



24  
**Universidad Nacional Autónoma de México**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
A R A G O N**

**"ANALISIS GEOTECNICO Y  
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO  
DE UNA ESTACION DE METRO DE  
LA LINEA 8".**

**T E S I S**  
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**  
**INGENIERO CIVIL**  
**P R E S E N T A:**  
**GUADALUPE ALFARO OLGUIN**

ASESOR:  
**ING. TOMAS HERNANDEZ CASTILLO**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



**San Juan de Aragón, Edo. de Méx.**

**1992.**



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

# I N D I C E

I.- INTRODUCCION . . . . .	1
II.- ANTECEDENTES . . . . .	4
II.1.- PROYECTO GENERAL DE LINEA 8 . . . . .	4
II.2.- TIPOS DE SOLUCION PARA EL METRO . . . . .	7
II.3.- CARACTERISTICAS DE LA ESTACION SANTA ANITA L-6 . . . . .	18
III.- ESTUDIO DEL SUBSUELO . . . . .	22
III.1.- SONIFICACION ESTRATIGRAFICA DE LA CIUDAD DE MEXICO . . . . .	22
III.2.- EXPLORACION DEL SUBSUELO . . . . .	36
III.3.- INTERPRETACION DE LOS ENSAYES DE LABORATORIO . . . . .	54
III.4.- DETERMINACION DE LAS CARACTERIS- TICAS INDICE Y PROPIEDADES MECANICAS DEL SUBSUELO . . . . .	70

IV.- ANALISIS DE LA ESTACION SANTA ANITA DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA MECANICA DE SUELOS . . . . .	64
IV.1.- SOBRECOPENSACION Y LASTRES . . . . .	84
IV.2.- DESPLAZAMIENTOS DIFERIDOS . . . . .	93
IV.3.- ANALISIS DE FALLA POR EL FONDO . . . . .	94
IV.4.- FALLA POR SUBPRESION . . . . .	99
IV.5.- EMPUJE DE TIERRAS . . . . .	102
IV.6.- PATEO . . . . .	108
IV.7.- EXPANSIONES INMEDIATAS . . . . .	112
IV.8.- ESTABILIDAD DE TALUDES . . . . .	113
V.- PROCESO CONSTRUCTIVO . . . . .	122
V.1.- DESVIO Y/O TRATAMIENTO DE INSTALA- CIONES MUNICIPALES . . . . .	124
V.2.- CONSTRUCCION DE MUROS TABLESTACA . . . . .	127
V.3.- BOMBEO . . . . .	133
V.4.- EXCAVACION Y APUNTALAMIENTO . . . . .	136
V.5.- INSTRUMENTACION . . . . .	138
VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES . . . . .	152
VII.- BIBLIOGRAFIA . . . . .	156

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

Sin duda hoy por hoy, la ciudad de México es considerada como la metrópoli más grande del mundo con aproximadamente 20 millones de habitantes, por lo anterior esta ciudad presenta necesidades muy variadas como el abastecimiento de agua potable, energía eléctrica, educación y transporte.

Este último, el transporte, se presenta como uno de los problemas de mayor importancia, ya que de su eficiencia depende en parte la economía generada en esta ciudad, es por ello que las autoridades correspondientes se plantearon la necesidad de llevar a cabo un plan que logre dar solución a dicho problema.

El Plan Rector de Vialidad y Transporte del Distrito Federal, que es el documento oficial con que cuentan las autoridades del Departamento del Distrito Federal para realizar todas las acciones tendientes a operar tanto la vialidad existente como la futura, así como el transporte de nuestra gran metrópoli, contempla para su realización cuatro grandes planes:

- 1.- Plan Maestro del Metro
- 2.- Plan de Vialidad
- 3.- Plan de Transporte de Superficie
- 4.- Plan de Estacionamiento

Dentro de estos planes, el del Metro es el que por su naturaleza es de mayor importancia, debido a que es el único sistema de transportación masiva. Transporta el mayor número de pasajeros en buenas condiciones de seguridad, rapidez y en forma conjunta con los demás transportes.

No fue sino hasta el año de 1967, después de muchos estudios cuando se inició la primera etapa de construcción del Metro, posteriormente después de 6 años de suspenderse la construcción, en 1977 se inicia la segunda etapa y en el año de 1980 la tercera, ambas a través de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano del Departamento Del Distrito Federal.

Hasta la presente década se cuenta con un total de ocho rutas que recorren la Ciudad de México por diferentes puntos, sin embargo el Plan Rector de Vialidad y Transporte es un programa dinámico que frecuentemente se actualiza y se adapta a las condiciones cambiantes de la ciudad y de el que se deriva la ubicación óptima de cada una de las líneas ya que toma en consideración entre otros factores, estudios de origen y destino, modelos de transporte, usos del suelo, vialidades disponibles, paisaje urbano, incremento demográfico, interacción con otros planes de desarrollo, etc.

Actualmente se lleva a cabo mediante el Plan de Vialidad y Transporte Urbano el proyecto de la línea 8 del Metro de la ciudad de México, la cual tiene como puntos terminales las Estaciones Indios Verdes e Iztapalapa. Entre las disciplinas que se involucran para realizar el proyecto óptimo se encuentran la Ingeniería Civil, la Arquitectura, la Ingeniería Electromecánica y el Urbanismo. Dentro de la Ingeniería Civil la Mecánica de suelos tiene gran importancia ya que, los criterios geotécnicos son los que determinan los procedimientos constructivos más eficientes y seguros a seguir en una obra de esta importancia.

El presente trabajo pretende describir los análisis geotécnicos que se realizan para llevar a cabo este proyecto, así como el proceso constructivo resultante, para ello se mostrarán los análisis correspondientes a la Estación Santa Anita de la línea 8.

## **EL METRO.**

Fue en el año de 1967 cuando surge como necesidad un organismo cuyo objetivo es la construcción, operación y explotación de un tren rápido, con recorrido subterráneo y superficial para el transporte colectivo del Distrito Federal, principalmente en la Ciudad de México, un organismo público y descentralizado denominado Sistema de Transporte Colectivo.

El metro está formado por un conjunto de instalaciones que ofrecen un servicio de transporte a través de un tren eléctrico. Cada unidad mide 16.50 m de largo por 2.50 m de ancho y tiene capacidad para transportar 122 pasajeros, 38 sentados y el resto de pie.

Los trenes están formados por 9 unidades o carros, de los cuales 4 son motrices o tractores, 2 con cabinas y los demás remolques. Cada carro está provisto de carretillas de dos ejes, en los que van montadas ruedas metálicas, ruedas neumáticas y ruedas guías laterales. Los trenes se mueven por medio de corriente eléctrica continua de 750 voltios, que toman de las barras guías - ángulos a través de un juego de escobillas positivas, en tanto que la negativa se mantiene en contacto con el riel de seguridad. La corriente es enviada desde subestaciones de rectificación por medio de cables colocados dentro de ductos instalados en las paredes de la construcción.

Las vías de tren están compuestas de dos pares de rieles y de un par de barras - guías - ángulos. Un par lo forman viguetas H o pistas de rodamiento de acero estructural ASTM, de superficie plana, sobre la que ruedan los neumáticos que soportan el peso de los carros, el segundo corresponde a los rieles de 80 lbs que se utilizan como medida de seguridad en caso de que alguno de los neumáticos sufra pérdida de presión. Las barras guías van montadas en soportes de poliéster o de metal con la parte superior de vidrio aislante y sirven como elementos mecánicos para dirigir los trenes y como conductores de la corriente positiva de 750 volts.

Estos perfiles se apoyan sobre durmientes de madera seleccionada, extremadamente dura y resistente. Los durmientes se colocan en una cama de balasto o piedra triturada

## CAPITULO II

### ANTECEDENTES

#### II.1.-PROYECTO GENERAL DE LA LINEA 8.

Como una etapa más del llamado Plan Maestro del Metro se tiene la Línea 8, la cual tiene como finalidades primordiales los siguientes puntos:

- a) Reducir la saturación de las líneas 1, 2 y 3 del sistema.
- b) Reducir la contaminación transportando un mayor número de pasajeros.
- c) Aliviar la problemática de la Zona Centro de la Ciudad de México.
- d) Hacer un acceso más rápido a la ciudad de habitantes de los perímetros como son la zona de Iztapalapa.
- e) Proporcionar el servicio a las poblaciones con escasos recursos.

La Línea 8 del Metro tendrá un total de 30 Km, sus puntos terminales serán las estaciones Indios Verdes y Constitución de 1917; comprende dentro del tramo las siguientes estaciones, las cuales se muestran un croquis en la figura II.1.1.

- |                         |                           |
|-------------------------|---------------------------|
| 1.- Indios Verdes       | 13.- Chabacano            |
| 2.- La Villa            | 14.- La Viga              |
| 3.- Estrella            | 15.- Santa Anita          |
| 4.- Misterios           | 16.- Coyuya               |
| 5.- Peralvillo          | 17.- Picos                |
| 6.- Nonoalco            | 18.- Purísima             |
| 7.- Garibaldi           | 19.- Aculco               |
| 8.- Bellas Artes        | 20.- Escuadrón 201        |
| 9.- Venustiano Carranza | 21.- Fuego Nuevo          |
| 10.- Salto del Agua     | 22.- Iztapalapa           |
| 11.- Doctores           | 23.- Cerro de la Estrella |
| 12.- Obrera             | 24.- San Lorenzo          |
|                         | 25.- Constitución de 1917 |

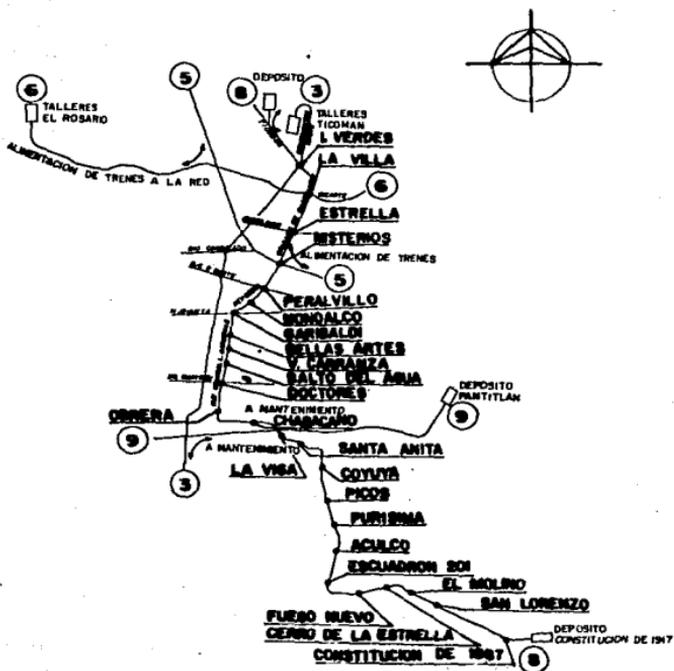


FIGURA III.1.1.- CROQUIS DE LOCALIZACION LINEA 8 DEL METRO

Este proyecto se encuentra ubicado preponderantemente dentro de la denominada zona del Lago de la Ciudad de México, de acuerdo con la

zonificación estratigráfica adoptada para fines geotécnicos, excepción hecha de la zona de Ixtapalapa en donde se atraviesan las faldas del Cerro de la Estrella con la presencia de la denominada zona de Lomas y de Transición.

En el trazo de esta línea se han utilizado dos tipos de soluciones la subterránea y la superficial, ésta última para la zona comprendida entre las estaciones Coyuya y Escuadrón 201, excepción hecha para la estación Santa Anita la cual se estructurará dentro de las dos soluciones.

El procedimiento constructivo a seguir para la solución subterránea, consiste en el método ampliamente utilizado hasta ahora con resultados satisfactorios mediante el empleo de muros tablestaca colados in situ previo al inicio de las excavaciones con el objeto de confinar las áreas de trabajo de excavaciones ubicadas abajo del nivel de calle.

El tramo superficial tendrá una longitud de 12 Km y se ubicará sobre la avenida Francisco del Paso y Troncoso.

Cabe destacar que como aspectos particulares de esta línea se tienen los cruces de las líneas 1, 2 y 9 del sistema en operación, así como del Viaducto Río de la Piedad. Para el caso particular del cruce con la línea 9 y durante la construcción de este último, se dejaron preparaciones previas, por lo que la construcción de la línea 9 en dicha zona presenta exclusivamente la problemática de la profundidad a la cual se van a llevar a cabo las excavaciones. Por otro lado para el cruce de línea 1 y dado que no se cuenta con preparaciones, se requerirá un procedimiento que de manera simultánea forme las paredes de la excavación y puentes la losa de fondo de la línea 1.

Para el cruce de la línea 2 y dado que adicionalmente ésta no cuenta con losa de fondo, la construcción se hará mediante un procedimiento similar al empleado en los túneles, con cortos avances de excavación para garantizar siempre el control de la obra durante su ejecución. Cabe destacar que los procedimientos de cruce de las líneas hasta aquí citados en ningún caso requerirán la suspensión del servicio en las mismas.

Por último y para el caso del cruce del Viaducto Río de la Piedad se tiene planteado el desvío temporal del tránsito de las laterales durante la construcción del cajón del Metro en las vías rápidas, así como también el desvío mediante un entubamiento del Río de la Piedad durante la construcción en esa zona.

La línea 8 del Metro se ha dividido para su proyecto, construcción y análisis en etapas que comprenden los siguientes tramos:

- Etapas 1 .- Desde el tramo Chabacano - Obrera hasta la Estación Aculco.
- Etapas 2 .- Desde Estación Garibaldi hasta Estación Obrera.
- Etapas 3 .- Desde tramo Aculco - Escuadrón 201 hasta la Estación Constitución de 1917.
- Etapas 4 .- Estación Indios Verdes hasta tramo Garibaldi - Nonoalco.

Para este proyecto de línea 8 se consideraron como aspectos geotécnicos más importantes para una estación o tramo, superficial o subterráneo los siguientes puntos:

- Estudios previos.
- Análisis de información.
- Programación y recepción de sondeos.
- Interpretación de pruebas del laboratorio.
- Perfil estratigráfico.
- Análisis y procedimiento constructivo de la estación o tramo.
  - a) Etapas de excavación.
  - b) Apuntalamiento.
  - c) Cortes.
- Procedimientos constructivos para desvíos de instalaciones hidráulicas.
- Análisis, diseño y procedimiento constructivo de accesos.
- Pozos de bombeo y abatimiento del nivel freático.
- Implantación del sistema de instrumentación durante la construcción.

**II.2.- TIPOS DE SOLUCIONES DE METRO.**

En México se han utilizado de acuerdo con los estudios de planeación para la construcción del Metro cuatro tipos de soluciones:

- a) Solución superficial
- b) Solución subterránea en cajón
- c) Solución subterránea en túnel
- d) Solución elevada

Para determinar el tipo de solución más adecuado a utilizar para el diseño del Metro, intervienen disciplinas como la Arquitectura, la Ingeniería Civil, la Ingeniería Electromecánica y Electrónica, la Ingeniería de Costos y el Urbanismo entre otras.

Dentro del Área de la Ingeniería Civil, la Mecánica de Suelos juega un papel importante puesto que evalúa las ventajas y desventajas de las diversas opciones de solución, siendo factor decisivo en la elección del tipo de estructura que se utilizará, esto con base en las condiciones estratigráficas y propiedades mecánicas del subsuelo consideradas a lo largo del eje de trazo del Metro.

A continuación se hacen algunos comentarios acerca de las características y problemáticas que ofrecen cada una de las cuatro soluciones citadas.

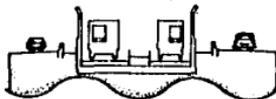
#### II.2.a.) SOLUCION SUPERFICIAL

Es posible utilizar una solución de tipo superficial, cuando existen avenidas con una sección transversal con las medidas suficientes para alojar, tanto el sistema "Metro" como las vialidades adyacentes, (aproximadamente 40.0 m).

Esta solución plantea dos tipos de problemas: el primero de ellos es la frontera de comunicación entre ambos lados del trazo. Este hecho hace necesaria la construcción de pasos vehiculares transversales en los puntos donde se interceptan avenidas importantes así como pasos peatonales que permitan el cruce seguro sobre las avenidas y el Metro superficial. El segundo problema es el referente al mantenimiento de las instalaciones férreas y electromecánicas, las cuales quedan permanentemente expuestas a la intemperie.

Con relación al proyecto geométrico para este tipo de solución, se analizan gálibos estáticos y dinámicos de convoy, así como el conjunto de instalaciones Electromecánicas e Hidráulico-Sanitarias para el sistema "Metro"; los espacios para los andadores; y el sistema de fijación de vía. Todos estos aspectos se analizan en conjunción con las posibilidades de espacio y el requerimiento inicial de poder conservar las vialidades adyacentes. Fig. II.2.1.

En algunos casos de cruces viales importantes, es necesario deprimir el Metro y las vialidades adyacentes, lo cual implica análisis y diseño de procedimientos constructivos especiales para estos cruces, que dependen de la amplitud de las calles y de las características del subsuelo.



