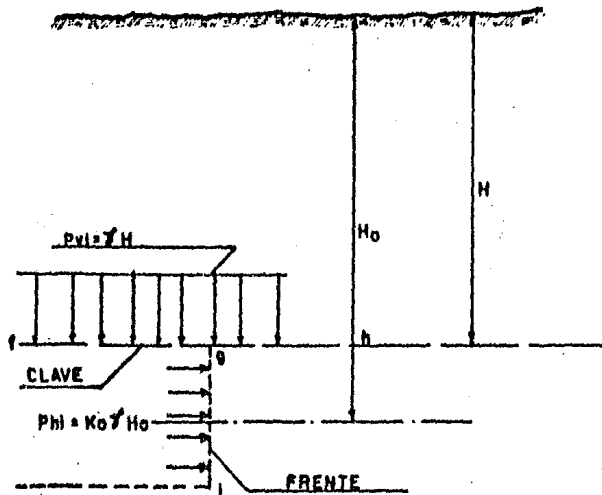


FIG.No. 6.1 PRESIONES VERTICALES Y HORIZONTALES EN LA MASA DEL SUELO ANTES DE LA CONSTRUCCION DEL TUNEL.

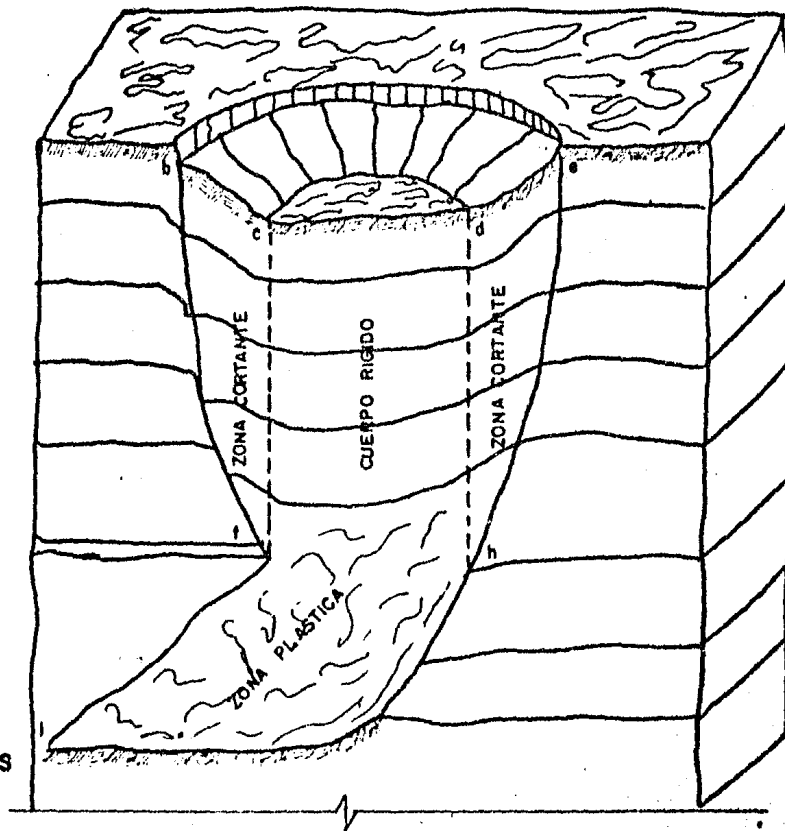
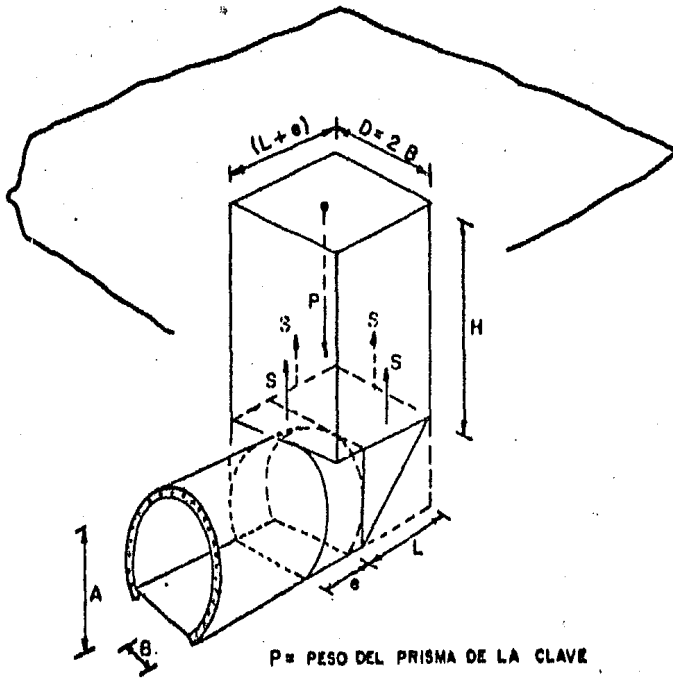


FIG.No. 6.2 FALLA DEL FRENTE DE UN TUNEL EN SUELO BLANDO O SEMIDURO.



P = PESO DEL PRISMA DE LA CLAVE
 S = FUERZAS CORTANTES QUE SE Oponen AL DESPLAZAMIENTO DEL PRISMA.

FIG.No. 6.3 MODELO SIMPLIFICADO DEL EQUILIBRIO EN EL FRENTE DEL TUNEL.

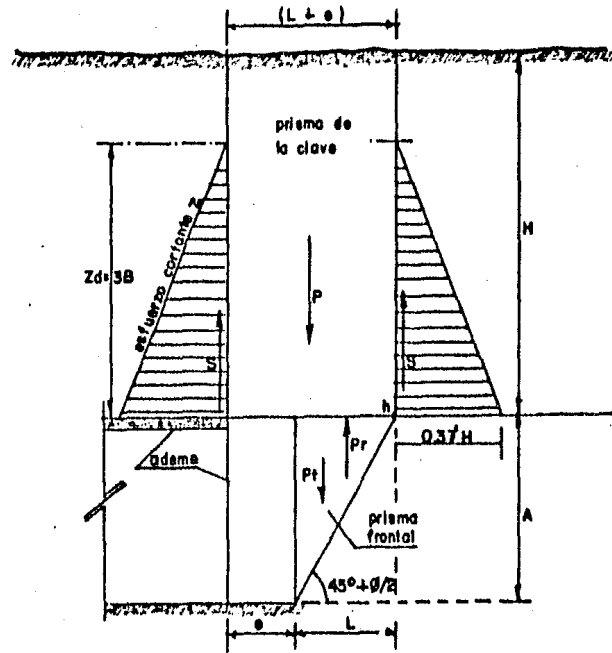
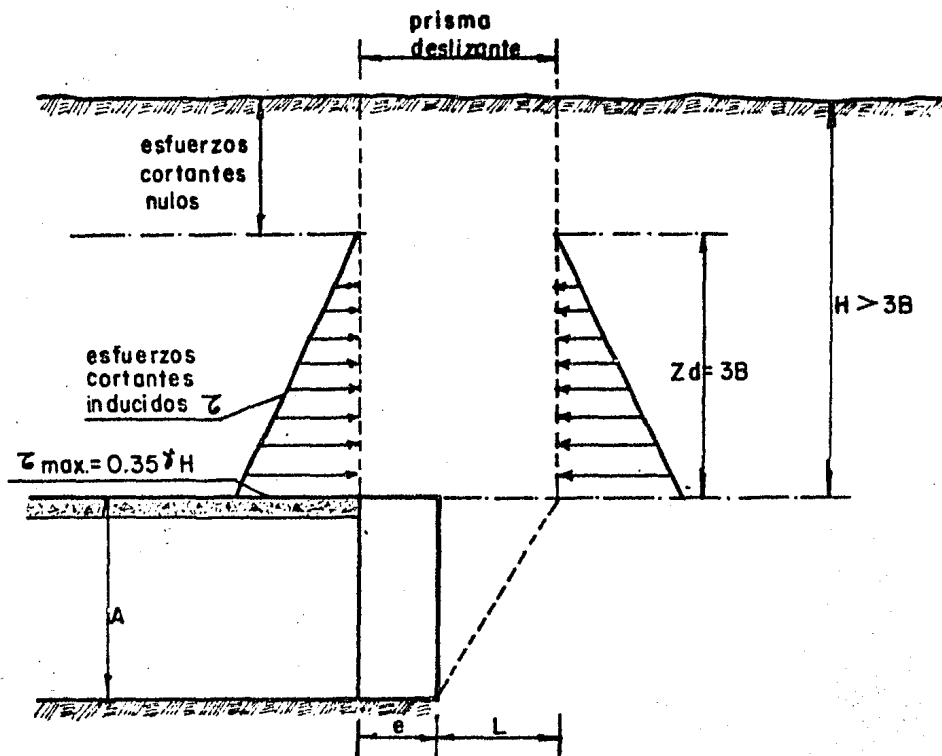


FIG.No. 6.4 EQUILIBRIO DE LAS FUERZAS QUE ACTUAN EN EL FRENTE.

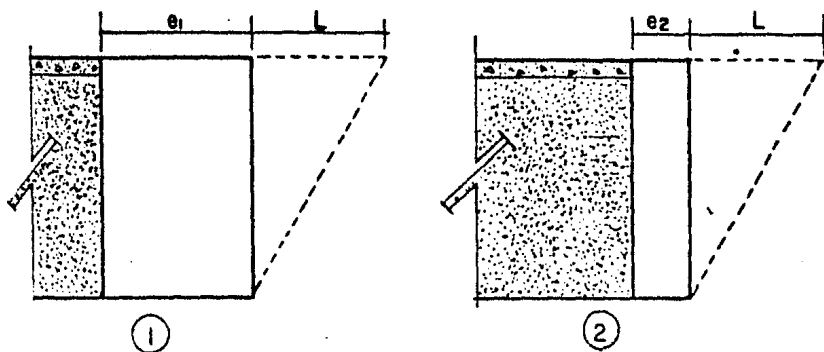


$$FS = \frac{\frac{2 S_m}{(1+e/L)\sqrt{K_a}} \frac{Z_d}{A} + S_m \frac{Z_d}{B} + \frac{2.6 c \sqrt{K_p}}{(1+e/L)^2}}{\gamma H + \frac{2}{3} \frac{\gamma A}{(1+e/L)^2}}$$

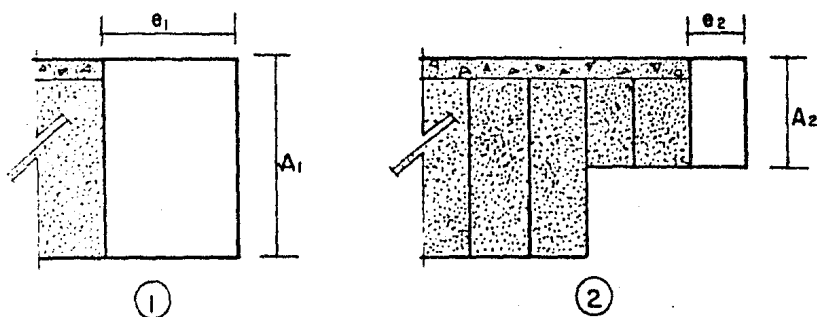
Para $H > 3B$, $Z_d = 3B$

Para $H \leq 3B$, $Z_d = H$

FIG. No. 6.5 INFLUENCIA DE LA PROFUNDIDAD, H.

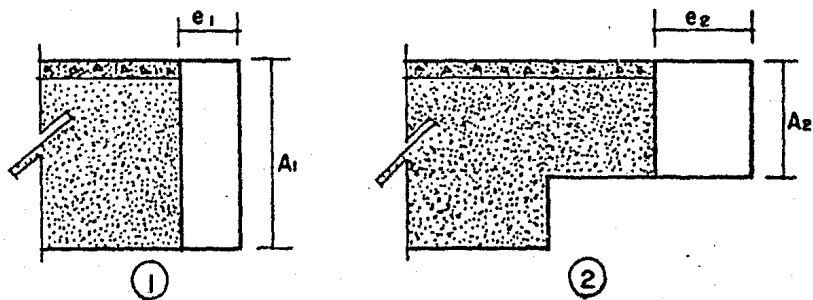


Si $e_2 < e_1$, $FS_2 > FS_1$



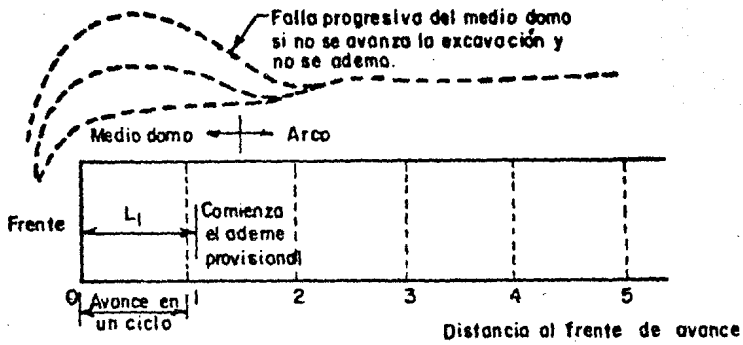
Si $e_2 < e_1$ y $A_2 < A_1$

$\frac{Zd}{A_1} < \frac{Zd}{A_2}$, $A_1 > A_2$ $FS_2 > FS_1$

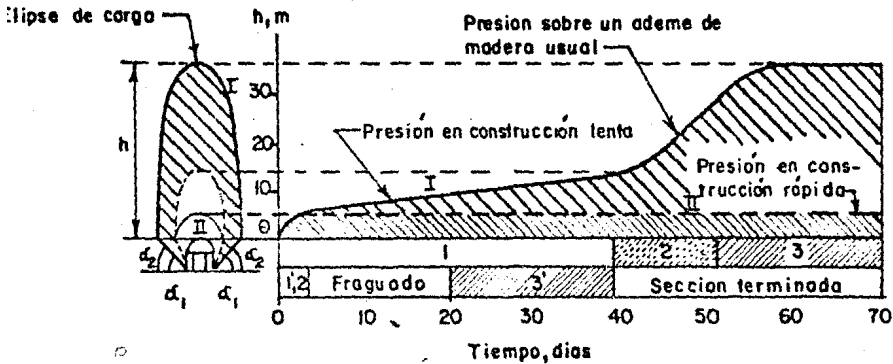


Si $A_2 < A_1$ e_2 puede ser $> e_1$ para el mismo F.S.

FIG.No.6.6 GEOMETRIA DE LA SECCION.



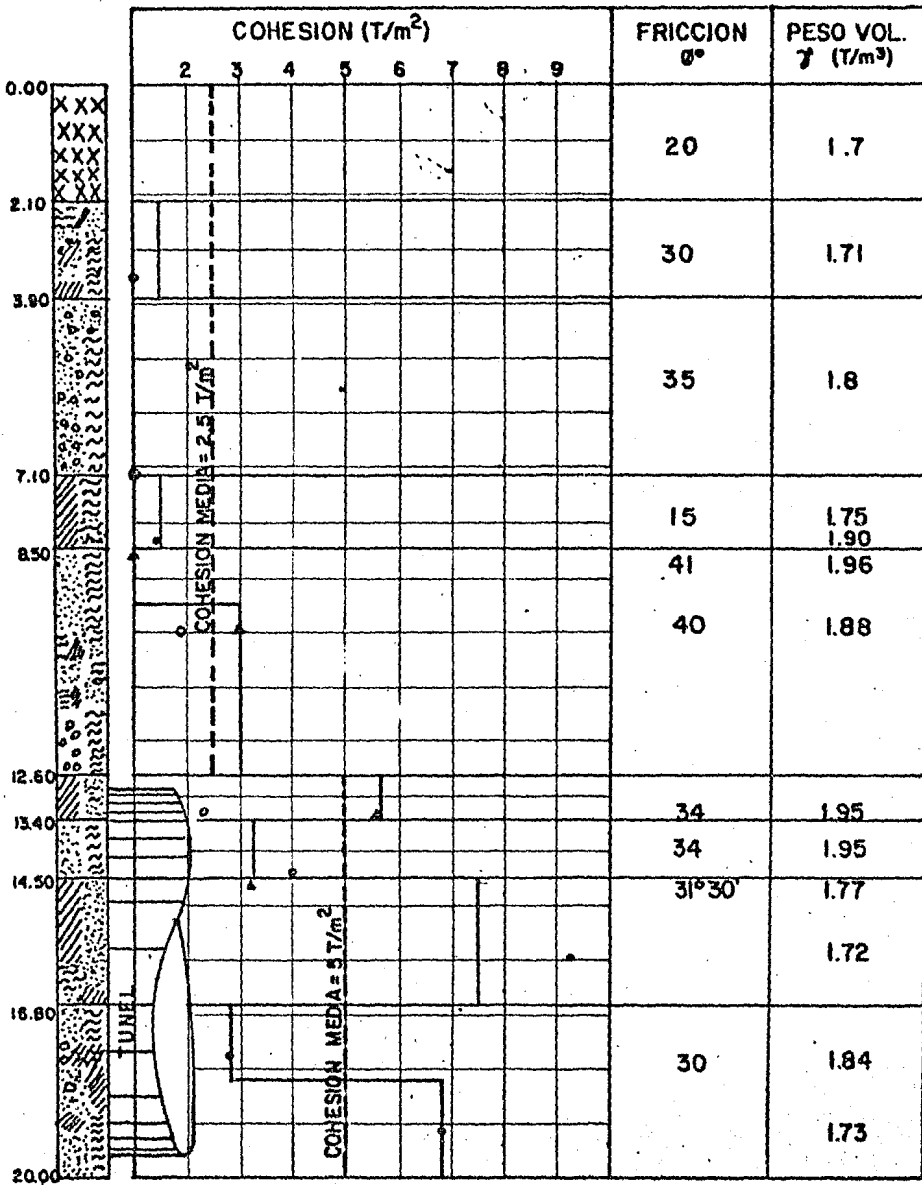
a)



b)

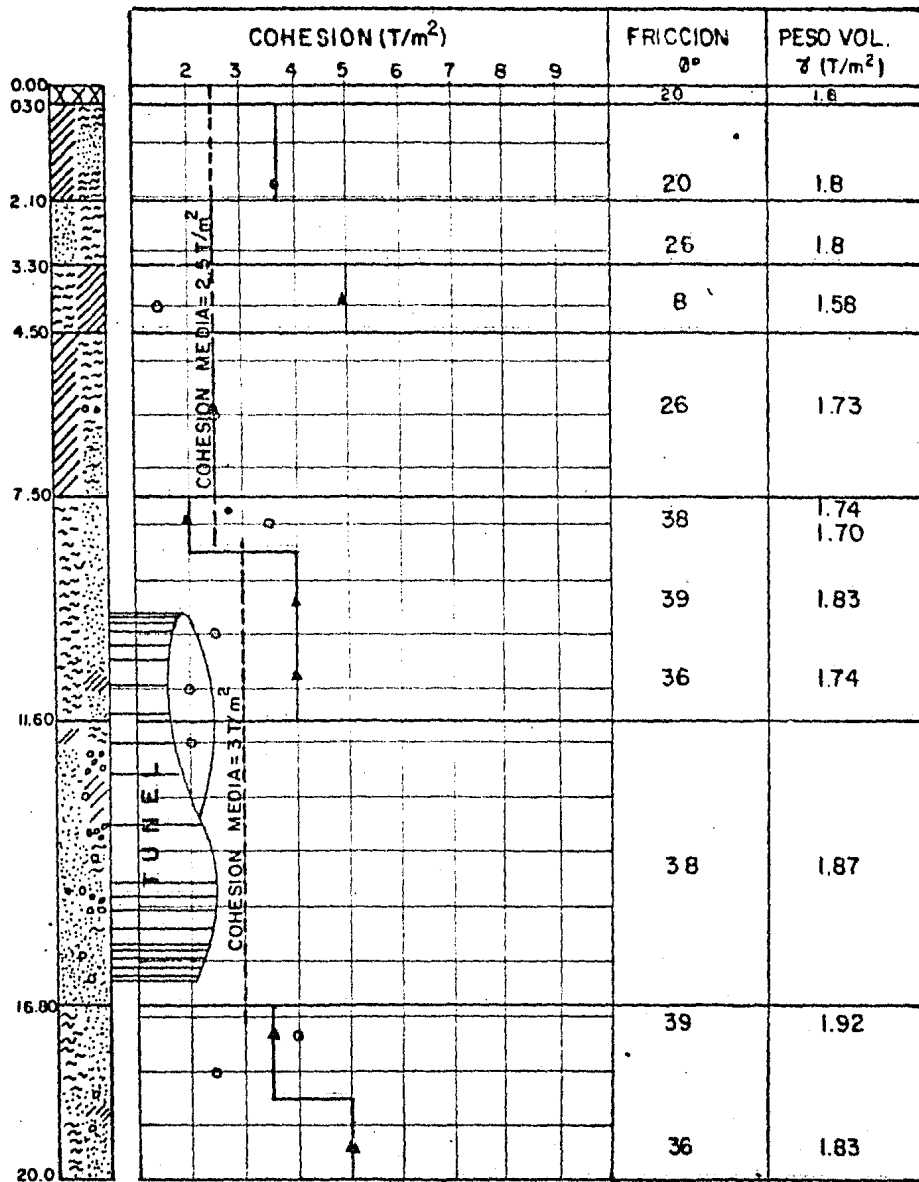
- 1.-EXCAVACION DEL FRENTE
- 2.-ADEMADO DEL TECHO.
- 3.-ADEMADO DE LAS PAREDES.
- I.-CONSTRUCCION LENTA
- II.-CONSTRUCCION RAPIDA

FIG.No.6.7 EFECTO DEL TIEMPO DE MANIOBRA EN EL DESARROLLO DE LA PRESION SOBRE EL TECHO DEL TUNEL.



- COMPRESION SIMPLE
- ◻ TORCOMETRO
- ▲ TRIAXIAL

FIG.No.6.8 VARIACION DE PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO EN EL SONDEO T3S-I.



- COMPRESION SIMPLE
- TORCOMETRO
- ▲ TRIAXIAL

FIG.No.6.9 VARIACION DE PROPIEDADES MECANICAS DEL SUELO EN EL SONDEO T3S-4.

7. DEFINICION DE CARGAS PARA EL REVESTIMIENTO PRIMARIO Y SECUNDARIO.

7.1 Introducción

Se percibe que al ejecutar una cavidad, cualquiera que sea su sección geométrica, se altera el estado de esfuerzos del subsuelo, - por lo que en la mayoría de los casos será necesario colocar un revestimiento que impida - que dicha cavidad se cierre.

