

4304

FACULTAD DE INGENIERIA

- Aspectos Geotécnicos de la Estación Insurgentes, del Metropolitano de la Ciudad de Mexico.

UNICO

T E S I S

Que para obtener el título de :

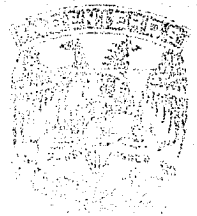
INGENIERO CIVIL

p r e s e n t a :

ADRIAN SHERWELL CARRION

México, D. F.

1969





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.



Cap

ASPECTOS GEOTECNICOS DE LA ESTACION INSURGENTES DEL METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO

INSTITUTO MEXICANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS

ADRIAN SHERWELL CARRION

MEXICO, D. F.

1960

A mis padres.

A mi hermano.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
Dirección
Núm.73-1043
Exp.Núm.73/ 214.2/1.-

Al Pasante señor Adrián SHERWELL CARRION
P r e s e n t e .

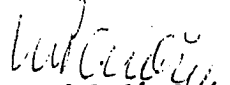
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el señor profesor Ingeniero Enrique Tamez G., para que lo desarrolle como tesis en su examen profesional de Ingeniero CIVIL.

ASPECTOS GEOTECNICOS DE LA ESTACION INSURGENTES
DEL METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO

- I. Solución urbana de la zona. Conclusión Vial (Glorieta)
- II. Exploración del subsuelo
- III. Pruebas de laboratorio
- IV. Estratigrafía
- V. Estudio de la Sobrecompensación
- VI. Cálculo de las Expansiones
- VII. Determinación del Procedimiento Constructivo."

Ruego a usted tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar examen profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares, en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Muy atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
México, D.F. 26 de Agosto de 1968
EL DIRECTOR


Ing. Manuel Paulín Ortiz


MPO'MMO'eag

I N D I C E

I	Solución Urbana de la Zona	1.1
	Conclusión Vial (Glorieta)	1.3
II	Exploración del Subsuelo	2.1
III	Pruebas de Laboratorio	3.1
IV	Estratigrafía y Propiedades	4.1
V	Estudio de la Sobrecompensación	5.1
VI	Cálculo de las Expansiones	6.1
VII	Determinación del Procedimiento Constructivo	7.1
	Abatimiento del Nivel Freático	7.12
	Bibliografía	I

I SOLUCION URBANA DE LA ZONA.

El Gobierno Mexicano afronta el problema del transporte de personas en una ciudad tan dispersa como la nuestra, que ha alcanzado un alto grado de desarrollo industrial, turístico y económico y que, debido a su explosión demográfica, - debe contar con un sistema de transporte masivo, rápido, - seguro y económico.

Convencidos de la necesidad de contar con este medio de - transporte, se plantearon diferentes soluciones tendientes a resolver el problema, resultando elegida la solución del ferrocarril subterráneo (Metropolitano) como la mejor.

Una vez planteada la solución definitiva, se iniciaron los estudios necesarios para establecer el trazo de la red y - localizar sus estaciones.

Tomando en consideración que el Metro debe fluir por puntos críticos de movimiento, atravesando zonas de grandes concentraciones humanas, surgieron varias alternativas de rutas a seguir.

De todas las proposiciones de ramales que se presentaron - para constituir la red del Metropolitano, se seleccionó la denominada Línea # 1 (Chapultepec-Zaragoza), que cumplía ampliamente con los requisitos establecidos, ya que su trazo coincide con las corrientes de circulación sobre las que - transita diariamente un elevado volumen de pasajeros, cubriendo las zonas de mayor densidad demográfica, dando servicio a las zonas más congestionadas y a los centros de mayor actividad comercial, permitiendo a los usuarios un ahorro de tiempo y eliminando la transportación competitiva - de superficie, permitiendo así mayor fluidez a los usuarios.

Conocido el trazo de la línea el siguiente problema a resolver consistió en la localización de las estaciones.

Esta localización se realizó tomando en cuenta diversos - factores, cuya finalidad principal era lograr un movimiento regular de pasajeros y una velocidad comercial alta, obteniéndose con esto una mayor economía en la operación de la red.

El movimiento que produce el cruce de dos importantes avenidas de intenso tránsito (Chapultepec e Insurgentes), la

presencia de una zona comercial con características especiales (la denominada Zona Rosa), la densidad de población de la zona (Colonias Roma, Cuauhtémoc y Juárez) y la distancia interestaciones, actuaron como puntos importantes para determinar la presencia de la estación Insurgentes como estación del metro.

CONCLUSIÓN VIAL (GLORIETA)

La construcción de la estación en el cruce de esas dos importantes avenidas y de otras cuatro arterias que concurren en el centro, aliviaba en un pequeño porcentaje el problema que representa ese cruce crítico, al reducir el tránsito superficial, pero no lo solucionaba.

Tomando en consideración la forma en que se podrían proyectar los accesos para introducirse en la estación, se planearon diversas estructuras que pudieran satisfacer en forma adecuada el proyecto.

La solución definitiva consistió en la selección de una glorieta que circundara la estación.

Dicha glorieta estará formada por un anillo circular sobre elevado que permitirá la libre circulación de las arterias

que coinciden en dicho cruce.

En sentido perpendicular, casi paralelo al eje del metro, se construirá un paso a desnivel, subterráneo, que hará posible la fluidez sobre la Av. Chapultepec.

Este conjunto se verá completo con la construcción de la plaza de peatones, desplazada 1.50 m abajo del nivel natural del terreno, rodeada por escaleras que permitan el acceso hacia la estación y por áreas techadas por el anillo superior convertidas en zonas comerciales con objeto de darle mayores atractivos a la plaza.

Dicho conjunto permitirá, en resumen, la libre y casi ininterrumpida circulación en ese cruce, la facilidad de alimentar y desalojar la estación sin ningún problema para el usuario y el atractivo de poder realizar transacciones comerciales sin desviarse de la ruta habitual.

La conjunción de estos factores hicieron posible la creación del funcional conjunto que beneficiará en alto grado la circulación.

Conocida la solución definitiva se iniciaron diversos es-

tudios (de Arquitectura, Topografía, Mecánica de Suelos, - Ingeniería Hidráulica, Diseño Estructural, Instalaciones - Eléctricas) encaminados a satisfacer las necesidades requeridas por las diferentes estructuras que involucra el conjunto (ver corte transversal) para lograr una construcción segura, así como un comportamiento satisfactorio durante su vida útil.

El objeto de esta tesis consiste en señalar los estudios - de Mecánica de Suelos realizados con los propósitos antes mencionados.

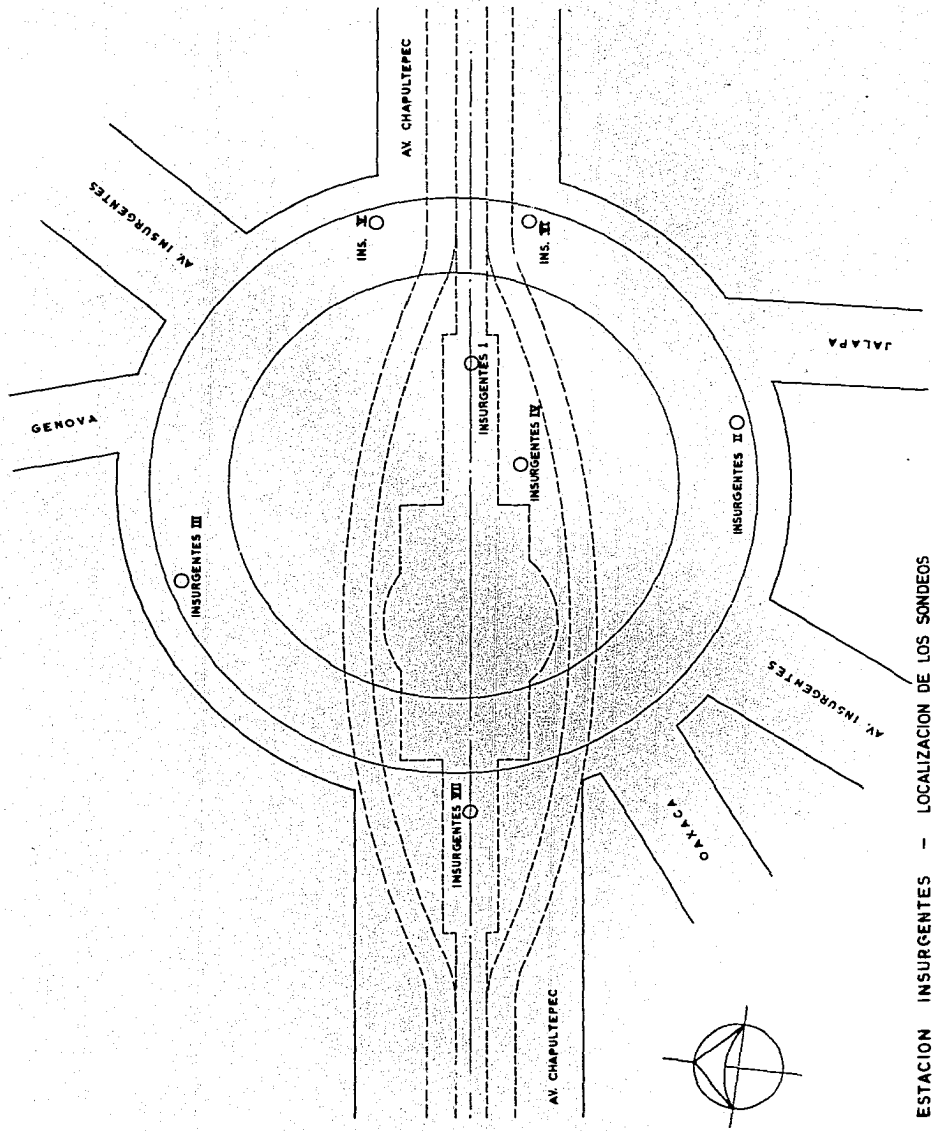
II EXPLORACION DEL SUBSUELO.

a) Localización de los sondeos.- Conocida la localización de la estación se elaboró un programa de estudio de las propiedades mecánicas del subsuelo con objeto de obtener la información suficiente para definir los problemas de la estabilidad de las excavaciones, de sobrecompensación ó insuficiencia de peso de las estructuras así como las condiciones de estabilidad de los muros de contención.

Con objeto de obtener un mejor conocimiento del subsuelo se adoptó el criterio de localizar los sondeos en los lugares donde habrían de construirse los principales elementos que constituyen el conjunto denominado Estación Insurgentes.

La separación así como la profundidad de las exploraciones se determinó de manera que fuera posible correlacionar, para toda la zona, las propiedades mecánicas de los materiales del subsuelo. (Ver figura adjunta)

b) Muestreo.- Todos los sondeos realizados fueron de muestreo.