**FIGURA II.2.1.- SOLUCION SUPERFICIAL**

Estructuralmente esta es una solución estructural constituida por una losa de concreto reforzado de 8.0 m de ancho, de espesores variables de 25 a 30 cm y dos muretes laterales de contención cuya altura varia de acuerdo con el perfil del Metro (máximo 3.70 m). Esta sección con espesores de 30 a 40 cm en la parte inferior y 15 cm en la corona del muro; la cual se desplanta sobre terreno previamente mejorado y a una profundidad aproximada de unos 1.30 m, para lograr de esta manera una adecuada compensación de cargas. Su diseño es muy semejante al de un pavimento rígido de concreto reforzado.

La excavación es poco profunda generalmente ubicada arriba del nivel freático por lo que evidentemente no requiere de sistema de bombeo alguno, a excepción del llamado "achique" para controlar escurrimientos superficiales originados por la lluvia. Esta excavación se realiza por etapas cuya longitud de avance se limita por las longitudes de colado de las losas que usualmente varían entre 15 y 20 m.

Para pensar en este tipo de solución se consideran principalmente los siguientes aspectos benéficos:

- 1.-La estructura es desplantada casi en la superficie y por lo tanto requiere menor infraestructura.
- 2.-Disminuye la magnitud de cargas sobre los suelos altamente deformables de la Ciudad de México.
- 3.-Los procesos constructivos que requiere permiten un ataque agresivo de la obra.
- 4.-La economía de la obra si resulta favorable en el caso considerado.

## II.2.b.) SOLUCION SUBTERRANEA EN CAJÓN.

La solución por excelencia de un sistema de Metro es de tipo subterráneo ("underground") puesto que no interfiere la vida cotidiana de superficie. Esta solución esta constituida por un cajón de concreto armado de sección rectangular; se construye a cielo abierto, en la mayoría de los casos entre una estructura de contención formada por muros tablastaca y desplazado para el caso de la Ciudad de México, a la menor profundidad posible. El cajón debe cumplir con los requerimientos de estabilidad, compensación e impermeabilidad, que se requieren para suelos con las características tan particulares como las del Valle de México.

Los galibos del cajón se determinan en función del sistema de vía, de las dimensiones requeridas por los carros y de las especificaciones para trazo. Fig. II.2.2.

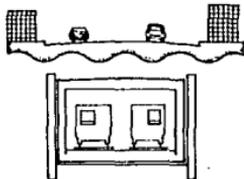


FIGURA II.2.2.- SOLUCION SUBTERRANEA.

El ancho libre en tramo recto es de 6.90 m compuesto de dos anchos de carro de 2.50 m cada uno, un espacio intermedio de 0.40 m y dos andadores laterales de 0.75 m cada uno. La altura interior tiene un total de 4.80 m constituidos por 0.40 m de espesor de balasto, 0.30 m de durmiente y la pista de rodamiento, 3.60 m de altura de vehículo, y 0.5 m de espacio libre sobre el techo del tren.

En los tramos curvos, ambas dimensiones deben incrementarse por los desplazamientos central y extremo del carro y por la sobreelevación transversal, que se prevee en las curvas. Las dimensiones resultantes para una curva de 150 m de radio son de 7.40 m en el sentido horizontal y 5.50 m en el sentido vertical.

Lo anterior permite una velocidad máxima de 48 km/h en curvas de 150 m de radio y en curvas de radio superior a 240 m, la velocidad puede ser igual a la permitida en tramos rectos.

Cabe aclarar que los cajones subterráneos requieren de una serie de obras adicionales para albergar equipos electromecánicos; estas obras complementarias están constituidas por nichos de seguridad, de visitadores, de acometida de cables, de rejillas de ventilación natural de absorción y de extracción de tiro forzado. Las rejillas de ventilación tienen como función permitir que el efecto de émbolo de un tren en marcha, desalojar del túnel el aire recalentado en el interior. Las especificaciones de ventilación natural señalan 250 m<sup>2</sup> de rejilla de ventilación por cada 100 m de túnel para dos vías.

**TIPOS DE ESTRUCTURAS.**-Teniendo en cuenta las características del suelo y los problemas por hundimiento regional de la ciudad, se han adoptado tres estructuras básicas para la estructura subterránea (cajón subterráneo) las cuales dependen no sólo de las propiedades mecánicas del subsuelo en cada zona, si no también del espacio disponible en las calles para las operaciones de construcción en las cercanías a edificios existentes.

Los tipos de estructuras para el cajón subterráneo son las siguientes:

**CAJON CONVENCIONAL.**-Con muro estructural construido a cielo abierto suele utilizarse en avenidas o calzadas sumamente anchas, es un cajón rectangular de concreto con muros de aproximadamente 1.0 m de espesor, losa inferior de 0.8 m y losa superior de 0.60 m aproximadamente, construido dentro de una excavación a cielo abierto.

Los taludes de la excavación son diseñados de acuerdo a las características de los suelos en cada tramo y el fondo es estabilizado (si se trata de suelos finos arcillosos o limosos) abatiendo el nivel freático previamente a la excavación mediante un sistema de bombeo, con objeto de reducir la magnitud de las expansiones de dicho fondo, (ver figura no. II.2.3).

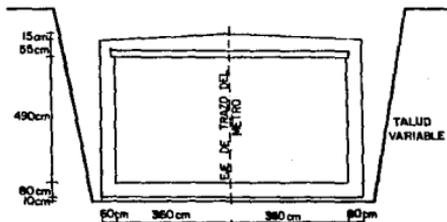
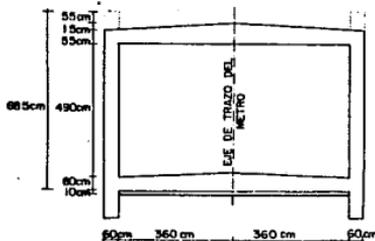


FIGURA II.2.3.-CAJON SENCILLO CON EXCAVACION A CIELO ABIERTO

**CAJON CON MURO ADEME ESTRUCTURAL DE ACOMPAÑAMIENTO.**-Es también un cajón rectangular construido mediante un sistema de muro adome que consiste en colar primero los muros del cajón dentro de zanjas excavadas generalmente con un cucharón de almeja provisto de una barra guía, estabilizando la zanja usualmente con lodo bentonítico y colando el concreto dentro de la zanja con una trompa de colado (tubo tremie), previa colocación del acero de refuerzo. Una vez fraguados los muros se excava el prisma de tierra excavada entre ellos, abatiendo previamente el N.A.F. mediante pozos profundos equipados con bombas de tipo eyector apuntalando los muros con puntales de acero hasta alcanzar la profundidad de la losa inferior.

El proceso constructivo tiene dos alternativas; una es que tanto la losa superior como la losa inferior se ligan estructuralmente a los muros adome, integrando así una estructura rígida aunque en ocasiones poco permeable. (Ver figura no. II.2.4). La otra alternativa es construir entre los muros adome otro cajón rectangular de menor espesor; solución que se aplica en casos en que la profundidad de desplante del Metro es muy pequeña que requiera mayor peso en la estructura para contar así con una cimentación del tipo compensada. En este caso es necesario compensar peso, agregando dicho muro de acompañamiento (Ver figura no. II.2.5).

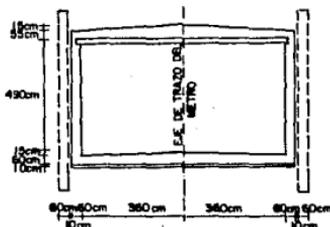


**FIGURA II.2.4.- CAJON CON TABLESTACA ESTRUCTURAL.**

Es importante que se tenga una adecuada impermeabilización del cajón ya sea estructural o de acompañamiento con el fin de evitar posibles filtraciones.

Para el análisis y diseño del cajón se aplica el reglamento del Departamento del Distrito Federal. En las zonas especiales reglamentos como A.C.I., A.I.S.C., A.S.T.M., A.A.S.H.O., etc. En general se utilizan métodos de diseño al límite para el

proporcionamiento de los distintos elementos de concreto y métodos elásticos para elementos de acero estructural.



**FIGURA II.2.5.- CAJON CON MURO ESTRUCTURAL Y TABLESTACA DE ACOMPAÑAMIENTO.**

Las estructuras de las estaciones son las más complicadas en cuanto a análisis se refiere, debido a fuertes asimetrías, compensaciones, problemas de troquelamiento, de excavación, etc.

El comportamiento que ha tenido hasta ahora esta solución ha sido muy exitosa y las experiencias que en este sentido se han obtenido, hacen que nuestro país tenga una buena posición entre los constructores de Metro en el mundo.

#### II.2.c.) SOLUCION SUBTERRANEA EN TUNEL.

La posibilidad de construcción del Metro, en túnel, resulta factible cuando se localiza o atraviesa avenidas muy importantes cuya afectación temporal durante la construcción impactaría fuertemente en áreas de la ciudad aunado esto a la competencia del subsuelo para tales obras. Se utilizan preferentemente en suelos granulares compactos cementados correspondientes a la Zona de Lomas de la Ciudad, como fue en los casos de la línea 7 y la ampliación de la línea 3.

La profundidad de los túneles es definida por dos conceptos fundamentales de gran interrelación: el techo mínimo para llevar a cabo el procedimiento constructivo seguro, según el tipo de suelo; y la ubicación adecuada de los accesos a las estaciones, de tal manera que los usuarios no recorran grandes distancias.

De acuerdo con estudios estratigráficos el túnel se debe alojar estableciendo una distancia mínima entre la clave y el nivel de terreno natural de 1 a 1.5 veces el diámetro de la sección excavada.

La geometría de las secciones se define por las siguientes consideraciones: los galibos dinámicos del convoy y sus instalaciones, la estabilidad de la sección durante su construcción, considerando el período que transcurre entre la excavación y el colado del revestimiento definitivo y el comportamiento de la estructura ante las cargas que le transmite el terreno.

Bajo las condiciones anteriores la sección interior del túnel resulta generalmente de 8.64 m de diámetro, interceptada en su parte inferior por una losa a una distancia de 2.41 m del centro geométrico de la sección.

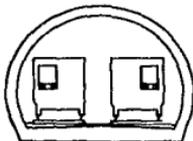
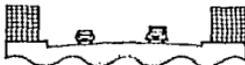


FIGURA II.2.6.- SOLUCION EN TUNEL.

#### II.2.D.) SOLUCION ELEVADA.

La existencia de instalaciones municipales importantes, la posibilidad de eliminar desvíos además de permitir el libre paso de las vialidades transversales longitudinales y de ferrocarril, y un costo de construcción ligeramente menor que el subterráneo, son las causas que determinan el uso de este tipo de solución.

Esta solución esta constituida normalmente por zapatas macizas de concreto reforzado apoyadas en pilotes de fricción, una sola hilera de columnas también de concreto reforzado en el sentido longitudinal y vigas de concreto postensado de sección cajón con un claro entre apoyos de 35 m, aproximadamente. Las traveses se apoyan simplemente sobre las columnas. Fig. II.2.7.

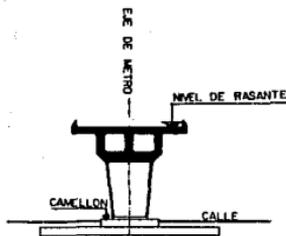


FIGURA II.2.7.- SOLUCION ELEVADA.

En las esquinas de las zapatas se dejan preparaciones para colocar pilotes de control que se utilizan en un futuro para corregir la verticalidad de la estructura en caso de que sea necesario.

En este tipo de solución se analiza una comparación económica de las distintas alternativas de cimentación, desde cajones compensados hasta zapatas semicompensadas con pilotes, tomando en cuenta cantidades por kilómetro de cimentación (zapatas, dado y pilotes) y superestructura (columnas, cabezales, zapatas y losas), con el objeto de que resulte factible.

Esta es una solución que toma en cuenta el hundimiento regional del Valle de México.

IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA.- Para analizar los efectos sísmicos, la estructura se considera como un péndulo invertido según el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, ya que más del 50% de su masa está concentrada en la parte superior y basta la formación de una sola articulación plástica en la columna para producir el colapso, lo que hace que sea una estructura vulnerable a los efectos sísmicos y obliga a diseñarla tomando en cuenta todos los aspectos que pudieran obrar en ella. Ver figura No. II.2.8.

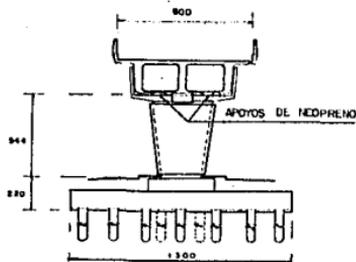


FIGURA II.2.8.- SECCION TRANSVERSAL SOLUCION ELEVADA.

Las zapatas resultan del orden de 13 m de lado, espesor de 1.15 m promedio y un dado de repartición de 3.8 x 4.0 m y 80 cm de peralte colocado en la base de la columna. El número de pilotes para estas columnas varía de 21 a 25 aproximadamente dependiendo del tipo de terreno, con una longitud promedio de 27 metros en dos tramos precolados. Ver figura No. II.2.9.

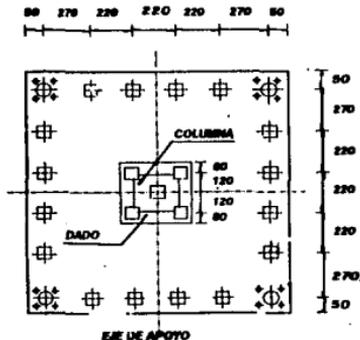


FIGURA II.2.9.- ZAPATA (planta distribución de pilotes)

**ASPECTOS GEOTECNICOS.**

Además de las anteriores consideraciones es importante señalar los aspectos geotécnicos que se toman en cuenta para el diseño de cada una de las soluciones.

**a) Solución Superficial.**

- 1.- La estructura desplantada casi en la superficie requiere de un mejoramiento del suelo con el objeto de evitar movimientos diferenciales en la misma.
- 2.- Es necesario efectuar pruebas de compresibilidad para conocer la magnitud de los asentamientos causados por la estructura de las estaciones, así como en algunas zonas donde se tienen suelos altamente compresibles.

**b) Solución subterránea en cajón.**

- 1.- La estructura se aloja en el suelo a una profundidad promedio de 10 m y generalmente está sobrecompensada, por lo tanto, genera problemas de expansiones debido a la descarga provocada en el suelo, haciendo necesario, en algunos casos, el uso de lastre.
- 2.- Esta solución requiere de un ademe que soporte los empujes de tierra que se presenten durante el proceso constructivo.
- 3.- Además, el ademe debe diseñarse de tal forma que no se presenten problemas de falla de fondo en la excavación.
- 4.- El procedimiento constructivo debe permitir un ataque agresivo de la obra sin que ello genere problemas de expansiones elásticas de gran magnitud en el suelo.
- 5.- Los taludes generados durante la excavación son otro aspecto que se debe contemplar en el diseño geotécnico, definiendo la inclinación de estos durante el proceso de excavación.

**c) Solución subterránea en túnel.**

- 1.- El aspecto más importante que se debe considerar en esta solución, es estimar las cargas exteriores que gravitarán sobre el ademe del túnel y con las que se diseña éste.

- 2.- Además el diseño del procedimiento constructivo deben contemplar problemas como extrusión y flujo de suelo.

d) Solución elevada.

- 1.- La estructura desplantada en una cimentación de zapatas aisladas y pilotas debe tomar en cuenta los hundimientos del Valle de México, generalmente en las esquinas de las zapatas se dejan preparaciones para colocar pilotas de control que sirvan en un futuro para corregir la verticalidad de la estructura en caso de ser necesario.
- 2.- La cimentación se diseña tomando en cuenta las sollicitaciones estáticas, dinámicas y de sismo a las que se someterá la estructura.

II.3.- CARACTERISTICAS DE LA ESTACION SANTA ANITA L-8

Para este trabajo nos basaremos en el análisis de una estación de la futura línea 8, la estación Santa Anita la cual tendrá correspondencia con la línea 4 actualmente en funcionamiento.

Esta estación se ubicará dentro del paradero de la estación existente de Santa Anita (línea 4), por lo cual será necesario redistribuir el área de paraderos. En la figura no. III.3.1. se observa la localización de la estación con la nueva distribución.

Para esta estación como para el caso de varias otras, se analizaron varias alternativas de solución optándose finalmente por la alternativa de cajón subterráneo con una cubierta saliente del nivel calle en el núcleo de la estación, a base de vidrios y marcos de concreto, con jardineras en los costados que ocultan el sistema de losas que sale del nivel banqueta. Esta solución se optó debido a los suelos tan deformables como se verá en el capítulo de compensaciones y a la disponibilidad de espacio en que se desplantará la estación.

La estación Santa Anita como la mayoría de las estaciones de la línea 8 tendrá una longitud de 150 m desde su cabecera poniente hasta la oriente, un ancho aproximado en el núcleo de 40.0 m y en las cabeceras de 16 m. Tanto la distribución de ejes como la de áreas se muestra en los planos Arquitectónicos anexados al final del capítulo. La estación cuenta con dos accesos constituidos por escaleras que van del nivel vestíbulo al nivel plaza o nivel de banqueta.



La estación cuenta con cuatro niveles, el nivel subrasante que es nivel de colado de la losa de fondo para la zona de cabeceras y núcleo de la estación. El nivel andén que es el nivel en el cual se lleva a cabo el ascenso y descenso de pasaje, el nivel pasarela de cambio de andén que es el nivel tope de colado. El nivel vestíbulo que es el nivel donde se encuentran ubicados los torniquetes, venta de boletos, etc. El nivel de terreno natural tomado como referencia del banco de nivel profundo Atzacualco que es 32.50 m.