De acuerdo con el procedimiento constructivo y con el tipo de suelo, este revestimiento se coloca en dos eventos diferentes: - el primero, llamado revestimiento primario o ademe, el cual estará actuando en forma temporal y generalmente corresponde al período de construcción, y su función principal es de retener de inmediato al suelo excavado; el segundo, llamado revestimiento secundario o definitivo, se coloca sobre el primero reforzándolo, y el cual se considera que estará sujeto a la totalidad de la carga, que a largo plazo se presentará sobre dicha cavidad (Ref. No. 11).

La carga con la que se debe diseñar el revestimiento primario y secundario, depende principalmente de las propiedades mecánicas - del suelo donde se hace la excavación, de su relación esfuerzo, deformación y de la geometría del túnel.

No es sencillo definir la magnitud y - distribución de la cargas con las que debe diseñarse el revestimiento de túneles excavados en suelos firmes o duros, debido principalmente a que las soluciones teóricas a este pro--

blema, que permiten calcular los esfuerzos y - las deformaciones de los túneles, están basadas en materiales idealizados, por lo cual el proyectista debe adaptar los cálculos a materiales reales, cuyas propiedades no necesariamente son las mismas que las de los materiales considerados; además, pueden cambiar mucho en distancias cortas. Como consecuencia de lo anterior, en las soluciones teóricas el ingeniero debe estar conciente de las hipótesis y sus limitaciones en que se basen, que llevan a tener un determinado rango de precisión.

En este capítulo se expondrá en forma simplificada y breve, los conceptos teóricos y prácticos en los que se basan el diseño y la construcción de túneles en suelos firmes, como los encontrados en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", empleando el concreto lanzado como revestimiento primario; y también para obtener los esfuerzos para el diseño del revestimiento secundario o definitivo, de concreto reforzado.

7.2 Algunas Ideas sobre la Diferencia entre las Cargas para el Ademe y el Revestimiento Secundario.

A lo largo de este capítulo se hablará en forma separada sobre las cargas para el ademe y para el revestimiento secundario; en este punto se tratará de relacionarlas en forma cualitativa, para entender el porqué son diferentes y con ello saber más sobre el comportamiento de los túneles.

Para plantear las ideas sobre la relación entre las cargas a corto y a largo plazo, se usará un túnel de forma circular.

Al momento de excavar la sección del túnel, ésta provoca la descompresión del suelo que la rodea, por lo tanto aflojamiento en el mismo y fluencia hacia la cavidad. Ahora, sí se considera que el suelo que rodea al túnel está formado por un número infinito de cuñas, comportándose cada una como un cuerpo se mirígrado, éstas se presionarán unas con otras impidiendo que se cierre la cavidad, produciéndose una zona de protección que absorbe las fuerzas que transmitidas por el suelo que está fuera de esta zona.

Sin embargo, con el tiempo, cuando no se evitan las deformaciones, el suelo en la zona de protección va perdiendo gradualmente sus características de acuñamiento, y se presentan movimientos relativos entre sus partículas, por lo cual el aflojamiento crece y el suelo se plastifica, con un aumento de la carga que se transforma en deformación; en la fig. No. 7.1 se muestran la zona plastificada, de protección y la elástica.

Podemos decir que las cargas a corto plazo sobre el túnel serán producidas básicamente por el suelo aflojado (plastificado), fenómeno que depende de las características de la excavación y el ademado. Como ejemplo, en la fig. No. 7.2 se puede ver una idea de como se forma la zona de aflojamiento para un túnel rectangular en los momentos iniciales después de la excavación.

El suelo que se encuentra arriba del túnel, entre la clave y el nivel del terreno natural ("colchón"), correspondiente a la zona elástica, indicada en la fig. No. 7.1. Se puede comportar de dos maneras diferentes, en base a las cuales se definen cualitativamente

las cargas que a largo plazo actuarán sobre el túnel.

- a) Se considera que este suelo "colchón" permanece sin movimientos, es decir que no sufrirá ningún efecto del suelo aflojado que se encuentra alrededor de la cavidad, al momento de ser excavada ésta. En base a lo cual se podría afirmar que aunque a un largo tiempo la zona de aflojamiento crece, las cargas a largo plazo, tendrán un límite, ya que difícilmente el aflojamiento alcanzará una extensión muy grande, probablemente no llegue al nivel del terreno natural, debido a que dentro de la zona aflojada se presenta el fenómeno de arqueo.
- b) Se considera que el suelo arriba del túnel ("colchón"), sufre movimientos al ser excavada la cavidad, aún teniendo las zonas de protección; lo cual ha sido verificado por la instrumentación, para túneles poco profundos por ejemplo: se registran asentamientos y movimientos de la masa de suelo, inclusive un poco antes de ser excavado el túnel.

Lo anterior permite pensar en el arqueo del suelo, debido a que hay movimiento entre dos masas de suelo, con ésto surgen una gran cantidad de ideas.

El segundo comportamiento indicado en el inciso "b", es el que se considera más fac-

tible, por lo cual a corto plazo la carga que actúa sobre el túnel es exclusivamente la de la zona de aflojamiento y el suelo localizado por encima de ésta zona se autosustenta, por arqueo.

La zona de arqueo está limitada por -- una superficie sobre la cual se desarrollan -- esfuerzos cortantes resistentes, que tratan -- de mantener en su posición original a la masa que experimenta un descenso, reduciendo a su vez la carga en la masa descendente y aumentándola en la masa estacionaria adyacente.

La resistencia al corte que se genera en la superficie de arqueo, está definida por $C + \sigma \tan \phi$. Donde C y ϕ son constantes, h varía y es igual a $K \sigma v$, y K estará en función del aflojamiento. Para una condición a corto plazo la zona de aflojamiento es pequeña, por lo que la masa de suelo arriba de -- esta zona se mantiene en equilibrio por -- arqueo y no transmitirá cargas al túnel.

Con el tiempo la zona de aflojamiento crecerá, generando un aumento en las cargas -- sobre el túnel a largo plazo, éstas serán las máximas que pueda transmitir el suelo al túnel, debido a que el aflojamiento reduce el -- valor de K , llegando a presentarse las cargas que propone el criterio de Terzaghi.

En suelos puramente cohesivos ($\phi = 0$), el fenómeno de arqueo no se presenta ya que -- la resistencia será igual a C , y se mantiene constante a corto y a largo plazo.

La conclusión de lo anterior, es que -- muy posiblemente se pueden presentar las cargas máximas obtenidas con la teoría de Terza-

ghi, a largo plazo, por lo que es necesario - diseñar el revestimiento secundario o definitivo con estas cargas.

7.3 Revestimiento Primario.

El diseño del revestimiento primario de los túneles de una vía con sección en herradura del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", se hizo en base al análisis de esfuerzos para un túnel circular - utilizando la teoría plástica para suelos cohesivos-friccionantes, en base a un modelo elasto-plástico. No es el propósito de este capítulo exponer o discutir esta teoría, sino más bien aprovechar sus conclusiones para aplicarla.

Se tienen en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo suelos parcialmente saturados, debido a que no hay nivel de aguas freáticas. Para cálculos se utilizarán las propiedades indicadas en los sondeos T3S-1 y T3S-4. Es necesario diferenciar el comportamiento del suelo en las diferentes pruebas de resistencia.

En la fig. No. 7.3 la curva esfuerzo-deformación indicada con la letra "A", obtenida a partir de una prueba de compresión triaxial, muestra un punto máximo y el paso asintótico - a un valor llamado "resistencia última", con un comportamiento prácticamente plástico. La curva "B", representa un material elasto-plástico ideal como el que se considera en el análisis teórico. Comparando estas curvas se puede adoptar un modelo elasto-plástico.

La curva "C", corresponde al mismo suelo en prueba de compresión simple, no confina-

da lateralmente. Se observa que alcanzado el valor máximo se presenta la falla en forma -- frágil.

En los suelos las implicaciones prácticas de plasticidad y fragilidad tienen gran importancia, debido a que permiten prever la forma de falla del túnel, por ejemplo: Cuando no existe una presión confinante, el limo arenoso compacto, presenta una falla frágil, por lo que el suelo de la clave se desprende y -- cae; el proceso se puede propagar hacia arriba y se produce un "caído", o un derrumbe total, estas fallas se explican brevemente a -- continuación:

a) Caído.

Si la resistencia del suelo a lo -- largo de los planos verticales de -- la fig. No. 7.4, es mayor que el -- peso "P" del prisma de tierra, se -- forma una caverna cuyo techo se sostiene por la acción de arqueo del -- suelo.

b) Derrumbe.

Si la resistencia al corte "S" es -- insuficiente se produce el derrumbe total del techo de la caverna, como se muestra en la fig. No. 7.5.

7.3.1 Análisis Plástico en Suelos con Cohesión y Fricción (Ref. No. 6).

De acuerdo con la teoría plástica se -- pueden obtener la presión interior límite -- "P_{il}" y la presión vertical final "P_{vf}", que son los valores en la frontera entre las zo--

nas plástica y elástica (ver fig. No. 7.6), - y se definen como:

$$P_{il} = P_v (1 - \text{sen } \phi) - C \cos \phi \text{ (radial)} \quad (7.1)$$

$$P_{vf} = P_v (1 + \text{sen } \phi) + C \cos \phi \text{ (tangencial)} \quad (7.2)$$

Donde:

ϕ : Angulo de fricción interna alrededor del túnel.

C : Cohesión alrededor del túnel.

P_v : Presión vertical al eje del túnel.

Se considera que $P_v = P_h$ ($K_o = 1$) y que el suelo permanece con su volumen constante ($\mu = 0.5$).

Para presiones interiores " P_i ", menores que P_{il} se desarrolla una zona plástica anular, cuyo radio " R " es:

$$R = a (1 - \text{sen } \phi) \frac{P_v + C \cot \phi}{P_i + C \cot \phi} \frac{1 - \text{sen } \phi}{2 \text{sen } \phi} \quad (7.3)$$

Donde: " a " es el radio del túnel.

Para una $P_i = 0$, se tiene una zona plástica con radio máximo (ver fig. No. 7.7).

El espesor de la zona plástica " E_p " es igual a $R - a$. (7.4)

La deducción de las fórmulas de la No. 7.1 a la No. 7.3, pueden consultarse en la Ref. No. 17.

En las expresiones anteriores si $P_i=C=0$, el radio de la zona plástica se hace infinito y el túnel se cerraría por sí solo.

Según la teoría de la plasticidad el desplazamiento radial hacia el interior del túnel, en la frontera entre las zonas plástica y elástica, puede establecerse como:

$$U_a = (P_v - P_i) \frac{1 + \nu}{E} R \quad (7.5)$$

Donde R está dado por la expresión -- No. 7.3. Se supone que el volumen en la zona plástica se mantiene constante ($\nu = 0.5$). E es el módulo de elasticidad del suelo confinado.

7.3.2 Interacción Entre el Suelo y el Revestimiento Primario.

En base al análisis hecho con la teoría plástica, con un modelo elasto-plástico, se puede observar que en un túnel circular hay una relación entre la presión interna (ejercida por el ademe) y el desarrollo de la zona plástica que produce desplazamientos radiales hacia el mismo. Esta teoría demuestra que permitiendo una deformación radial del material alrededor de una cavidad circular, la presión interior necesaria para mantener el equilibrio del túnel es menor.

La explicación de este tema está basada en el diagrama de la Fig. No. 7.8, que relaciona la presión interior (esfuerzo radial) con la deformación radial (Ref. No. 10).

Este diagrama permite observar la interacción entre el suelo y el ademe, y es válido solo para esfuerzos primarios, antes de abrir la excavación (ΔR_0 y $K_0 = 1$), los cuales son independientes de la dirección (medio isótropo), sin embargo, puede ser extrapolado a otros casos.

En este diagrama la línea No. I llamada curva de reacción del suelo, da una ley entre el aumento de la deformación radial " Δr " (disminución constante del radio), de un túnel circular y el decremento del esfuerzo radial actuante en él.

La línea No. II muestra la relación entre el aumento de deformación y el incremento del esfuerzo radial, causado por la sobrecarga producida por el aflojamiento del suelo sobre el túnel, por lo que ya no se cumple en esta zona la ley de la línea No. I, necesitando un ademe más resistente. La altura del suelo aflojado presenta una forma cercana a la de una campana.

El valor ΔR_B representa en el diagrama de la fig. No. 7.8, el desplazamiento que sufre la sección del túnel desde el inicio de su excavación hasta el momento en que alcanza su forma de proyecto, si en este instante se pudiera colocar un ademe o revestimiento primario que no permitiera ningún otro desplazamiento, la presión radial del suelo no sería la indicada por el punto "A" sino por "B", que es algo menor. En la realidad se debe de considerar un incremento de desplazamiento radial a causa del comportamiento del ademe, como lo muestran las líneas de reacción del revestimiento primario No. III y No. IVa. Se considera que el ademe tiene un contacto perfecto con

el suelo, debido a que se utilizará concreto lanzado.

La carga final sobre el ademe estará - dada por la interacción de las curvas de reacción, del suelo y del propio ademe.

Se considera que los revestimientos -- primarios de las líneas No. III y No. IVa, -- son colocados con la misma velocidad, el primero es más rígido que el segundo, permitiendo una deformación radial menor ΔR_C que la ΔR_D , pero actuando sobre el una presión radial mayor P_{iC} que P_{iD} , ver fig. No. 7.8. Los dos ademes llegan a tomar la misma carga, por medio de establecer un equilibrio entre la -- presión actuante del suelo y la interna (los esfuerzos radiales serán igual a la resistencia del revestimiento primario), con la diferencia de que en un mayor tiempo el segundo - permite desplazamientos superiores y por lo - tanto una mayor autosustentación del suelo.

Un ademe menos rígido es más económi-- co, pero las deformaciones excesivas pueden - provocar un comportamiento indeseable, y es - preferible que sean mínimos los desplazamientos, pero el revestimiento primario debe ser capaz de permitir la autosustentación del suelo.

Si se tuviera un suelo muy plástico -- sería deseable permitir la mayor deformación posible del suelo y utilizar un revestimiento mínimo, ver línea No. I del diagrama, pero -- aún en estos suelos el incremento de carga -- por aflojamiento (ver línea No. II), obliga a utilizar un ademe de mayor resistencia que -- permita soportar el incremento de carga, ver línea de reacción No. V. Es preferible no --

pasar de la deformación radial del suelo definida por la intersección de las líneas de reacción No. I y No. II.

El criterio para definir la carga actuando sobre el ademe será en base al de la presión interna límite "Pil", obtenida de la fórmula No. 7.1, que permite que el suelo esté en un equilibrio elástico y sus deformaciones sean relativamente pequeñas.

El procedimiento constructivo por medio del Nuevo Método Austriaco de Tuneleo (N.A.M. T.), propuesto para el tramo Viveros-M. A. de Quevedo, permite colocar rápidamente como ademe al concreto lanzado, el cual debido a su flexibilidad permite cierto aflojamiento del suelo en una zona pequeña y muy cercana a la superficie del túnel, lo cual hace que se desarrolle la capacidad de autosustentación del mismo.

Se considera muy importante que el ademe alcance en un tiempo muy corto la resistencia con la que fue diseñado, para que sólo permita el mínimo desplazamiento radial del suelo, es por esto que en el diseño del concreto lanzado su fraguado inicial rápido permite alcanzar un porcentaje alto de la resistencia de diseño, lográndose con ello que el aflojamiento sea mínimo.

7.3.3 Diseño del Revestimiento Primario de Concreto Lanzado.

Es recomendable seguir estas etapas de diseño (Ref. No. 18):

- 1.- Estímese razonablemente las cargas o presiones circunferenciales de compresión que se desarrollarán sobre el ademe.
- 2.- Estímese las distorsiones que éste vaya a sufrir.
- 3.- Atiéndase la posibilidad de que el pandeo juegue algún papel en algunas piezas del ademe.
- 4.- Considérese cualquier circunstancia externa que pueda tener importancia en el caso particular de que se trate.

Los esfuerzos de compresión sobre el ademe se relacionan con la presión radial a través de la expresión (Ref. No. 12):

$$f_{cp} = \frac{P_{il} (a)}{100 t} \quad (7.6)$$

donde:

f_{cp} : es el esfuerzo de compresión sobre el ademe en Kg/Cm².

P_{il} : Presión interna límite radial que el ademe soporta en ton/m².

a : Radio exterior del ademe en mts.

t : Espesor del ademe en cms.

Con el criterio anterior el espesor de la pared del cilindro es (ver fig. No. 7.9):

$$t = \frac{P_{il} (a)}{100 f_{cp}} \quad (7.7)$$

Tomando en cuenta la irregularidad de la bóveda, en radio y en espesor, así como la naturaleza temporal del ademe, se adopta un factor de seguridad de 1.5.

El espesor final (promedio), deberá ser:

$$t_{fm} = t \text{ (F.S.)} \quad (7.8)$$

Con la presión interna de equilibrio límite (Pil) del suelo, se asegura que las deformaciones serán mínimas, evitándose inestabilidad del cilindro de ademe de concreto lanzado.

7.4 Revestimiento Secundario

La determinación de la carga total sobre los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quedo de la línea 3 al sur del "Metro", con un diseño práctico del revestimiento secundario, se basó en considerar una zona de protección llamada zona de arqueo.

Existen una gran variedad de teorías para determinar esta zona de arqueo. Se puede reunir las teorías en dos grupos, en el primero se agrupa las teorías que además de considerar el arqueo del suelo consideran la profundidad a la cual se encuentra el túnel, en el segundo se agrupan la que únicamente toman en cuenta el arqueo.

En suelos plásticos con esfuerzos excediendo de su límite plástico, el efecto de la profundidad es un factor relevante, no solamente en la magnitud de la presión del suelo, --

sino también en el tiempo requerido para el desarrollo de una zona de protección; consecuentemente el uso de teorías tomando este factor en cuenta es importante.

Por lo anterior para el tramo Viveros-M. A. de Quevedo, se consideró una teoría del primer grupo, se investigaron estas teorías encontrándose que para las características del suelo y las propiedades de la sección transversal del túnel, la más adecuada fue la de Terzaghi.

7.4.1 Definición de Arqueo (Ref.No. 7)

Si una parte del apoyo de una masa de suelo cede mientras el resto permanece en su sitio, la tierra contigua a la parte que cede, sale de su posición original por entre las masas estacionarias de suelo adyacente. Al movimiento relativo que se produce dentro del suelo, se opone una resistencia al corte en la zona de contacto entre las masas que se desplazan y las estacionarias. Mientras que la resistencia al corte tiende a mantener en su posición original a la masa que experimenta el descenso, y reduce la carga sobre su parte correspondiente de apoyo y la aumenta en la parte estacionaria adyacente. Esta transferencia de cargas entre la masa origen de la falla y las partes adyacentes estacionarias, es llamada efecto de arco, siendo el suelo ubicado por encima de la parte de soporte que cede, el que hace las veces de arco.

7.4.2 Teoría de Presión de Suelo de Terzaghi (Refs. No. 4 y No. 7).

Esta teoría fue desarrollada originalmente para suelos granulares secos, o con bajas cohesiones, pero puede ser extendida a suelos cohesivos también. Las masas de arena alrededor de la cavidad son perturbadas por la excavación, y por los movimientos continuos de los soportes temporales cuando son instalados, después de que el túnel ha sido excavado. Estos desplazamientos son suficientes para inducir el desarrollo de una serie de planos de deslizamiento caracterizando el estado de ruptura inminente en la arena. Es por esto justificable, determinar el ancho de la masa de suelo que sufre desplazamiento, por medio del uso de la inclinación $45^\circ + \phi/2$ del plano de ruptura asociado con la presión activa del suelo. Este ancho es así obtenido como:

$$B = 2((b/2) + m \tan (45^\circ - \phi/2)) \quad (7.9)$$

El desplazamiento de la masa de suelo es impedido por el desarrollo de la fricción en los planos de corte verticales.

La resistencia al corte actuando a lo largo de los planos verticales de desplazamiento, puede ser asumida como:

$$\bar{c} = C + \gamma h \tan \phi = C + \gamma h \tan \phi \quad (7.10)$$

Si el peso volumétrico de el suelo es denotado por γ y una carga uniformemente distribuida con "q" actuando en la superficie del terreno natural, si la relación de las presiones horizontal y vertical es expresada por el coeficiente empírico K, entonces el estado de

esfuerzos horizontales $\bar{V} h$ actuando normalmente al plano de corte y debido al esfuerzo vertical $\bar{V} v$, desarrollados a una profundidad "z" debajo de la superficie del terreno natural, queda expresada por la forma $\bar{V} h = K \bar{V} v$.

Las fuerzas actuando en el prisma de ancho "B", altura "dz" a la profundidad "z", son ilustradas en la fig. No. 7.10. El equilibrio de estas fuerzas permite llegar a la siguiente ecuación:

$$\bar{V} v = \frac{B(-2C/B)}{2K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2z}{B}}) + q e^{-K \tan \phi \frac{2z}{B}}$$

(7.11)

En la anterior ecuación se asume que la condición límite $\bar{V} v = q$, a la profundidad $z = 0$.

A grandes profundidades la acción de arqueo no es mayor que distancia entre la clave del túnel y la superficie del terreno natural ("colchón"). En sus experimentos Terzaghi fijó el valor del coeficiente "K" a incrementos graduales de 1 a 1.5, sobre una altura correspondiente a "B", y más allá de alturas mayores que 2.5 B, el desplazamiento de los estratos más bajos no afectan a la condición de esfuerzos en los estratos superiores de arena, así que no hay desarrollo de arqueo en estos estratos. La presión del suelo puede ser observada como si estuviese compuesta de dos términos, denotadas por dos alturas, la primera como la extensión de la acción de ar-

queo y la segunda desde donde termina el arqueo hasta la superficie del terreno natural, representadas por H_2 y H_1 respectivamente. La masa de suelo en la altura H_1 , puede ser considerada como una carga externa de magnitud $q = \gamma H_1$ actuando sobre el suelo que se encuentra dentro de la extensión de la acción de arqueo, y de acuerdo con la teoría derivada (ver fig. No. 7.11), tenemos:

$$P_v = \frac{B}{2K \tan \phi} \left((1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H_2}{B}}) + H_1 e^{-K \tan \phi \frac{2H_2}{B}} \right) \quad (7.12)$$

El incremento de la altura H_2 , conforme el techo de la cavidad es colocado más y más abajo y tan pronto como éste incremento de H_2 igual a $2.5 B$, sea una $1/5$ parte de la profundidad total de H , el efecto del segundo término es insignificante, también la expresión entre paréntesis del primer término es aproximadamente la unidad. Por lo cual la presión del suelo a muy grandes profundidades es:

$$P_{\text{máx.}} = \frac{B}{2K \tan \phi} \quad (7.13)$$

y no es afectada por la sobrecarga por profundidad.