ESTACION INSURGENTES - LOCALIZACION DE LOS SONDEOS

treo continuo recuperando muestras en toda su longitud hasta la Primera Capa Dura (35 m), en otros se profundizó en ésta con objeto de conocer su espesor y su resistencia.

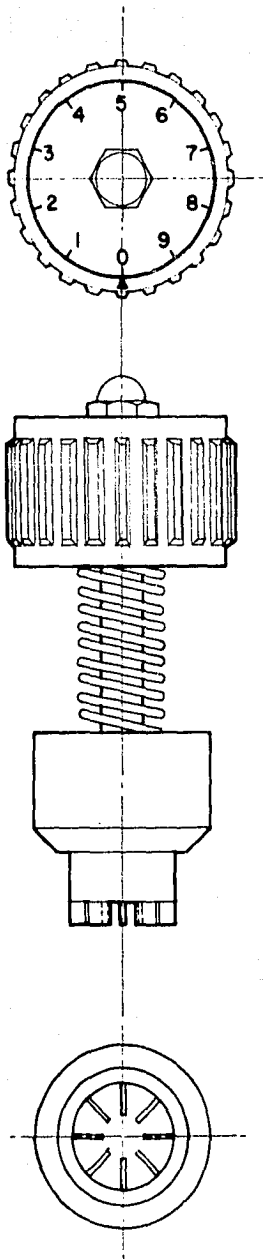
Se extrajeron dos tipos de muestras, inalteradas y alteradas. Las muestras inalteradas se obtuvieron hincando a presión tubos muestreadores de pared delgada tipo Shelby de 9 cm de diámetro interior y 80 cm de longitud; mientras que las muestras alteradas se obtuvieron hincando a percusión, con la energía que proporcionó un martillo de 64 Kg de peso dejado caer libremente desde 75 cm de altura, tubos muestreadores de pared gruesa, de 5 cm de diámetro exterior, 3.5 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud. En este tipo de sondeo como la energía de hincado es constante, se registró el número de golpes necesario para hincar 30 cm el muestreador y así poder correlacionar la resistencia a la penetración con la consistencia de los suelos muestreados.

III PRUEBAS DE LABORATORIO.

Las muestras obtenidas fueron enviadas al laboratorio debidamente identificadas y resguardadas contra cambios de humedad. Todas ellas fueron clasificadas con procedimientos manuales e inspección visual y además se les determinó el contenido natural de agua. En las muestras inalteradas de suelos finos, se determinó aproximadamente la cohesión al hacer el corte de los tubos por medio del torcómetro, que es un pequeño aparato como el que se muestra en la siguiente figura, el cual se hinca en la muestra y produce la falla de la superficie expuesta al torsionar las espas que se encajaron en dicha superficie. El par de torsión que se mide en la carátula del extremo nos indica aproximadamente la resistencia al corte del suelo.

En muestras inalteradas representativas de los diferentes materiales del subsuelo se hicieron las siguientes pruebas y determinaciones:

- 1) Con objeto de determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, bajo distintas condiciones de velocidad de carga y de drenaje,



TORCOMETRO

semejantes a las reales, se efectuaron los siguientes trabajos de laboratorio:

a) Pruebas de corte directo no drenadas (CDnd) en arcillas, tomando para esta prueba la me jo r muestra de cada tubo.

Esta prueba se realiza utilizando el aparato sueco de corte directo (ver Testing the Shear Strength of Clay in Sweden by W. - Kjellman, Géotechnique, Volume II, number 3, June 1951, pags. 225-232) manteniendo el drenaje cerrado durante toda la prueba.

b) Pruebas Convencionales de Compresión simple (q_u) en arcillas, con objeto de relacionar los valores obtenidos con los de las pruebas de corte directo y las de torcómetro.

c) Pruebas Convencionales de Compresión Triaxial Consolidada Rápida (Tcr) en limos y arenas.

2) A fin de complementar la clasificación del sue lo y sus propiedades mecánicas se determinaron, además,

a) Relación de Vacíos

b) Límites de Consistencia

c) Grado de Saturación

d) Densidad de Sólidos

- 3) Para poder determinar el valor de la descarga producida por la excavación, así como la estabilidad de los taludes y del fondo de la misma y los empujes de tierra sobre los muros se determinó el Peso Volumétrico en todas las muestras.

En las gráficas del siguiente capítulo se muestran los resultados obtenidos de las pruebas efectuadas en el Laboratorio.

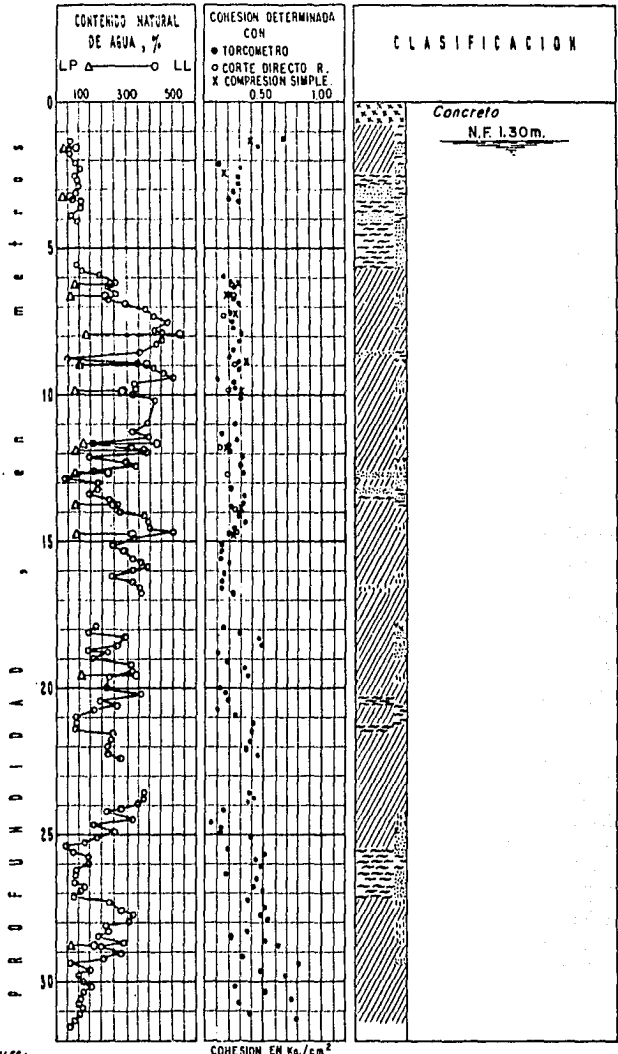
IV ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES.

Con los resultados obtenidos de las pruebas de clasificación a que se sometieron todas las muestras obtenidas, se formaron los perfiles estratigráficos que se muestran en las figuras adjuntas.






Como se puede apreciar en los perfiles estratigráficos, - bajo la superficie se localiza el llamado Manto Superficial. Tiene un espesor aproximado de 6.0 m y está constituido por un relleno artificial, y por estratos naturales de limos arenosos, arenas limosas y arcillas arenosas.

Se caracteriza principalmente por su bajo contenido natural de agua, cuyos valores determinados en las muestras - variaron entre 30 y 140%, correspondiendo los primeros a los materiales arenosos y los últimos a los limosos.

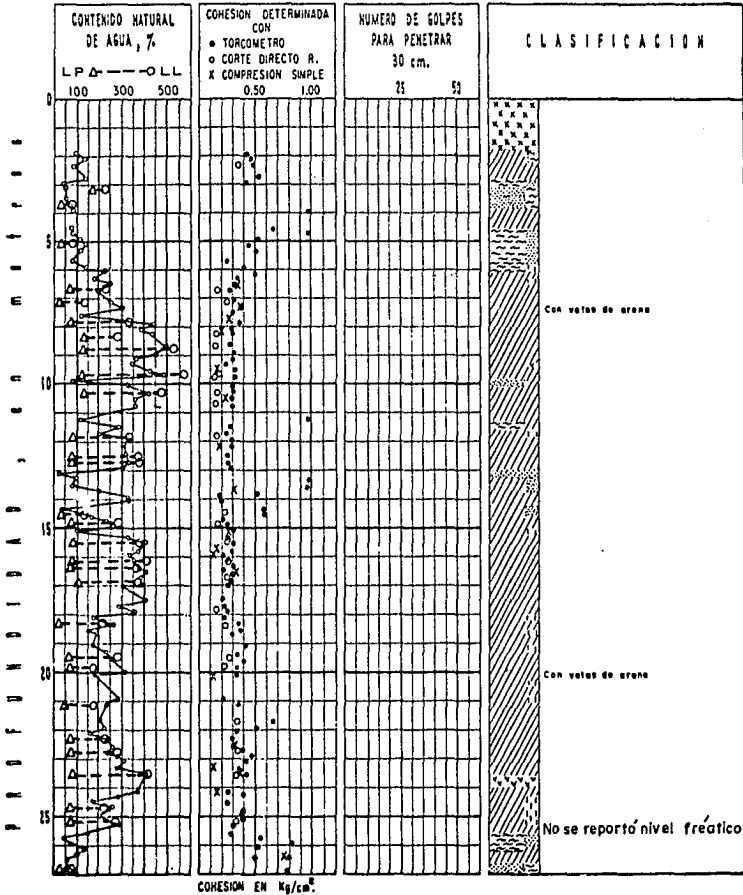
La relación de vacíos varió en un estrecho intervalo comprendido entre cerca de dos para los suelos arenosos y - cuatro para los limosos y el peso volumétrico natural varió en un intervalo comprendido entre 1.30 y 1.60 ton/m³.