Podemos subdividir la estación en zonas de cabeceras que sería toda la parte central de la estación donde se ubican los andenes que se encuentra a una profundidad de 8.45 m, zonas de vestíbulos donde se encuentran las escaleras para llegar a la pasarela de cambio de andén que se encuentran a una profundidad de 6.60 m y 7.10 m y la zona de pasarela de correspondencia que se encuentra a una profundidad de 5.147 m (ver plano de cortes).

Esta, como pocas estaciones tiene formas Arquitectónicas lo cual se pudo lograr por la ubicación y el tipo de solución por que se optó.

La estación constará de muros tablestaca estructurales y de acompañamiento debido a las grandes descargas del suelo como se verá en el capítulo de sobrecompensaciones.

La estación consta de 5 zonas bien definidas que son:

**a) ZONA DE ANDENES.**

La zona de andenes es el área destinada al ascenso y descenso de pasajeros de los trenes, sus dimensiones están determinadas por el número de pasajeros, para este caso se contará con dos andenes laterales.

**b) ZONA DE PASARELA DE CAMBIO DE ANDEN (nivel Mesanina).**

Son las áreas de circulación que conectan entre sí los andenes de la estación, la zona de vestíbulo con éstos y el acceso a la pasarela de correspondencia.

En este caso la pasarela se ubicó arriba de los trenes, muy cercano al nivel de banqueta, conecta la zona de vestíbulo con los dos andenes de la estación como se verá en los planos Arquitectónicos, cabe señalar que en la mayoría de las estaciones ésta se coloca abajo del nivel andén, en este caso no fue posible debido a las descargas de suelos tan grandes que era necesario compensar.

**c) ZONA DE PASARELA DE CORRESPONDENCIA.**

La Estación Santa Anita de línea 8 contará con una pasarela subterránea de correspondencia conectada a la estación de línea 4. El acceso a ésta se realizará por el andén norte de la estación.

**d) ZONA DE ACCESO.**

El acceso a la estación se llevará a cabo mediante escaleras que conducen a plazas, las cuales se encuentran ubicadas 85 cm arriba del nivel de banqueta. Desde éstas plazas se llegara a las zonas de vestíbulos (ubicadas en el nivel 33.70 m), donde se ubican los módulos de información, las ventanillas de venta de boletos y los torniquetes de accesos.

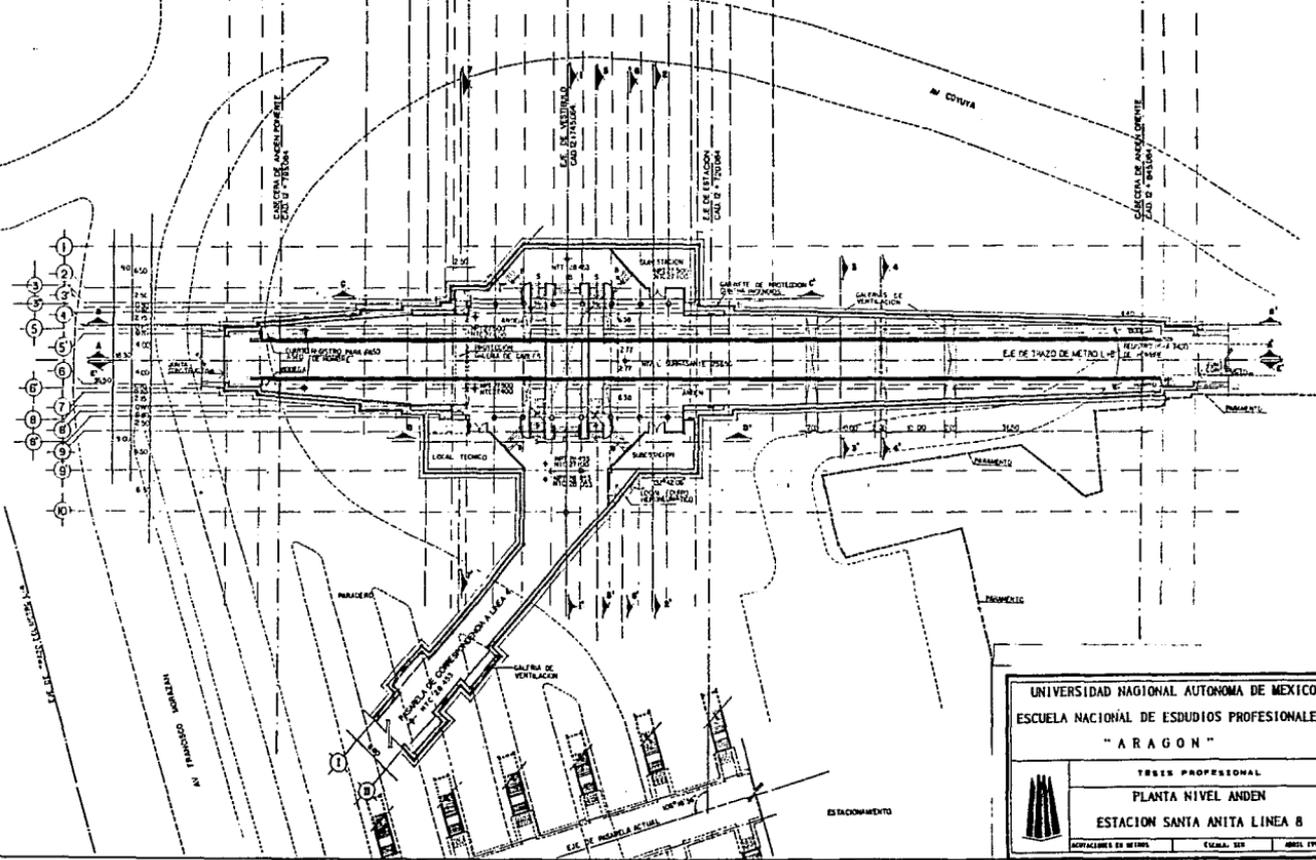
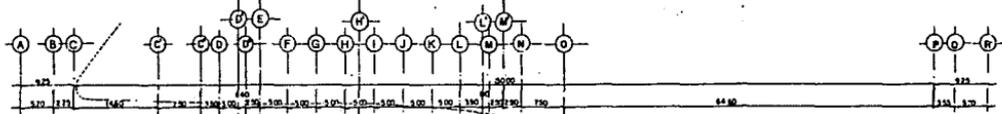
El vestíbulo comunicará con la zona de pasarela de cambio de andén que se encuentra en la parte superior de la estación (nivel mezzanine).

**e) ZONA DE SERVICIOS.**

La Estación contará además con los locales de servicio necesarios para su operación y mantenimiento. Estas zonas están constituidas principalmente por:

- a) Subestación eléctrica.
- b) Circuito de televisión.
- c) Cuarto de servicios técnicos.
- d) Cárcamo y cuarto de bombas.
- e) Aire acondicionado.
- f) Sanitarios para empleados y operadores.
- g) Cuarto de mantenimiento.
- h) Zona de galerías de ventilación.

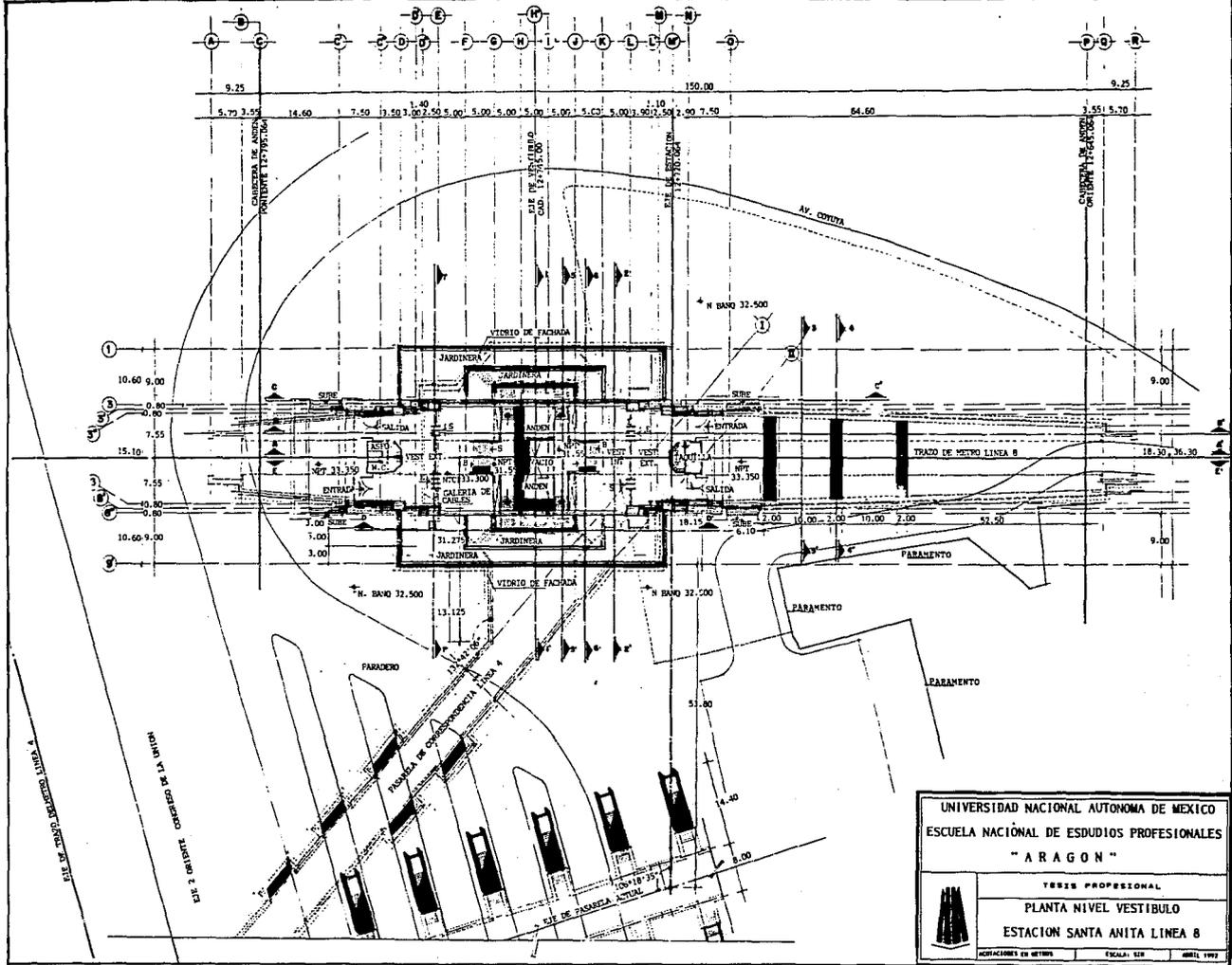
La distribución de todos los elementos que integran la estación se indican en las plantas y los cortes arquitectónicos de la estación, figura no. III.3.2.



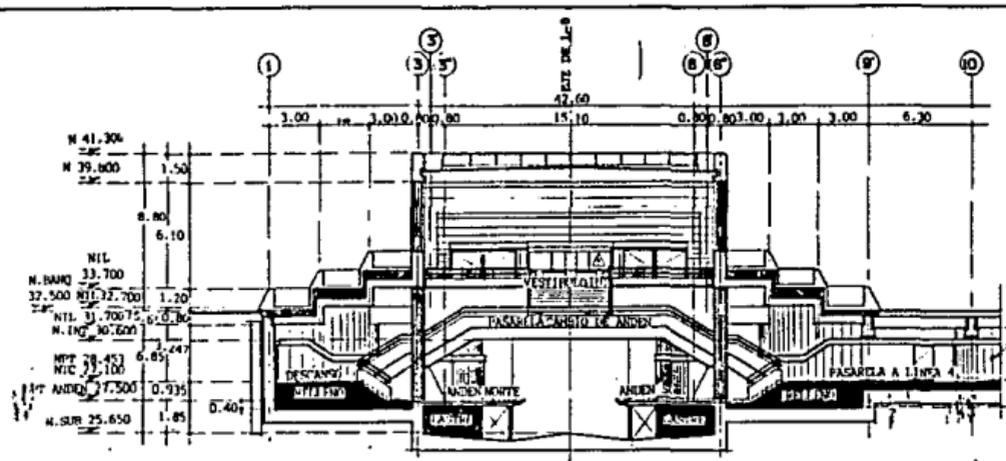
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
 "ARAGON"

TRABAJO PROFESIONAL  
 PLANTA NIVEL ANDEN  
 ESTACION SANTA ANITA LINEA 8

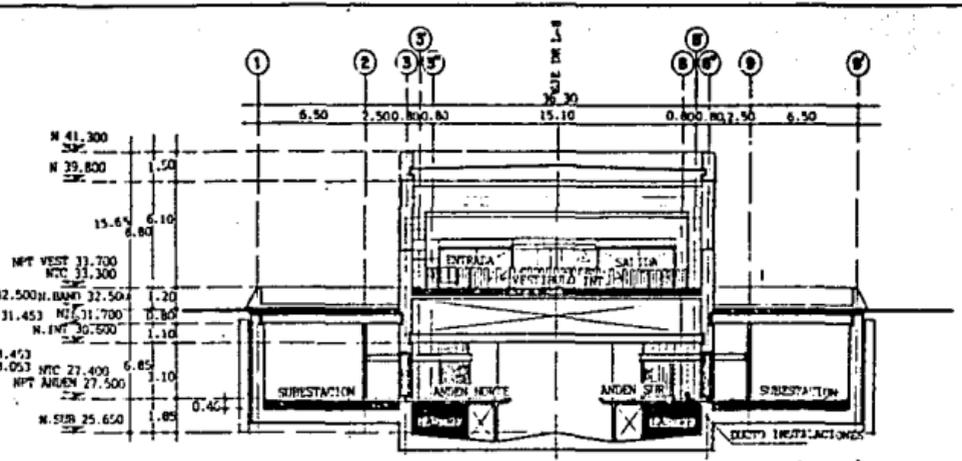
ACTUALIZACION DE METROS ESCALA: 1/500 ABRIL 1997



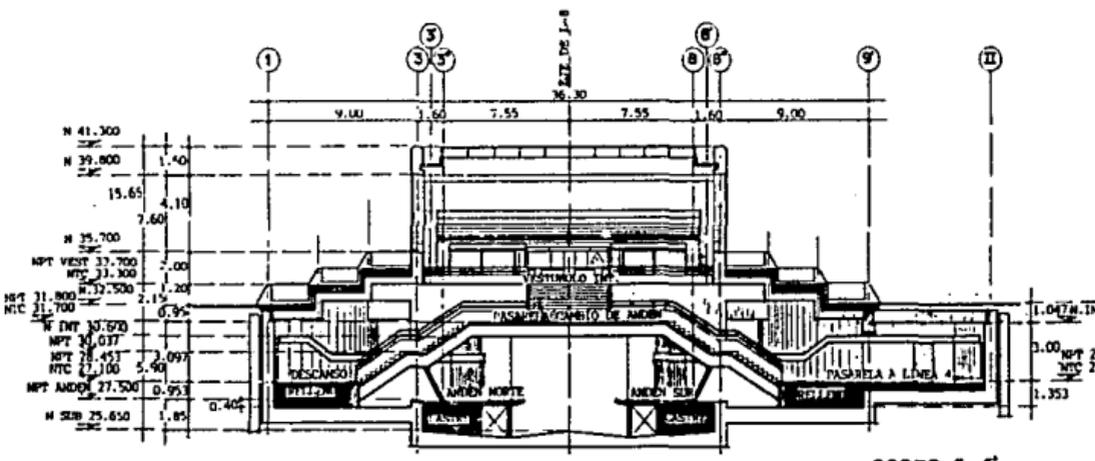
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"		
TESIS PROFESIONAL PLANTA NIVEL VESTIBULO ESTACION SANTA ANITA LINEA 8		
	ESCALA: 1/50	ABRIL 1972