Relacionando experimentos y experiencias, Terzaghi fijó el valor de "K" a ser aproximadamente igual a la unidad.

En base a la relación fundamental de la teoría de Terzaghi puede en principio ser ex--

tendida a suelos cohesivos también, en este caso la presión del suelo podría ser obtenida como:

$$P_v = \frac{B(\gamma' - 2C/B)}{2K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}}) \quad (7.14)$$

La presión del suelo no podría ser desarrollada si $\gamma' = 2C/B$, por lo cual $B \leq 2C/\gamma'$. En términos prácticos esta implicación es para el caso $B \leq 2C/\gamma'$, la cavidad debe ser sustentada temporalmente para evitar los esfuerzos de tensión desarrollados arriba del techo y - en el mismo, es por esto también que es preferible excavar la sección del túnel con una forma de arco.

Las cargas verticales sobre los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur, se calcularon mediante la fórmula No. 7.14, para sus distintas zonas, obteniéndose las cargas mayores en las zonas donde el suelo sobre la clave tenía el mayor tirante y muy poca o ninguna cohesión. Las cargas horizontales del suelo se calcularon considerando el empuje en reposo.

7.4.3 Distribución de Esfuerzos Producidos por la Carga Total Sobre el Túnel (Ref. No. 14).

Se discretizó a la sección del túnel - en dovelas, y mediante el empleo de la computadora se analizó a la estructura bajo la acción de las cargas totales, sumando la carga del peso propio de la estructura. Dicho análisis se realizó considerando dos posibilidades:

- Primero que el suelo perimetral a la sección del túnel no participaba en nada para la estabilidad del túnel -- analizándose a la sección definitiva bajo la acción de las cargas de peso propio, peso del relleno (considerando el arqueo), empuje horizontal del suelo y la reacción vertical del suelo. (Fig. No. 7.12).
- Revisando los resultados del análisis anterior, de la estructura aislada -- del suelo, se observó que ésta se deforma horizontalmente hacia el terreno, empujando sobre él y que la deformación vertical de la losa de piso es mayor en su zona central que en sus extremos (fig. No. 7.12). Dichas deformaciones implican que el suelo lateral reacciona con cargas mayores a la del empuje en reposo y que el suelo del piso tenga una reacción mayor en los extremos que en la zona central, aspectos que al ser considerados, disminuyen el trabajo de la estructura y con ello su refuerzo, por lo que se procedió a realizar un segundo análisis considerando la interacción suelo-estructura, idealizando al suelo como un conjunto de barras verticales y horizontales que rodean a la estructura y con una rigidez a la compresión igual a la del suelo perimetral (fig. No. 7.13), definiendo las dimensiones de dichas barras mediante las siguientes expresiones:

$$\frac{E}{L} \frac{A_b}{A_t} = K_v \quad (7.15)$$

$$\frac{E \quad A_b}{L} = K_h \quad A_t \quad (7.16)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad de la barra que simula al suelo.

Ab = Area de la barra que simula al suelo.

L = Longitud de la barra que simula al suelo.

Kv, Kh = Módulos de reacción de subgrado -- vertical y horizontal del suelo.

At = Area del suelo simulado por cada - barra.

El modelo propuesto presenta la ventaja de permitir considerar por separado a los módulos de reacción de subgrado vertical y -- horizontal, pudiendo considerarse además valores distintos para cada barra en caso de necesidad. Por otra parte resulta fácil interpretar el estado de cargas del suelo sobre la estrutura.

Como se observa en la fig. No. 7.14, - los resultados del análisis en que se considera la interacción suelo-estructura muestra -- una distribución de la reacción diferente a - las consideraciones tradicionales de reacción uniforme y empuje en reposo, con concentraciones de la reacción vertical en los extremos - de la sección del túnel y concentraciones de la reacción horizontal a la mitad de la altura del túnel.

Según se observa en la fig. No. 7.15 - los momentos flexionantes máximos resultan un 64.1% menos cuando se considera el fenómeno - de interacción de suelo-estructura, siendo --

diferentes las posiciones de las secciones de momentos máximos.

7.4.4 Diseño del Revestimiento Definitivo.

El refuerzo de la sección se calculó empleando el criterio de diseño por carga última para piezas de concreto en flexocompresión, -- siguiendo los lineamientos marcados en la sección de Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

7.5 Cálculos de Cargas a Corto Plazo y a Largo Plazo, Desplazamiento Radial Esperado y Diseño del Revestimiento Primario en Base a los Sondeos T3S-1 y T3S-4.

7.5.1 Cálculos en base al sondeo T3S-1.

Las propiedades mecánicas del sondeo -- T3S-1, se muestran en el perfil de la fig. -- No. 6.8.

+++++ Cálculo de la carga a corto plazo sobre el túnel (Pil).

Datos:

$P_v = 29.48 \text{ ton/m}^2$ (al eje del túnel).

$\theta = 30^\circ$ (alrededor del túnel).

$C = 5 \text{ ton/m}^2$ (alrededor del túnel).

Utilizando la fórmula No. 7.1.

$$P_{il} = P_v (1 - \text{sen } \emptyset) - C \text{ cos } \emptyset$$

Sustituyendo valores

$$P_{il} = 29.48 \text{ ton/m}^2 (1 - \text{sen } 30^\circ) - 5 \text{ ton/m}^2$$

$$P_{il} = \frac{\text{cos } 30^\circ}{10.41 \text{ ton/m}^2} \quad \text{///}$$

+++++ Cálculo del desplazamiento radial esperado (U_a).

La variación del módulo de elasticidad en el sondeo T3S-1, se obtuvo de las pruebas esfuerzo-deformación de las pruebas triaxiales y de compresión simple de las figs. de la No. 2.11 a la No. 2.19, y se muestra en el perfil estratigráfico de la fig. No. 7.16.

Datos:

$$\mu = 0.5 \text{ (volumen constante)}$$

$$E = 12\,000 \text{ ton/m}^2 \text{ (módulo de elasticidad alrededor del túnel).}$$

$$R = a = 3.60 \text{ mts. (radio del túnel a línea de excavación).}$$

$$P_i = P_{il} = 10.41 \text{ ton/m}^2 \text{ (presión interior límite).}$$

Utilizando la fórmula No. 7.5

$$U_a = (P_v - P_i) \frac{1 + \mu}{E} R$$

Sustituyendo valores:

$$U_a = (29.48 \text{ ton/m}^2 - 10.41 \text{ ton/m}^2) \frac{1 + 0.5}{12\,000 \text{ ton/m}^2} (3\,600 \text{ mm})$$

$$U_a = \underline{\underline{8.58 \text{ mm}}} \quad \text{///}$$

+++++- Cálculo del espesor del revestimiento -
primario de concreto lanzado.

Datos: $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$; $fcp = 0.8 f'c = 112$
 kg/cm^2

$$Pil = 10.41 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando la fórmula No. 7.7

$$t = \frac{Pil (a)}{100 fcp}$$

Sustituyendo valores:

$$t = \frac{(10.41 \text{ Kg/m}^2) (3.60 \text{ m})}{100 \times 112 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$t = 3.35 \text{ cm}$$

Espesor límite de concreto $t = 3.35 \text{ cms.}$

$$F.S. = 1.5$$

Espesor medio final, $t_{mf} = F.S. (t)$

$$t_{mf} = 1.5 \times 3.35 \text{ cm}$$

$$t_{mf} = \underline{\underline{5.02 \text{ cms.} \quad ///}}$$

+++++- Cálculo de la carga a largo plazo.

Datos: $C = 2.5 \text{ ton/m}^2$ (en el "colchón").

$\emptyset = 32^\circ$ (en el "colchón").

$= 1.8 \text{ ton/m}^3$ (en el "colchón").

$H = 12.89 \text{ mts.}$ (profundidad de la clave)

$\emptyset = 30^\circ$ (alrededor del túnel).

Utilizando la fórmula No. 7.14

$$P_v = \frac{B (\gamma' - 2C/B)}{2K \tan \phi} \left(1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}} \right)$$

Donde "B" está dada por la fórmula No. 7.9

$$B = 2 (b/2 + m \tan (45^\circ - \phi/2))$$

$$b = 7.20 \text{ mts. (galibo horizontal).}$$

$$m = 6.81 \text{ mts. (galibo vertical).}$$

Sustituyendo valores para obtener "B".

$$B = 2 (7.20 \text{ m}/2 + 6.81 \text{ m} \tan(45^\circ - 30^\circ/2))$$

$$B = \underline{14.75 \text{ mts.} \quad ///}$$

Sustituyendo en la fórmula No. 7.14

$$P_v = \frac{14.75 \text{ m} (1.8 \text{ ton/m}^3 - 2 \times 2.5 \text{ ton/m}^2) - \tan 32^\circ \frac{(2 \times 12.89 \text{ m})}{14.75 \text{ m}}}{2 \tan 22^\circ} (1 - e^{-\dots})$$

$$P_v = \underline{\underline{11.46 \text{ ton/m}^2 \quad ///}}$$

7.5.2 Cálculos en base al sondeo T3S-4.

Las propiedades mecánicas del sondeo - T3S-4, se muestran en el perfil de la fig. - No. 6.9

++++- Cálculo de la carga a corto plazo sobre el túnel (Pil).

Datos: $P_v = 22.95 \text{ ton/m}^2$ (al eje del túnel)
 $\phi = 38^\circ$ (alrededor del túnel)
 $C = 3 \text{ ton/m}^2$ (alrededor del túnel).

Utilizando la fórmula No. 7.1

$$P_{il} = P_v (1 - \text{sen } \phi) - C \text{ cos } \phi$$

Sustituyendo valores:

$$P_{il} = 22.95 \text{ ton/m}^2 (1 - \text{sen } 38^\circ) - 3 \text{ ton/m}^2 \text{ cos } 38^\circ$$

$$P_{il} = \underline{6.22 \text{ ton/m}^2} \quad \text{///}$$

++++- Cálculo del desplazamiento radial esperado (U_a).

La variación del módulo de elasticidad en el sondeo T3S-4, se obtuvo de las pruebas - de esfuerzo-deformación de las pruebas triaxiales y de compresión simple de las figs. de la No. 2.22 a la No. 2.36, y se muestra en el perfil estratigráfico de la fig. No. 7.17.

Datos:

$$\mu = 0.5 \text{ (volumen constante).}$$

$$E = 14\,000 \text{ ton/m}^2 \text{ (módulo de elasticidad alrededor del túnel).}$$

$$R = a = 3.60 \text{ mts. (radio del túnel a línea de excavación).}$$

$$P_i = P_{il} - 6.22 \text{ ton/m}^2 \text{ (presión interior límite).}$$

Utilizando la fórmula No. 7.5

$$U_a = (P_v - P_i) \frac{1 + \mu}{E} R$$

Sustituyendo valores:

$$U_a = (22.95 \text{ ton/m}^2 - 6.22 \text{ ton/m}^2) \frac{1 + 0.5}{14\,000 \text{ ton/m}^2} (3\,600 \text{ m})$$

$$U_a = \underline{6.45 \text{ mm}} \quad \text{///}$$

+++++- Cálculo del espesor del revestimiento primario de concreto lanzado.

Datos: $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$; $f_{cp} = 0.8 f'c = 112 \text{ Kg/cm}^2$

$$Pil = 6.22 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando la fórmula No. 7.7

$$t = \frac{Pil (a)}{100 f_{cp}}$$

Sustituyendo:

$$t = \frac{6\ 220 \text{ Kg/m}^2 (3.60 \text{ m})}{100 \times 112 \text{ Kg/cm}^2} =$$

$$t = 2 \text{ cm.}$$

Espesor límite de concreto = 2. cm.

Espesor medio final fórmula No. 7.8

$$t_{mf} = F.S. (t)$$

$$t_{mf} = 1.5 \times 2 \text{ cm}$$

$$t_{mf} = \underline{\underline{3 \text{ cm} \quad ///}}$$

+++++- Cálculo de la carga a largo plazo.

Datos:

$$C = 2.5 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{en el "colchón"}).$$

$$\emptyset = 20^\circ \quad (\text{en el "colchón"}).$$

$$S' = 1.75 \text{ ton/m}^3 \quad (\text{en el "colchón"}).$$

H = 9.59 m (profundidad de la clave).

$\phi = 38^\circ$ (alrededor del túnel).

Utilizando la fórmula No. 7.14

$$P_v = \frac{B (X - 2C/B)}{2 K \tan \phi} (1 - e^{-K \tan \phi \frac{2H}{B}})$$

Donde "B" está dada por la fórmula No. 7.9.

$$B = 2 (b/2 + m \tan (45^\circ - \phi/2))$$

Datos: b = 7.20 mts. (gálibo horizontal).

m = 6.81 mts. (gálibo vertical).

Sustituyendo:

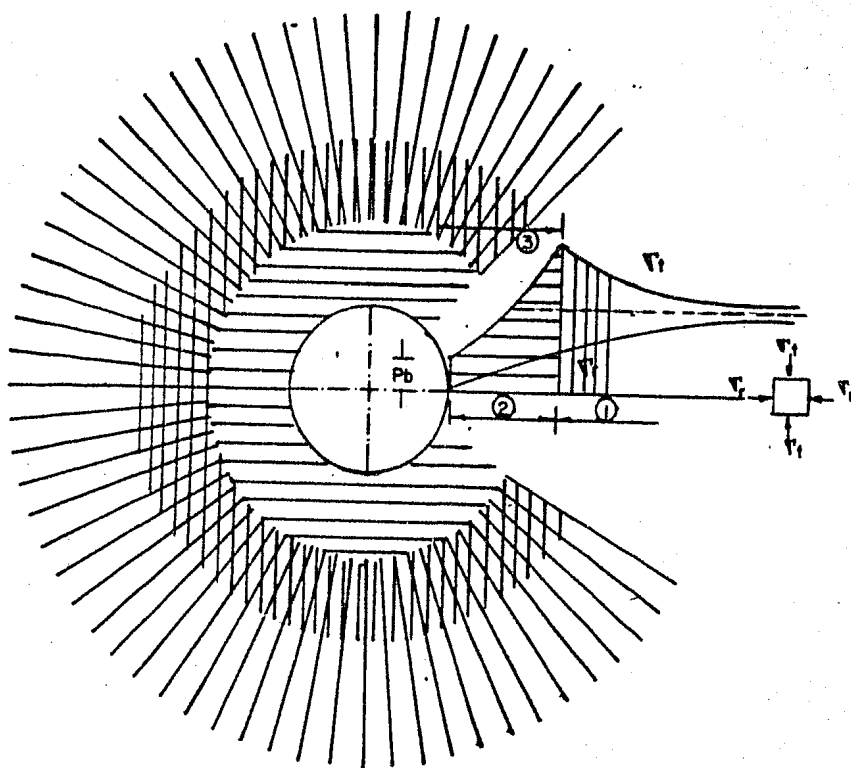
$$B = 2 (7.20 \text{ m}/2 + 6.81 \text{ m} \tan (45^\circ - 38^\circ/2))$$

$$B = \underline{13.84 \text{ mts.} \quad ///}$$

Sustituyendo valores en la fórmula No. 7.14

$$P_v = \frac{13.84 \text{ m} \left(\frac{1.75 \text{ ton}}{\text{m}^3} - \frac{2 \times 2.5 \text{ ton/m}^2}{13.84 \text{ mts.}} \right) - \tan 20^\circ \left(\frac{2 \times 9.59 \text{ m}}{13.84 \text{ m}} \right)}{2 \tan 20^\circ} (1 - e^{-\dots})$$

$$P_v = \underline{10.46 \text{ ton/m}^2 \quad ///}$$



- 1.- ZONA ELASTICA (LINEA EN SENTIDO RADIAL).
- 2.- ZONA PLASTICA (LINEAS HORIZONTALES).
- 3.- ZONA DE PROTECCION (LINEAS VERTICALES).

FIG. No. 7.1 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS Y DEFINICION DE LA ZONA DE PROTECCION, EN LA VICINIDAD DE LA CAVIDAD.

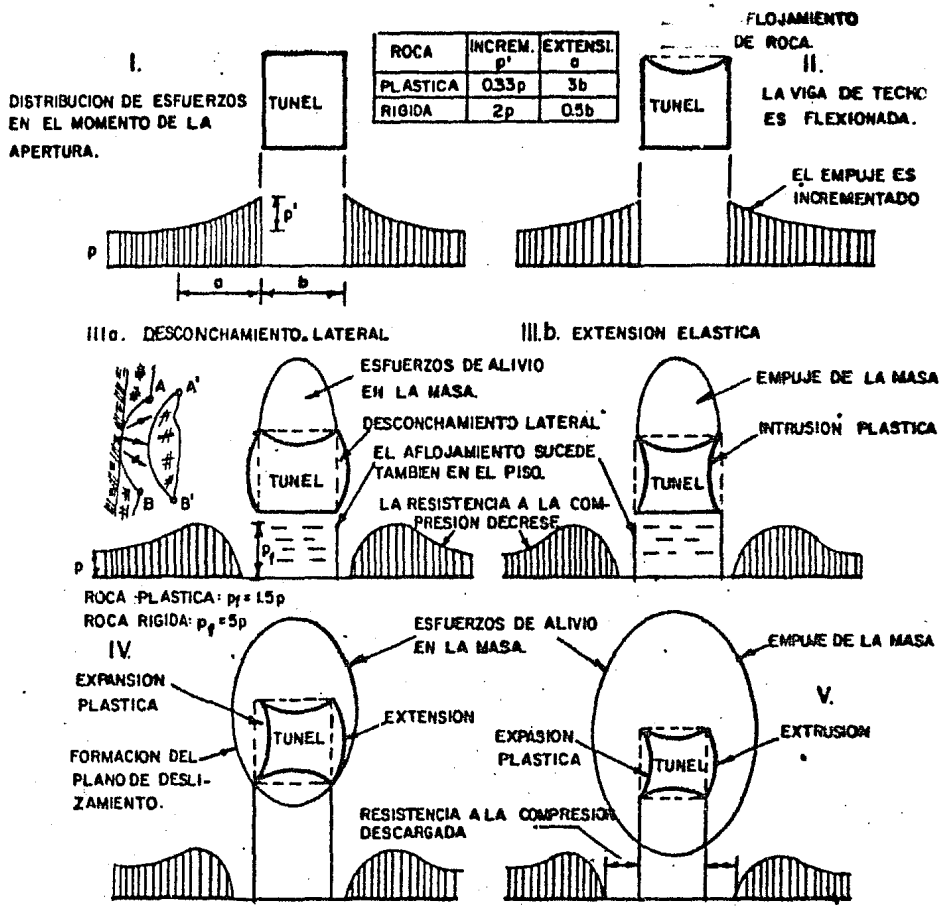
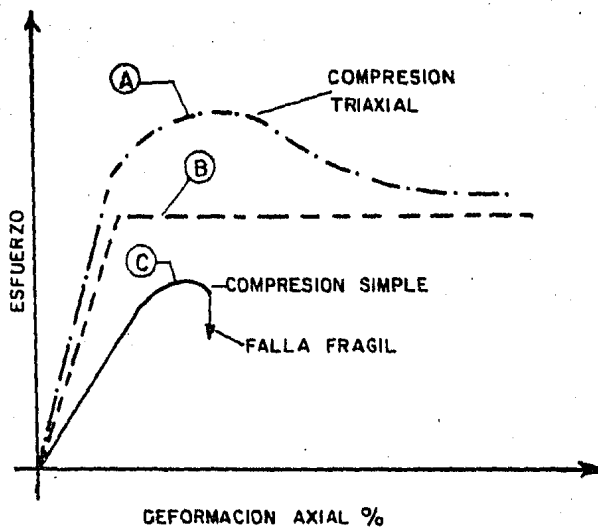


FIG. No. 7.2 DESARROLLO DE LA ZONA DE ESFUERZO-ALIVIO DEBIDO AL PROCESO DE DEFORMACION OCURRIDO ALREDEDOR DE LA CAVIDAD.



CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

- (A) En compresión triaxial.
- (B) Material elasto-plástico ideal.
- (C) Sin confinamiento lateral.

FIG.No.7.3. COMPARACION ENTRE CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION, OBTENIDAS DE PRUEBAS DE LABORATORIO Y LA TEORIA.

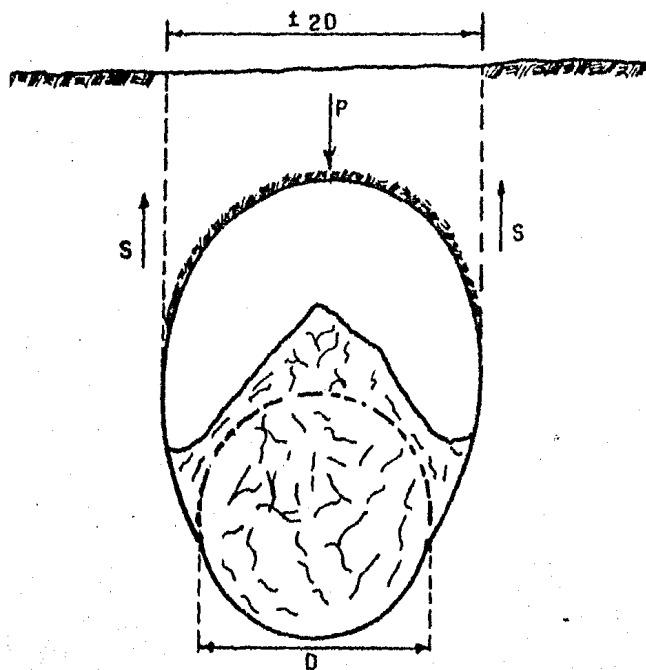


FIG. No.7.4 FALLA DEL TECHO DEL TUNEL (CAIDO)
FORMANDO UNA CAVERNA SI $P < 2S$.