Signos convencionales:

-  ARELLO
-  ARCILLA
-  LIMO
-  ARENA
-  GRAVA

ESTACION INSURGENTES
 PERFIL ESTRATIGRAFICO
 INSURGENTES I



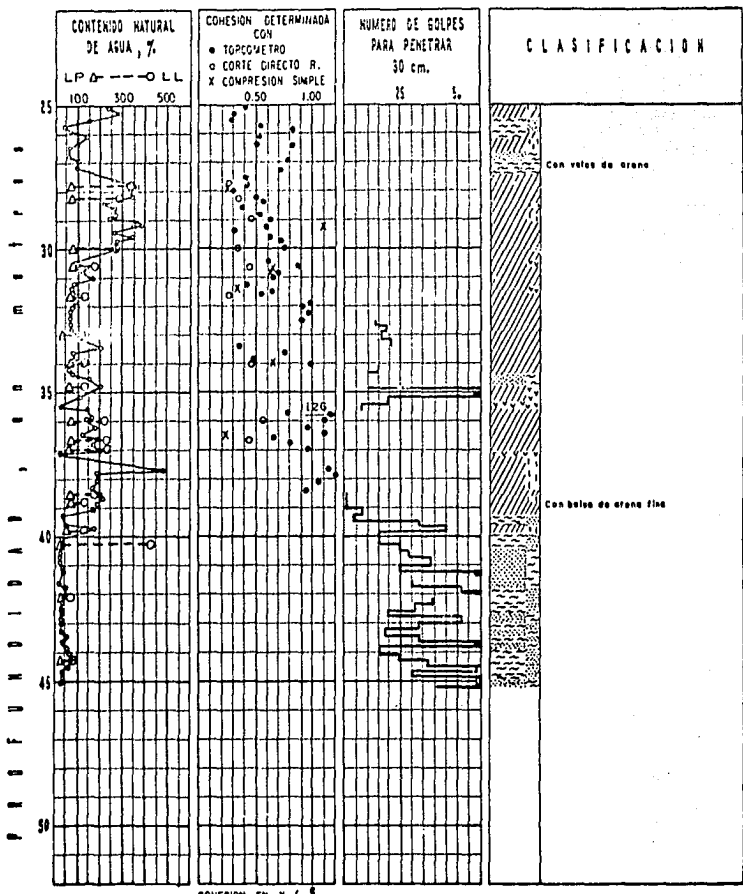
COHESION EN Kg/cm²

SIÑOS CONVENCIONALES:

- ARELLO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- PUEBLES
- MORA VOLCANICA

NOTA:
 Peso del martillo: 6.4 kg.
 Altura de caída: 75 cm.

ESTACION INSURGENTES
 PERFIL ESTRATIGRAFICO
 INSURGENTES II



SEÑOS CONVENCIONALES:

- ARELLUGA
- ////// ARCILLA
- ==== LIMOS
- ARENA
- GRAVA
- FOSILES
- VIDRIO VOLCANICO

NOTA:
 Peso del martillo: 64 kg.
 Altura de caída: 75 cm.

ESTACION INSURGENTES
 PERFIL ESTRATIGRAFICO
 INSURGENTES II

En los ensayos realizados para determinar la resistencia - al corte de los suelos, se registraron los siguientes valores: en compresión triaxial consolidada rápida la cohesión varió entre 2.0 y 4.0 ton/m² y el ángulo de fricción interna entre 18° y 35°; con el torcómetro, los valores de la cohesión variaron entre 2.0 y 10.0 ton/m².

La dispersión tan grande de valores se debe a la heterogeneidad de los materiales que constituyen el Manto Superficial, y los diferencian como un grupo con características marcadamente diferentes a las arcillas que les subyacen.

Por debajo de este manto se descubrió la formación de sedimentos arcillosos de origen volcánico, típica del subsuelo de la Ciudad, conocida con el nombre de Formación Arcillosa Superior.

El espesor de esta formación varía en el lugar entre 26 - y 30 m, se encuentra interestratificada con capas de limos arenosos y arenas limosas, además, se observaron inclusiones de vidrio volcánico y contaminaciones de fósiles.

Los contenidos naturales de agua varían entre 200 y 450% y la relación de vacíos entre 5 y 11; estos valores son -

evidencia de la estructura extraordinariamente hueca que caracteriza a estas arcillas, lo cual las hace excepcionalmente compresibles bajo carga y expandibles en descarga.

En las determinaciones de la resistencia al esfuerzo cortante realizadas en el laboratorio mediante ensayos de corte directo no drenado, de compresión y de torcómetro se observó que éstos variaron entre 1.5 y 8.0 ton/m², predominando el valor de 2.0 ton/m². La variación depende principalmente del contenido natural de agua ya que a mayor valor de éste menor resistencia al esfuerzo cortante y viceversa.

De los resultados obtenidos, puede establecerse que los valores determinados con el torcómetro marcan los valores extremos de todas las determinaciones y que los valores obtenidos en los ensayos de corte directo son menores que los obtenidos en compresión simple.

Debido a que se consideró que la excavación podría permanecer expuesta más de dos días y que como consecuencia de ella se presentan expansiones que producen una disminución en la resistencia al corte, para los cálculos de la estabilidad de la excavación se utilizaron los valores obtenidos

en los ensayos de Corte Directo.

Los pesos volumétricos determinados variaron entre 1.10 y 1.25 ton/m³, predominando el valor de 1.15 ton/m³.

Bajo la formación anterior se encontró el estrato de materiales compactos conocido con el nombre de Primera Capa Dura, formado por capas de limos cementados y arenas limosas muy compactas. El espesor aproximado de este estrato es de 6.0 m, y su contenido natural de agua es del orden del 50%.

V ESTUDIO DE LA SOBRECAMPENSACION.

El diseño de las estructuras subterráneas se basó en el principio de las cimentaciones compensadas, que consiste en lograr que el peso de la estructura sea equivalente al peso del volumen de suelo excavado.

Dentro de este principio, se presentan 3 casos en cuanto a la compensación:

- a) Que la estructura pese más que el volumen del suelo desalojado (estructura parcialmente compensada).
- b) Que el peso de la estructura sea igual al del volumen del suelo desalojado (estructura compensada).
- c) Que la estructura resulte de un peso menor que el del volumen de suelo excavado (estructura sobrecompensada).

En el primer caso, la estructura tenderá a hundirse debido a que la sobrecarga causada al terreno provocará la consolidación de los materiales compresibles del subsuelo.

El segundo caso representa la solución ideal (cero movimientos) debido a que teóricamente no se alteran los esfuerzos en la masa del suelo que subyace a la estructura.

En el tercer caso se presentará una tendencia de la estructura a emerger debido a la expansión que sufrirán los materiales que subyacen a ella por la descarga permanente producida.

De los cálculos preliminares efectuados con objeto de dimensionar la estructura, se vió que la estructura estaba sobrecompensada y que resultaba antieconómico el adicionar lastre para lograr compensarla. (Caso ideal)

Esto, como se indicó anteriormente, lleva el riesgo de que, si la descarga permanente es importante, con el tiempo, - después de construida, se expandiese el subsuelo, haciendo que la estructura tendiera a emerger creando con ello una serie de situaciones desfavorables tanto para el funcionamiento del propio Metro como para el de la plaza que quedara arriba de él.

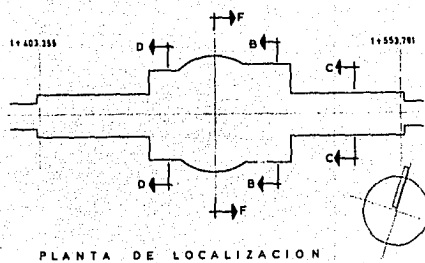
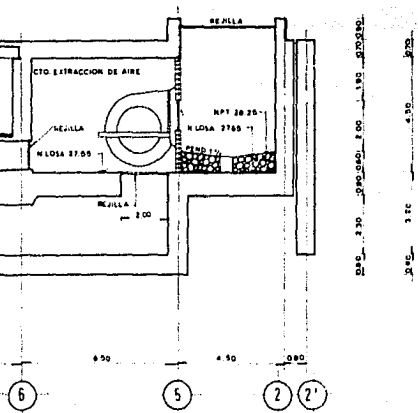
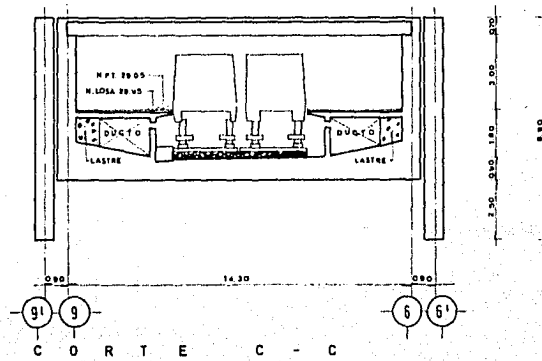
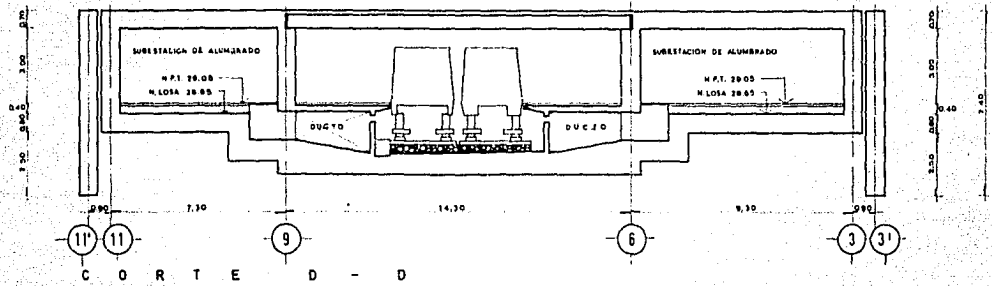
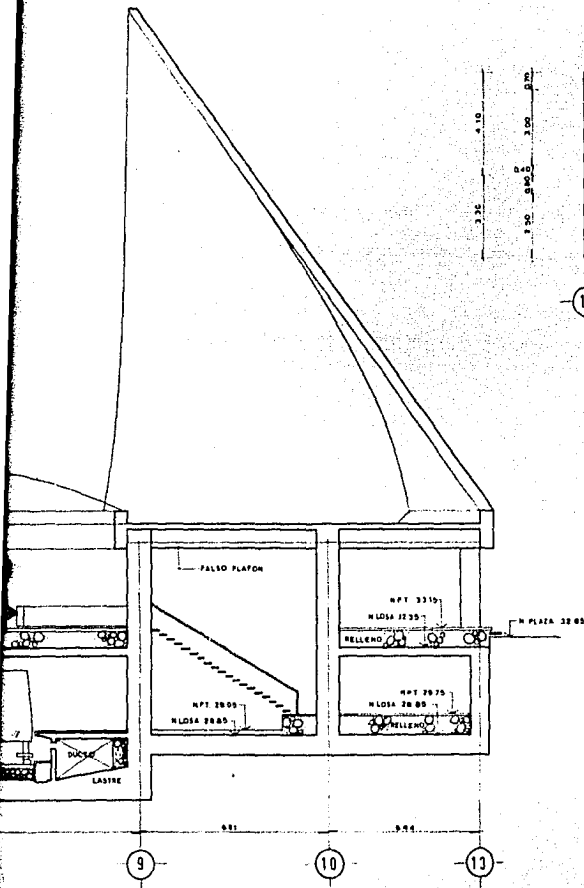
Tomando como base los planos Topográficos, Arquitectónicos y Estructurales, se procedió al cálculo de las sobrecompensaciones.

saciones de las diferentes estructuras que constituyen el conjunto de la plaza, las cuales, por sus diferentes condiciones de carga, cimentación y escuadría, presentaron valores diferentes de sobrecompensación.