CORTE 1-1



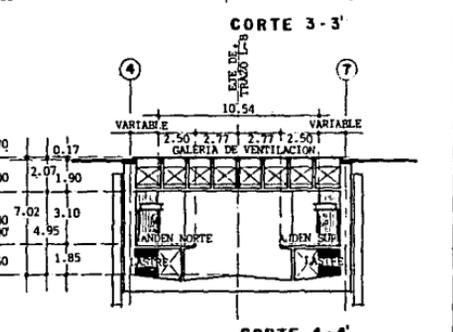
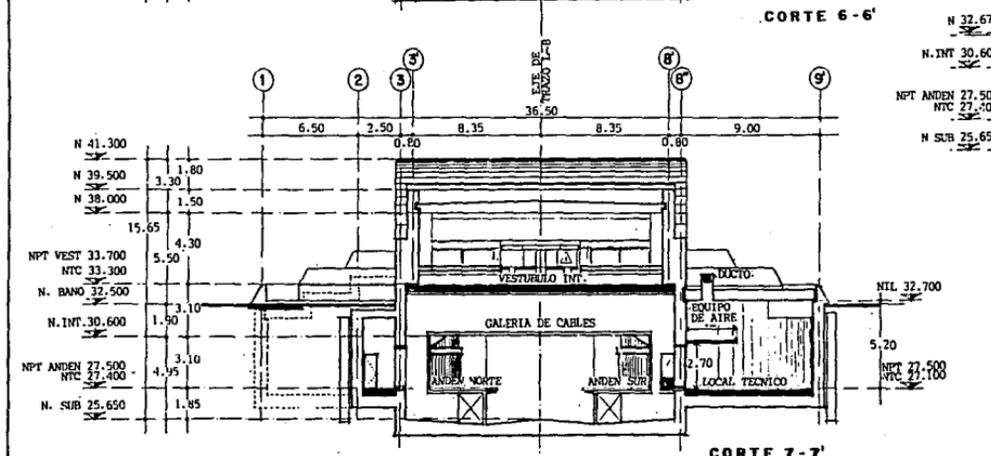
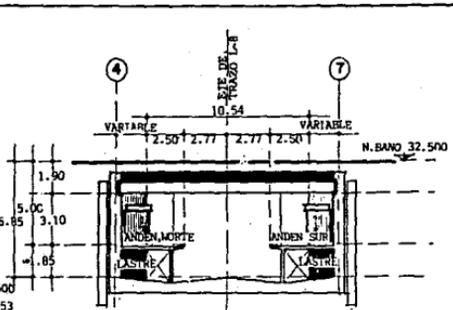
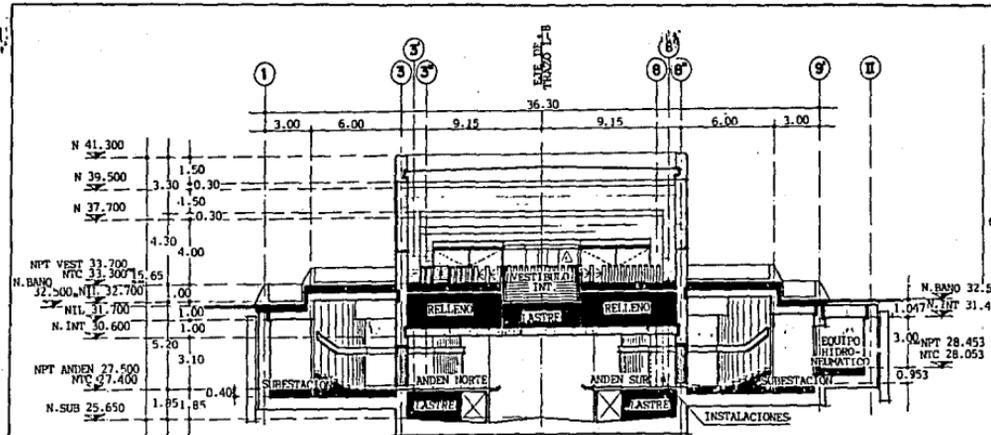
CORTE 2-2



CORTE 3-3

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
 "A R A G O N"  
 TESIS PROFESIONAL  
 CORTES TRANSVERSALES  
 ESTACION SANTA ANITA LINEA B

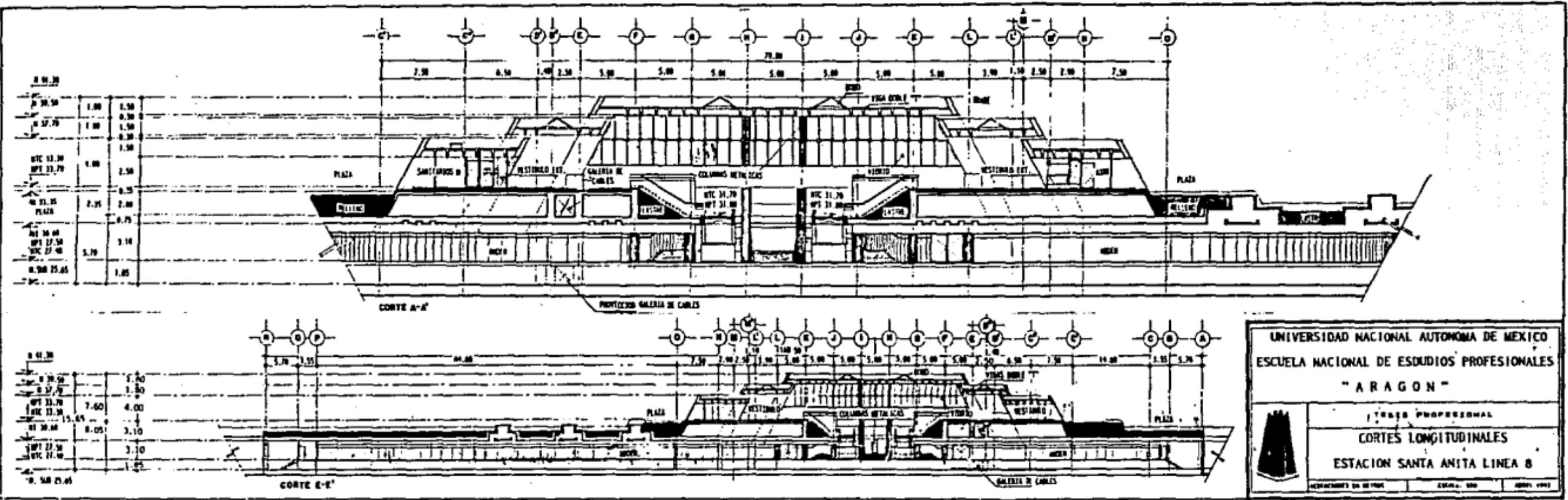
REVISIONES DE DISEÑO ESCALA: 1/20 ABRIL 1992



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
 " A R A G O N "

TESIS PROFESIONAL  
 CORTES TRANSVERSALES  
 ESTACION SANTA ANITA LINEA 8

ACOTACIONES EN METROS      ESCALA: 1/20      ABRIL 1992

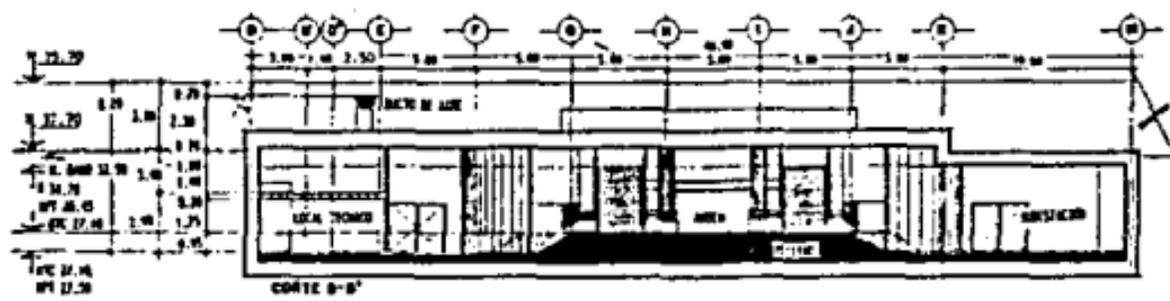
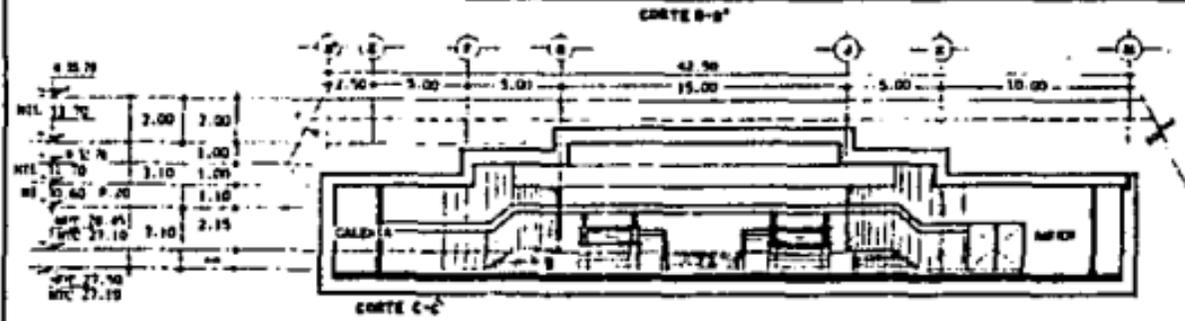
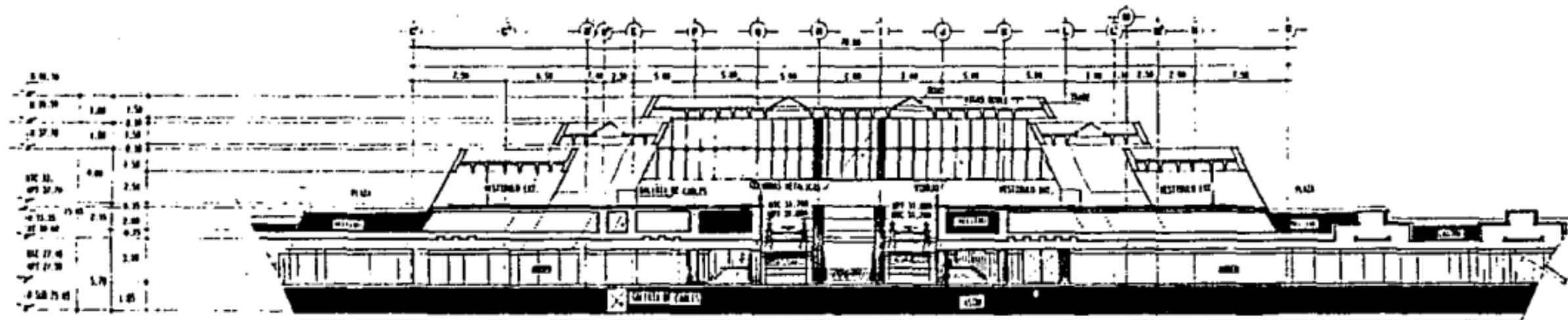


N. N. 30  
 N. 30.50  
 N. 27.70  
 NTC 23.30  
 MPT 23.70  
 N. 21.35  
 PLAZA  
 M. 20.00  
 MPT 17.50  
 NTC 17.40  
 N. 20.25.05  
 1.00  
 1.50  
 1.50  
 1.50  
 1.50  
 2.25  
 2.00  
 4.75  
 3.10  
 5.70  
 1.05

N. 41.30  
 N. 39.50  
 N. 37.70  
 NTC 33.30  
 MPT 33.65  
 N. 30.00  
 MPT 27.50  
 NTC 27.40  
 N. 25.45  
 1.70  
 1.30  
 7.60  
 4.00  
 15.65  
 3.10  
 8.05  
 3.10  
 1.25

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
 "ARAGON"  
 TITULO PROFESIONAL  
 CORTES LONGITUDINALES  
 ESTACION SANTA ANITA LINEA 8

ESCUELA: 500  
 AÑO: 1992



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
 "ARAGON"  
 TESIS PROFESIONAL  
 CORTES LONGITUDINALES  
 ESTACION SANTA ANITA LINEA B

ELABORADO POR: [ ]  
 ESCALA: 1/50  
 AÑO: 1962

### CAPITULO III

#### ESTUDIO DEL SUBSUELO.

La mecánica de suelos es la rama de la Ingeniería Civil que estudia el comportamiento físico, cualitativo y cuantitativo del suelo por medio de sus características índice, así como de sus propiedades hidráulicas y mecánicas .

Debido a la gran heterogeneidad del suelo, se tiene la necesidad de conocer las características fundamentales del mismo y saber en forma cuantitativa, cuales serán los problemas que de ellas se originan. Así, será necesario someter al suelo a un proceso de investigación tendiente a determinar su naturaleza y estratigrafía, las condiciones hidráulicas que prevalecen en el lugar donde se haya depositado; asimismo se requerirá conocer sus características y propiedades mecánicas para poder establecer las recomendaciones necesarias para el diseño de las cimentaciones, señalando para ello entre otros: los tipos de cimentación adecuados a las estructuras por construir, capacidad de carga admisibles de las cimentaciones, asentamientos y/o expansiones probables de las estructuras, problemas con las instalaciones y edificaciones vecinas, métodos de excavación, protecciones necesarias, empujes sobre elementos de retención, manejo del agua, etc.

#### III.1.- SOMIFICACION ESTRATIGRAFICA DE LA CIUDAD DE MEXICO

La Cuenca de Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que el azolve del vaso está constituido en su parte superior por una serie de formaciones arcillosas y en su parte inferior por clásticos transportados y depositados por la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes; el conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años. En este relleno también se reconocen numerosos suelo producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciares; estos suelos, llevan el sello del clima en que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces café y hasta rojizos, producto de ambientes moderados o sub-tropicales.

La mayoría de los edificios y obras de la ciudad de México están desplantados sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales, la urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos accidentales de la cuenca, espacios cubiertos por abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, conocido como las Lomas.

#### CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS

Debido a la exploración con sondeos de cono que se ha realizado para las diferentes líneas del metro, se ha elaborado un modelo estratigráfico típico de los depósitos del valle de México el cual contiene los siguientes estratos (ver esquema en la figura no. III.1.1):

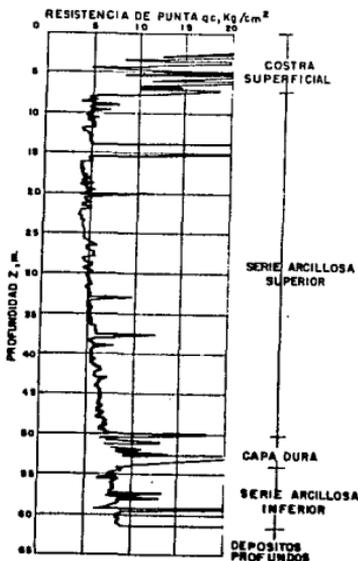


FIGURA III.1.1 MODELO ESTRATIGRAFICO TÍPICO DEL VALLE DE MEXICO.

**Costra superficial (cs):** este estrato está integrado por tres subestratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo a saber:

- relleno artificial (ra): se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre 1 y 7 m.
- suelo blando (sb): se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material sólico intercalados.
- costra seca (ss): se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

**Serie arcillosa lacustre superior:** el perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada capa dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios, a esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m aproximadamente.

A continuación se describen brevemente las características de los estratos que integran esta serie arcillosa:

- arcilla preconsolidada superficial (pcs): en este estrato superficial, las sobrecargas y rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial (cs), en arcillas preconsolidadas.
- arcilla normalmente consolidada (nc): se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo, abajo mencionados. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.
- arcilla preconsolidada profunda (pcp): el bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable, ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.

- lentes duros (ld): los estratos de arcilla están interrumpidos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pómez) volcánicos, estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

Capa dura: la capa dura es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, tiene una cementación muy variable; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 m en lo que fueron orillas del lago.

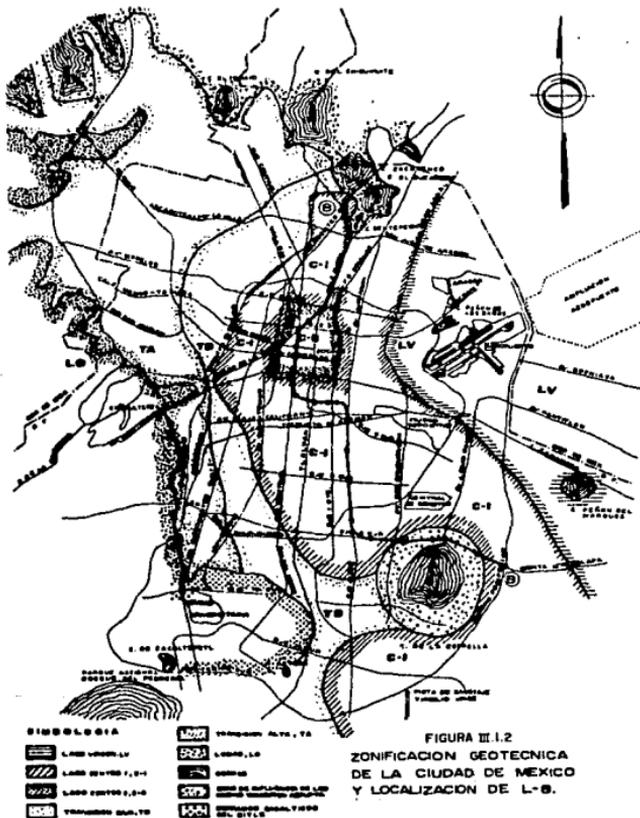
Serie arcillosa lacustre inferior: es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; el espesor de este estrato es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en unas orillas. La información disponible de este estrato es muy reducida por lo que su descripción no es completa.

Depósitos profundos: es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 m, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

De lo anterior se deriva que la Ciudad de México se ubica sobre tres zonas características por el tipo de estratigrafía que presentan; en la figura no. III.1.2 se presenta la zonificación estratigráfica actualizada. En los párrafos siguientes se dará una descripción de dichas zonas.

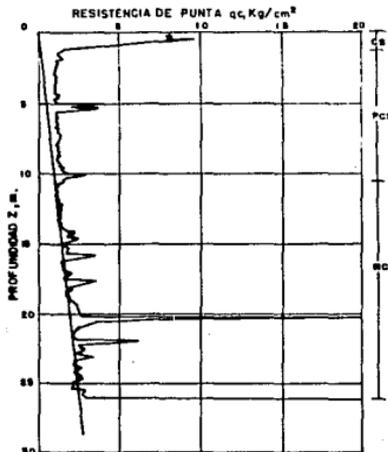
#### a) - ZONA DEL LAGO

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad consecuencia del proceso de depósito y de alteración físicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente en los periodos de sequía, ocurría también una erupción volcánica, formándose duras costras cubiertas por arenas volcánicas.