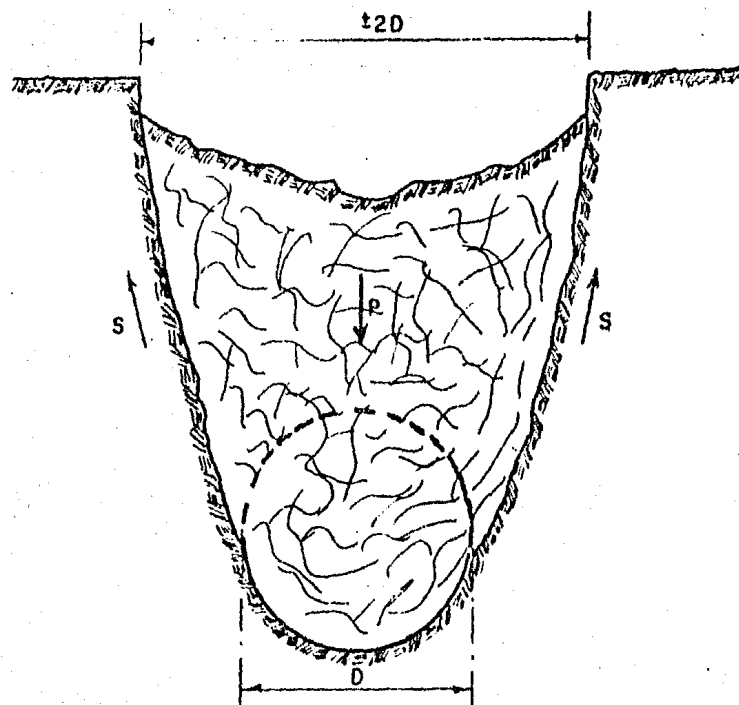


FIG. No. 7.5 HUNDIMIENTO DE LA SUPERFICIE
POR FALLA DEL TECHO DEL TUNEL
(DERRUMBE), SI $P \geq 2S$.

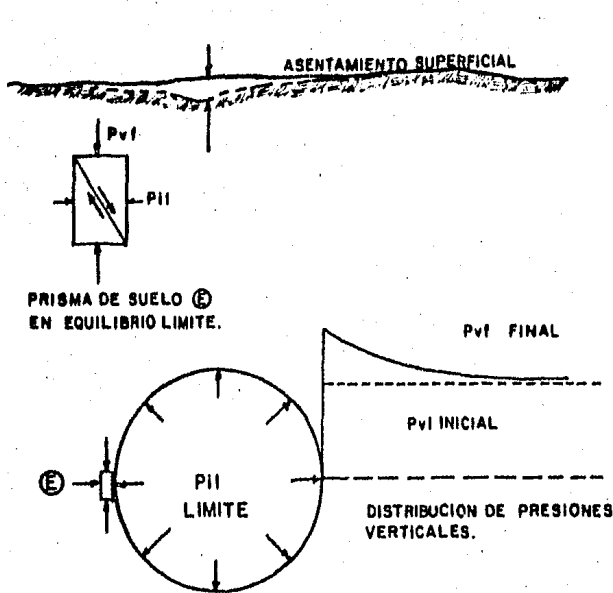


FIG. No. 7.5 AL REDUCIR LA PRESION INTERIOR A P_{II} (LIMITE), EN EL PERIMETRO DEL TUNEL ALCANZA EL EQUILIBRIO LIMITE, EL EL RESTO DEL SUELO ESTA EN EQUILIBRIO ELASTICO.

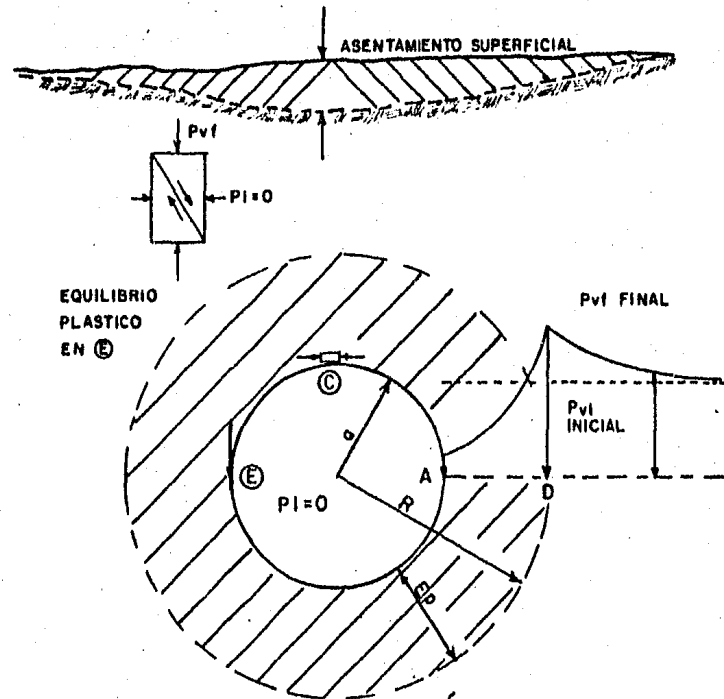


FIG. No. 7.7 SI SE ANULA LA PRESION INTERIOR $P_{I=0}$ EL ESPESOR DEL ANILLO DE SUELO EN EQUILIBRIO PLASTICO AUMENTA Y EL DESPLAZAMIENTO RADIAL, U AUMENTA.

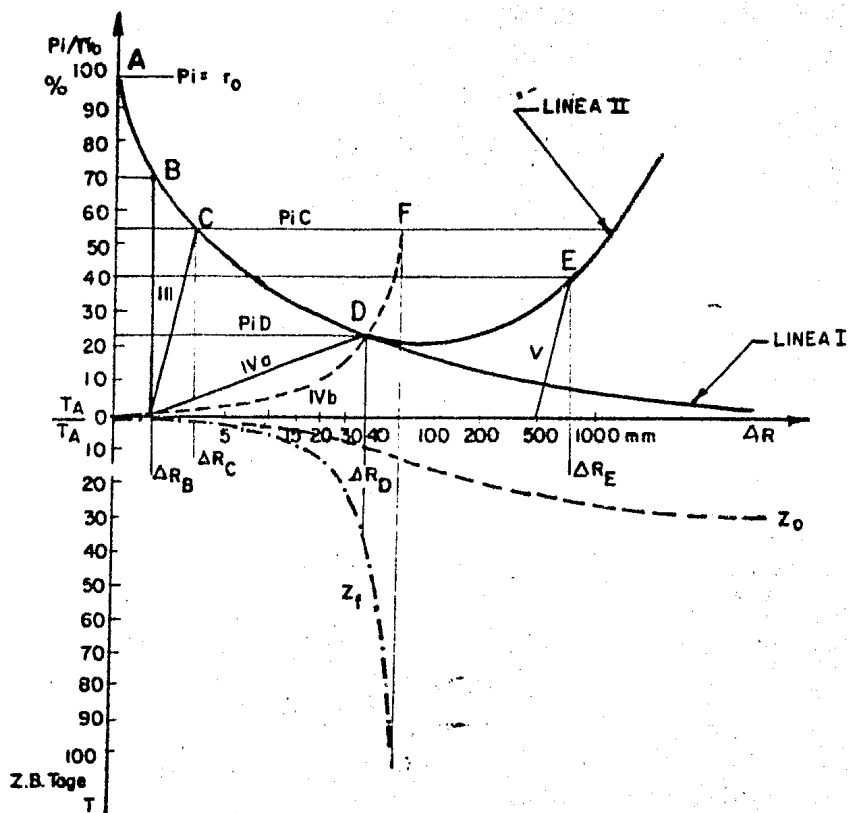
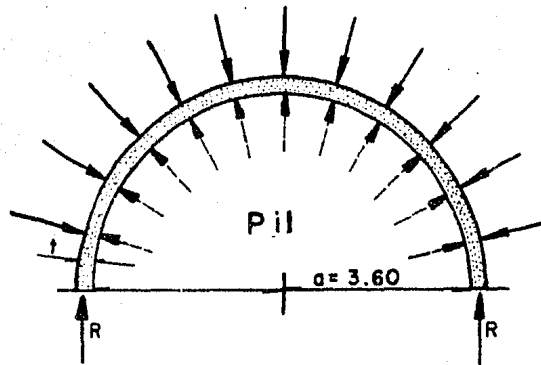


FIG.No. 7.8 INTERACCION ENTRE LA PRESION DEL SUBSUELO Y LA RESISTENCIA DEL REVESTIMIENTO (DE L. Muller Salzburg DER FELSBAU BD 3 1978, S,258).



$$R = P_{II} \times a$$

$$f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{cp} = 0.8 f'c = 110 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$R = f_{cp} t \times 100$$

$$t_1 = \frac{R}{100 f_{cp}}$$

Espesor límite, de concreto = t

Factor de seguridad = 1.5

Espesor medio final = $f_s \times t$

FIG. Nº 7.9 CALCULO DEL ESPESOR DEL ADEME DE CONCRETO LANZADO, PARA UNA PRESION UNIFORME DE P_{II} , TON/M², IGUAL A LA PRESION PARA EQUILIBRIO LIMITE.

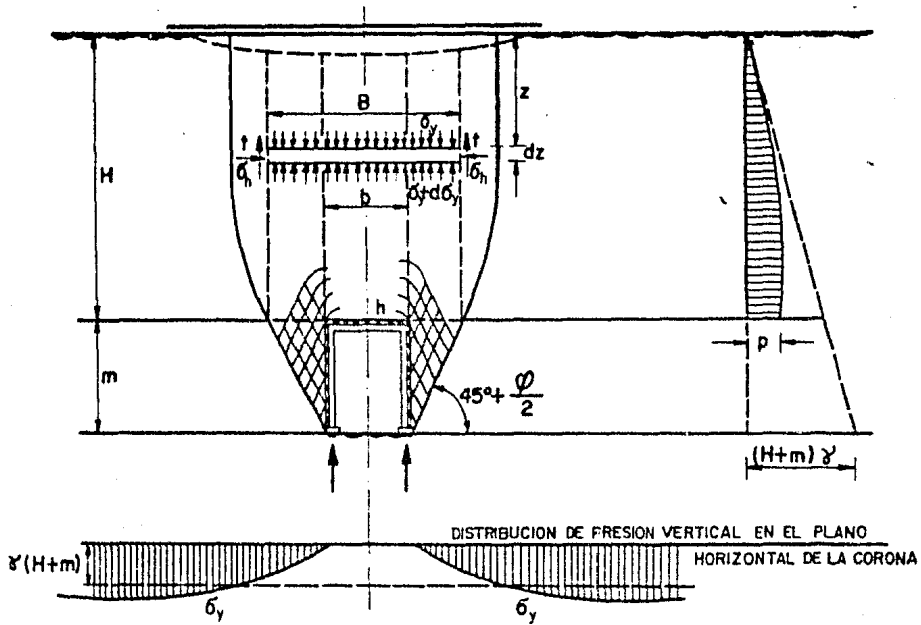


FIG. Nº. 7.10 SUPOSICIONES BASICAS DE TERZAGHI PARA SU TEORIA DE PRESION DE SUELO.

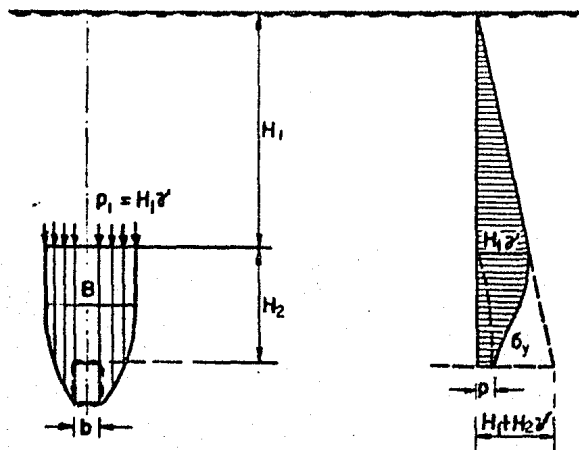


FIG. Nº. 7.11 PRESION DEL SUELO A GRANDES PROFUNDIDADES (SEGUN TERZAGHI)

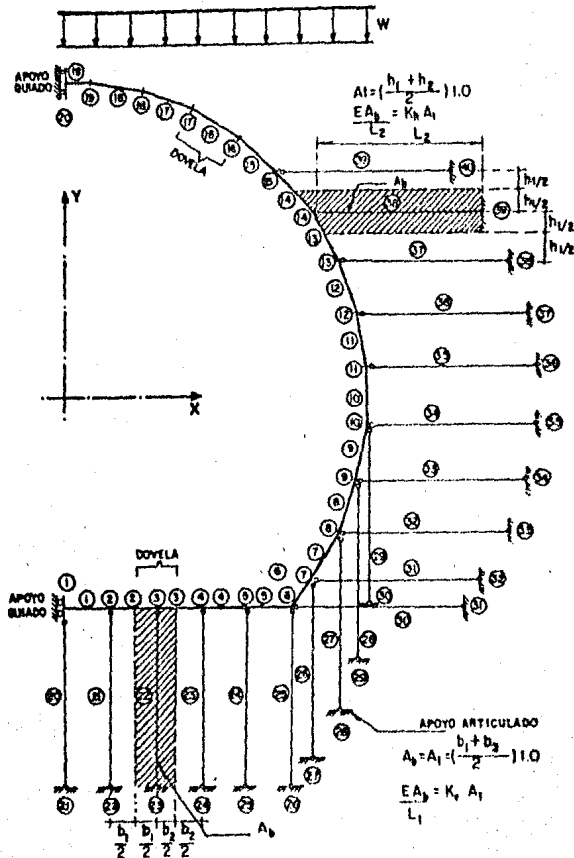


FIG. Nº 7.13 MODELO CONSIDERANDO LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA.

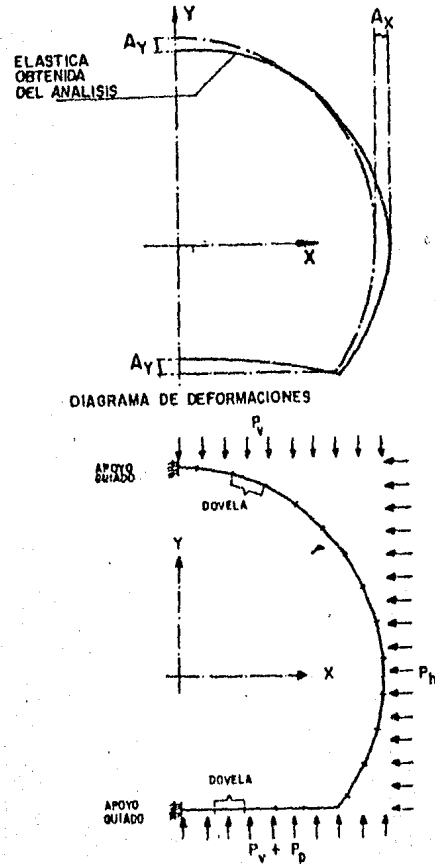


FIG. Nº 7.12 MODELO SIN CONSIDERAR LA INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA

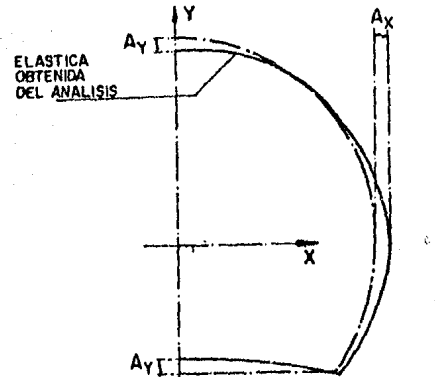
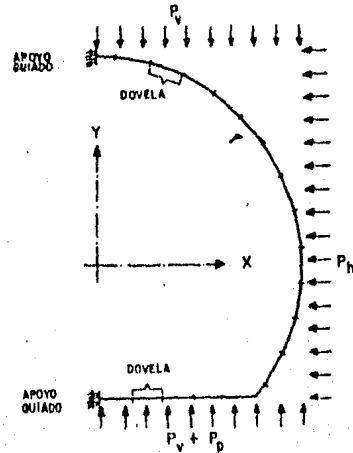


DIAGRAMA DE DEFORMACIONES



MODELO DE LA ESTRUCTURA

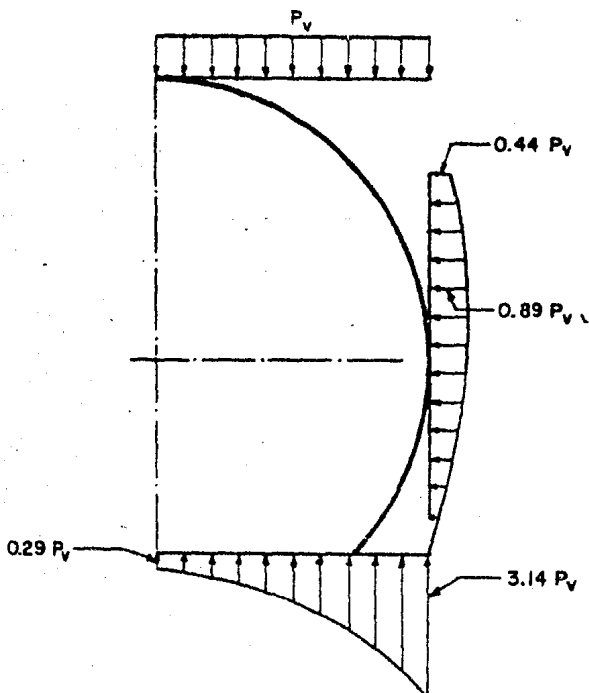


FIG. Nº.7.14 CARGAS DEL SUELO RESULTANTES DEL MODELO EN EL QUE SE CONSIDERA LA INTERACCION - SUELO - ESTRUCTURA .

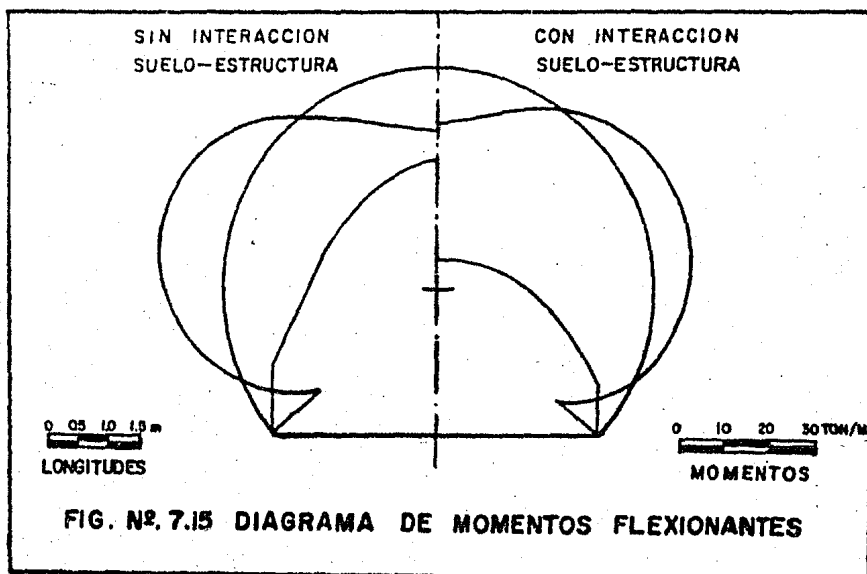


FIG. Nº.7.15 DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

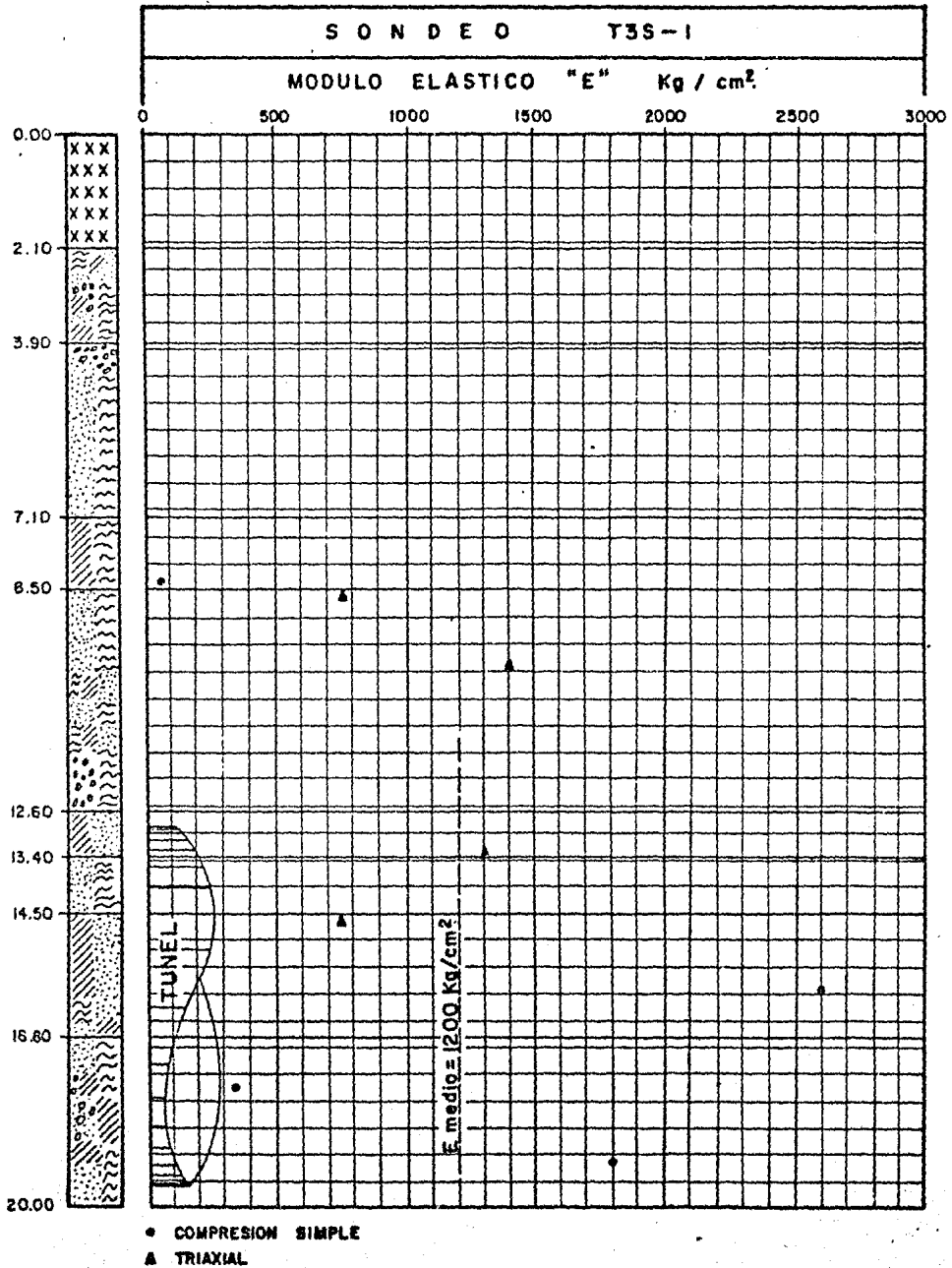


FIG. Nº 7.16 VARIACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD EN EL SONDEO T3S-1