El problema que se derivó de esto consistió en determinar una relación de valores de sobrecompensación tales que las expansiones que se produzcan después de la construcción no perjudiquen el funcionamiento ni del Metro ni de las construcciones que queden arriba de él. Para normar un criterio que guiara a la obtención de dicha relación se recurrió a analizar la experiencia que se tiene al respecto en la Ciudad de México sobre cimentaciones sobrecompensadas y al cálculo de las expansiones (en la forma que se indica en el siguiente capítulo) que con el tiempo se producirían.

El primer cálculo proporcionó valores de sobrecompensación cuya variación fué desde 1.5 ton/m² para la plaza de peatones hasta 4.20 ton/m² para las zonas de andenes. Estos valores proporcionaron una diferencia en la magnitud de las expansiones del orden de 40 cm los cuales resultaron inadmisibles por la serie de problemas que ocasionarían.

Se procedió a la reducción de las sobrecompensaciones para



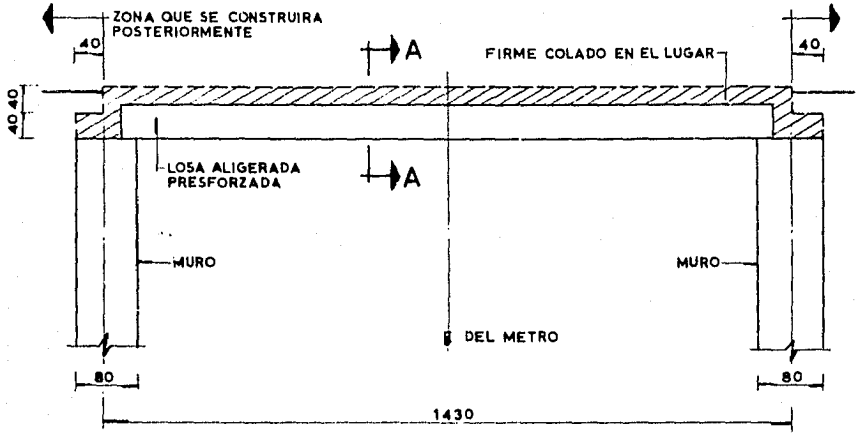
U N A M		
FACULTAD DE INGENIERIA		
ESTACION INSURGENTES		
C O R T E S		
AGOSTO 1968	TESIS PROFESIONAL	ADRIAN SHERWELL C.

lo cual se necesitó adicionar peso a las estructuras lastrando de una manera racional los volúmenes que para este efecto pudieron ser utilizados.

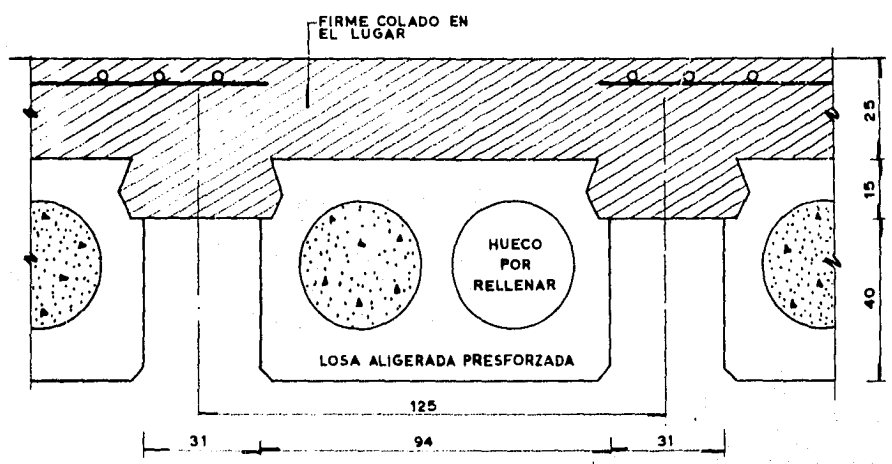
Se procedió, en primer lugar, a incrementar el peso volumétrico del relleno que con objeto de alojar las instalaciones municipales, (como cables de luz, teléfonos, semáforos, tuberías de agua, etc.) se consideró sobre la losa superior, y a substituir las losetas precoladas por losas masivas, - esto es a rellenar mediante inyecciones de mortero los huecos longitudinales existentes en las losetas, en la forma que se indica en la siguiente figura.

Viendo que esto no resultaba suficiente se lastraron las áreas libres dejadas por los ductos de extracción de aire (según se muestra en el plano adjunto) las cuales se localizan debajo de los andenes y que resultaban ser espacios sin ninguna utilidad.

Con estas modificaciones se obtuvieron movimientos diferenciales del orden de 20 cm lo cual resultaba incongruente - con lo que se requería, por lo que fué necesario aumentar aún más el peso de las estructuras. Esto se logró aumentando el peso volumétrico de los rellenos necesarios en los -



LOSA PARA ANDENES SIMPLEMENTE APOYADA



CORTE A - A

cuartos de instalaciones (según se muestra en el plano) e incrementando los espesores de las plantillas de 0.10 a 0.35 m.

Como puede apreciarse en el plano adjunto los considerables espesores de muros y losas, que resultaron por las necesidades de compensación, hacen que el peso de las estructuras por m^2 sea equivalente a la carga que ocasionaría un edificio de 8 pisos.

Con estas modificaciones se lograron los siguientes valores de sobrecompensaciones:

a) Zona de andenes	2.17 ton/m^2
b) Núcleo	2.08 ton/m^2
c) Vía Rápida	2.80 ton/m^2
d) Plaza de Peatones	1.50 ton/m^2

Estos valores provocarán expansiones diferenciales no perjudiciales al funcionamiento de la obra por lo cual fueron aceptados.

VI CALCULO DE LAS EXPANSIONES.

La estimación de la magnitud de las expansiones que se producirán a largo plazo, tomando en consideración los valores de sobrecompensación obtenidos, se determinó considerando el siguiente criterio de cálculo:

- 1) La Formación Arcillosa Superior se dividió en 5 estratos debido a que las propiedades, especialmente la expansibilidad, varían con el contenido natural de agua.

Estos estratos son los que a continuación se citan con sus propiedades medias y sus espesores:

ESTRATO	ELEVACION	ESPESOR	CONTENIDO NATURAL DE AGUA
1	DE -5.50 a -6.50	1.00 m	250%
2	DE -6.50 a-12.00	5.50 m	400%
3	DE-12.00 a-17.50	5.50 m	350%
4	DE-17.50 a-25.50	8.00 m	250%
5	DE-27.30 a-29.30	2.00 m	250%

Se consideró sólo hasta -30.0 m en virtud de - que en los primeros análisis efectuados quedó demostrado que la influencia producida por la descarga a partir de esta profundidad, resulta prácticamente despreciable, y el módulo de expansibilidad volumétrica de los estratos arcillosos disminuye notablemente.

2) Los decrementos medios de presión en cada estrato se estimaron por medio de la carta de - Newmark que representa gráficamente la solución de Boussinesq.

3) Las propiedades de expansibilidad del suelo se determinaron a partir de los datos estadísticos contenidos en el libro "El Subsuelo de la Ciudad de México" de Raúl J. Marsal y Marcos Mazari, publicado por la facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. Estos datos están basados en determinaciones efectuadas sobre muestras típicas - de arcillas de las diferentes zonas en que se divide la Ciudad de México, las cuales son las siguientes:

Grupo No. 1.- Zona perteneciente a terrenos de

la zona del lago no sometidos a sobrecargas en la superficie, ni a pérdidas de presión importantes en los acuíferos del subsuelo.

Grupo No. 2.- Zona localizada en predios de la zona del lago sobre los que existen construcciones ligeras y son importantes las pérdidas de presión en los acuíferos del subsuelo (bombeo).

Grupo No. 3.- Zona ubicada en lotes de la zona del lago afectados por construcciones pesadas y por un bombeo intenso y prolongado.

Grupo No. 4.- Zona de transición.

La estación Insurgentes se localiza en terrenos cuyas características pertenecen al Grupo No. 2.

En dicho libro figuran las curvas de regresión estadística del índice de compresibilidad para la descarga vs. el contenido de agua natural y de la relación de vacíos inicial vs. el contenido de agua natural para los diferentes grupos.

Se entró a las gráficas correspondientes con los valores medios del contenido de agua para cada estrato y se determinaron el índice de compresibilidad para la descarga M_d y la relación de vacíos inicial e_o .

A partir del índice de compresibilidad para la descarga M_d se calcularon los coeficientes de expansibilidad A_{vd} respectivos mediante la relación

$$A_{vd} = \frac{M_d \cdot e_o}{\bar{P}}$$

siendo e_o la relación de vacíos inicial y \bar{P} la presión media efectiva existente en los estratos antes de la descarga.

Con los valores A_{vd} se calculó el módulo de expansibilidad volumétrica M_v aplicando la siguiente fórmula:

$$M_v = \frac{A_{vd}}{1 + e_o}$$

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

ESTRATO	INDICE DE COMPRESIBILIDAD Md	RELACION DE VACIOS INICIAL e _o	PRESION MEDIA EFECTIVA \bar{P} Kg/cm ²	COEFICIENTE DE EXPANSIBILIDAD Avd cm ² /Kg	MODULO DE EXPANSIBILIDAD M _v cm ² /Kg
1	0.045	6	0.495	0.545	0.078
2	0.054	9.3	0.549	0.915	0.089
3	0.053	8	0.632	0.671	0.075
4	0.045	6	0.633	0.368	0.053
5	0.045	6	0.835	0.323	0.046

Con el valor de M_v se calculó la expansión aplicando la fórmula

$$E = M_v \cdot \Delta P \cdot H$$

en donde P es el decremento de presión efectiva en el estrato y H es el espesor del estrato. La $\sum_{i=1}^n E_i$ nos proporcionó la E_{total} en el punto considerado.