El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aún llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago de Texcoco, mostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves periodos de sequía. Por ello, la Zona del Lago se ha dividido en tres sub-zonas atendiendo a la importancia relativa de los factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio.

Lago Virgen.- Comprende el sector Oriente del Lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación. La estratigrafía típica de la sub-zona Lago Virgen se ilustra en la figura no. III.1.3; cuya tabla se presentan las propiedades medias características de los estratos que constituyen la masa de suelo en esta sub-zona.



SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA  
SUBZONA DEL LAGO VIRGEN

ESTRATO*	ESPESOR EN m.	$\gamma$ EN Ton/m <sup>3</sup>	C, EN Ton/m <sup>3</sup>	$\phi$ , EN GRADOS
COSTRA SUPERFICIAL	1.0 A 2.5	1.4	1.0	20
SERIE ARCILLOSA SUPERIOR	38 A 40	1.15	0.5 A 1.0	—
CAPA DURA	1 A 2	—	0 A 10	25 A 38
SERIE ARCILLOSA INFERIOR	15 A 30	1.25	3 A 4	—

FIGURA III.1.3.- TABLA ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL LAGO VIRGEN

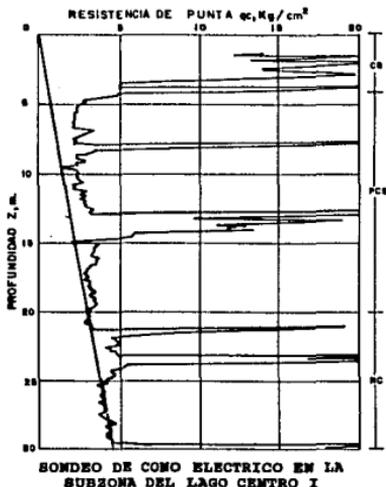
Lago Centro I.- Está asociada al sector no colonial de la Ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta sub-zona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II.

Las características estratigráficas típicas de esta sub-zona así como la gráfica de resistencia del cono a la penetración eléctrica de la serie arcillosa superior, se presentan en la figura no. III.1.4; es interesante comparar esta figura con la figura no. III.1.3, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

Lago Centro II.- Esta sub-zona corresponde a la antigua traza de la Ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta sub-zona se encuentren las siguientes condiciones extremas:

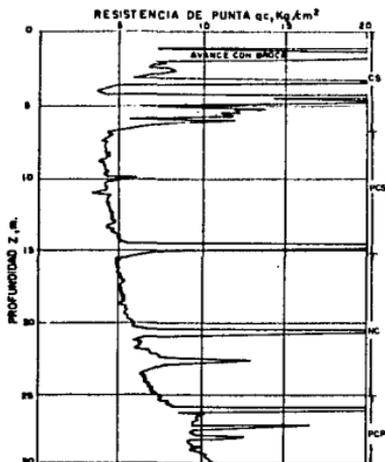
- a) Arcillas fuertemente consolidadas por el efecto de grandes sobrecargas debidas a construcciones aztecas y coloniales.
- b) Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo.
- c) Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Aunado a lo anterior el intenso bombeo de agua para el abastecimiento de la Ciudad se ha reflejado en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la figura no. III.1.5 que conviene comparar con las figuras III.1.3 y III.1.4, pero así mismo ha provocado el hundimiento regional de la ciudad de México.



ESTRATO <sup>8</sup>	ESPOSOR EN m.	EN Ton/m <sup>3</sup>	C, EN Ton/m <sup>2</sup>	$\beta$ , EN GRADOS
COSTRA SUPERFICIAL	4 A 6	1.6	4	25
SERIE ARCILLOSA SUPERIOR	20 A 30	1.2	1 A 2	—
CAPA DURA <sup>88</sup>	3 A 5	1.5 A 1.6	0 A 10	25 A 26
SERIE ARCILLOSA INFERIOR	8 A 10	1.3 A 1.35	5 A 6	—

FIGURA III.1.4.- ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL LAGO CENTRO I  
SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SOMA.



SONDEO DE COMO ELECTRICO EN LA  
SUBSONA DEL LAGO CENTRO II

ESTRATO <sup>o</sup>	ESPESES EN m	$\gamma$ , EN Ton/m <sup>3</sup>	$C_d$ EN Ton/m <sup>2</sup>	$\phi$ , EN GRADOS
COSTRA SUPERFICIAL	6 A 10	1.7	4	25
SERIE ARCILLOSA SUPERFICIAL	20 A 25	1.3	3	-
CAPA DURA	3 A 5	1.5 A 16	0 A 10	25 A 30
SERIE ARCILLOSA INFERIOR	6 A 10	1.3 A 1.4	6 A 12	-

FIGURA III.1.5.- ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL LAGO CENTRO II

b)-SOMA DE LOMAS

Está formada por las serranías que al poniente y al norte, limitan la cuenca del Valle de México, además de los derrames del Xitle al

suroeste; en las sierras predominan tobas compactadas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluvioglaciales más antiguos.

En la zona de Lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de las erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces.

- Horizontes de cenizas volcánicas.
- Capas debidas a erupciones pomíticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvioglaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos transportados.

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos a galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compactación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona: por ello, exceptuando a los cortes en lahares compactos, en los demás pueden desarrollarse mecanismos de falla.

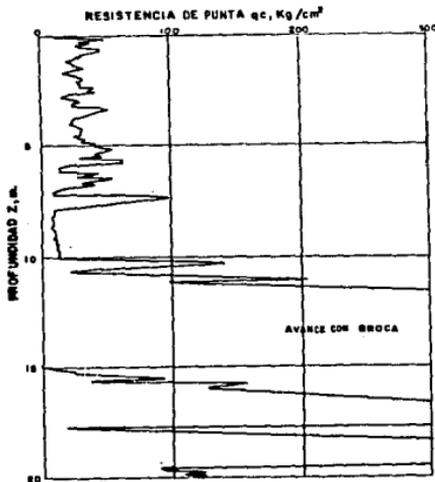
#### **01)-ZONA DE TRANSICION**

Es la franja comprendida entre las zonas del Lago y de Lomas; en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las trasgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera de la Zona de Transición y del Lago queda definida donde desaparece la serie arcillosa inferior, como se verá más adelante, que corresponde, con la curva de nivel donde la capa dura está a 20 m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Conviene dividir esta transición en sub-zonas, en función de la cercanía de las Lomas y del espesor de suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja, las que se describen a continuación:

a) Transición alta.- Es la sub-zona de transición más próxima a la zona de Lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de la Zona de Lomas (figura no. III.1.6).



ESTRATO <sup>2</sup>	ESPESOR EN m.	f', EN Ton/m <sup>2</sup>	C, EN Ton/m <sup>2</sup>	β, EN GRADOS
COSTRA SUPERFICIAL	8 A 10	1.6	10	20
SUELOS BLANDOS	4 A 6	1.3	5	0

FIGURA III.1.6.- SONDEO DE CONO TRANSICION ALTA

b) **Transición baja.**- Corresponde a la transición vecina a la Zona del Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dió origen a una estratificación compleja donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas ( ver figura no. III.1.7). Debido a esto, puede decirse que las Características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la sub-zona del Lago Centro I o Lago Centro II, teniendo en cuenta que:

- a) La costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme.
- b) Los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas de 20 m.
- c) No existe estratificación de arcillas y suelos limo-arenosos.
- d) Se presentan los denominados "mantos colgados".

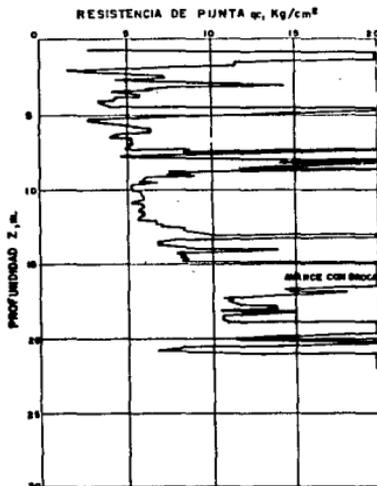


FIGURA III.1.7.- SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DE TRANSICION BAJA

## 4) ABRUPTA CERCANA A LOS CERROS.

Es la transición entre la zona del Lago y cerros aislados como el Peñon de los Baños y el Cerro de la Estrella, donde las arcillas lacustres están intercaladas con numerosas lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgadas de travertino silicificado. La figura no. III.1.8 ilustra la complejidad de una de estas transiciones.

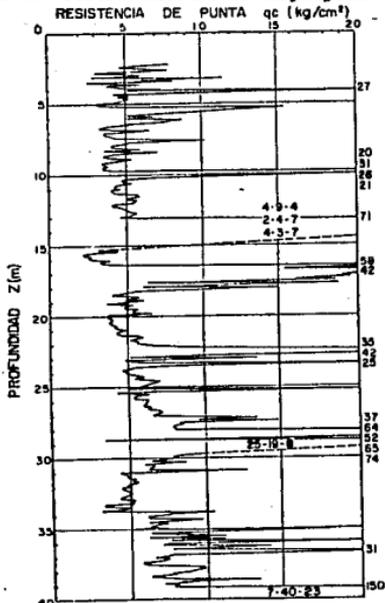


FIGURA III.1.8.- TRANSICION ABRUPTA CERCANA A LOS CERROS

## EVOLUCION DE LAS PROPIEDADES MECANICAS

La diferencia de resistencia al corte encontrada en la exploración realizada en el suelo se explica con las dos causas que originaron la preconsolidación de los suelos blandos: las sobrecargas naturales y el bombeo profundo, estos fenómenos se describen brevemente a continuación:

**Consolidación natural:** el proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de la resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago de Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

**Consolidación inducida:** el desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana necesarios para la construcción de viviendas y pirámides, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- La construcción de estructuras que ha propiciado el reciente crecimiento urbano.

En este caso el diseño de la estación Santa Anita pertenece a la futura línea 8 del Metro, objeto de este trabajo, como primer evento se determinó la localización de la estación con respecto a la zonificación de la Ciudad de México realizada por Marsal y Mazari (ver figura no. III-1.2).

La zona a la cual corresponde esta estructura es la del fondo de lago poco alterado por sobrecargas y bombeo, denominada zona III en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, compuesta por un "manto o costra superficial" de espesores variables entre 3 y 5 m., por abajo hasta los 30 m de profundidad se encuentra la "Formación Arcillosa Superior" la cual cuenta con material de origen lacustre de baja resistencia al esfuerzo cortante y alta compresibilidad. Subyaciendo a este material se encuentra la llamada "Capa Dura" con espesores de 3 a 5 metros y compuesta por limos arenosos de mediana consistencia, en seguida se tiene la "Formación Arcillosa Inferior" de aproximadamente 5 metros de espesor, constituida también por material de origen lacustre de características semejantes a la de la formación arcillosa superior, pero con una mayor resistencia al esfuerzo cortante y una mayor compresibilidad.

La zonificación ya mencionada de esta zona complementada con información estratigráfica típica, nos permitirá realizar las siguientes etapas iniciales del estudio:

- \* realizar un análisis preliminar de las condiciones estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea, así podrán identificarse las alternativas de solución factibles a utilizar durante el diseño definitivo.
- \* planear la campaña de exploración, identificando las probables condiciones estratigráficas complejas.
- \* establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en la estación Santa Anita.
- \* definir en forma preliminar los problemas geotécnicos posibles de presentarse y que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de la estación.

### III.2.- EXPLORACION Y MUESTREO DEL SUELO.

Como punto de partida para el proyecto geotécnico definitivo de la estación se llevaron a cabo la exploración del subsuelo, el cual tuvo como propósito fundamental obtener información básica para definir o cuantificar los siguientes aspectos:

- a) Selección del tipo de estructura.
- b) Predicción de los asentamientos o expansiones de la estructura.
- c) Definición del nivel de aguas freáticas, así como medición de la presión de poro.
- d) Valuación de la presión de tierras sobre paredes y muros.
- e) Problemas potenciales a provocar en edificaciones vecinas.

A continuación se hace una descripción general de los métodos de exploración y muestreo del subsuelo.

#### **SONDRO DE CONO O METODO DE PENETRACION CONICA.**

Es un método de exploración de carácter preliminar y resulta ser muy útil en zonas cuya estratigrafía sea ya ampliamente conocida a "priori" y cuando se desee simplemente obtener información de sus características en un lugar específico, consiste en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que éste ofrece.

Se han desarrollado tres tipos de pruebas de cono diferenciándose cada una en su procedimiento y tipo de equipo empleado.

#### PRUEBA DE CONTROL MECANICO.

El penetrómetro mecánico consta esencialmente de una tubería de acero con barras sólidas concéntricas, tiene 3.6 cm de diámetro exterior y 1.6 cm de interior, en tramos de 1.0 m de longitud, unidos con cuerdas cónicas: las barras interiores se apoyan simplemente a tope para transmitir la fuerza vertical descendente, con la que se hince la punta cónica mediante un mecanismo hidráulico.

La punta de cono tipo Delft, únicamente permite determinar la resistencia de punta. En la figura no. III.2.1 se muestra esta punta.

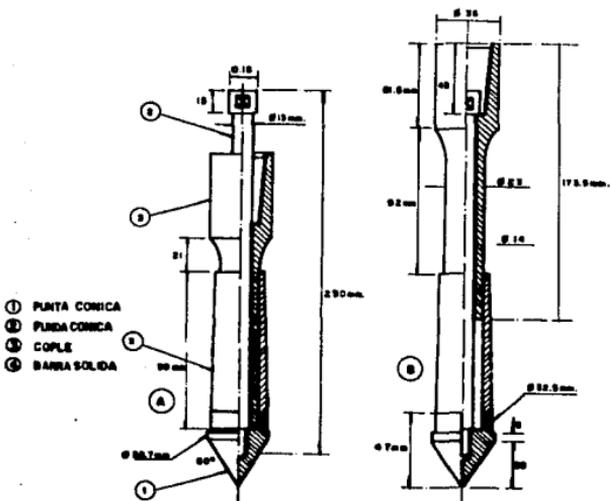


FIGURA III.2.1.- PUNTA DELFT

Para la operación de este cono es indispensable contar con un equipo de carga axial. El procedimiento convencional de operación consiste en obtener lecturas de cada 20 cm; para ello se hince el cono un máximo de 7 cm; por medio de las barras centrales, observando los manómetros del equipo utilizado la presión desarrollada durante el hincado, a continuación se hince la columna de barras exteriores 20 cm; en los primeros ocho, el cono no debe recuperar la condición inicial (cerrada) y en los 13 cm siguientes, el cono, las barras centrales y las exteriores penetran juntas, completándose de esta manera un ciclo de medición. La condición final del cono (extendido) se muestra en la figura no. III.2.1.

#### PRUEBA DE CONO DINAMICO.

En esta prueba el hincado del cono se logra a golpes dados con un peso que cae.

En la prueba dinámica puede usarse un penetrómetro como el mostrado en la figura no. III.2.2. Este elemento se atornilla al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior de un modo análogo al descrito para la prueba de penetración estándar.

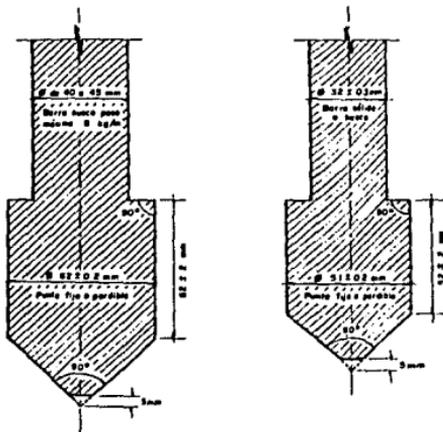


FIGURA III.2.2.- PENETROMETRO

### PRUEBA DE CONO ELÉCTRICO.

El objetivo del sondeo de cono eléctrico, es determinar la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de estos resultados permite definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

En general este tipo de cono se usa en todo tipo de suelo, tiene en la punta dos deformímetros eléctricos de 3.6 cm de diámetro generalmente. La fuerza que se desarrolla en la punta del cono es medida en la celda inferior y la que se desarrolla en la funda de la fricción se mide en la celda superior.

La señal salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, presentándola numérica o gráficamente.

El cono se hinca aplicando presión estática mediante una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro por cuyo interior se pasa el cable. La fuerza para hincarlo se genera con un gato hidráulico con velocidad constante generalmente de 2 cm/seg respecto de un marco fijo de carga, sin embargo, para las arcillas de la Ciudad de México se adopta 1 cm/seg ya que así el control de la prueba es mejor.

Las celdas sensibles son piezas de bronce con dos celdas labradas, miden las fuerzas necesarias para el hincado y se interpreta con la siguiente expresión:

$$q_e = \frac{Q_C}{A_C}$$

donde:

$Q_C$  = fuerza necesaria para hincar el cono, en kg.

$A_C$  = Area transversal del cono,  $cm^2$ .

$q_e$  = resistencia de punta, en  $kg/cm^2$ .