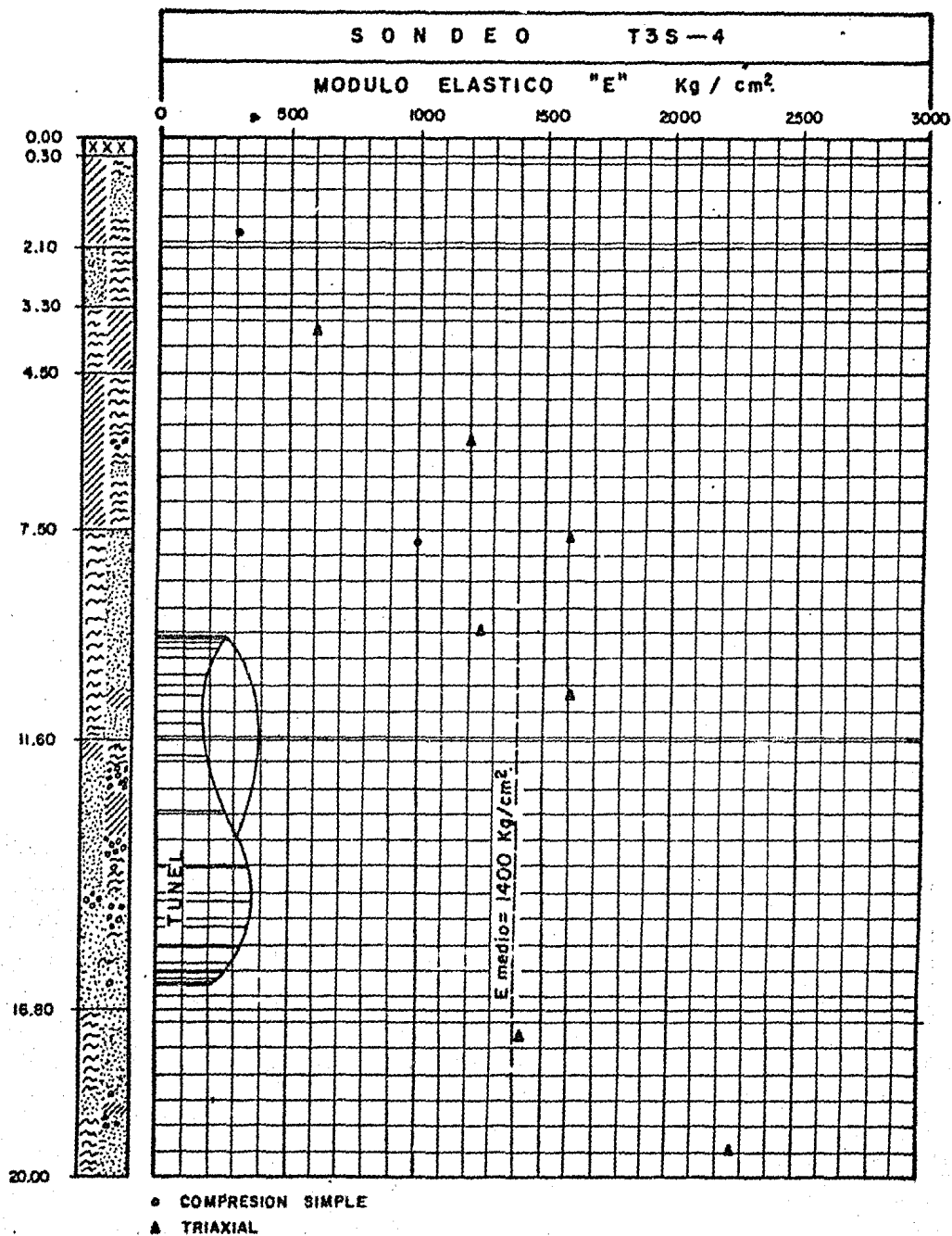


FIG. Nº 7.17 VARIACION DEL MODULO DE ELASTICIDAD EN EL SONDEO T3S-4

8. PROCESO CONSTRUCTIVO.

En el proyecto de los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro", se dió especial énfasis al estudio y determinación de los procedimientos constructivos, los cuales fueron definidos -- usando el criterio del "Nuevo Método Austriaco de Construcción de Túneles" (N.A.T.M.), el cual consiste básicamente en utilizar un revestimiento primario a base de concreto lanzado reforzado con malla de acero, colocado inmediatamente después de excavado cada tramo del túnel y en algunos casos recurriendo a la instalación de anclas (Ref. No. 14).

En una obra como la construcción de los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo, tiene una gran importancia la retroalimentación del proyecto del procedimiento constructivo, ya que conforme los túneles avanzan en su excavación se puede ir observando las condiciones reales del suelo y es factible -- una modificación que mejore el rendimiento -- del proceso constructivo o resuelva racionalmente problemas que se presenten y que no pudieron ser detectados en el proyecto, pensando siempre que el túnel sea seguro; por lo -- cual es conveniente que el proyecto tenga -- siempre contacto con la construcción de los -- túneles hasta su terminación.

En los casos críticos de estabilidad de los túneles, se restringe la longitud de avance, se instalan anclas y se colocan marcos ligeros de acero.

En capítulos anteriores se comentó que el tramo Viveros-M. A. de Quevedo, se construiría por medio de dos túneles gemelos, por lo que la excavación de este tramo se inicia por el túnel poniente, a partir de la lumbrera que se encuentra al sur de la estación Viveros; la excavación del túnel oriente se iniciará por la estación M. A. de Quevedo y por medio de una galería de comunicación entre el túnel poniente, ver fig. No. 8.1 (Ref. No. 16).

8.1 Ciclo de Trabajo.

El ciclo de trabajo comprende las siguientes actividades:

- Excavación de la sección.
- Extracción de la rezaga.
- Colocación del concreto lanzado.
- Colocación del revestimiento definitivo.

Una descripción breve del ciclo antes mencionado se expone a continuación:

8.1.1 Excavación de la Sección.

La excavación se inicia en la mitad superior del frente de ataque, siguiendo la secuencia de etapas indicadas en la fig. No. 8.2.a, este ataque irá formando un "banqueo" - cuya longitud de avance será de 1.20 m y 2.40m; dependiendo de las condiciones de estabilidad del frente de ataque, la excavación de éste será vertical y se utiliza para ello una maquinaria rozadora del tipo "Alpine".

8.1.2 Rezaga del Material Producto de la Excavación.

Conforme se vaya atacando el frente de la excavación, el material de rezaga se va depositando directamente en camiones a través de un cargador frontal, mediante bandas transportadoras o una tolva; posteriormente se transporta el material hasta el frente de la lumbrera donde se procede a vaciarlo en unas tolvas receptoras para sacar la rezaga a la superficie.

8.1.3 Colocación del Concreto Lanzado.

Esta actividad consiste en colocar el concreto por capas en las paredes de la excavación mediante máquinas llamadas lanzadoras, las que lo aplican utilizando aire comprimido inyectado a la máquina, a través de una manguera y un chiflón que es donde se inyecta el agua para formar la mezcla, a la cual se le agrega aditivos acelerantes de fraguado. Conforme se vayan descubriendo tramos de avance a media sección superior ("banco") del frente de ataque, se irá colocando inmediatamente una capa de concreto lanzado que en la mayoría de los casos es de 10 cms. de espesor, reforzado con malla de acero y posteriormente excavada la sección inferior se completa el lanzamiento de concreto, que constituye el revestimiento primario. El cascarón de concreto lanzado se apoya en dos pequeñas zapatas longitudinales constituidas por concreto lanzado. Esta colocación del concreto lanzado se muestra en las figs. de la No. 8.2.b a la No. 8.2.d.

8.1.4 Colocación del Revestimiento Definitivo.

Una vez colocado el concreto lanzado en las paredes del túnel, se inicia el colocado - del revestimiento secundario o definitivo; la secuencia de este colado se efectua en la forma descrita a continuación:

- a) Armado y colado de guarniciones.
- b) Armado y colado del arco.
- c) Armado y colado de losa de piso.

El colado del arco se hace por medio - de una cimbra metálica deslizante, apoyada so bre unos rieles los cuales se encuentran so-- bre las guarniciones.

8.2 Especificaciones para la Elabora-- ción y Aplicación del Concreto Lan-- zado en los Túneles del Tramo Vive-- ros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro" (Ref. No. 15).

Por tener una relevante importancia el concreto lanzado en el proceso constructivo, - se considera de interés transcribir las espe-- cificaciones para su elaboración y aplicación, con el objeto de tener una idea clara del mis mo.

8.2.1 Método.

El método o procedimiento a utilizar - para la aplicación del concreto lanzado será de mezcla seca. El cual consiste en mezclar perfectamente el cemento y los agregados, -- para producir la mezcla resultante en un reci-- piente y de éste conducirla neumáticamente a través de una manguera hasta la boquilla de - expulsión, añadiendo en la boquilla misma el agua de hidratación antes de lanzar la mez-- cla.

8.2.2 Dosificación y Mezclado.

a) Agregados.

El tamaño máximo de los agregados será de 5/8" y su curva granulométrica deberá cum--

plir con la granulometría que se indica en la fig. No. 8.3.

La humedad natural del agregado ya dosificado y antes de mezclarlo con el cemento deberá estar comprendida entre el 3% y el 6%.

La relación cemento-agregados deberá -- ser aproximadamente de 1 a 4 (400 Kg/m^3).

b) Cemento.

El cemento por emplearse será del tipo I y deberá cumplir con lo indicado en sus normas correspondientes.

c) Agua

El agua utilizada para la elaboración - del concreto deberá estar libre de todo tipo - de impurezas, que afecten su reacción con el - cemento.

d) Relación Agua-Cemento.

La relación agua-cemento será de 0.56, siendo importante señalar que la relación -- agua-cemento con la cual se logra la máxima resistencia, se presenta en el punto máxima densidad. Para lograr esto el material debe ser colocado con la consistencia estable más húmeda posible, es decir, el punto de abolsamiento o cedencia incipiente. La condición anterior se detecta cuando en la superficie del concreto fresco aparece un lustre de humedecimiento ligero.

e) Aditivo.

Se deberá agregar a la mezcla un aditivo en polvo del tipo sigunita, rapidur, silicato de sodio, proconsa o similar, o aditivo líquido del tipo rapidur, stabiliorapid o similar. En el caso que se utilice en polvo deberá ser del 2 al 6% del peso de cemento; -- cuando se utilice líquido deberá ser del 25 a 35% del volumen del agua.

Si el aditivo a utilizar viene en polvo, se deberá añadir directamente al recipiente de mezclado, si viene líquido, se deberá -- mezclar con el agua y se tomará en cuenta su volumen para sustituirlo por el volumen correspondiente del agua de mezclado.

f) Mezclado.

Se puede ejecutar por volumen o por -- peso, en el caso de que se utilice por peso, -- se mezclará en una revolvedora adecuada, por un tiempo mínimo de 2 minutos. Cuando se mezcle por volumen se utilizará un mezclador a -- base de tornillos sin fines del tipo triner, -- las velocidades de los tornillos se calibrarán adecuadamente.

g) Tiempo de Fraguado.

El fraguado inicial debe ser de 20 minutos y el final de 10 horas.

h) Densidad de los componentes de la -- mezcla.

La densidad de los materiales a em- -- plear en la elaboración de la mezcla será -- aproximadamente la siguiente:

Material	Densidad
Cemento	3.10
Agregados	2.38
Agua con aditivo	1 a 1.17*

* Cuando se utilice aditivo en polvo.

i) Protección.

La mezcla seca deberá protegerse por -- completo del viento, corrientes de aire, llu-- via y luz solar por cualquier medio posible.

8.2.3 Resistencia.

La resistencia a la compresión axial -- del concreto ($f'c$) a los 7 días deberá ser de 150 Kg/cm^2 como mínimo.

8.2.4 Colocación.

a) Calidad del lanzado.

En la colocación del concreto lanzado - se empleará personal debidamente capacitado y entrenado.

La consistencia de los flujos de aire, - agua y agregados-cemento hacia la máquina lan- zadora y a través de la boquilla de expulsión, son de suma importancia para lograr una buena calidad del concreto lanzado.

En caso de que se presenten interferen- cias en cualquiera de los flujos mencionados - en el párrafo anterior, se deberá desviar la - boquilla de la superficie de lanzado hasta - que haya sido corregida la deficiencia.

El concreto lanzado deberá presentar - una superficie uniforme libre de bolsas, huecos, abolsamientos y otros defectos.

El concreto lanzado que no se adhiera a las paredes de la excavación del túnel o -- que no cumpla con las características indicadas en estas especificaciones o que sufra daños durante el desarrollo del trabajo, deberá ser retirado y reemplazado por concreto lanzado nuevo. Por ningún motivo se aceptarán reparaciones mediante concreto aplicado a mano.

b) Presión de lanzado.

Las presiones de aire y agua deben mantenerse a presiones constantes entre 2.5 y 4 Kg/cm² en la lanzadora del aire y entre 4.5 y 5 Kg/cm² la del agua. No deberán tener intermitencias los suministros de aire y agua a presión para lo cual deberá contarse con el equipo adecuado y necesario para cumplir con esta condición.

La presión de aire deberá aumentarse - 0.3 Kg/cm² por cada 15 mts. de manguera en -- exceso de los primeros 30 mts.

c) Posición de lanzado.

La boquilla siempre debe estar ubicada en una posición desde la que se pueda lanzar en dirección normal, a las paredes del túnel. Es importante recalcar que el lanzado debe -- efectuarse siempre en una posición normal a -- las paredes del túnel, para lo cual, deberá -- contarse con andamios portátiles o equivalentes para evitar posiciones de lanzado inclinadas diferentes a la indicada.

Para garantizar una buena compactación y calidad del concreto con mínimo de rebote, - el lanzado deberá efectuarse a una distancia - que varíe entre 1.00 y 2.00 mts. de las pare-- des del túnel.

d) Forma de lanzado.

El lanzado del concreto se efectuará -- moviendo rítmicamente la boquilla en una serie de vueltas de lado a lado y de adelante hacia atrás con objeto de lograr una capa uniforme - durante el lanzado.

e) Espesor de las capas.

El concreto lanzado se colocará en ca-- pas de 5 cms.

Deberán instalarse "maestras" o elemen-- tos sobre las paredes que indiquen al operador el espesor a que debe llegarse.

8.2.5 Preparación de la Superficie.

Con objeto de lograr una correcta adhe-- rencia entre la superficie de las paredes de - la excavación y las capas de concreto lanzado, las paredes de la excavación deberán quedar libre de materiales extraños y de rebote del proprio concreto lanzado, la superficie que recibirá el concreto lanzado deberá estar húmeda.

Para limpiar la superficie es recomendable usar la boquilla de la lanzadora conectada a las líneas de aire y agua a presión.

Si alguna superficie de la pared de la excavación se encuentra en estado suelto o dañada, deberá ser removida hasta una profundidad suficiente con objeto de obtener una base adecuada para el concreto lanzado.

8.2.6 Rebote.

Debe cuidarse que el rebote se mantenga siempre abajo del 40% por lo que deberá -- cuidarse los siguientes aspectos que influyen en el incremento del rebote.

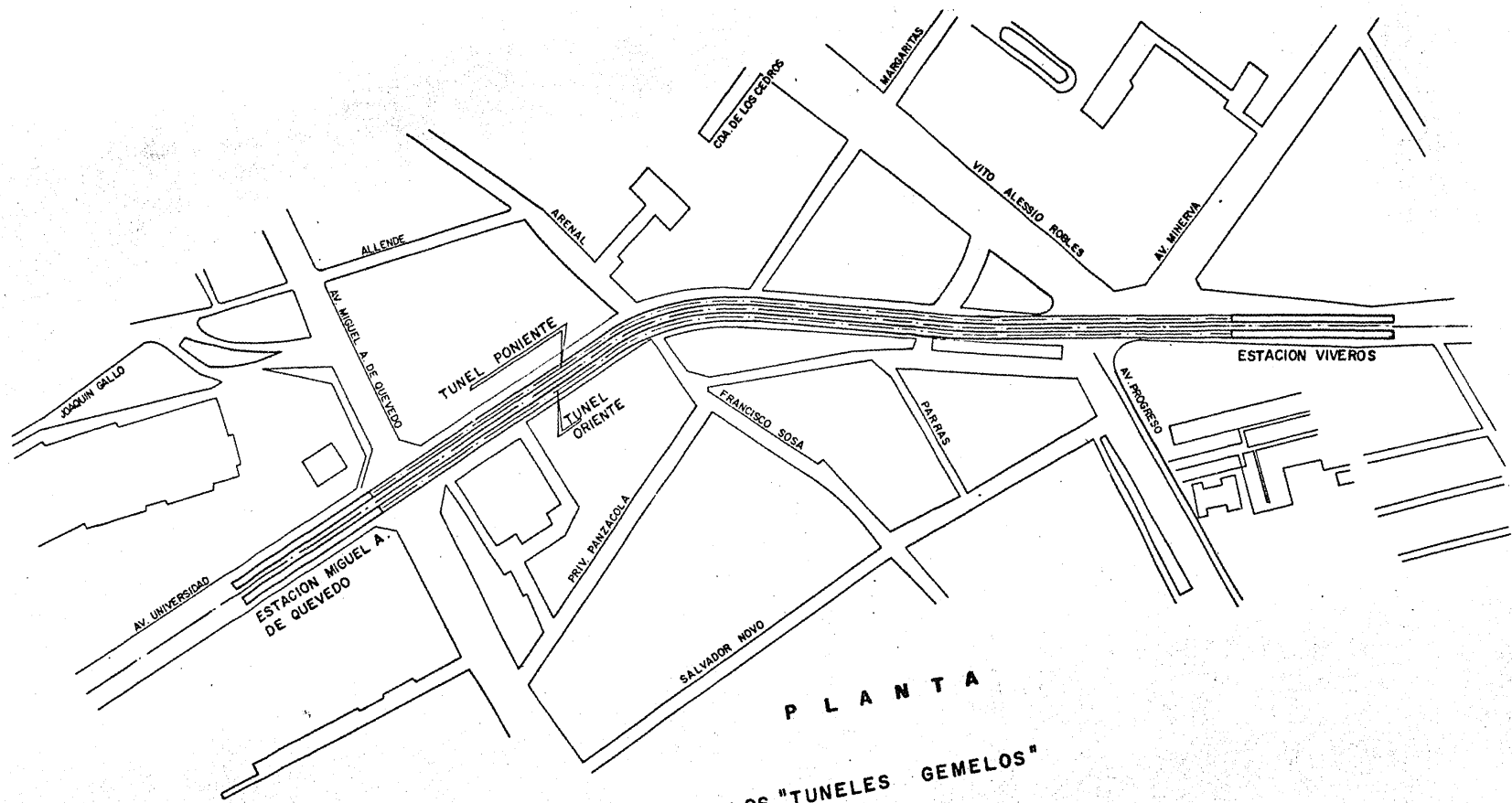
- a) Calidad sobre el lanzado.
- b) Mala graduación del agregado.
- c) Angulo incorrecto de lanzado.
- d) Distancia incorrecta de lanzado.
- e) Presión de aire insuficiente o pulsante.
- f) Mala operación de la máquina lanzadora.
- g) Segregación del agregado de la mezcla.

Por ningún motivo deberá usarse el material de rebote.

8.2.7 Control de Calidad

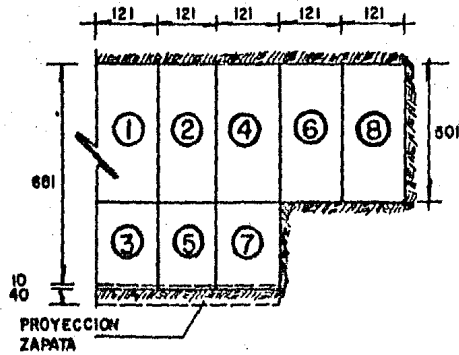
Deberán efectuarse pruebas de resistencia y calidad de agregados, así como pruebas de resistencia en cilindros elaborados con la mezcla por usar a edades de 3, 7 y 28 días.

Asimismo, deberá verificarse en el laboratorio, la dosificación de las mezclas de estas especificaciones, con objeto de confirmarlas o modificarlas, para que cumplan con los requisitos indicados en los incisos anteriores.