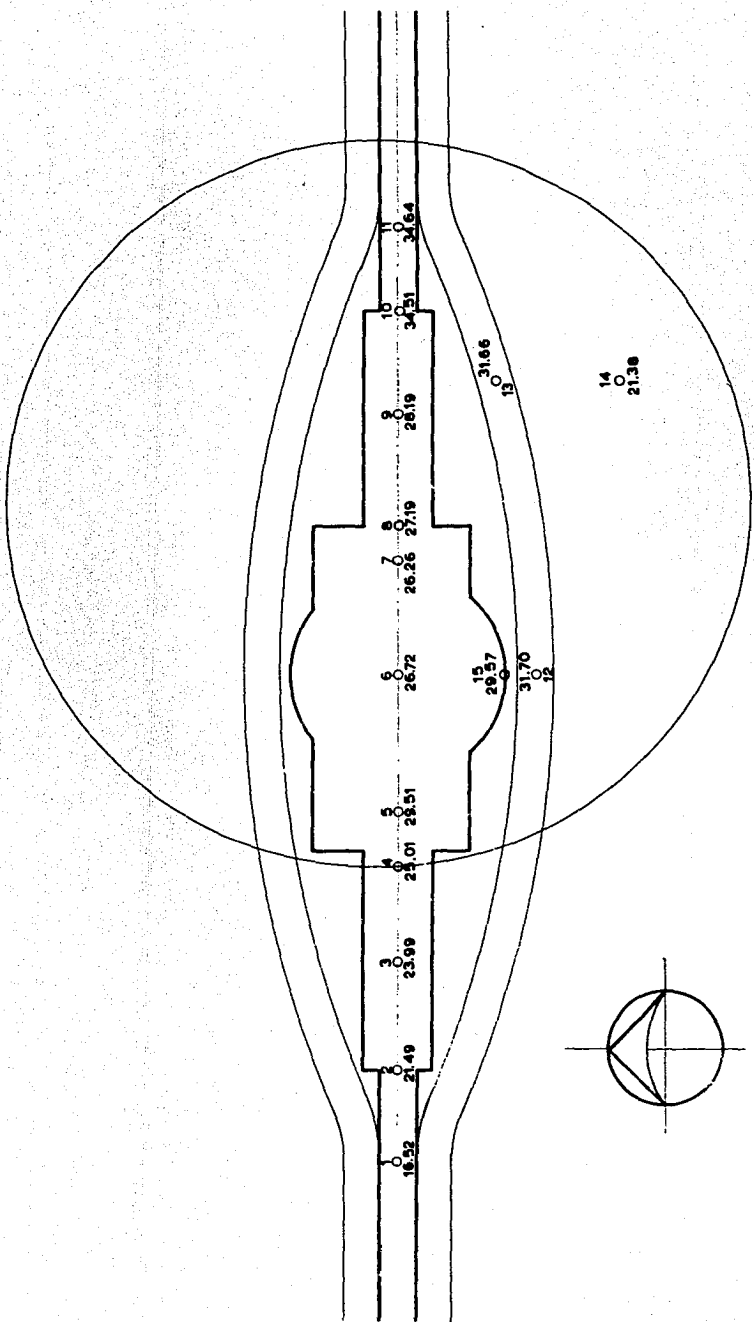
Los resultados obtenidos para los valores de ΔP que se muestran en el capítulo anterior fueron los siguientes:

PUNTO 1 : 16.52 cm

2 : 21.49

3 : 23.99

4 : 25.01



ESTACION INSURGENTES - EXPANSIONES.

5	:	29.51
6	:	26.72
7	:	26.26
8	:	27.19
9	:	28.19
10	:	34.51
11	:	34.64
12	:	31.70
13	:	31.66
14	:	21.38
15	:	29.57

Estos valores se aceptaron debido a que en el análisis efectuado se consideró a cada elemento del conjunto (andenes, núcleo, vía rápida) como una estructura flexible trabajando independientemente siendo que en realidad su comportamiento será el de un cuerpo rígido por lo cual la magnitud de dichos valores se verá disminuida.

VII DETERMINACION DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Teniendo en consideración la ubicación del conjunto, las construcciones vecinas, el área por construir y el intenso tráfico que afecta este cruce, se determinó el procedimiento de construcción óptimo para su realización.

Debido principalmente a la imposibilidad de suspender totalmente el tráfico en dicho cruce así como la proximidad de algunas colindancias, se determinó que la construcción no se podía realizar a cielo abierto por lo cual la excavación y construcción deberían efectuarse entre estructuras de contención, las cuales, por la buena experiencia habida en los tramos y estaciones anteriores, se decidió que fueran coladas en el lugar.

Dichas estructuras son muros de concreto armado colados en el lugar, los cuales limitan el ancho de la sección por construir, trabajando como estructuras de contención de la masa del suelo que se encuentra en contacto con ellos estando sujetos, por lo tanto, a las fuerzas horizontales que ésta les produce por lo cual se deben troquelar para -

evitar desplazamientos. La excavación se efectúa a cielo - abierto entre dichas estructuras.

Como se señaló en el Capítulo IV, el suelo en el cual se - van a desplantar las estructuras, presenta problemas los - cuales como se mencionó anteriormente, se derivan princi - palmente de:

- a) La notable compresibilidad y expansibilidad del material, así como su baja resistencia al corte.
- b) La existencia de aguas freáticas casi superfi - ciales.

Las anteriores consideraciones nos indican que, en cualquier excavación abierta en estas arcillas, se pueden presentar - los siguientes fenómenos:

- a) Expansiones en la excavación.
- b) Flujo de agua freática a través de los taludes.
- c) Disminución de la resistencia al corte por cau - sa de las expansiones.
- d) Inestabilidad de taludes.
- e) Falla por el fondo.

Ante este panorama, se procedió a la determinación de las etapas de excavación, el área de las mismas y el talud de

avance adecuado de manera de evitar la presencia de los -- fenómenos antes señalados, para lograr que la excavación - se realizara en forma segura.

Este estudio se realizó para las diferentes zonas del conjunto, los análisis de mecánica de suelos efectuados para tal fin se describen a continuación.

Uno de los aspectos mas importantes de considerar en el estudio de la estabilidad de las excavaciones, es la posible falla del fondo de la misma.

Se ha observado en multitud de casos de excavaciones hechas en arcilla que cuanto más profunda es la excavación, la estabilidad del fondo es más crítica, puesto que la descarga es mayor y los esfuerzos de corte que se desarrollan en el fondo son también mayores, por lo cual el fondo deja de - ser estable, los bufamientos, hasta entonces normales, se incrementan notablemente y la arcilla empieza a fluir hacia la excavación tendiendo a cerrarla. Esto acarrea deformaciones de toda la zona de excavación y asentamientos considerables de sus vendedades por lo cual resulta indispensable tomar las precauciones necesarias para evitar que se presente.

En general todos los criterios de cálculo que existen sobre el análisis de falla del fondo de la excavación consideran el problema como un problema equivalente al de capacidad de carga, en el que la arcilla que subyace a la excavación, debe tener la resistencia al corte suficiente - para soportar los esfuerzos que produce, en el fondo, la presión vertical no equilibrada al nivel de la excavación debida al peso de los bloques de suelo que la limitan a - uno y otro lado.

En las excavaciones entre muros colados en sitio, se empleó el criterio de Bjerrum y Eide para calcular la estabilidad del fondo. Dicho criterio se aplica a excavaciones en que la estructura de contención, no sufre ningún - desplazamiento horizontal, o sea que está debidamente - apuntalada.

Como ya se mencionó anteriormente, el problema de la excavación del fondo es un problema de capacidad de carga con signo contrario. Bjerrum y Eide propusieron para este análisis el empleo de la ecuación de Skempton para capacidad de carga, por ser la más adecuada para cimentaciones sobre materiales arcillosos.

El Factor de Seguridad contra el levantamiento del fondo, deducida de la ecuación de Skempton viene dada por la expresión:

$$F.S. = \frac{C \cdot N_c}{\gamma H + q}$$

en donde:

F.S. = Factor de Seguridad

C = Resistencia al corte del suelo

N_c = Factor de Skempton que depende de las dimensiones de la excavación

γH = Presión total al nivel de desplante de la excavación

q = Sobrecarga aplicada al terreno

Se estudiaron con este criterio las posibilidades existentes de que este fenómeno se presentara, los análisis se efectuaron para las condiciones más desfavorables tanto de excavación (la máxima profundidad) como de sobre carga (la mayor y más próxima a la construcción).

Para este estudio se tomaron en cuenta dos hechos muy importantes que tienden a disminuir el factor de seguridad.

De no existir abatimiento previo del nivel freático, éste se irá abatiendo en el interior de la excavación durante el

avance de la misma y, por ser la estructura de contención una barrera impermeable, se creará una condición de flujo transitorio del exterior de la excavación, donde el nivel freático no se ha abatido, hacia el interior de la misma, creando en su fondo fuerzas de filtración ascendentes que pueden disminuir considerablemente el factor de seguridad.

Otro hecho importante es que la resistencia al corte de las arcillas del Valle de México, por tratarse de arcillas sensitivas, se va mermando a medida que pasa el tiempo si la descarga producida por la excavación permanece actuando por varios días, ya que entonces se producen expansiones progresivas en la masa del suelo. Dicha disminución de resistencia al corte es un factor que tiende a disminuir el factor de seguridad contra levantamiento del fondo. Como la disminución de la resistencia al corte depende de la magnitud de la expansión y del tiempo que permanece descargada el área se procura que el avance longitudinal sea de la menor longitud posible y el tiempo que permanezca descargada el área sea el mínimo posible.

Tomando en consideración lo anterior se especificó el abatimiento del nivel freático (según se indica posteriormente) y se limitaron los avances longitudinales de excavación

a 6.00 m, debido a que esta distancia corresponde a la longitud de los tableros de las estructuras de contención con lo cual las juntas de colado de la losa de fondo coinciden con las juntas de los tableros, y al quedar colada la losa, el tablero queda troquelado en toda su longitud, además la losa de fondo correspondiente a este avance se construye - en un tiempo no mayor de 48 hrs. con lo cual el área permanece descargada un mínimo de tiempo.

En la Via Rápida se presentó la situación más crítica debido a la proximidad de las construcciones y a la profundidad de excavación (ver figura adjunta). Este caso se analizó para una profundidad de excavación $D = 9.00$ m y un ancho de excavación $B = 6.00$ m que corresponde a la longitud de avance, por lo cual se tiene una excavación cuadrada.

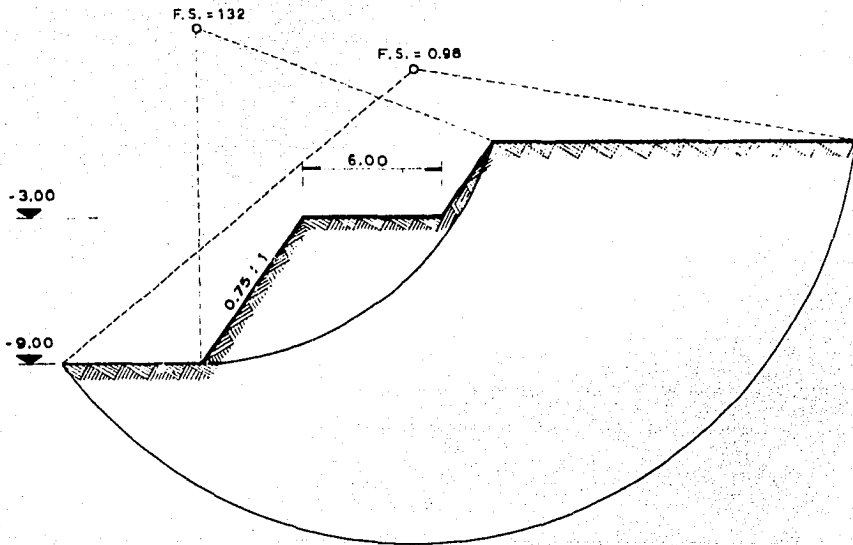
Para una relación $\frac{D}{B} = 1.50$; el factor de Skempton correspondiente $N_c = 8.20$.