Al interpretar la información obtenida se obtienen los siguientes parámetros de resistencia:

a) Suelos cohesivos.

La resistencia al corte de los suelos cohesivos en condiciones no drenadas, se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$C_{u_u} = \frac{qc}{Nk}$$

donde:

$C_{u_u}$  : Resistencia al corte no drenada, en  $\text{ton/m}^2$ .

$qc$  : Resistencia de punta de cono, en  $\text{kg/cm}^2$ .

$Nk$  : Coeficiente de correlación.

Los valores del coeficiente  $Nk$  más comunes, para suelos de la Ciudad de México, aparecen en la siguiente tabla.

TIPO DE SUELO	qc	PRUEBA	
		Triaxial (UU)	Compresión Simple
Costra seca	$5 < qc < 10$	$qc/14$	$qc/20$
Arcillas blandas	$qc > 5$	$qc/13$	$qc/16$
Limos arcillosos duros	$qc > 10$	$qc/24$	$qc/34$

b) Suelos Fricciónantes.

La correlación entre la resistencia de la punta del cono y la capacidad relativa de arenas finas se muestra en la figura III.2.3 y para determinar el valor del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , en la figura No. III.2.4 se muestra una solución en función de  $qc$  y  $\sigma'_o$ , donde  $\sigma'_o$  es el esfuerzo vertical efectivo.

c) Suelos Cohesivos Fricciónantes.

Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato ( $qc_1$  y  $qc_2$ ). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última que, al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\sigma = \tan^{-1} \left[ \frac{qc_2 - qc_1}{N(z_2 - z_1) Nq} \right]^{-1} \dots \dots \dots (1)$$

$$C = \frac{(qc_1 + qc_2) - \gamma Nq (1 + \tan \theta) (Z_1 + Z_2)}{2Nc (1 + Nq/Nc)} \dots \dots \dots (2)$$

donde:

$c$  y  $\theta$  : son parámetros de la resistencia al corte.

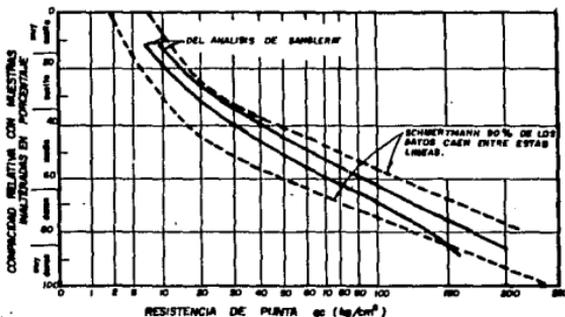
$qc_1$  y  $qc_2$  : Valores de la resistencia de punta ( $qc_2 > qc_1$ )

$Z_2$  y  $Z_1$  : Profundidades de medición

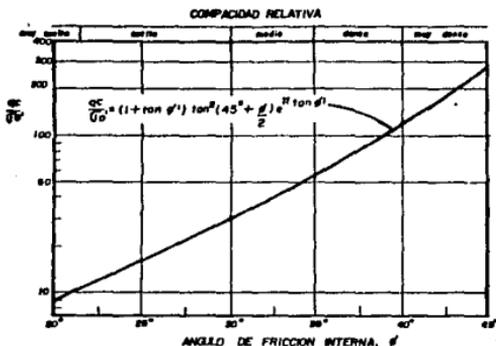
$Nc$  y  $Nq$  : Valores de capacidad de carga

$$Nq = \frac{qc_2 - qc_1}{\gamma (1 + \tan \theta) (Z_2 - Z_1)} \dots \dots \dots (3)$$

Para determinar el valor de  $C$  se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones 1 y 3; para ello, primero se supone un valor de  $\theta$  para calcular  $Nq$ , este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones.



GRAFICA III.2.3.- CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y LA COMPACIDAD RELATIVA DE LAS ARENAS FINAS



**GRAFICA III.2.4.- CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ANGULO  $\phi$  DE ARENAS**

Del material antes citado, el equipo utilizado en el programa de exploración fue un penetrómetro eléctrico ya que resulta ser el más adecuado por su economía y eficiencia.

El penetrómetro de cono tipo eléctrico para hincarse a presión (estático) tiene incorporadas celdas instrumentadas con deformímetros eléctricos que permiten la medición simultánea de las fuerzas necesarias para el hincado de punta de  $60^\circ$  de ángulo de ataque y 3.6 cm de diámetro y 13.25 cm de longitud (150 cm<sup>2</sup> de área lateral).

En la figura no. III.2.5 se muestra esquemáticamente esta herramienta.

La capacidad de las celdas debe elegirse de acuerdo con la resistencia del suelo en que penetrará.

Es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es evidente que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y al pasarias se acelere.

La variación de la resistencia de punta con la profundidad permite realizar la interpretación estratigráfica e indicar así la frontera entre los estratos característicos de la zona del lago, así mismo con esta información puede evaluarse la confiabilidad de las propiedades mecánicas obtenidas en el laboratorio.

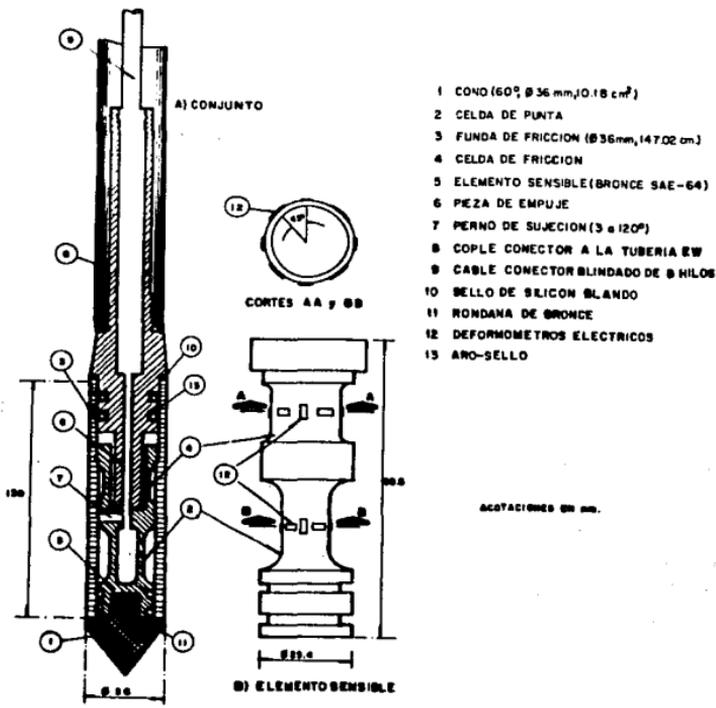


FIGURA III.2.5.- PENETROMETRO

**SONDEOS MIXTOS.**

Este tipo de sondeos permite obtener muestras selectivas del suelo a profundidades específicas, combinando diferentes métodos de exploración.

La programación del sondeo se apoya básicamente en los resultados del sondeo de cono, ya que en éste, inferimos las características de los estratos del subsuelo a diferentes profundidades.

Los métodos de exploración aplicados para este proyecto fueron la penetración estándar y el muestreo inalterado con tubo Shelby.

**METODO DE PENETRACION ESTANDAR (SPT) O TUBO PARTIDO.**

La prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia del esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del suelo aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice, usualmente el contenido de agua y los límites de consistencia, estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Consiste en un tubo de pared gruesa dividido a lo largo en dos partes, las cuales se unen en sus extremos por medio de dos piezas, cople y zapata enroscadas, la pieza inferior es una boquilla de acero endurecido y la superior es la cabeza que sirve para unir el muestreador con la columna de barras o tubos de perforación que se utilizarán para introducirlo hasta el fondo de ésta.

Las dimensiones empleadas en el tubo son: diámetro interior 35 mm, diámetro exterior 50 mm, longitud total 75 cm. Este muestreador se introduce hasta el fondo de la perforación y la muestra se obtiene hincándolo 45 cm mediante un martinete de caída libre, con peso de 64 kg y altura de caída de 75 cm. Registrando el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar los últimos 30 cm en el terreno se obtiene un índice de la compacidad del suelo que puede correlacionarse empíricamente con su resistencia al corte.

En la tabla II se muestra la correlación que hay entre la resistencia a la penetración,  $N$ , medida por el número de golpes necesarios para hincar el muestreador en una longitud de 30 cm y la compacidad relativa de las arenas, por una parte, y con la consistencia natural de las arcillas por otra.

## COMPACTAD RELATIVA DE LAS ARENAS

N	DENOMINACION	Cr % (APROXIMADA)
0-4	MUY BUELTA	0-5
4-10	BUELTA	5-25
10-30	SEMI-COMPACTA	25-50
30-50	COMPACTA	50-75
más de 50	MUY COMPACTA	> 75

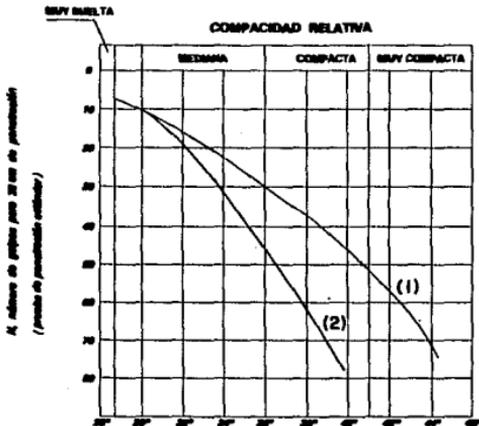
## CONSISTENCIA NATURAL DE LAS ARCILLAS

N	DENOMINACION	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE EN kg/cm <sup>2</sup> (APROXIMADA)
0-2	MUY BLANDA	0-0.25
2-4	BLANDA	0.25-0.5
4-8	SEMI-DURA	0.5-1.0
8-16	DURA	1-2
16-30	MUY DURA	2-4
más de 30	RIGIDA	> 4

TABLA II

El tubo partido constituye una herramienta de extraordinaria utilidad en la ejecución de estudios del carácter preliminar, ya que, por medio de su empleo, se obtiene información a cerca de la estratigrafía de los suelos que se muestran, así como datos numéricos indirectos como la variación de la compactad de los distintos depósitos. En ocasiones como último recurso, este tipo de información llega a ser suficiente para definir un problema y establecer un criterio a seguir en el caso particular; sin embargo en tales casos, los valores de la resistencia a la penetración deben emplearse cuidadosamente ya que en ciertos casos pueden conducir a errores importantes. A continuación se exponen algunos criterios a seguir en el uso de estos valores para diferentes casos.

La experiencia ha demostrado que la resistencia a la penetración en las arenas es una medida suficientemente aproximada de la compacidad relativa desde el punto de vista práctico. Se ha correlacionado la resistencia a la penetración con la compacidad relativa e indirectamente con el valor del ángulo de fricción interna, como se muestra en la gráfica de la figura no. III.2.6. De experiencias se sabe que en las arenas, para una misma compacidad relativa, el ángulo de fricción interna varía con la graduación del material y con la angulosidad de sus partículas, correspondiendo los mínimos valores a las arenas finas, uniformes y de partículas redondeadas, y los máximos a las gruesas, bien graduadas y de partículas angulosas.



Ángulo de fricción interna  $\phi$

(1) Relación para arenas de grana angulosas o redondeadas de mediana a gruesa

(2) Relación para arenas finas y para arenas limosas.

FIGURA III.2.6.- CORRELACION ENTRE RESISTENCIA A LA PENETRACION (NUMERO DE GOLPES PARA 30 CM DE PENETRACION) Y ANGULO DE FRICCION INTERNA.

La gráfica mencionada anteriormente es adecuada para las arenas que no contienen cantidades apreciables de grava, pues ésta llega a obstruir la boca del tubo muestreador y proporciona datos erróneos de la resistencia a la penetración. Tampoco es adecuada para las arenas finas cuando éstas se encuentran abajo del nivel freático y en estado semi-compacto o compacto, ya que su permeabilidad es suficientemente baja para no permitir la disipación rápida de tensiones en el agua de los poros que se desarrollan bajo la acción de los esfuerzos dinámicos introducidos por el hincado del muestreador, lo cual tiende a incrementar los valores de  $N$ . Empíricamente se ha encontrado que, para estos casos el valor de  $N$  puede corregirse mediante la siguiente expresión:

$$N = 15 + 0.5 (N' - 15)$$

En la cual  $N$ , es el valor corregido del índice de penetración y  $N'$  es el valor observado durante el muestreo. Esta expresión es aplicable cuando la resistencia a la penetración es mayor de 15 golpes, para las arenas finas y saturadas.

El comportamiento de las arcillas ante la acción de efectos dinámicos llega a ser notablemente diferente del que corresponde al comportamiento estático. Esta diferencia es más acentuada a medida que las arcillas son más sensitivas. Intervienen en tal discrepancia dos factores básicos: por una parte, el remoldeo que introduce el tubo partido hace que la resistencia a la penetración de la arcilla sea menor que la correspondiente a su estado natural; por otra parte, es bien sabido que las arcillas exhiben una mayor resistencia a medida que la velocidad de la deformación aumenta, como consecuencia de fenómenos de viscosidad. En tales condiciones, es evidente que la resistencia a la penetración, aún cuando proporciona alguna información en relación con la consistencia natural de la arcilla, no debe tomarse como una medida precisa de su resistencia al corte; en forma aproximada y procediendo conservadoramente, puede utilizarse para el caso de arcillas de consistencia semidura a dura, de baja sensibilidad. En consecuencia es siempre preferible recurrir a la determinación de la resistencia al corte en las arcillas mediante ensayos de laboratorio, realizados en especímenes inalterados que se obtienen con los muestreadores que se describen a continuación.

#### **MUESTREO CON TUBOS DE PARED DELGADA (SHELBY).**

Este tipo de método de muestreo se considera como definitivo ya que nos permite obtener muestras denominadas como inalteradas de suelos finos blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, del procedimiento usado para su hincado. Hincado el tubo de la forma ya mencionada, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada relación de áreas.

$$Ar (\%) = \frac{De - Dm}{Dm}$$

De = diámetro exterior del tubo.

Dm = diámetro de la muestra.

La expresión anterior equivale a la relación entre el área de la corona sólida del tubo y el área exterior del mismo. Dicha relación no debe ser mayor del 10%.

Además, es necesario que el extremo afilado del tubo tenga un diámetro ligeramente menor que el diámetro exterior del tubo, a fin de que los esfuerzos de fricción entre la muestra y el tubo se reduzcan a un mínimo y la muestra pueda penetrar en él sin formar un tapón, que reduciría notablemente el porcentaje de recuperación de muestra. La holgura entre la muestra y el tubo debe ser de 0.7 % al 1.5 % expresada de la siguiente manera:

$$0.007 < \frac{Di - Dm}{Dm} < 0.015 \quad (\text{Relación de diámetros})$$

Di = Diámetro interior del tubo.

Dm = Diámetro de la muestra.

La mayor holgura es adecuada para materiales muy expansivos y la mínima para arcillas no expansivas. Esta holgura no debe ser excesivamente grande, pues la falta de adherencia entre la muestra y el tubo impide extraer el espécimen del fondo de la perforación.

La válvula de la cabeza del muestreador (ver figura no. III.2.8) permite la salida del agua del interior del tubo al entrar la muestra y al mismo tiempo, evita que el agua de la perforación ejerza presión sobre la cara superior de la muestra, al retirar el muestreador de la perforación, la cual expulsaría la muestra del tubo.

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

Desde luego, de ningún modo y bajo ninguna circunstancia puede obtenerse una muestra de suelo que pueda ser rigurosamente considerada como inalterada. En efecto, siempre será necesario extraer del suelo de un lugar con alguna herramienta que inevitablemente alterará las condiciones de esfuerzo de su vecindad; además, una vez la muestra dentro del muestreador no se ha encontrado hasta hoy, un método que proporcione a la muestra, los mismos esfuerzos que tenía en el sitio.

Al introducir en el suelo un tubo de pared gruesa se produce el desplazamiento de un volumen de suelo que, unido a los esfuerzos repentinos del hincado produce una fuerte distorsión de la estructura natural del suelo; por este motivo se recurre a la utilización de un tubo de lámina de acero, delgado, afilado en su extremo inferior, que ilustra la figura no. III.2.7, el cual se hinca a presión y a velocidad constante, con objeto de introducir esfuerzos menores que perturben en un grado mínimo la estructura del suelo.