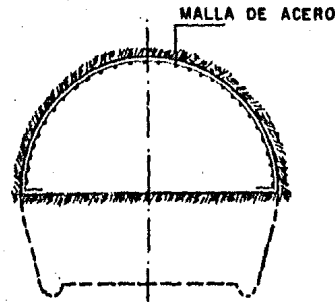


PLANTA

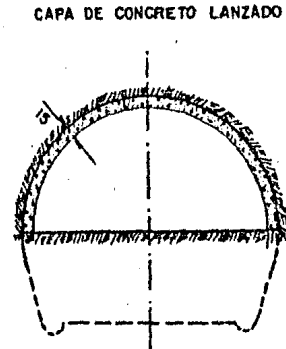
FIG. Nº. 8.1 UBICACION DE LOS "TUNELES GEMELOS"



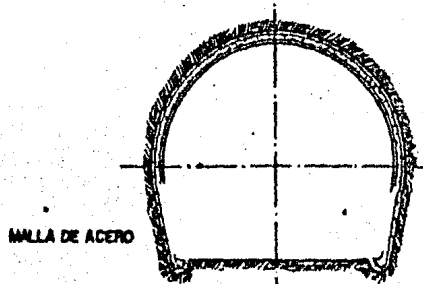
ETAPAS DE EXCAVACION



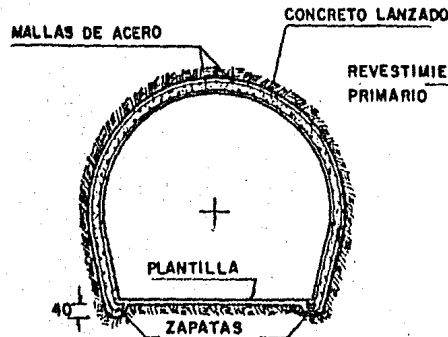
INSTALACION DE 1ª MALLA



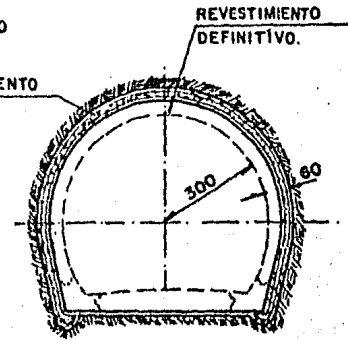
COLOCACION DE LA CAPA DE CONCRETO LANZADO



BANQUEO E INSTALACION DE 2ª MALLA INFERIOR



TERMINACION DEL REVESTIMIENTO PRIMARIO



CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO

NOTA : ACOTACIONES EN CENTIMETROS

FIG. Nº 8.2 PROCESO CONSTRUCTIVO

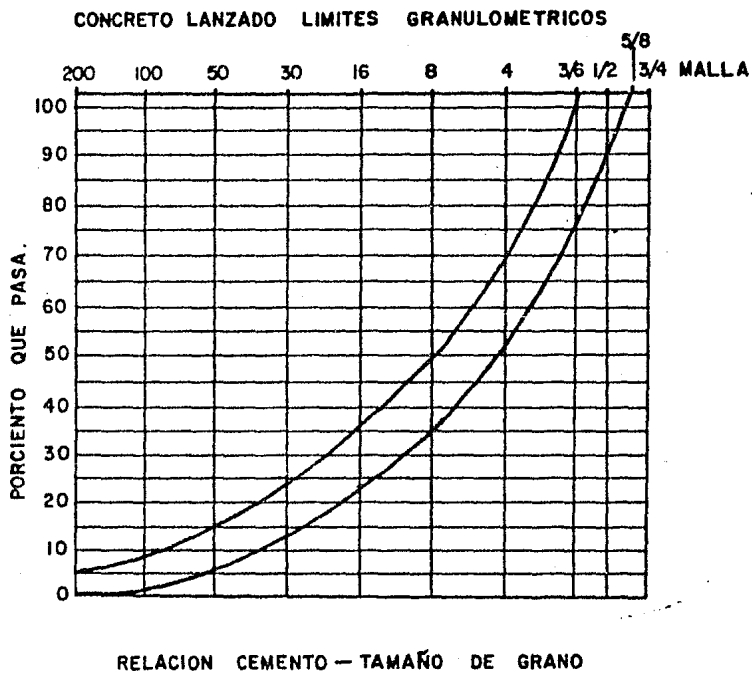


FIG. Nº. 8.3 LIMITES DE GRANULOMETRIA ESPECIFICADOS PARA EL CONCRETO LANZADO.

9. INSTRUMENTACION.

Las diferencias entre la teoría y la realidad son más complejas en el ámbito de la Mecánica de Suelos Aplicada que en cualquier otra rama de la Ingeniería Civil. Esto es debido tanto a las complejidades del suelo como material de construcción, como al hecho de -- que con mucha frecuencia, el ingeniero ha de proceder con niveles de información por abajo del ideal conseguible, por razones de tiempo y dinero. Se debe comprender que las teorías y concepciones ingenieriles son en el mejor -- de los casos, imperfectos intentos de explicar el comportamiento de la naturaleza, que -- siempre opera a una escala que, hasta ahora, -- ha resultado superior a la capacidad de compresión del talento humano (Ref. No. 6).

Por los planteamientos anteriores se -- tuvo la preocupación del comportamiento de -- los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro" en la -- obra. Se recurrió a la instrumentación de -- los túneles para confirmar las teorías de diseño, observar el comportamiento esperado y -- posibilidad de detectar alguna falla con tiempo suficiente para corregirla y asegurar el -- buen comportamiento de los mismos.

La instrumentación de los túneles se -- proyectó para medir:

- a) Los movimientos horizontales del -- suelo en el lateral hacia el túnel, por medio de inclinómetros.

- b) Los desplazamientos convergentes del suelo en el "colchón" hacia el túnel, utilizando extensómetros.
- c) Las deformaciones del ademe de los túneles, por medio de secciones de convergencia.
- d) Asentamientos a nivel del terreno natural, realizando nivelaciones topográficas.

La instrumentación tiene como objetivo conocer la magnitud de los movimientos en el suelo antes de realizar la excavación de los túneles, durante la misma y una vez terminada su construcción.

9.1 Inclínómetro.

El inclinómetro es un instrumento eléctrico de precisión, diseñado para medir desplazamientos laterales en el interior del subsuelo que se encuentra a los lados de los túneles. El instrumento se desliza a lo largo de un tubo de aluminio extruido que se encuentra ubicado a 50 cms. de la pared del túnel y a una profundidad tal que su punto inferior, que de del piso de la excavación, a una distancia de dos diámetros del túnel; con una sección transversal especialmente diseñada que cuenta con cuatro ranuras, diametralmente opuestas y espaciadas en ángulos rectos, que definen dos direcciones perpendiculares, en las que normalmente se miden los cambios de inclinación en varios puntos a lo largo de este tubo. Dichos cambios de inclinación permiten calcular los desplazamientos perpendiculares al tubo de deslizamiento del instrumento.

El inclinómetro, puede detectar cambios de inclinación de un minuto de arco. -- Esta sensibilidad correspondería a un desplazamiento lateral de 2.9 mm en 10 mts. El instrumento consiste de un cilindro de aluminio de 2.4" de diámetro y 15" de largo, denominado "torpedo". Dentro del cilindro se encuentra un cantiliver formado con una placa metálica que está instrumentada con cuatro extensómetros eléctricos (Strain-Gages) situados dos en cada cara; con estos elementos se detecta la deformación sufrida por el cantiliver cuando el cilindro se inclina a partir de una posición vertical. Los cambios de resistencia en el extensómetro eléctrico, que acusan la deformación del cantiliver, se registran mediante un puente de Wheatstone en el que se conecta un cable, que además de transmitir la corriente eléctrica del "Torpedo" -- al indicador de deformaciones, sirve para señalar las posiciones del "torpedo" dentro del pozo de observación.

El instrumento está diseñado de manera que los cambios de resistencia en el extensómetro eléctrico sean directamente proporcionales a las lecturas en el indicador de deformaciones.

9.1.1. Instalación de la tubería.

La tubería se instala en una perforación o hueco de 6" de diámetro, en el que se requiere medir los desplazamientos perpendiculares al eje de éste. Esta tubería debe fijarse a las paredes del barreno o hueco para impedir su movimiento con respecto a la masa de suelo.

9.2 Extensómetro.

El extensómetro es un dispositivo mecánico, diseñado para medir los desplazamientos convergentes del suelo que se encuentra arriba de la clave del túnel, hacia la excavación del mismo. El extensómetro tiene como principio fijar anclas a diferentes profundidades (ver fig. No. 9.4), dentro de una perforación o barreno, permitiendo que se muevan con los desplazamientos convergentes del suelo hacia el túnel; cada ancla está sujeta por medio de un cable a un cantiliver que se encuentra en una bocina ubicada al nivel del terreno natural, ver fig. No. 9.1. Con el comportamiento a flexión de un cantiliver, y por medio de un pivote es posible hacer las mediciones de los desplazamientos registrados con un micrómetro.

9.2.1 Instalación de las anclas.

Se hacen tres perforaciones desde el nivel del terreno natural, una vertical sobre el eje de vía del túnel y dos inclinadas a cada lado del mismo eje, con un ángulo de 30° a 65° . Con estas tres perforaciones se logra tener una sección de instrumentación sobre el túnel, ver fig. No. 9.4 y No. 9.5.

Las perforaciones se hacen de 3" de diámetro, hasta una profundidad máxima que se encuentre a 50 cms. de la clave del túnel, ver fig. No. 9.4. Se colocan cuatro anclas en cada perforación de la siguiente forma:

La primera se coloca a la profundidad máxima de la perforación, la segunda a un metro, la tercera a tres metros a partir de la segunda y la cuarta se coloca a la mitad de la

distancia que resulte entre la tercer ancla y la superficie del terreno natural.

9.3 Sección de Convergencia.

La sección de convergencia es una instrumentación que permite medir las deformaciones del revestimiento primario de concreto -- lanzado, colocado en las paredes del túnel. -- Este ademe se comporta en forma flexible, por lo cual sus deformaciones deben medirse para detectar en un momento dado su comportamiento inadecuado.

Esta instrumentación se basa en poner puntos de referencia tipo ancla, inmediatamente después de excavado y ademado el túnel, -- en las paredes de éste, ver fig. No. 9.2. Posteriormente se mide la distancia entre cada punto de referencia, la cual es llamada línea de convergencia, por medio de una cinta o -- alambre que en su extremo se coloca un aparato de precisión; ésto permite medir el acortamiento o separación de dos puntos de referencia, logrando saber la deformación del concreto lanzado, con las diferentes líneas de convergencia se puede interpretar la deformación del túnel.

La sección de convergencia es la instrumentación que más se utilizó en los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo, ya -- que es económica y fácil de instalar, pudiéndose colocar a una distancia promedio de 50 mts., en cada túnel.

9.4 Nivelaciones topográficas.

Para registrar los asentamientos del subsuelo en las áreas adyacentes a la excavación del túnel se realizaron nivelaciones topográficas, sobre las calles transversales al eje de trazo de los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo; colocando puntos de nivelación a cada 10 mts. sobre el eje de nivelación transversal al túnel, hasta una distancia entre 50 y 100 mts., según lo permita el sitio en obra; en los extremos del eje de nivelación se colocan un banco de nivel a 1.00 m de profundidad.

Se hacen nivelaciones también en los -- puntos superiores de cada inclinómetro y extensómetro.

9.5 Ubicación de las Secciones de Ins-- trumentación.

Las secciones por instrumentar se localizan en sitios seleccionados a lo largo del -- tramo Viveros-M. A. de Quevedo, de manera que se cumpla satisfactoriamente el propósito de -- esta instrumentación, al efectuar mediciones -- antes, durante y después de la excavación de -- los túneles.

9.6 Periodicidad de las Observaciones.

La periodicidad de las observaciones es -- tarán basadas, en primera instancia, en los reresultados de las mediciones de los desplazamientos, debido a que cuando se registren inestabilidades, el tiempo entre una lectura y otra, -- será como máximo de un día, pero conforme se --

vayan estabilizando, éste lapso entre lecturas se irá ampliando.

En forma general las nivelaciones topográficas sobre extensómetros, inclinómetros y bancos de nivel; las lecturas de los extensómetros, las del inclinómetro y las de los puntos de referencia de las secciones de convergencia en el interior del túnel, se harán con la siguiente periodicidad.

Todos los instrumentos colocados desde la superficie del terreno natural, de cada una de las estaciones de instrumentación, se deben colocar y leer cuando el frente de la excavación se encuentre a una distancia mínima de tres diámetros del túnel antes de cruzar la sección de instrumentación.

Las lecturas en los instrumentos se tomarán por lo menos una vez al día mientras el frente de la excavación esté entre los tres diámetros anteriores y tres diámetros posteriores a la estación de instrumentación, una vez cada semana en el siguiente avance de tres diámetros, una vez cada quince días en el siguiente avance de tres diámetros una vez cada mes hasta concluir con el revestimiento final del túnel.

Las lecturas en la sección de convergencia, se tomarán por lo menos una vez al día mientras el frente de la excavación avance a través de los siguientes tres diámetros después de la sección de instrumentación, una vez cada semana en el siguiente avance de tres diámetros, una vez cada quince días durante el siguiente avance de tres diámetros y una vez cada mes hasta que quede concluido el revestimiento final del túnel.

Todas las lecturas en los instrumentos y dispositivos se interrumpirán tres meses después de haber terminado las labores de construcción en la ubicación de la zona instrumentada.

9.7 Resultados de la Instrumentación de los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro"; en las zonas de los sondeos T3S-1 y T3S-4.

9.7.1 Instrumentación en la zona del sondeo T3S-1.

La instrumentación más cercana al sondeo T3S-1, es la mostrada en la planta de la fig. No. 9.3.

En la fig. No. 9.4 y No. 9.5 se muestran en corte la ubicación de los inclinómetros y los extensómetros.

Se seleccionaron algunas gráficas de los resultados de la instrumentación, que muestran los mayores movimientos que se tuvieron en la zona del sondeo T3S-1.

1.- Gráficas de sección de Convergencia

La gráfica de la fig. No. 9.6 muestra los resultados de las mediciones de convergencia en el cadenamiento 17 + 636 del túnel poniente, se observa que la velocidad máxima promedio es de 0.300 mm/día, que corresponde a la velocidad de desplazamiento del concreto lanzado en las líneas 1-5 y 6-4, con una defor-

ción acumulada máxima de 6.5 mm.; esto nos indica inestabilidad pero no peligro, lo que -- permitiría seguir observando, ya que la deformación acumulada no es grande, y con el comportamiento flexible del ademe y la plastificación del suelo, se puede esperar una estabilidad a corto plazo, permitiendo una mayor deformación; si la estabilidad no se presentará el ademe se reforzaría.

Sin embargo, se presentó un "caído" -- por la falla del concreto lanzado en forma -- frágil, provocada por la presencia de filtraciones de agua de el río Magdalena o de alguna instalación municipal. Posteriormente se colocaron marcos metálicos como ademe.

La sección de convergencia en este caso no permitió evitar la falla del ademe de concreto lanzado.

2.- Gráficas de extensómetros.

El extensómetro No. 2 de la fig. No. - 9.7 del cadenamiento 17 + 541.85 del túnel poniente, es el que registró mayores movimientos. Se pueden sacar algunas conclusiones interesantes:

- a) Antes de que pase la sección de excavación por el extensómetro, éste registra movimientos que son en promedio una tercera parte de los totales.
- b) Los movimientos mayores se presentan cuando pasa la sección de excavación por el extensómetro.

- c) El ancla más cercana al túnel, es la que sufre un mayor desplazamiento, y las que están hacia la superficie del terreno natural, un desplazamiento decreciente.
- d) Los desplazamientos máximos de 6 mm son menores que los registrados en una sección de convergencia.

3.- Gráfica de Inclínómetros.

El inclinómetro No. 3 del cad. 17+581 del túnel oriente, es el que registra mayores movimientos.

La fig. No. 9.8 se muestra una gráfica desplazamiento contra profundidad, en la que se observa el movimiento del suelo lateral hacia el túnel, en la cual puede percibirse que los movimientos laterales siguen una curva elíptica, debido a los esfuerzos radiales actuantes sobre el túnel, el punto de máxima deformación se encuentra casi a la mitad de la sección del túnel.

En la fig. No. 9.9, se tiene una gráfica de tiempo contra movimiento, en la cual se puede observar que el inclinómetro registra movimientos mayores cuando pasa la sección de excavación y prácticamente ninguno antes.

Los movimientos máximos son del orden de 4 mm, menores que los registrados en una sección de convergencia.

4.- Gráficas de Asentamientos.

En la planta de la fig. 9.10 se muestra los puntos que sirvieron para la nivelación en

el cadenamiento 17 + 560 del túnel poniente.

En la gráfica hundimiento contra distancia de la fig. 9.11, se puede observar los asentamientos producidos en la superficie por la excavación de los túneles, indicando que el máximo es de 25 mm, que se registra sobre el eje del túnel y a partir de éste en una distancia de un diámetro disminuyen en un 80%.

La fig. No. 9.12 se tiene una gráfica de hundimiento contra tiempo, de la misma nivelación del cad. 17 + 560, en la que se muestra que hay hundimientos inclusive antes de que pase la sección de excavación.

9.7.2 Instrumentación de la zona del sondeo T3S-4.

La instrumentación con mediciones más críticas son la sección de convergencia y la nivelación, no se pusieron inclinómetros en esta zona y los extensómetros no registran grandes desplazamientos.

1.- Sección de convergencia.

En la fig. No. 9.13, se muestra una gráfica de convergencia de deformación contra el tiempo correspondiente al cad. 18 + 187 del túnel poniente, en la cual se tiene una velocidad máxima de deformación de 0.700 mm/día en los primeros 25 días posteriores a su colocación, después las líneas de convergencia se estabilizan, con una deformación acumulada de 20 mm.

La inestabilidad del ademe registrada por las líneas de convergencia, fue producida por la excavación del túnel oriente paralelo.

En esta sección de convergencia se observa la flexibilidad del concreto lanzado y la plastificación del suelo, que permitieron una estabilización. Para evitar problemas en el túnel poniente se detuvo la excavación y se procedió a la colocación del revestimiento definitivo, igualmente se hizo para el túnel oriente en la zona de traslape entre los frentes de excavación de los dos túneles.

2.- Gráficas de asentamientos.

En la fig. No. 9.14 se muestra una planta con los puntos de nivelación para el cad. - 18 + 292.55.

En la fig. No. 9.15 se tiene una gráfica de hundimiento contra distancia, en la cual se puede observar un asentamiento máximo de 35 mm.

Esta nivelación está hecha sobre la transición de los túneles del tramo de una vía, a los túneles de anden de la estación M. A. de Quevedo, por lo cual los asentamientos son mayores que los registrados en el tramo.

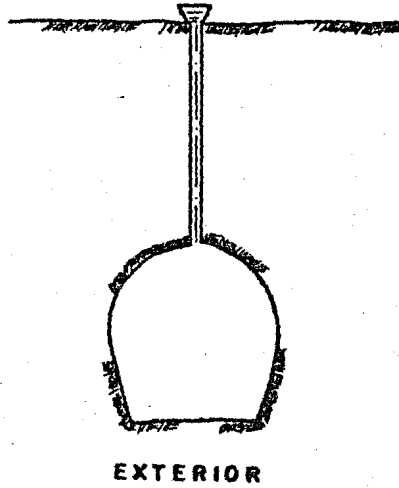
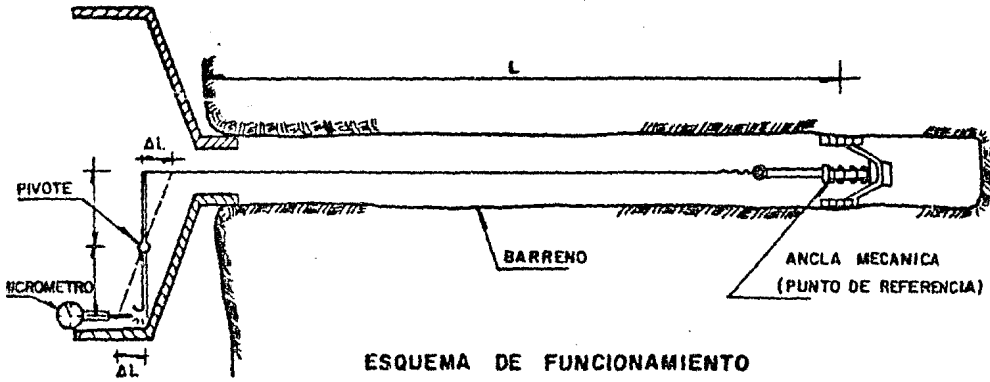
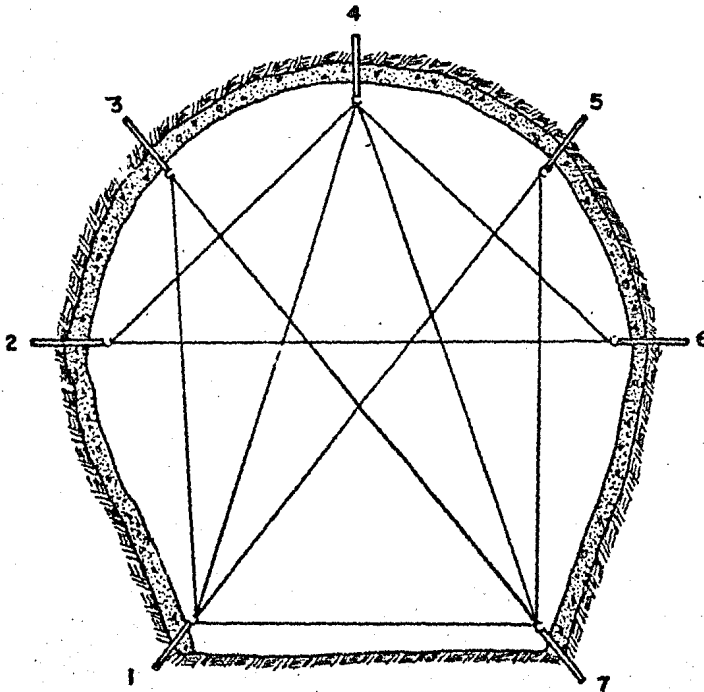
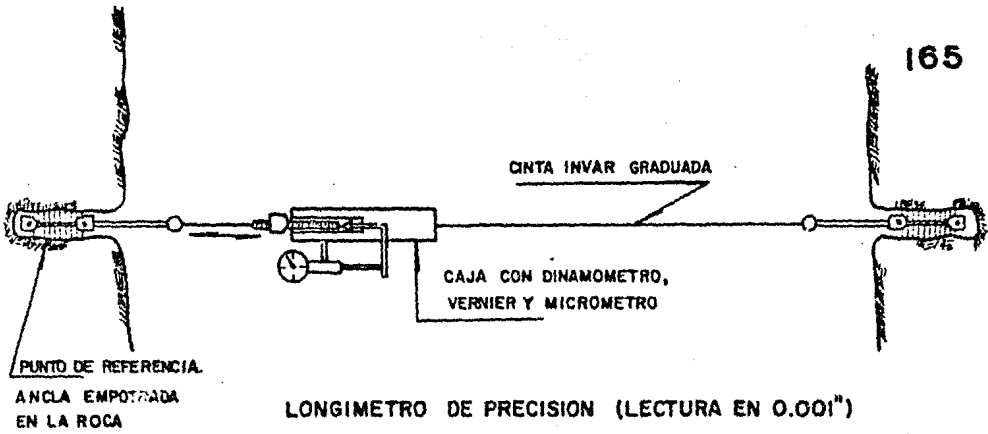


FIG. Nº 9.1 EXTENSOMETROS



CUERDAS MEDIDAS PARA REGISTRO DE ESTABILIZACION DE DESPLAZAMIENTOS.