Con los resultados de las pruebas de laboratorio se obtuvieron:

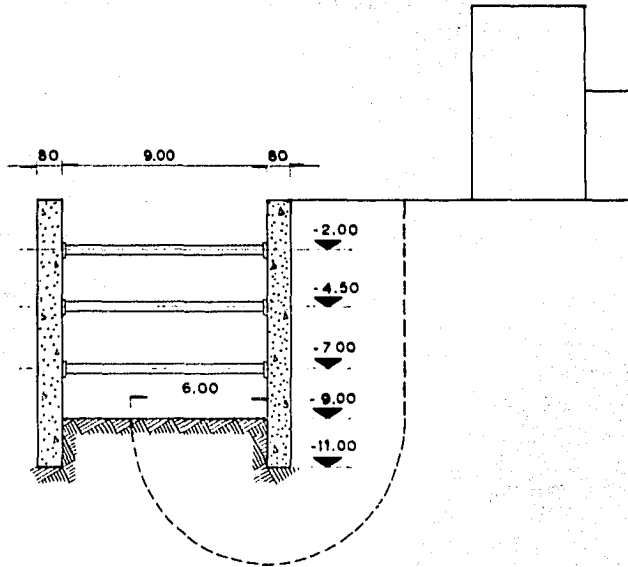
$$c = 2.00 \text{ ton/m}^2 \text{ y } \gamma H = 11.5 \text{ ton/m}^2$$

la sobrecarga aplicada al terreno $q = 3.00 \text{ ton/m}^2$

$$F.S. = \frac{2.0 \times 8.20}{11.5 + 3.0} = \frac{16.40}{14.50} = 1.13$$



AVANCE LONGITUDINAL EN LA VIA RAPIDA.



FALLA POR EL FONDO EN LA VIA RAPIDA.

En la excavación necesaria para alojar el ducto de extracción de aire, se presentó la máxima profundidad de excavación (-10.35 m), se analizó la posible falla del fondo para la condición más crítica posible que en este caso se presenta cuando no se ha descargado el terreno, o sea que se tiene actuando al nivel de la excavación una presión total producida por el peso del terreno natural que resulta mayor que el peso del cajón (ver figura referente a la zona del ducto)

Para $D = 2.35$ y $B = 4.10$, $N_c = 7.10$

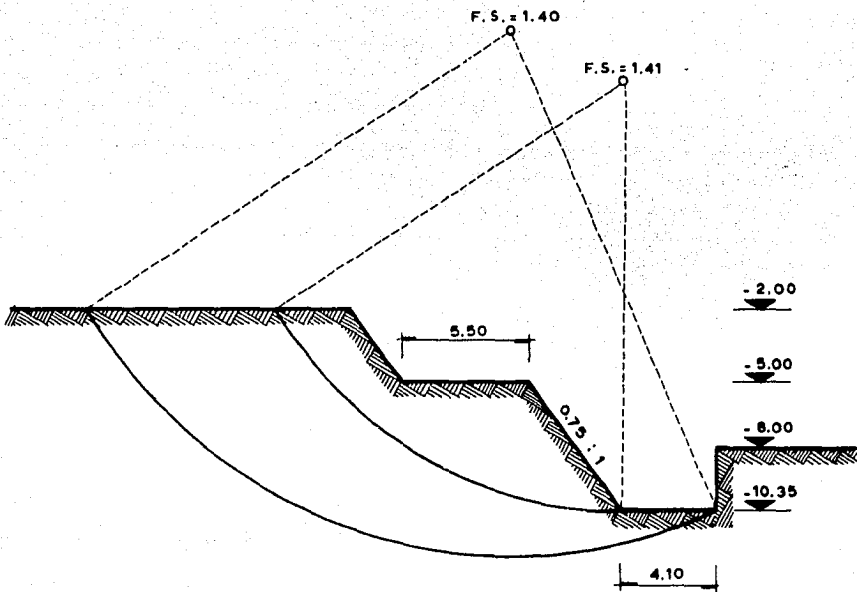
se calcularon $C = 2.52 \text{ ton/m}^2$ y $\gamma H = 13.05 \text{ ton/m}^2$

obteniéndose $F. S. = 1.45$

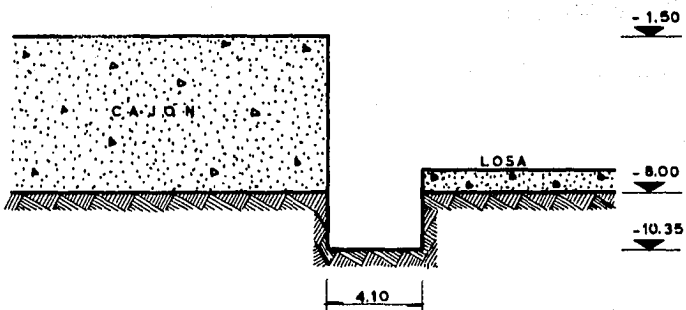
Por razones de seguridad dada la profundidad de excavación, se determinó efectuar ésta en 3 etapas de 4.50 m partiendo del centro con taludes 0.75:1 hacia las estructuras de contención, según se indica en el corte C.C.

Otro de los aspectos importantes a considerar en el estudio de la estabilidad de las excavaciones, es la estabilidad del frente de ataque de las mismas.

El método que se siguió para el análisis de la estabilidad de taludes fué el método sueco de W. Fellenius que conside



AVANCE EN LA ZONA DEL DUCTO.



FALLA POR EL FONDO EN LA ZONA DEL DUCTO.

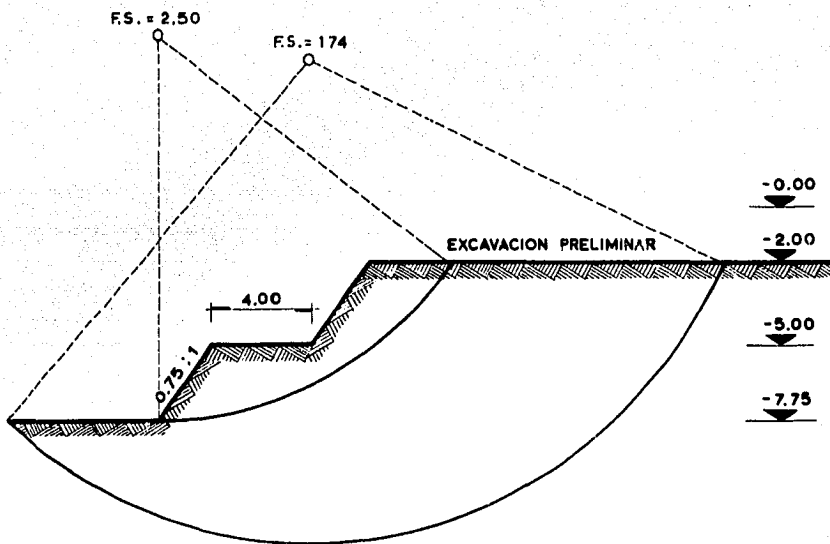
ra la superficie de la falla del talud como una superficie cilíndrica. En este método el problema se estudia de manera bidimensional, es decir, se considera un talud de longitud ilimitada.

En este análisis se necesita determinar el diámetro y la posición del círculo que representa la superficie por donde se va a producir el deslizamiento. Este círculo, conocido como círculo crítico, debe satisfacer la condición de que la relación, entre el momento de las fuerzas que tienden a resistir el deslizamiento y el de las fuerzas que tienden a producirlo, sea mínima.

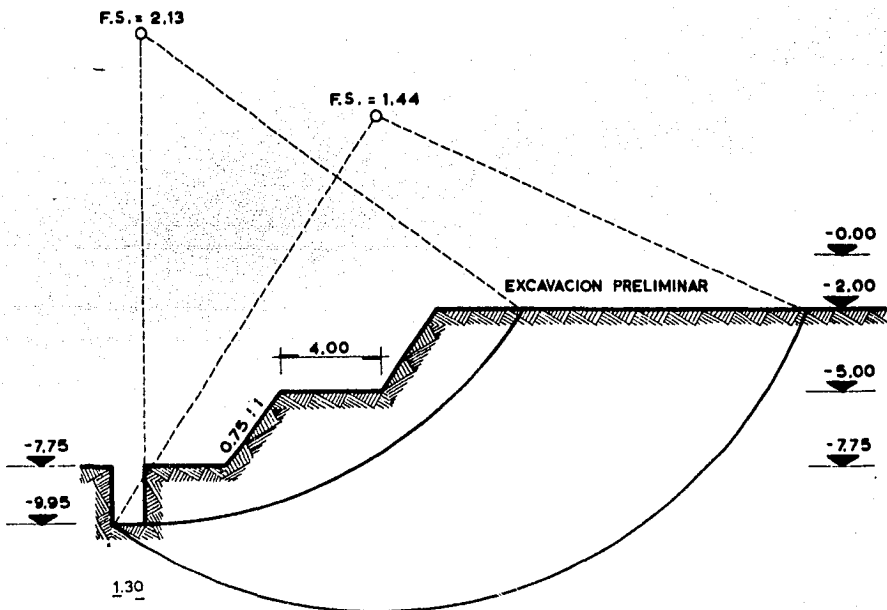
El factor de seguridad F.S. se calcula con la relación:

$$F.S. = \frac{\text{Momento de las fuerzas resistentes}}{\text{Momento de las fuerzas de deslizamiento}}$$

Se analizaron diferentes secciones de avance para las diferentes zonas de excavación (según se ve en las figuras adjuntas) hasta encontrar las que proporcionaron, para la longitud de avance determinada, las mejores condiciones de estabilidad. Los Factores de Seguridad obtenidos variaron entre 0.98 (para el avance en la vía rápida) y 2.50 (para la falla local en la zona de andenes) predominando el valor de 1.40. Como no es posible aceptar factores de segu-



AVANCE LONGITUDINAL ZONA DE ANDENES.