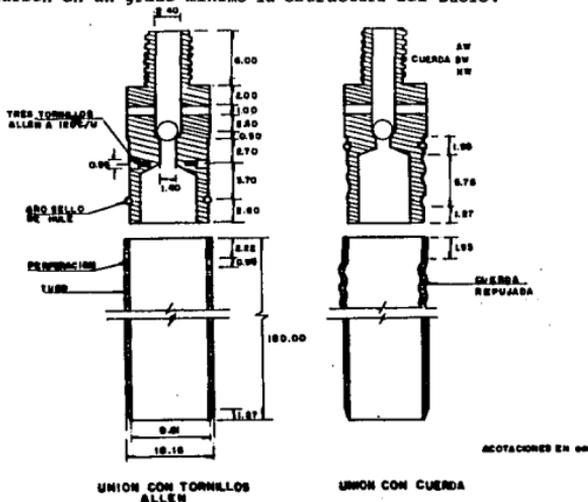
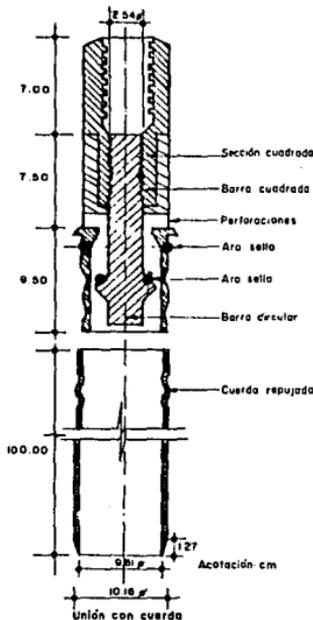


FIGURA III.2.7.- TUBO DE PARED DELGADA



**FIGURA III.2.8.- MUESTRADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA. DESLIZANTE**

Antes de hincar el tubo Shelby en el terreno que se va a muestrear es indispensable hacer una buena limpieza del fondo de la perforación, para evitar que existan sedimentos que se introduzcan en el muestreador y disminuyan el porcentaje de recuperación de la muestra.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg a una longitud de 75 cm; esto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que puedan haber quedado dentro del tubo. Después del hincado se deja el muestreador en reposo durante 3 min para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes; enseguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca al exterior, se limpian sus extremos y se identifica el tubo.

El tubo Shelby se emplea para obtener muestras de arcillas blandas o semiduras y de suelos limosos de consistencia semejante. La presencia de gravas o boleas dificulta seriamente el uso del tubo Shelby.

#### PLANEACION DEL PROGRAMA DE EXPLORACION.

Con el fin de determinar la estratigrafía y propiedades del subsuelo se llevaron a cabo las siguientes actividades:

- 1.- Recolección de la información disponible a cerca del proyecto arquitectónico y estructural de la estación. Tipo de solución (subterránea, superficial o elevada), profundidades, espacios para maniobras, etc.
- 2.- Reconocimiento del sitio previo a la realización de la exploración con el fin de observar características topográficas, tipo y condiciones de estructuras existentes cercanas.
- 3.- En el aspecto concerniente al número de sondeos se puede decir que en base a experiencias relacionadas con la construcción del Metro el número de sondeos es por lo menos un cono y un mixto por estación y dos o tres en tramos dependiendo de la longitud, además de los considerados para la construcción de obras adicionales como son puentes y cruces importantes.

Para el caso de la estación el número de sondeos realizados fue menor comparado con el de estaciones en cruces con otras líneas que tienen profundidades hasta de 16 m. En el lugar en el que se construirá la estación no existen construcciones importantes y cuenta con información de la existente estación Santa Anita de línea 4. La estación es una construcción de gran volumen, magnitud y profundidad, por lo que el costo de la investigación completa y elaborada es generalmente pequeño comparado con las economías que podrían efectuarse utilizando sus resultados en el proyecto y en la construcción, o comparado con los gastos que se originarían por una falla debida a hipótesis erróneas de proyecto.

Con base en lo ya mencionado, para el caso de la estación se realizaron dos sondeos de cono eléctrico los cuales se llevaron hasta el límite superior de la primera capa dura a una profundidad aproximada de 38 m. Los dos sondeos fueron realizados por contratistas diferentes a manera de verificación. En la figura III.2.9 se presentan los resultados obtenidos de los dos sondeos.

Con esta exploración se obtuvieron valores preliminares de resistencia al corte para diferentes profundidades representativas, fue posible detectar probables lentes de arena, valores que se reafirmaron con los obtenidos de pruebas de laboratorio extraídas del sondeo mixto como se verá más adelante.

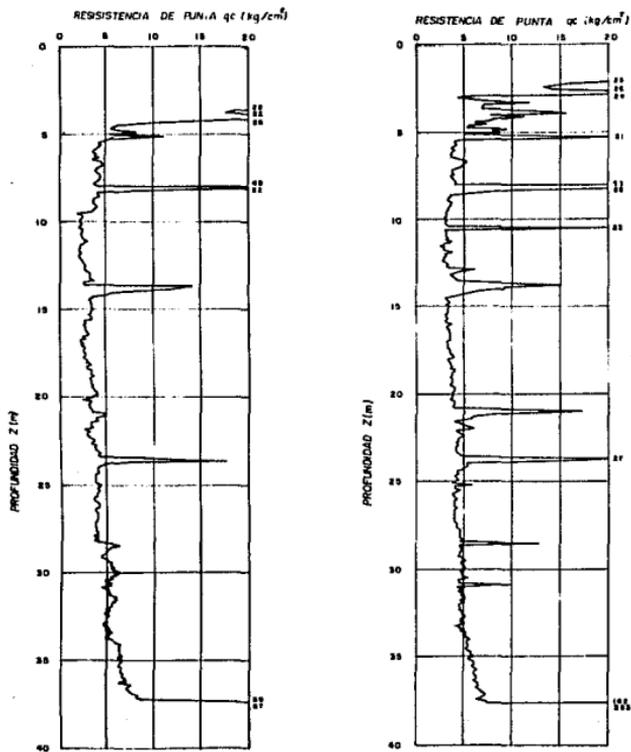


FIGURA III.2.9.- SONDEOS DE CONO ESTACION SANTA ANITA L-8

Con los resultados del sondeo de cono se llevó a cabo la programación del sondeo mixto. Esta programación se basó en las especificaciones de diseño y construcción de Covitur para sondeos, combinando muestreos de penetración estándar y tubo de pared delgada, definiendo con precisión en base a los sondeos de cono la profundidad a la cual se debe extraerse la muestra, así como seleccionando el tipo de muestreador a utilizar.

La programación realizada para el sondeo de cono de la estación se muestra en la figura no. III.2.10.

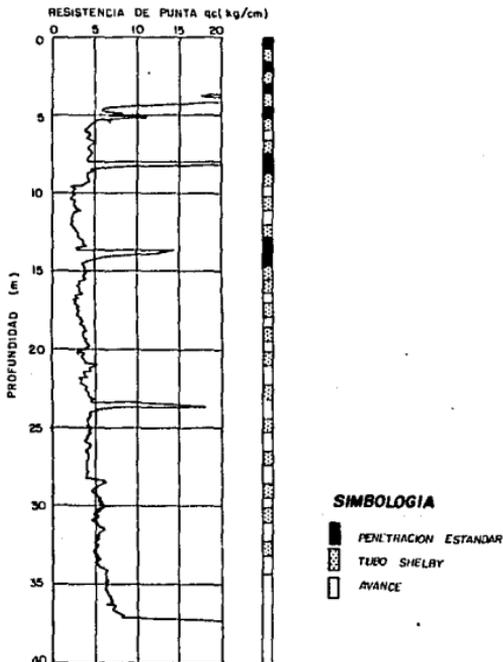


FIGURA III.2.10 PROGRAMACION SONDEO MIXTO

La programación de ensayos del laboratorio se realizó de acuerdo con el tipo de material que se encontró, se basó en las siguientes hipótesis:

- a) .- En las zonas arcillosas se programaron pruebas de compresión triaxial de las cuales se obtuvieron datos de resistencia así como pesos volumétricos y contenidos de humedad, se programaron límites líquidos y plásticos, además de pruebas de consolidación.

Los pesos volumétricos son los más importantes ya que de ellos dependen los valores de sobrecompensación que se obtengan para la estación.

- b) .- En las zonas donde era factible que se tuviera arena detectada en el sondeo de cono, se programaron lavados de los cuales se obtuvo el porcentaje de finos que nos da idea de la cantidad de arena.
- c) .- En todas las muestras se obtuvieron contenidos de humedad, lo cual nos da la posibilidad de conocer el tipo de material en forma indirecta, lo cual también está directamente relacionado con los movimientos que se pudieran presentar en la estación.
- d) .- Granulometrías, en las muestras con contenidos de arena para detectar el tamaño predominante del material y a su vez el comportamiento del estrato.
- e) .- Adicionalmente a esto se programaron estaciones piezométricas con el propósito de conocer las características de la presión de poro en las lentes arenosas de la formación arcillosa superior.

### III.3.- ENSAYOS DEL LABORATORIO

La importancia de la calidad de las muestras es fundamental ya que se puede afirmar que la calidad de un estudio de Mecánica de Suelos está en función directa de la calidad de sus muestras. Generalmente se acostumbra clasificar a las muestras de la siguiente manera:

Muestras del suelo	}	Representativas ( muestras inalteradas )
	}	No representativas ( muestras alteradas )

La primera clasificación atiende a si una muestra conserva o no sus características naturales como son estructura, relación de vacíos y humedad. De esta manera las muestras que tienen más valor son las representativas, las no representativas sólo permiten dar una idea gruesa del perfil estratigráfico del suelo.

#### **MUESTRAS ALTERADAS.**

Son aquellas que están constituidas por el material disgregado o fragmentado en las que no se toman precauciones especiales para conservar las características de la estructura y contenido de agua; no obstante en algunas ocasiones conviene conocer el contenido de agua original del suelo, para lo cual las muestras se envasan en bolsas de lona cerrándolas convenientemente para evitar pérdidas de agua o contaminación y llevan tarjetas de identificación tanto en su interior, como atadas en la parte exterior.

El transporte de las muestras se debe hacer en forma cuidadosa sin exponerlas a sufrir alteraciones.

#### **MUESTRAS INALTERADAS.**

Son aquellas en las que se conserva la estructura y el contenido de agua que tiene el suelo en el lugar donde se obtiene la muestra.

Desde luego y bajo ninguna circunstancia puede detenerse ninguna muestra de suelo que sea inalterada, ya que siempre será necesario extraer el suelo de algún lugar con alguna herramienta que inevitablemente altera las condiciones de esfuerzo de su vecindad.

Las muestras inalteradas se obtienen de suelos finos que puedan labrarse sin que se disgreguen.

Los especímenes obtenidos en la exploración, se trasladaron al laboratorio con el objeto de realizar los ensayos requeridos.

Los ensayos efectuados en el laboratorio para cada tipo de muestreo fueron de la siguiente manera:

MUESTRAS ALTERADAS	PROPIEDADES INDICE	{ Contenido de humedad Peso volumétrico natural Análisis granulométrico Límites de consistencia
MUESTRAS INALTERADAS	PROPIEDADES INDICE	{ Contenido de humedad Peso volumétrico natural Análisis granulométrico Límites de consistencia
	PROPIEDADES MECANICAS Y DE DEFORMABILIDAD	{ Compresión triaxial rápida Consolidación

Las muestras obtenidas con el equipo de exploración, se trasladan al laboratorio con objeto de realizar los ensayos requeridos. Estos ensayos se describen a continuación:

#### CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD.

Este ensaye tiene por objeto el determinar la cantidad de agua que posee una muestra con respecto al peso seco de la misma; da una idea acerca de sus probables propiedades mecánicas. Particularmente en los suelos finos, y junto con los límites de plasticidad, el contenido de humedad constituye un buen índice de la consistencia del suelo en estudio.

El contenido de agua es la relación del peso del agua ( $W_w$ ) entre el peso de los sólidos de un suelo ( $W_s$ ), comúnmente se expresa en por ciento.

Extraída la muestra, se obtiene su peso natural ( $W_m$ ). A continuación se seca al horno durante 24 horas a una temperatura de 105 grados centígrados y se vuelve a pesar para tener su peso seco ( $W_s$ ). Con lo cual:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

quedando así por tanto determinado el contenido de agua de la muestra.

Generalmente en la variación del contenido de humedad con la profundidad se observa que  $w$  varía de 250 a 400% en los suelos con arcilla del lago, excepto donde existen materiales limo arenosos como en el manto superficial, lentes duros y capa dura donde se tienen valores hasta de 25%. Comparando esta información con el sondeo de cono eléctrico se observa que la estratigrafía puede definirse con mayor precisión, rapidez y menor costo si además se toma en cuenta la resistencia de punta  $q_c$ .

#### **PESO VOLUMETRICO NATURAL.**

El peso volumétrico del material en estado natural es la relación de su peso entre la unidad de volumen con su contenido natural de humedad.

Para determinar los pesos volumétricos, ya sea para suelos gruesos o finos, el problema estriba en obtener el volumen de la muestra, ya que el peso puede registrarse directamente.

Es muy importante contar con pesos volumétricos, ya que de ellos depende parte del comportamiento del suelo. Da una idea probable de las propiedades mecánicas, junto con los límites de plasticidad es un buen índice de la consistencia del suelo.

Para el caso del subsuelo de la ciudad de México y particularmente para la zona del lago la variación del contenido de agua facilita la detección de cambios estratigráficos.

#### **GRANULOMETRIA.**

Este ensayo de laboratorio, tiene el propósito de determinar la relación entre tamaños de las partículas sólidas que lo constituyen y el porcentaje del peso total que representa cada porción de un mismo tamaño, el cual se fija por el diámetro representativo de las partículas de suelo. El porcentaje se obtiene relacionando el peso de todo el material menor que cierto diámetro con el peso total de muestra analizada.

Esta prueba de laboratorio se efectúa en suelos gruesos, aquellos en que el rango de diámetro varía de 0.074 mm a 76.2 mm. La medición en el tamaño de partículas de un suelo, consiste en ordenar en forma descendente una serie de mallas (generalmente siete u ocho), depositar el suelo previamente seco en el juego de mallas agitándolo en forma horizontal o vertical durante 5 ó 10 min. en un agitador, luego pesar el suelo retenido en cada malla con respecto al peso total de la muestra y el porcentaje que pasa, en peso, y el diámetro de la malla, formando ambos parámetros un sistema de ejes sobre el cual, una vez graficados los resultados, se obtiene la llamada curva de distribución granulométrica.

Algunas veces es necesario determinar la granulometría de los suelos finos (menores a 0.74 mm). Ya que no existen mallas menores que la No. 200 se utiliza el procedimiento denominado del hidrómetro, que consisten en establecer una mezcla homogénea de suelo - agua que se basa en la hipótesis de que la velocidad de sedimentación de las partículas grandes es mayor que la de las pequeñas. Para obtener resultados aún más exactos, se puede pasar una muestra por el hidrómetro varias veces.

Cabe mencionar que así como es importante la granulometría de los suelo gruesos, en suelo finos no resiste tanto; esto se debe principalmente a que en suelos finos el comportamiento depende más de las formas de las partículas y su composición mineralógica y sólo en una mínima parte del tamaño de las partículas, de manera que los suelos finos de partículas laminares son más compresibles y más plásticos que los suelos de partículas equidimensionales. Por esta razón en general, las partículas de los limos que son de forma redonda son menos compresibles que las arcillas cuyas partículas son de forma laminar; así pues, se pueden tener dos suelos finos con la misma granulometría pero diferente comportamiento.

#### LIMITES DE ATTERBERG (límites de consistencia).

Las propiedades de un suelo formado por partículas muy finas, como una arcilla, dependen de su contenido de agua la cual modifica la fuerzas de interacción entre partículas y por tanto, influye sobre el comportamiento del material. un elevado contenido de agua corresponde a una distancia promedio alta entre partículas y a una resistencia baja al esfuerzo cortante. Al alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable posteriormente, el suelo llega a adquirir las características de un sólido pudiendo resistir esfuerzos de compresión y cortante.

A. Atterberg marcó las fronteras de los tres estados en que pueden presentarse los materiales muy finos (líquido, plástico o sólido), para ello estableció o definió tres fronteras a las cuales llamó, Límite Líquido, Límite Plástico y Límite de Contracción.

El límite líquido identificado con el símbolo WL corresponde aproximadamente a la resistencia al corte del suelo de 25 g/cm<sup>2</sup>.

La finalidad de terminar los límites de consistencia es: a) clasificar los suelos finos, b) servir de índice para estimar sus propiedades geotécnicas. Para determinarlo se utiliza el método de A. Casagrande.

La variación con la profundidad del contenido de agua respecto a los límites del estado de consistencia plástico, es un indicador de la propiedades mecánicas del suelo.

El límite plástico es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza a agrietar o desmoronar cuando se remoldea, manualmente en forma de rollitos de 3 mm de diámetro.

El comportamiento plástico de un suelo fino, está limitado por el límite plástico  $W_p$ ; de manera muy simple el límite plástico permite distinguir entre un suelo plástico, una arcilla, por ejemplo, y otro no plástico, como un limo.

Conocidos los límites de consistencia  $W_L$  y  $W_p$ , el intervalo en el que el suelo muestra propiedades plásticas se conoce como índice plástico

$$I_p = W_L - W_p$$

Es común graficar el intervalo plástico limitado por  $W_L$  y  $W_p$ , junto con el contenido natural de agua para la misma profundidad; de esta manera el perfil estratigráfico orienta sobre la naturaleza del suelo y sus posibles propiedades mecánicas. El valor de la consistencia relativa  $C_r$  facilita esa interpretación.

$$C_r = \frac{W_L - W_i}{I_p}$$

Una muestra que tenga consistencia sólida ( $C_r$  menor que 1) es no plástica y exhibe una falla frágil con una deformación pequeña. Un espécimen con consistencia plástica ( $C_r$  entre 0 y 1) es moldeable y conserva su forma después de la deformación. Una muestra con consistencia líquida o semilíquida fluye por su propio peso.