FIG. Nº. 9.2 MEDICION DE CUERDAS EN LA EXCAVACION

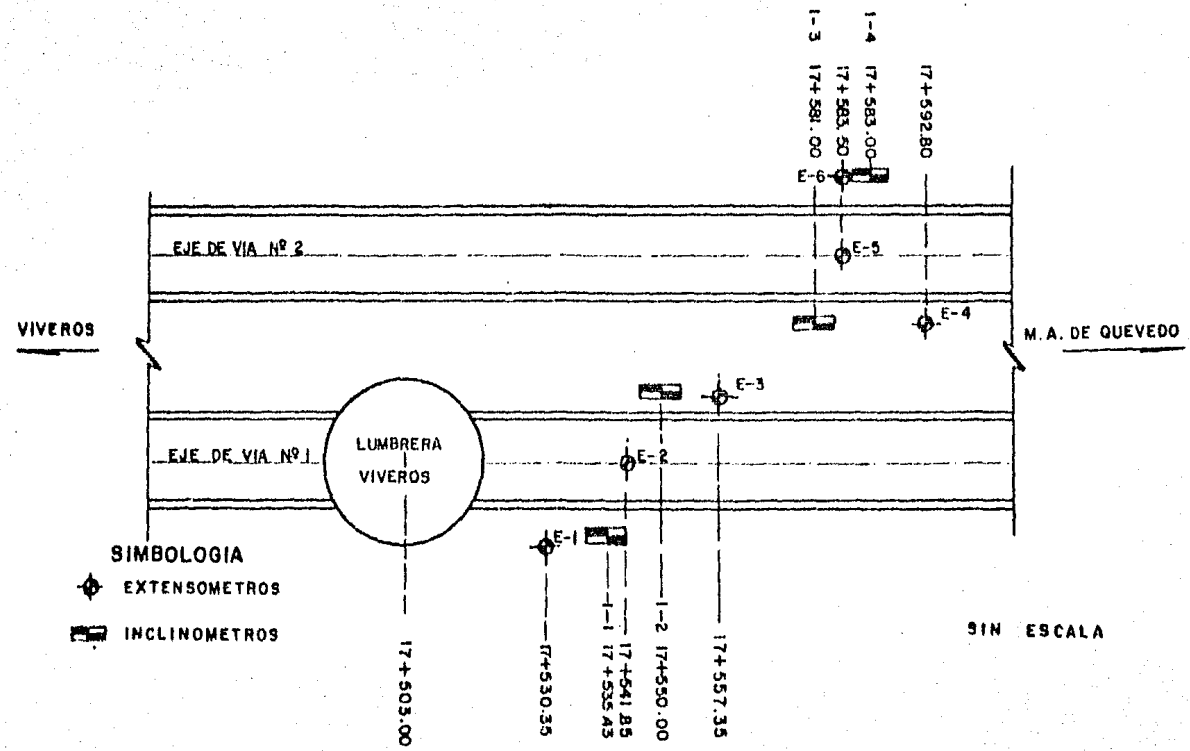
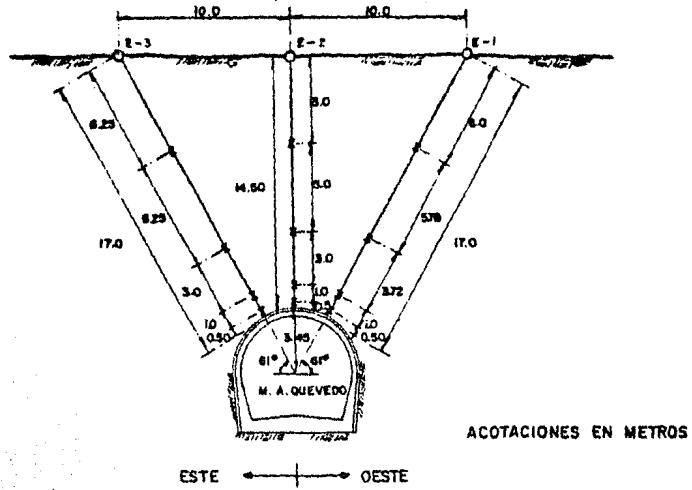
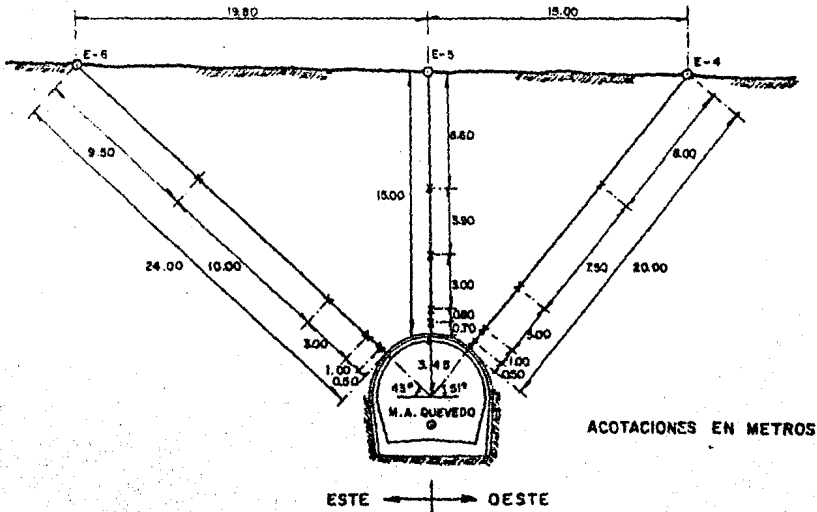


FIG. Nº.9.3 SECCION DE INSTRUMENTACION Nº1



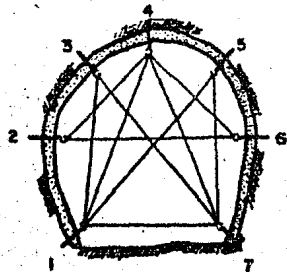
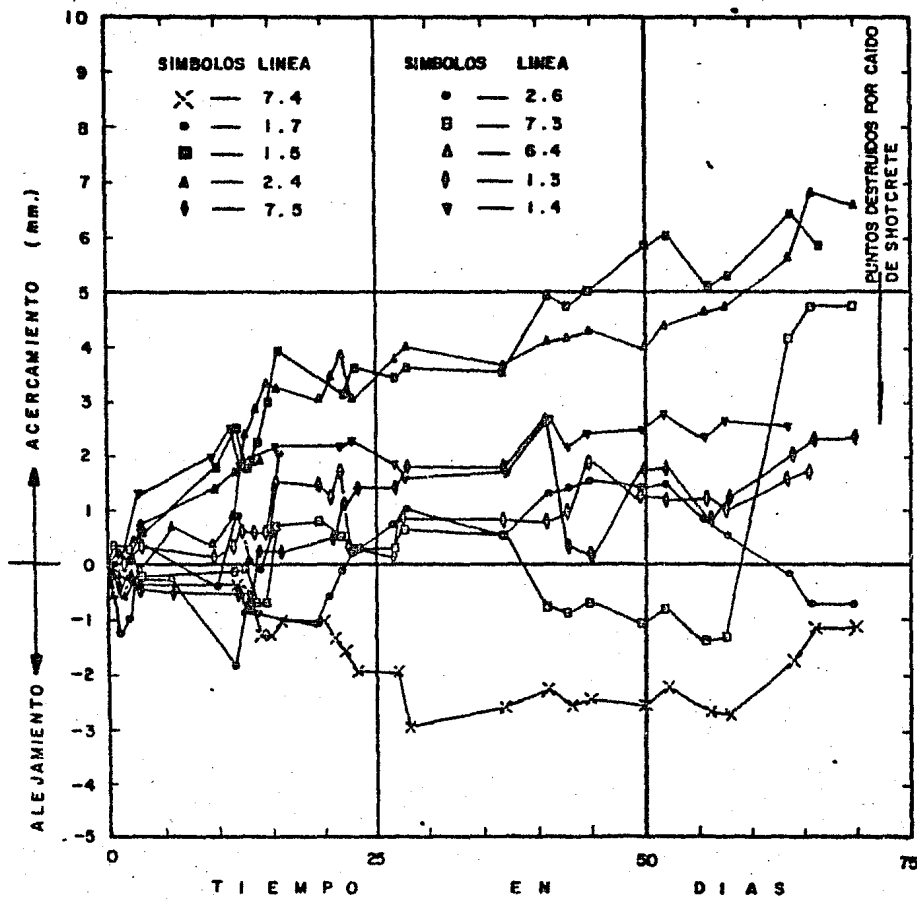
OBRA: METRO LINEA 3 SUR
 TRAMO: VIVEROS—M.A. QUEVEDO
 SECCION DE INSTRUMENTACION Nº 1
 EJE DEL TUNEL Nº 1

FIG. Nº 9.4 UBICACION DE LAS ANCLAS DE LOS EXTENSOMETROS



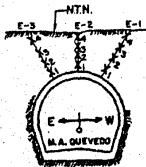
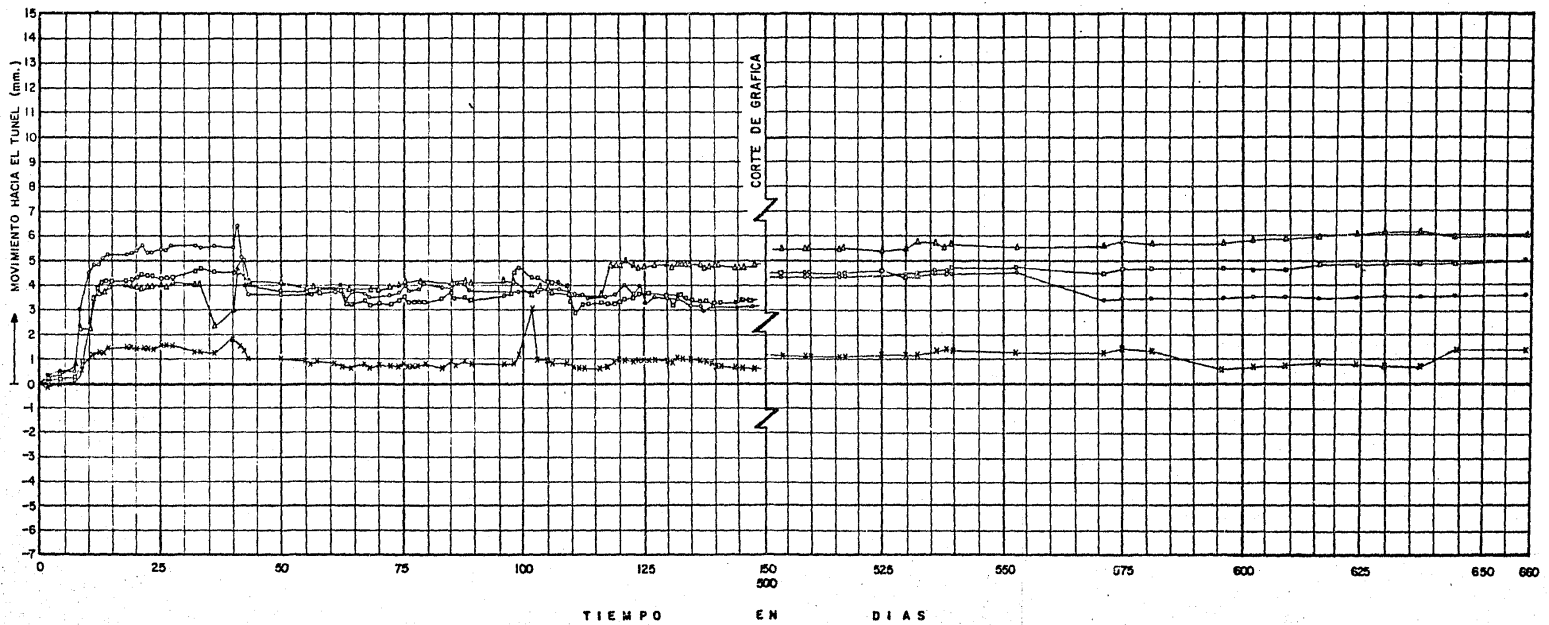
OBRA: METRO, LINEA 3 SUR
 TRAMO: VIVEROS—M.A. QUEVEDO
 SECCION DE INSTRUMENTACION Nº 1
 EJE DEL TUNEL Nº 2

FIG. Nº 9.5 UBICACION DE LAS ANCLAS DE LOS EXTENSOMETROS



OBRA: METRO, LINEA 3 SUR
 TRAMO: VIVEROS - M.A. GUEVEDO
 EJE DE VIA : SUR-PONIENTE
 CADENAMIENTO: 17+636.00
 FECHA DE EXCAVACION: 9-V-81
 FECHA DE INSTALACION: 15-V-81
 FECHA DE LECTURA: 19-V-81

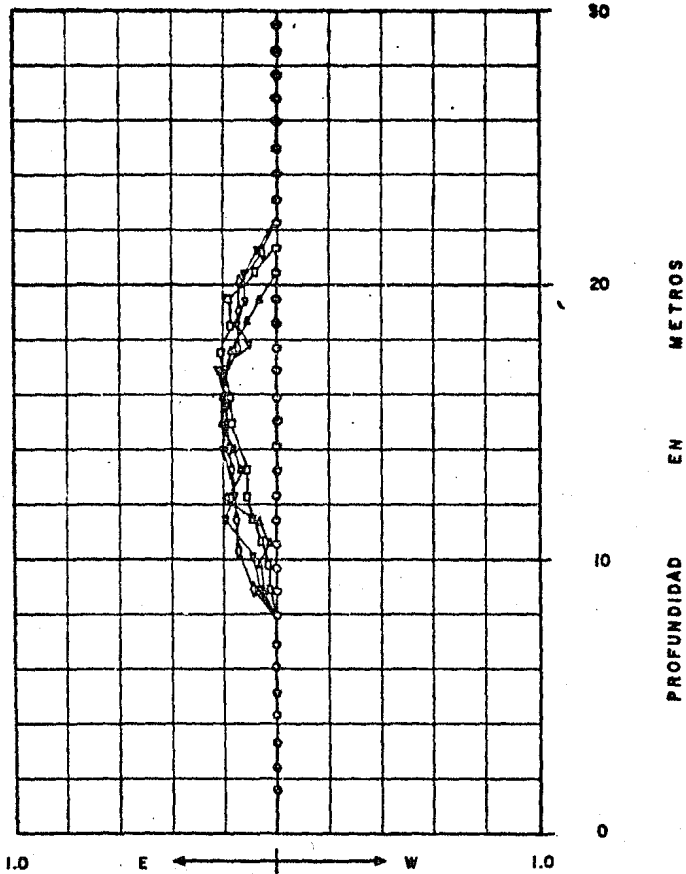
FIG. Nº 9.6 MEDICIONES DE CONVERGENCIA EN TUNEL



SIMBOLO	ANCLA
o	Nº 1
□	Nº 2
△	Nº 3
x	Nº 4

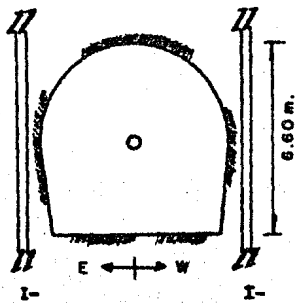
OBRA: METRO LINEA 3 SUR
 TRAMO: VIVEROS — M.A. QUEVEDO
 SECCION DE INSTRUMENTACION Nº. 1
 FRENTA DE ATAQUE: VIVEROS-SUR
 EJE DE VIA: I (PONIENTE)
 CADENAMIENTO: 17+541.850
 EXTENSOMETRO: 2
 FECHA DE EXCAVACION: 26-111-81
 FECHA DE INSTALACION: 19-111-81
 FECHA DE 1ª LECTURA: 19-111-81

FIG. Nº. 9.7 REGISTRO DE EXTENSOMETROS



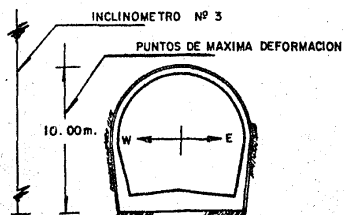
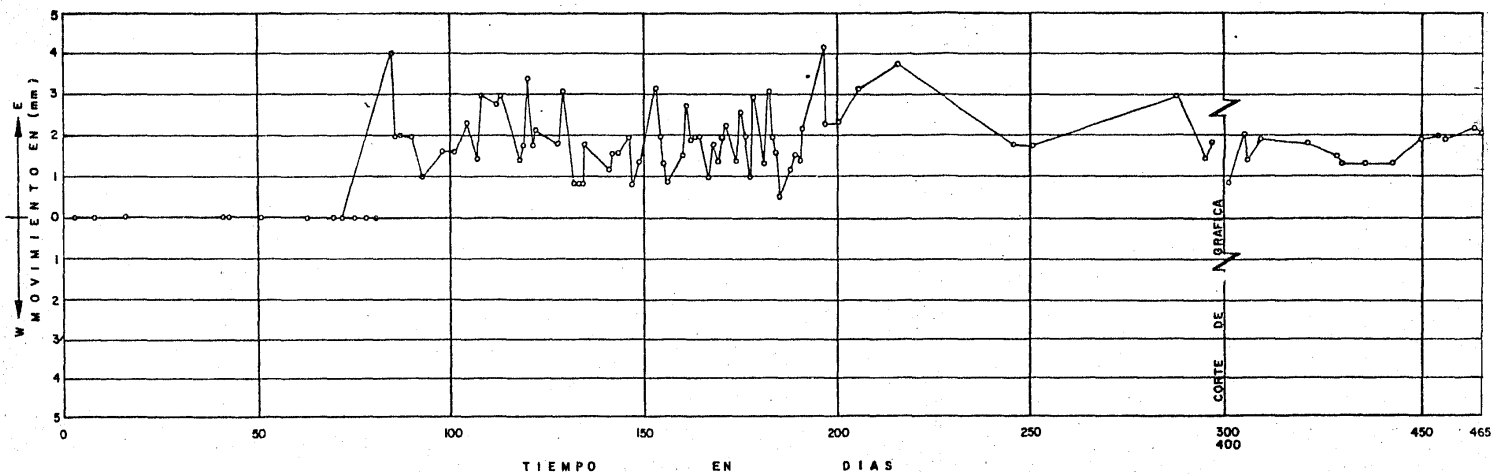
ESCALA HORIZONTAL EN cm.

- LECTURA INICIAL: 21-IV-81
- △ : 20-VII-82
- : 21-VII-82
- ▽ : 28-VII-82
- ◇ : 30-VII-82



OBRA: METRO LINEA 3 SUR
 TRAMO: VIVEROS-M.A. QUEVEDO
 SECCION DE INSTRUMENTACION Nº: 1
 INCLINOMETRO Nº: 3
 CADENAMIENTO: 17 + 581
 FECHA 1ª LECTURA: 21-IV-81
 FECHA PASO DEL TUNEL: 13-VII-81

FIG. Nº 9.8 INCLINOMETRO Nº 3



OBRA : METRO LINEA 3 SUR

TRAMO : VIVEROS — M. A. QUEVEDO

SECCION DE INSTRUMENTACION Nº 1

INCLINOMETRO Nº 3

CADENAMIENTO : 17 + 581

FECHA 1ª LECTURA : 21-IV-81

FECHA PASO DEL TUNEL : 13-VII-81

FIG. Nº 9.9 INCLINOMETRO Nº 3

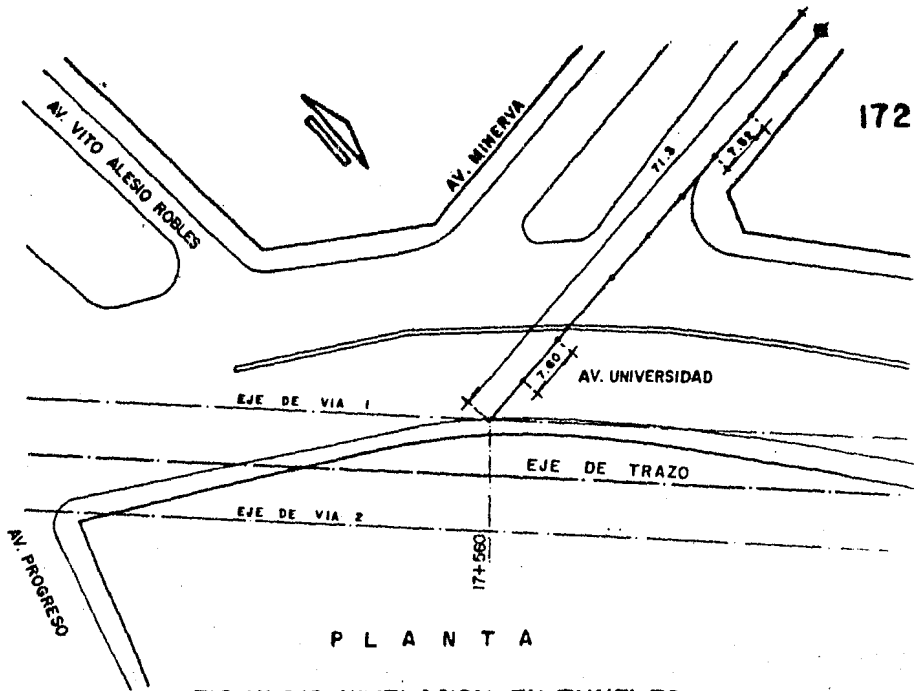
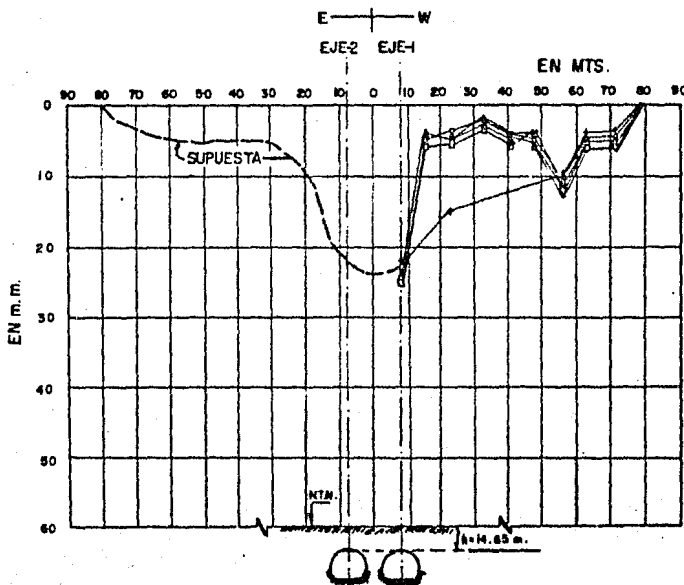


FIG. Nº 9.10 NIVELACION EN TUNELES



NOTAS:

1.- LA LINEA DE N.T.M. EN LA GRAFICA REPRESENTA LA LECTURA INICIAL ANTES DEL PASO DE LA EXCAVACION POR LA SECCION, LLEVADA A UNA HORIZONTAL.