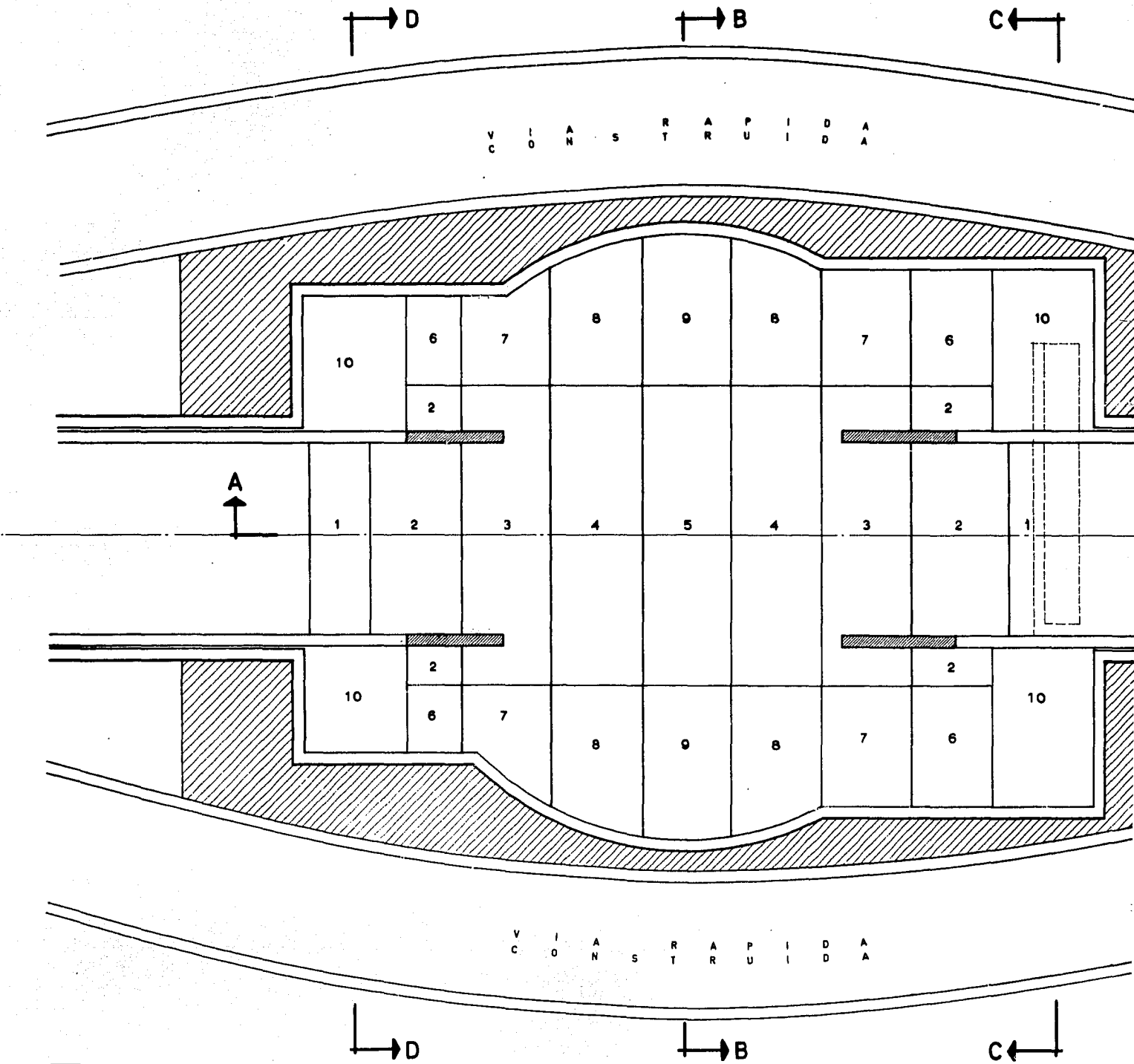
AVANCE LONGITUDINAL ZONA NUCLEO.

ridad menores que la unidad, se estudió el círculo crítico planteando el trabajo de la masa del suelo en tres dimensiones y no en dos como se estableció en los análisis.

El trabajo tridimensional implica que no sólo se pone en juego la resistencia al corte del suelo a lo largo de la superficie cilíndrica en el interior del talud más crítico, sino que interviene, además, la resistencia al corte del suelo en una dirección normal a aquella, por lo que para que la falla se presente es necesario vencer una y otra resistencias o lo que es lo mismo, el factor de seguridad resulta considerablemente mayor que en el caso bidimensional. El círculo crítico proporcionó un Factor de Seguridad de 1.37 analizado bajo este criterio para el avance en la Vía Rápida (ver figura correspondiente)

Con las secciones de avance establecidas, se procedió a la determinación del procedimiento constructivo, esto es, a determinar el orden a seguir en las etapas de excavación.

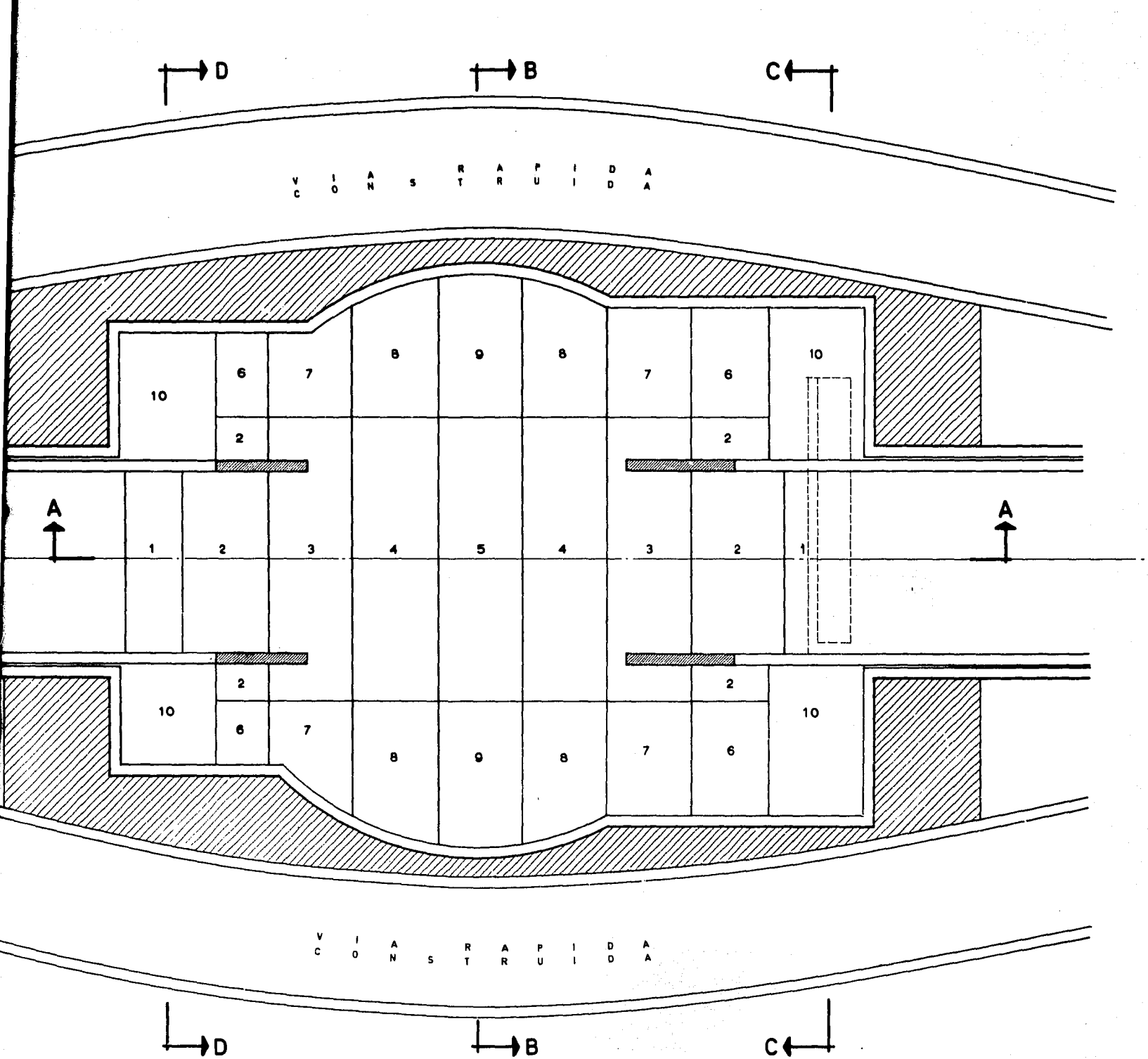
Debido a la facilidad que presentan tanto la Zona de Andenes como la Vía Rápida (ya que el ancho de sus secciones permite el troquelamiento de las estructuras de contención que se encuentran una frente a otra) se inició el procedi-



ZONAS CON EXCAVACION A -2.50

MUROS POR DEMOLER

ESTACION INSURGENTES - PLANTA DEL PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION - ORDEN DE LAS ETAPAS DE EXCAVACION



CON EXCAVACION A -2.50

POR DEMOLER

URGENTES - PLANTA DEL PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION - ORDEN DE LAS ETAPAS DE EXCAVACION

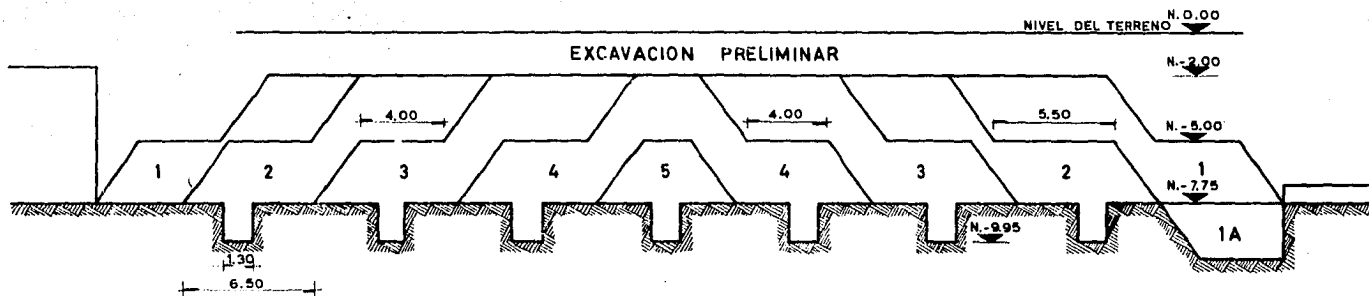
miento de construcción en ambas zonas limitando los avances longitudinales a 6.00 m según se explicó anteriormente.

La excavación se efectuó longitudinalmente en el sentido del eje de trazo conservando la geometría de la sección establecida en los análisis anteriores.

Una vez terminada la construcción de estas zonas, se inició la excavación y construcción del núcleo de la estación cuyas características geométricas obligaron a la división del procedimiento en zona de andenes y zona de accesos según se indica a continuación.