2.- LAS LINEAS GRAFICADAS REPRESENTAN EL MUNDIMIENTO TOTAL LECTURA INICIAL: 25-III-81

SIMBOLOS

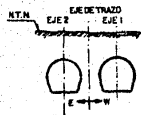
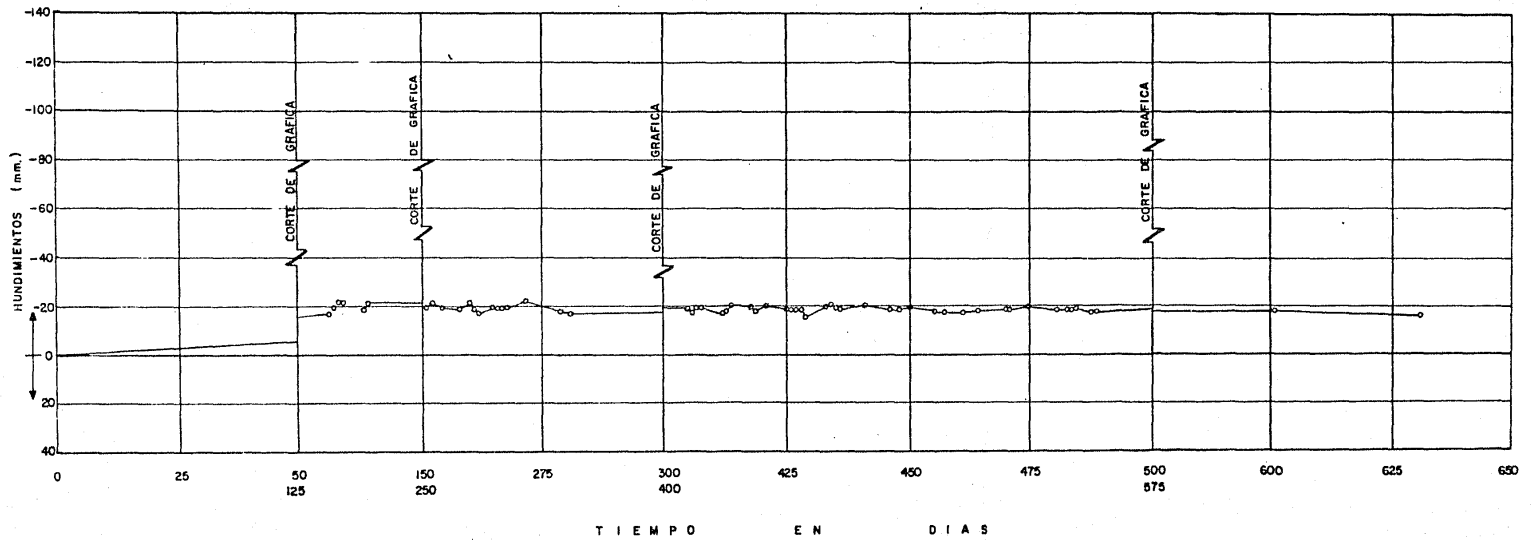
- 5-IX-82
- 20-IX-82
- 15-X-82
- △ 18-XI-82
- + 16-XII-82

PASO DE LA EXCAVACION POR LA SECCION: 4-VII-81

ACOTACION HORIZONTAL EN M.

UBICACION: METRO LINEA 3 SUR
 TRAMO O ESTACION:
 VIVEROS—M. A. QUEVEDO
 CADENAMIENTO: 17+560

CORTE TRANSVERSAL
 FIG. Nº 9.11 NIVELACION EN TUNELES



OBRA : METRO LINEA 3 SUR

TRAMO : VIVEROS — M.A. QUEVEDO

SECCION DE INSTRUMENTACION : Nº 1

EJE DEL TUNEL : PONIENTE

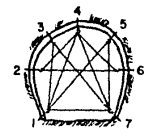
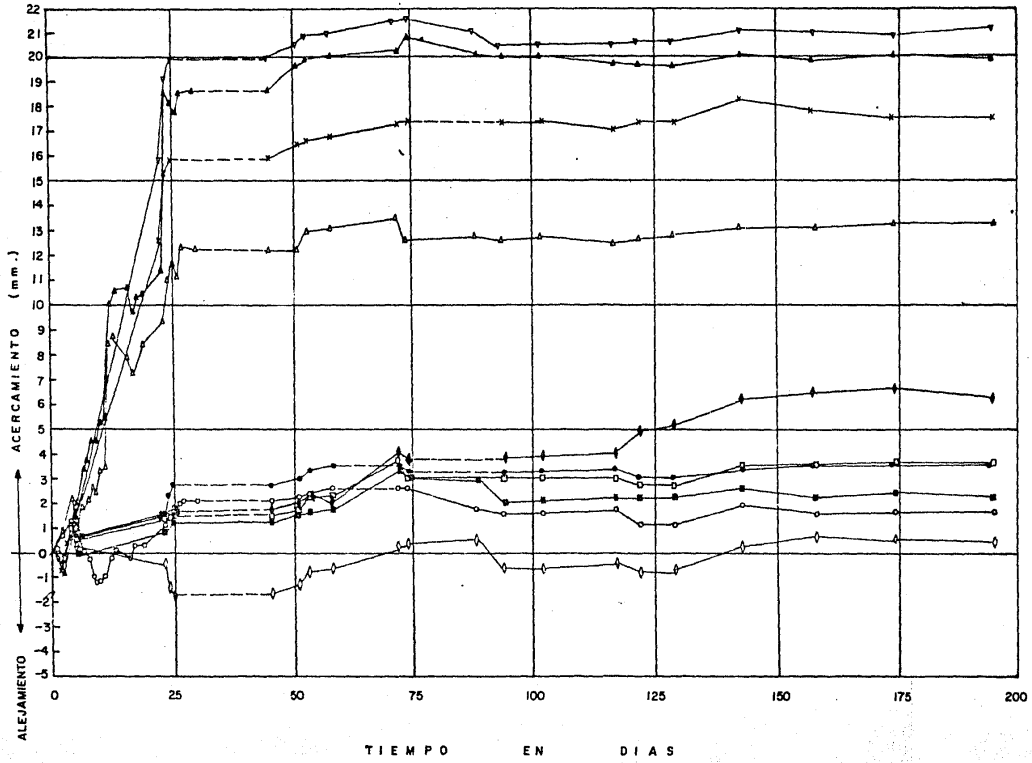
CADENAMIENTO : 17+560

FECHA DE LECTURA : 25 — III — 81

FECHA DE PASO DE LA EXCAVACION POR LA SECCION : 4 — VI — 81

PUNTO DE NIVELACION GRAF. EJE 1 PONIENTE

FIG. Nº 9.12 MEDICION DE HUNDIMIENTOS EN TUNEL



SÍMBOLOS	LÍNEA
X	7.4
•	1.7
■	1.5
▲	2.4
◊	7.5
◦	2.6
□	7.3
△	6.4
◇	1.3
▽	1.4

OBRA : METRO LÍNEA 3 SUR
 TRAMO : VIVEROS — M. A. QUEVEDO
 EJE DE VIA : PONIENTE — SUR
 CADENAMIENTO : 18 + 187
 FECHA DE INSTALACION : 15-V-82
 FECHA DE 1ª LECTURA : 15-V-82

FIG. Nº 9.13 MEDICIONES DE CONVERGENCIA EN TUNEL

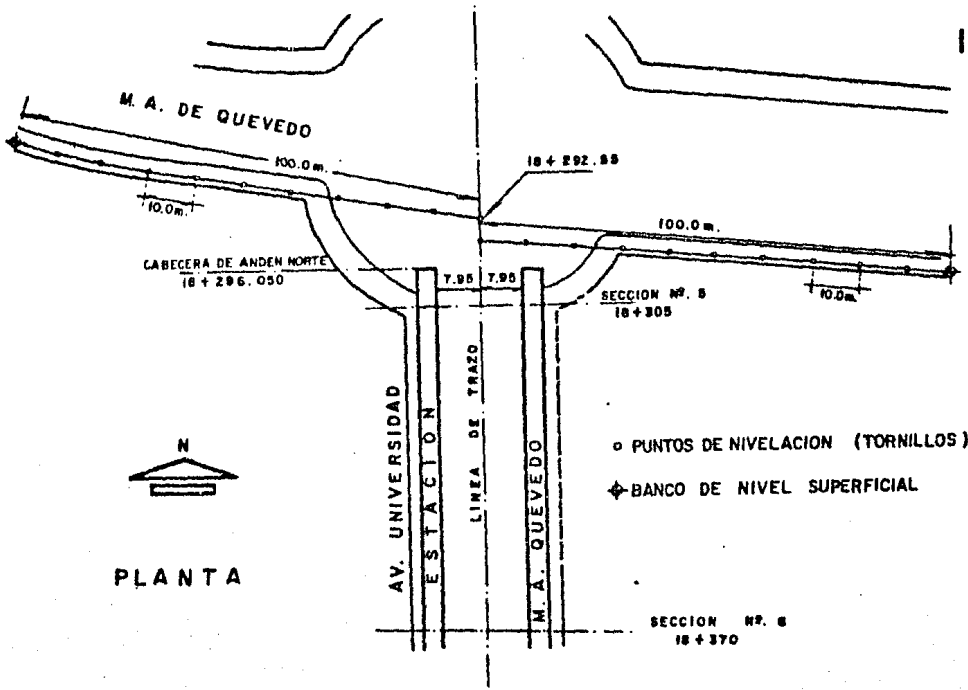
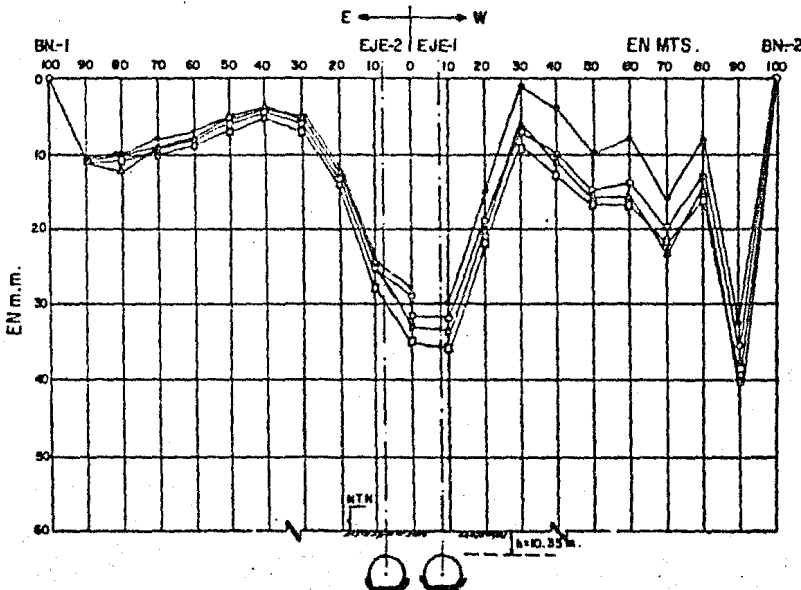


FIG. Nº 9.14 NIVELACION EN TUNELES



NOTAS:

1.- LA LÍNEA DE N.I.M. EN LA GRÁFICA REPRESENTA LA LECTURA INICIAL ANTES DEL PASO DE LA EXCAVACIÓN POR LA SECCIÓN, LLEVADA A UNA HORIZONTAL.

2.- LAS LÍNEAS GRÁFICADAS REPRESENTAN EL HUNDIMIENTO TOTAL

LECTURA INICIAL: 23-K-81

SÍMBOLOS

○ 20-K-82

◇ 18-K-82

□ 18-XI-82

△ 10-KII-82

PASO DE LA EXCAVACIÓN POR LA SECCIÓN: 8-III-82 (EJE 2)
18-IV-82 (EJE 1)

ACOTACION HORIZONTAL EN M.

UBICACION: METRO LÍNEA 3 SUR TRAMO O ESTACION: M.A. QUEVEDO—ESTACION

CADENAMIENTO: 18+292

CORTE TRANSVERSAL

FIG. Nº 9.15 NIVELACION EN TUNELES

10. CONCLUSIONES.

- 1.- La construcción de nuevas líneas de "Metro", son una solución muy alentadora -- para resolver el problema del transporte colectivo en la Cd. de México.
- 2.- La construcción del "Metro" por medio de una solución profunda en túnel, presenta la ventaja de no interferir con el tránsito de superficie y no induce obras adicionales como el desvío de colectores que -- para el caso donde los suelos son duros o en suelos blandos sería muy difícil y -- caro; también tuberías de agua potable, - de cables telefónicos y de energía eléctrica, etc.
- 3.- La exploración con sondeos por etapas, -- permitió conocer con suficiente aproximación el perfil y las propiedades mecánicas del subsuelo que atraviezan los túneles del tramo Viveros-M. A. de Quevedo de la línea 3 al sur del "Metro".
- 4.- Es recomendable implementar pruebas triaxiales de extensión (horizontal y vertical), que permitan simular mejor el comportamiento del suelo que se mueve hacia el túnel, con el fin de obtener un conocimiento mas preciso del fenómeno de tuneleo que el obtenido a partir de las pruebas de compresión triaxial.
- 5.- La prueba de penetración estándar permite conocer cualitativamente zonas donde existe una baja en la resistencia al corte de los suelos.

- 6.- La estratigrafía del suelo en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo, es errática, pero se pudo dividir al suelo en duros y en relativamente blandos, utilizando como criterio a la prueba de penetración estándar.
- 7.- La sección transversal del túnel, con una forma circular cortada por una cuerda en el piso o en herradura, demostró buen comportamiento y ventajas durante la construcción y a largo tiempo.
- 8.- No se debe exceder de la máxima longitud segura de avance de excavación, la cual depende de las propiedades mecánicas de los suelos y de los gálibos del túnel. Una mayor longitud de avance disminuye las condiciones de seguridad de la estabilidad del túnel.
- 9.- La excavación del túnel a media sección -- permite aumentar la estabilidad del frente, logrando que la excavación de un túnel en suelos difíciles se pueda incrementar -- la longitud de avance.
- 10.- La aplicación del concreto lanzado inmediatamente después de concluida la excavación de cada tramo de avance permite lograr la máxima estabilidad del túnel.
- 11.- Mantener la forma geométrica especificada para la excavación y el ademe de concreto dentro de las más estrictas tolerancias, -- evitando cambios bruscos en la curvatura y espesor del cascarón de concreto, conducen a un buen comportamiento del túnel a corto plazo.

- 12.- Desplantar las zapatas de apoyo del ademe en terreno firme, eliminando el suelo aflojado por la excavación de la zanja, - logra evitar asentamientos diferenciales indeseables de los apoyos de la bóveda.
- 13.- Controlar la dosificación y homogeneidad del concreto lanzado, especialmente en su relación agua/cemento y proporción de acelerante, para alcanzar la calidad requerida y el tiempo de fraguado más corto posible permite evitar el aflojamiento excesivo del suelo circundante y reducir los asentamientos de la superficie - que son función del tiempo.
- 14.- Los asentamientos de la superficie del terreno son el resultado de los movimientos producidos en la masa de suelo por el arqueo y flujo plástico del frente, - aumentados por los desplazamientos radiales generados al cargar el suelo circundante sobre el ademe de concreto lanzado y sus zapatas de apoyo.

En todos estos procesos de ajuste del estado de esfuerzos en el suelo, el tiempo es un factor muy importante, por lo que se hace necesario proceder en la construcción del túnel con la máxima rapidez posible, a fin de reducir a un mínimo razonable el tiempo que transcurre entre el inicio de la excavación de cada tramo de avance y la colocación total del ademe de concreto lanzado.

Esto se logra mediante la optimización del ciclo de trabajo en el frente, para evitar pérdidas de tiempo innecesarias, - que pueden poner en peligro la estructu-

ra del túnel.

- 15.- Con pequeñas variaciones en el espesor - del ademe de concreto lanzado, pueden cubrirse las necesidades de soporte de una amplia gama de suelos, dentro de la clasificación de los "suelos firmes".
- 16.- Se recomienda que el revestimiento primario se diseñe como un arco que proporcione una presión igual a la presión interior límite, dada por la teoría de la -- plasticidad, para no inducir deformacio-- nes excesivas.
- 17.- Los espesores del cascarón de concreto -- lanzado obtenidos en base a los sondeos - T3S-1 y T3S-4 resultaron ser un poco meno res de 10 cms., pero la experiencia indi ca que en suelos con una estratigrafía -- errática como la que se tiene en el tramo Viveros-M. A. de Quevedo el espesor debe ser cuando menos igual a 10 cms.
- 18.- El Nuevo Método Austriaco de Tuneleo -- (N.A.T.M.), es económico y el-proceso de sostenimiento es óptimo mecánicamente ha blando, debido a que solo permite el mínimo de aflojamiento de suelo.
- 19.- La presión que se recomienda para el dise ño estructural del revestimiento definitivo es la proporcionada por el criterio de Terzaghi modificado que usan los geotec-- nistas europeos.
- 20.- Es importante considerar la interacción - suelo-revestimiento definitivo, debido a que los resultados obtenidos muestran una distribución de la reacción diferente a -

las proporcionadas por la consideración tradicional de reacción uniforme y empuje en reposo.

El modelo de interacción suelo-revestimiento, idealizando al suelo como un conjunto de barras verticales y horizontales, proporcionan hasta un 64% menos en el valor de los momentos flexionantes -- que los obtenidos en forma tradicional.-- El modelo óptimo actualmente para la interacción suelo-revestimiento definitivo es el proporcionado por el elemento finito que en México poco se ha utilizado.

- 21.- Es obvio que siempre será necesario instrumentar el ademe del túnel para medir los esfuerzos y las deformaciones reales que actúan sobre él a corto y a largo --plazo, con objeto de comprobar los valores de los criterios utilizados y poder establecer las correlaciones empíricas -- para el futuro diseño de túneles.
- 22.- Los movimientos registrados por los extensómetros e inclinómetros fueron menores que los de una sección de convergencia debido a que los mayores desplazamientos se presentan en las inmediaciones del túnel.

La sección de convergencia presenta la -- desventaja de que no muestra los primeros desplazamientos que ocurren al momento de hacerse la excavación, tampoco los producidos en el interior de la masa; -- pero su utilización práctica es la de -- que con una aproximación aceptable registra el comportamiento del ademe y la posible inestabilidad del mismo.

Los inclinómetros y extensómetros registran los movimientos interiores de la masa antes, durante y después de la excavación del túnel, lo que permite mostrar -- realmente como se comporta, y un panorama total. La desventaja es las limitaciones de la sensibilidad de los aparatos, -- la aproximación de los mismos y alto costo de su instalación.

- 23.- Las deformaciones medidas, fueron menores que las calculadas a lo largo del tramo - Viveros-M. A. de Quevedo y por lo tanto a excepción del caído en el túnel poniente al sur de la lumbrera Viveros, los túneles se comportaron como estaba previsto.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- Marsal, R. J. y Mazari, M. El Subsuelo - de la Cd. de México. Partes A y B. Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D.F., 1959.
- 2.- Juárez Badillo, E. y Rico, A. Mecánica de Suelos. Tomo I Editorial Limusa. México, D.F., 1972.
- 3.- Terzaghi, K. y Peck B., Ralph. Mecánica - de Suelos en la Ingeniería Práctica. Editorial El Ateneo. España, 1973.
- 4.- Széchy, K. The Art of Tunneling. Capítulo No. 2 y No. 3. Akademiai Kiadó. Publishing House of the Hungarian Academy of Sciences. Budapest, 1973.
- 5.- Peck, R. B. Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. Reporte sobre el Estado - del Arte. VII Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cementaciones. Volumen sobre el Estado del -- Arte. México, D.F., 1969.
- 6.- Rico, A. y Del Castillo, H. La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres. Tomo II Cap. No. 14. Editorial Limusa. México, -- D.F., 1978.
- 7.- Terzaghi, K. Theoretical Soil Mechanics. -- Cap. No. V. John Wiley and Sons, Inc. -- 1956.
- 8.- Diaz Canales, M. El Proyecto de la Obra - Civil del "Metro". Artículo sin publicar. ISTME S.A. México, D.F.

- 9.- Cloude, Louis. Construcción de Túneles -- por el Nuevo Método Austriaco. Artículo - No. 12 de la Revista Rocas y Minerales.
- 10.- Wagner, Harold. Principales Ideas sobre - el Análisis y Diseño de los Túneles de la línea No. 7 del "Metro", de Acuerdo con - el Nuevo Método Austriaco de Tuneleo. Reporte preparado por ISTME, S.A. para -- COVITUR. Sin publicar. México, D.F.
- 11.- Tamez, Enrique. Estabilidad del Frente de un Túnel en Suelo. Artículo sin publicar. México, D.F.
- 12.- Tamez, Enrique. Túneles en Suelos Firmes Soportados por Concreto Lanzado. Artículo sin publicar. México, D.F.
- 13.- Rodríguez G., Luis B. y Ruelas M., Sergio A. Carga en Túneles. Artículo sin publi-- car. ISTME S.A. México, D.F.
- 14.- Rodríguez G., Luis B. "Metro" en Túnel de la Cd. de México. Artículo sin publicar.- ISTME S.A. México, D.F.
- 15.- ISTME S.A. Especificación para la Elabora ción y Aplicación del Concreto Lanzado -- en los Túneles de la Línea 3 al sur del - "Metro". No. 81-MS-III-4-6037-e. Sin pu-- blicar. México, D.F.
- 16.- ISTME S.A. Especificación del Procedimien to Constructivo para la Excavación y Cons trucción de los Túneles que Constituyen - el Tramo Viveros-M. A. de Quevedo pertene cientes a la línea 3 al sur del "Metro". No. 81-MS/90353-III-5-6030-e. Sin publi-

car. México, D.F.

- 17.- Siriegs, P. M. Champs de Contrainté --
Autour des Tunnels Circulares en Elasto-
plasticité. Rock Mechanics and Enginee--
ring Geology. Vol. II. No. 1 1964.
- 18.- Deere, D. U., Peck R. B., Monsees J. E.
y Schmidt B. Desing of Tunnel Liners --
and Support Systems. Final Report. De--
partment of Civil Engineering. Universi--
ty of Illinois Urbana, III 1969.
- 19.- Kimura, T. Mair, R. J. Centrifugal Tes--
ting of Model Tunnels in Soft Clay. --
Sesión No. 2 Tunneling in Soil, pp. 320
a 322. X ICSMFE Vol. I. Proceeding of --
the Tenth International Conference on --
Soil Mechanics and Fundation Engineering.
Estocolmo, Suecia, 1981.