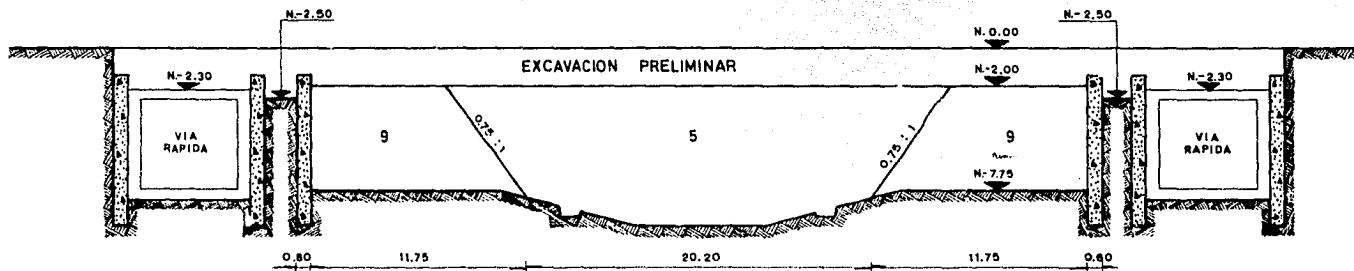
En la zona correspondiente a andenes, se continuó con la misma sección de avance que en las zonas laterales, (según se indica en el corte A-A) incluyendo las excavaciones necesarias para alojar el ducto de extracción de aire y las trabes de cimentación las cuales se diseñaron con el objeto de darle mayor rigidez a la estructura y disminuir los movimientos diferenciales.

Simultáneamente con este avance se determinó efectuar una excavación preliminar en toda la zona hasta -2.00 m de profundidad con objeto de poder colar la trabe de liga de las



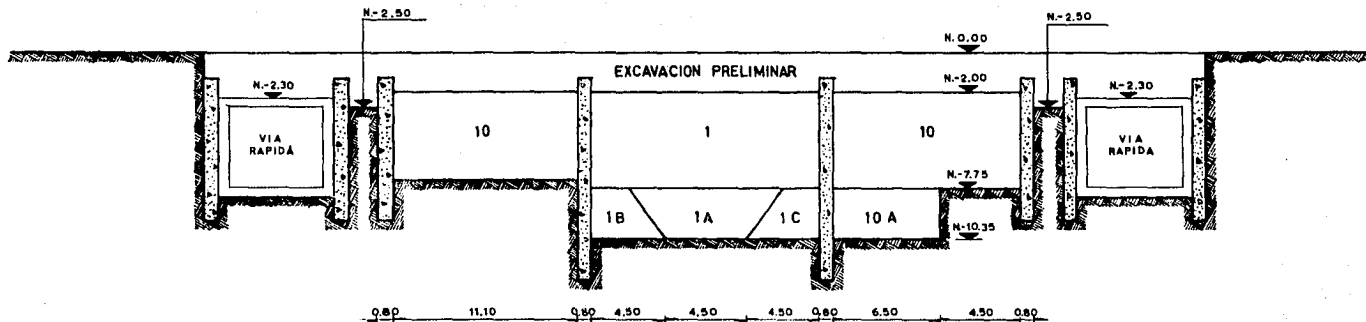
CORTE A - A

AVANCE LONGITUDINAL EN LA ZONA DEL NUCLEO



CORTE B - B

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ZONA DEL NUCLEO.



CORTE C-C

PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION ZONA DEL NUCLEO

estructuras de contención y hasta -2.50 m en las zonas comprendidas entre las Vías Rápidas y la Zona Central (según se aprecia en el plano correspondiente al orden de las etapas de excavación) con el objeto de disminuir los empujes horizontales sobre las estructuras de contención. Esta disminución fué aún mayor con el abatimiento en las mismas zonas del nivel freático (ver el plano de localización de los pozos de bombeo) por lo cual se eliminó la necesidad de troquelar estas estructuras.

La presencia de una posible falla por deslizamiento de dichas estructuras producida por el empuje de tierras existentes se eliminó con la inclusión de tensores colocados de manera de ligar estas estructuras con los muros de las Vías Rápidas ya construidas.

Una vez construida la Zona de Andenes, se procedió a la excavación de la zona correspondiente a accesos, la cual se efectuó (según se indica en el corte B-B) a cielo abierto con taludes 0.75:1 partiendo del centro hacia las estructuras de contención.

ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Como se mencionó anteriormente, la presencia del agua po-

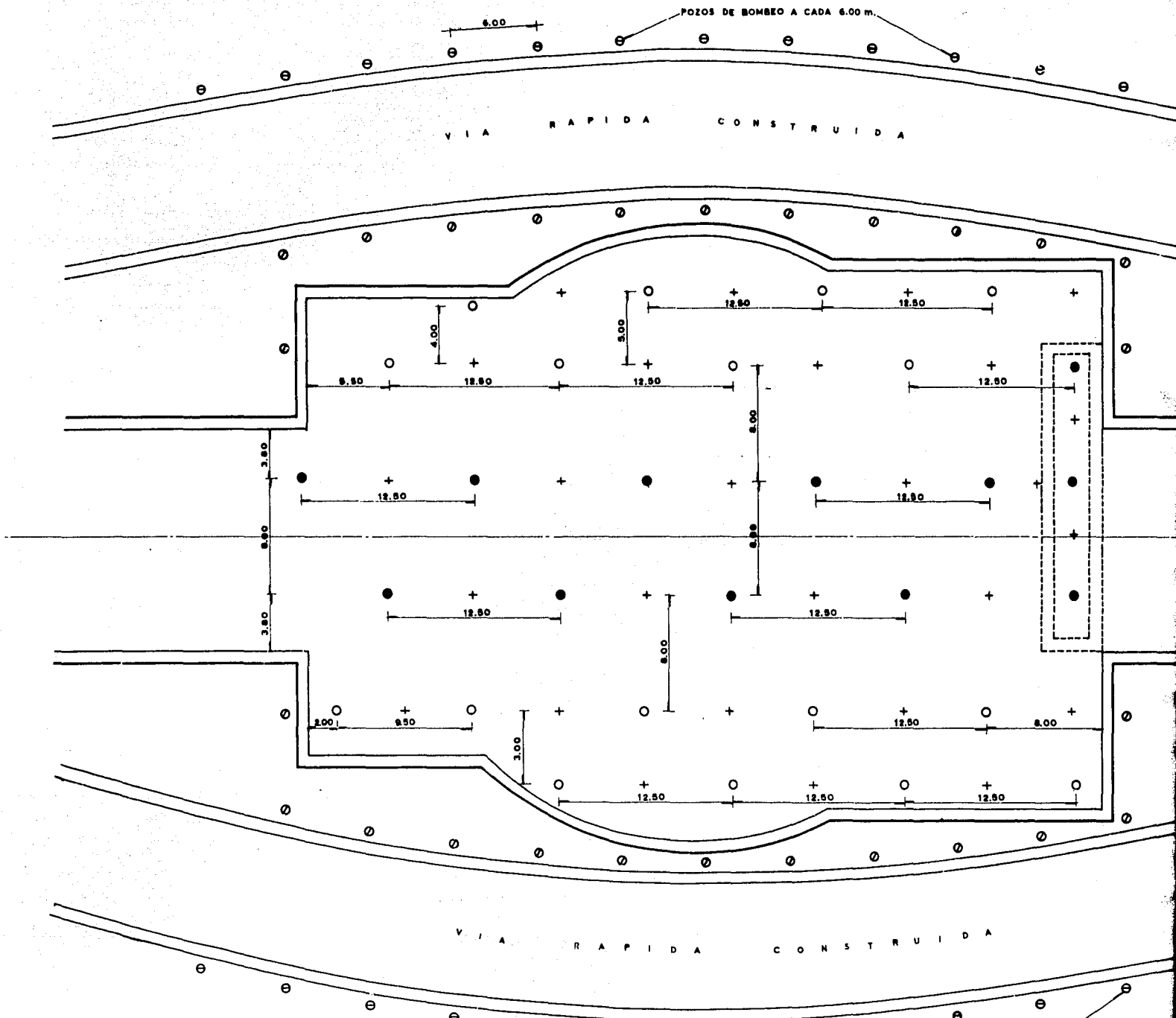
ne en peligro la estabilidad de las excavaciones por lo -
cual resulta necesario abatir el nivel freático.

Este abatimiento se puede lograr mediante bombeo convencio-
nal ó bien con la ayuda del tratamiento electrosmótico. En
este caso se seleccionó este último debido a que permite -
acelerar dicho abatimiento y asegurar el control de expan-
siones durante la excavación como se explicá más adelante.

Este abatimiento se efectuó por medio de pozos que penetra-
ron hasta 2.00 m abajo del nivel de desplante de la excava-
ción y separados entre sí (ver planta de pozos de bombeo)-
de manera de obtener con las áreas de influencia de los po-
zos el abatimiento en toda el área por excavar.

El control de este abatimiento hasta la profundidad especi-
ficada se realizó mediante piezómetros neumáticos coloca-
dos en toda el área, cuyos registros de las depresiones de
poro causadas con el tratamiento electrosmótico indican la
efectividad de éste.

La instalación del sistema permitió proteger el escaso mar-
gen de seguridad obtenido de los análisis de estabilidad -
de las excavaciones ya que el agua fluye de la excavación



NOMENCLATURA

- POZOS A PROFUNDIDAD DE 14.00 m., BOMBEO A 12.00 m.
- POZOS A PROFUNDIDAD DE 14.00 m., BOMBEO A 10.00 m.
- ⊙ POZOS A PROFUNDIDAD DE 12.00 m., BOMBEO A 10.50 m.
- ⊖ POZOS A PROFUNDIDAD DE 9.00 m., BOMBEO A 7.50 m.

6.00

POZOS DE BOMBEO A CADA 6.00 m.

LOCALIZACION EN PLANTA DE POZOS DE BOMBEO.

hacia los pozos cátodo invirtiendo las fuerzas de filtración y evitando la pérdida parcial de la resistencia al corte con lo cual se garantiza que el factor de seguridad no disminuye.

Además de estabilizar los taludes y el fondo de la excavación, este sistema sirvió también para controlar las expansiones durante la excavación, induciéndole al suelo una sobrecarga producida al cambiar el estado del mismo de sumergido a saturado.

Al disminuir las expansiones durante la excavación, se garantiza que la resistencia al corte del suelo que subyace a la excavación no disminuye notablemente ya que dicha disminución es función directa de la magnitud de la expansión producida.

El bombeo en cada pozo se suspendió, en general una vez -- que se colaba la losa de piso del Metro correspondiente a dicho pozo, con el fin de no mantener el bombeo por un tiempo prolongado, ya que esto podría causar asentamientos no despreciables hacia el exterior de la excavación. Dichos asentamientos pueden extenderse a distancias considerables a uno y otro lado de la excavación, si hay capas extensas de arenas cercanas al nivel de bombeo y si éste está operando por mucho tiempo.