#### **DENSIDAD DE SÓLIDOS O PESO ESPECÍFICO RELATIVO.**

Es una propiedad índice que debe determinarse en todos los suelos debido a que este valor interviene en la mayor parte de los cálculos relacionados con la mecánica de suelos, en forma relativa, con los diversos valores determinados en laboratorio pueden clasificarse algunos materiales.

La variación de la densidad de sólidos es de 2.8 a 2.6, aunque existen excepciones como en el caso de la turba en la que se han registrado valores de 1.5 y aún menores, debido a la presencia de materia orgánica. En cambio, en suelos con cierta cantidad de minerales de hierro la densidad de sólidos ha llegado a 3.0.

Con la densidad de sólidos ( $S_s$ ), el contenido de humedad ( $W_w$ ) y el peso volumétrico natural ( $\gamma_m$ ) se puede calcular cualquier relación gravimétrica y volumétrica que se desee, tomando en cuenta el estado del material (seco, parcialmente saturado y saturado).

#### PRUEBA DE COMPRESIBILIDAD.

La prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos vs. relación de vacíos o deformación unitaria y las curvas de consolidación, deformación vs. tiempo, para incrementos de carga aplicados a un espécimen inalterado y representativo del estrato por estudiar.

La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuela establecida de cargas verticales a un espécimen doigado confinado en un anillo flocante y medir la deformación progresiva que sufre. En cada una de las etapas incrementales de carga, el espécimen experimenta una primera fase de compresión que se atribuye al proceso de expulsión de agua y aire, y se conoce como consolidación primaria; ocurre también una compresión adicional ocasionada por fenómenos de flujo plástico del suelo, conocida como consolidación secundaria, la que se hace más evidente cuando la consolidación primaria ha concluido.

El procedimiento convencional para cargar axialmente el espécimen consiste en lo siguiente:

Se aplica el primer incremento de carga, la magnitud de la presión a que primeramente se sujeta la muestra depende de varias consideraciones. Debe escogerse una carga lo suficientemente pequeña para que su presión sobre el espécimen haga que éste no fluya a través del espacio libre entre la piedra porosa y el anillo; por otra parte, si los incrementos son demasiado pequeños, la consolidación secundaria, que es independiente de la magnitud de ellos, haría poco notorios los efectos primarios.

Después que la muestra ha sido consolidada bajo el primer incremento, cada incremento será tal que la carga se vaya duplicando, se observan y anotan las lecturas del micrómetro en intervalos de tiempo adecuados y se dibuja la curva de consolidación.

Una vez que en la curva de consolidación se define claramente el tramo recto de consolidación secundaria; se procede a la colocación del segundo incremento de carga. Y así se procede sucesivamente hasta completar la prueba en lo referente al ciclo de carga.

Observando todas las curvas de consolidación obtenidas se selecciona un tiempo correspondiente a un punto que caiga en el tramo de consolidación secundaria de todas ellas. Se registran las presiones y las lecturas del micrómetro, usando las curvas correspondientes a ese tiempo escogido, interpolando en las curvas. Estos datos se dibujan en trazo semilogarítmico, con las presiones en la escala logarítmica y las lecturas en la escala natural. La forma de la curva así obtenida es similar a la de la curva de compresibilidad.

Una vez aplicados todos los incrementos de carga necesarios, se inicia la etapa de descarga; generalmente se quitan las tres cuartas partes de la presión total en el primer decremento y después, en cada uno de los restantes, se retira la mitad de la carga que resta.

Las lecturas para la etapa de descarga se hacen en diferentes tiempos para cada carga actuante y se dibuja la curva de expansión en forma análoga a las anteriores de consolidación.

Después de retirar toda la carga, se expande la muestra descargada durante 48 horas o, hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un periodo de 24 hrs.

Las pruebas de consolidación se realizan principalmente para dar respuesta a dos interrogantes:

- a) Conocer la magnitud o el asentamiento de la expansión de cierta estructura con una presión dada, debido a la consolidación o alivio de presiones del subsuelo de desplante.
- b) Conocer la evolución de los movimientos a través del tiempo.

El ensayo debe reproducir de la manera más fiel posible el nivel de esfuerzos a que se verá sometido el espécimen en el campo, para el problema en particular que se trate y tener presente que el espécimen se consolida únicamente en la dirección vertical, ya que sus dimensiones horizontales no cambian. Debe también asegurarse que el espécimen sea inalterado y representativo del estrato por estudiar.

## PRUEBAS DE RESISTENCIA AL CORTE.

Las pruebas de compresión triaxial son las más usadas para determinar las características de esfuerzo - deformación y de resistencia al esfuerzo cortante de los suelos. Estas pruebas consisten en aplicar presiones laterales y axiales diferentes a tres espécimenos cilíndricos y observar su comportamiento, para su evaluación, hasta alcanzar la falla.

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos depende de un número importante de factores, para los diferentes suelos. En los suelos gruesos los principales son la compactidad, la forma de las partículas y la granulometría. En los suelos finos o cohesivos, existen dos enfoques en cuanto a los factores que afectan su resistencia.

El primero consiste en considerar que la resistencia depende principalmente del esfuerzo efectivo, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación.

El segundo enfoque expresa el hecho experimental de que la resistencia de un suelo cohesivo que se deforma a volumen constante depende principalmente de su historia previa de carga, de la trayectoria de esfuerzos y de la velocidad de deformación, siendo el primer factor el más importante. Entonces la Ley de resistencia se expresa en términos de esfuerzos totales, es decir:

$$f = c + \sigma \tan \phi$$

donde:

$f$  = Esfuerzo cortante en el plano de falla.

$\sigma$  = Esfuerzo normal total sobre el plano considerado.

$c$  = Cohesión aparente.

$\phi$  = Angulo de fricción aparente.

En este caso,  $c$  y  $\phi$  no son propiedades del material, sino funciones de sus características, de la historia de carga previa y de las condiciones de carga y drenaje.

La resistencia al esfuerzo cortante de un suelo cohesivo puede, por lo tanto, expresarse en términos de esfuerzos efectivos o totales. Es importante subrayar que ambos enfoques son igualmente válidos, pues en el método de los esfuerzos totales la influencia de los efectivos aparece implícitamente en los resultados.

Las pruebas triaxiales se clasifican en función de las condiciones de drenaje durante las dos etapas de la prueba. Las pruebas más comunes son:

- 1.- No consolidadas - No drenadas (UU).- Se impide el drenaje durante las dos etapas de la prueba.
  - 2.- Consolidadas - No drenadas (CU).- Se permite el drenaje durante la primera etapa solamente.
  - 3.- Consolidadas - Drenadas (CD).- Se permite el drenaje durante toda la prueba, y no se dejan generar presiones de poro, aplicando las cargas con una velocidad constante durante la segunda etapa.
- Las pruebas consolidadas - no drenadas se realizan generalmente, saturando previamente la muestra; se reproduce en esta forma la inmersión de la estructura o del estrato estudiado. La saturación permite que la segunda etapa de la prueba se desarrolle a volumen constante, y facilita eventualmente la medición de las presiones de poro. Tal estado se logra aplicando una contrapresión al fluido intersticial del material, con el fin de disolver el aire no disuelto.
  - La prueba no consolidada - no drenada permite determinar la resistencia de una arcilla saturada sometida a cargas o descargas aplicadas a una velocidad tal que no haya disipación de las presiones de poro generadas. Esta prueba se presta por tanto, al estudio de la estabilidad al final de la construcción.
  - La prueba consolidada - drenada permite, por lo contrario, determinar la resistencia después de la disipación de la presión de poro, lo que corresponde para suelos cohesivos a la estabilidad a largo plazo en el campo.
  - La prueba consolidada - no drenada es la más adecuada para determinar la resistencia de los suelos consolidados sometidos a cargas rápidas, como en el caso de vaciado rápido de una presa o de sismos.

En estos espécimenes se debe reproducir en el laboratorio la mejor manera de estado de esfuerzos a que se someterá la masa térrica del prototipo, así como las condiciones de drenaje que prevalezcan en las diferentes etapas de vida útil.

El objeto fundamental de las pruebas triaxiales es definir la resistencia al corte de los estratos más significativos para el diseño, de manera secundaria se determinan los coeficientes de correlación con la resistencia de punta de cono para definir confiablemente la variación de la resistencia al corte con la profundidad.

La resistencia al corte no drenada  $C_{uu}$  obtenida de pruebas triaxiales se analiza tomando en cuenta la relación:

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

$q_c$  = resistencia de punta de cono

$N_k$  = factor de correlación

Para cada profundidad de muestreo se calcula un  $N_k$  con estos valores se determina el promedio aplicable en el sitio usualmente  $N_k = 13$  para suelos arcillosos blandos. En la figura no. III.2.12 se muestra la gráfica y tabla de valores de correlación y las cohesiones obtenidas del sondeo de cono.

#### PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE O NO CONFINADA.

Consiste en aplicar una carga vertical a una espécimen cilíndrico y llevarlo a la falla sin proporcionarle ningún soporte lateral.

Esta prueba se asemeja a una triaxial en la cual el esfuerzo principal mayor, fuera igual al vertical y a los esfuerzos principales intermedio y menor fueran nulos. La importancia de las fisuras y las heterogeneidades del material en ausencia de presión confinante hace que no puede considerarse como una prueba triaxial no consolidada - no drenada. A pesar de su difícil interpretación, esta prueba es comúnmente usada para estimar la condición del material en condiciones no drenadas, la cual se considera igual a la mitad del máximo esfuerzo axial aplicado durante la prueba; esta queda circunscrita a suelos cohesivos, pues en los no cohesivos es imposible labrar la muestra.

La carga axial puede aplicarse al espécimen siguiendo el método de deformación controlada (velocidad de deformación constante) o de carga controlada (incremento de carga aplicado a intervalos predeterminados).

## ORDEN DE TRABAJO

SONDED SMB-25 No. DE OTRA \_\_\_\_\_ FECHA ENTRADA \_\_\_\_\_ SALIDA \_\_\_\_\_

SONDED	MUESTRA	ELEVAC.	N	CLASIF	T.F.A.	LÍMITES		L. DE CONT.	BARRIOMETRIA				PRES	TRAZAL			TRAZAL	CORR.	SAPDA	OBSERVACIONES
						U.	S.		VEL.	LIT.	MM.	LAV.		HOMB.	VOL.	Q <sup>2</sup>				
	2	100												X	X	X				
	2A	1.25				X	X			X										
	2B	1.50				X	X													
	4	2.40								X										
	5	3.00				X	X			X										
	6	3.80												X	X	X				
	7	4.30				X	X			X										
	8	5.00												X	X	X				
	9	7.50												X	X	X				
	10	7.80				X	X			X										
	11	8.40				X	X			X										
	12	9.75												X	X	X				
	13	10.65												X	X	X				
	14	12.45												X	X	X				
	15	13.80				X	X			X										

NOTAS: 1.- La profundidad mínima registrada es la profundidad real del talo según se indica.

2.- Las lecturas y límites se refieren a las mismas unidades de medida.

SONDED	MUESTRA	ELEVAC.	CONSOLIDACIONES						SATURACION	BAJO	CARGA	COSTE	DIRECTO	SAPDA	NEUTRO		PRESURAS		MUESTRA	MUESTRA	OBSERVACIONES
			Q <sup>1</sup>	Q <sup>2</sup>	Q <sup>3</sup>	Q <sup>4</sup>	Q <sup>5</sup>	Q <sup>6</sup>							VEL.	Q <sup>1</sup>	Q <sup>2</sup>	Q <sup>3</sup>			
		5.50	X	X	X	X	X														
		7.05	X	X	X	X	X														
		8.65	X	X	X	X	X														
	10	12.45	X	X	X	X	X														
	11	16.05	X	X	X	X	X														
	12	17.45	X	X	X	X	X														
	13	19.05	X	X	X	X	X														
	14	22.45	X	X	X	X	X														
	15	24.75	X	X	X	X	X														
		29.85	X	X	X	X	X														
		32.75	X	X	X	X	X														

3.- La escala usada en la gráfica de consolidación debe ser igual a la del talo según se indica en el orden de trabajo.

FIGURA III.2.11.- PROGRAMACION DE ENSAYES DE LABORATORIO

## ORDEN DE TRABAJO

 SONDEO 5MB-25'

No DE OBRA \_\_\_\_\_

FECHA ENTRADA \_\_\_\_\_

SALIDA \_\_\_\_\_

SONDEO	MUESTRA	ELEVAC.	W	CLASIF	Tm	LIMITE		S	L DE CONTR		BAROMETRIA		PRES	TRAYAL RAPIDA			TRAYAL	CONS.	RAPIDA	OBSERVACIONES
						EL	LP		VOL	LIK	MALL	LAV		INDIC	VOL	Q25				
		1440					X	X				X								
		15 15												X	F	X				
		17 05												X	X	X				
		20 55					X	X						X	X	X				
VI		22 65					X	X						X	X	X				
VI		24 75												X	X	X				
		26 85												X	X	X				
II		30 65												X	X	X				
VI		34 85												X	X	X				

SONDEO	MUESTRA	ELEVAC	CONSOLIDACION				NORMAL	SATURACION	BAJO	CARGA	CONTE	DIRECTO	RAPIDO	PERMEAR	PROCESO			PORT	MS	MS	D	OBSERVACIONES	
			Q25	Q75	Q90	100									SEC	4.00	VAR						CTR

NTSA	PROFUNDIDAD	CAPURA		SN	WH + C	GR	GR	GR	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T	U	V	W	X	Y	Z	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	CV	CW	CX	CY	CZ	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK	DL	DM	DN	DO	DP	DQ	DR	DS	DT	DU	DV	DW	DX	DY	DZ	EA	EB	EC	ED	EE	EF	EG	EH	EI	EJ	EK	EL	EM	EN	EO	EP	EQ	ER	ES	ET	EU	EV	EW	EX	EY	EZ	FA	FB	FC	FD	FE	FF	FG	FH	FI	FJ	FK	FL	FM	FN	FO	FP	FQ	FR	FS	FT	FU	FV	FW	FX	FY	FZ	GA	GB	GC	GD	GE	GF	GG	GH	GI	GJ	GK	GL	GM	GN	GO	GP	GQ	GR	GS	GT	GU	GV	GW	GX	GY	GZ	HA	HB	HC	HD	HE	HF	HG	HH	HI	HJ	HK	HL	HM	HN	HO	HP	HQ	HR	HS	HT	HU	HV	HW	HX	HY	HZ	IA	IB	IC	ID	IE	IF	IG	IH	II	IJ	IK	IL	IM	IN	IO	IP	IQ	IR	IS	IT	IU	IV	IW	IX	IY	IZ	JA	JB	JC	JD	JE	JF	JG	JH	JI	JJ	JK	JL	JM	JN	JO	JP	JQ	JR	JS	JT	JU	JV	JW	JX	JY	JZ	KA	KB	KC	KD	KE	KF	KG	KH	KI	KJ	KK	KL	KM	KN	KO	KP	KQ	KR	KS	KT	KU	KV	KW	KX	KY	KZ	LA	LB	LC	LD	LE	LF	LG	LH	LI	LJ	LK	LL	LM	LN	LO	LP	LQ	LR	LS	LT	LU	LV	LW	LX	LY	LZ	MA	MB	MC	MD	ME	MF	MG	MH	MI	MJ	MK	ML	MM	MN	MO	MP	MQ	MR	MS	MT	MU	MV	MW	MX	MY	MZ	NA	NB	NC	ND	NE	NF	NG	NH	NI	NJ	NK	NL	NM	NN	NO	NP	NQ	NR	NS	NT	NU	NV	NW	NX	NY	NZ	OA	OB	OC	OD	OE	OF	OG	OH	OI	OJ	OK	OL	OM	ON	OO	OP	OQ	OR	OS	OT	OU	OV	OW	OX	OY	OZ	PA	PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO	PP	PQ	PR	PS	PT	PU	PV	PW	PX	PY	PZ	QA	QB	QC	QD	QE	QF	QG	QH	QI	QJ	QK	QL	QM	QN	QO	QP	QQ	QR	QS	QT	QU	QV	QW	QX	QY	QZ	RA	RB	RC	RD	RE	RF	RG	RH	RI	RJ	RK	RL	RM	RN	RO	RP	RQ	RR	RS	RT	RU	RV	RW	RX	RY	RZ	SA	SB	SC	SD	SE	SF	SG	SH	SI	SJ	SK	SL	SM	SN	SO	SP	SQ	SR	SS	ST	SU	SV	SW	SX	SY	SZ	TA	TB	TC	TD	TE	TF	TG	TH	TI	TJ	TK	TL	TM	TN	TO	TP	TQ	TR	TS	TT	TU	TV	TW	TX	TY	TZ	UA	UB	UC	UD	UE	UF	UG	UH	UI	UJ	UK	UL	UM	UN	UO	UP	UQ	UR	US	UT	UU	UV	UW	UX	UY	UZ	VA	VB	VC	VD	VE	VF	VG	VH	VI	VJ	VK	VL	VM	VN	VO	VP	VQ	VR	VS	VT	VU	VV	VW	VX	VY	VZ	WA	WB	WC	WD	WE	WF	WG	WH	WI	WJ	WK	WL	WM	WN	WO	WP	WQ	WR	WS	WT	WU	WV	WW	WX	WY	WZ	XA	XB	XC	XD	XE	XF	XG	XH	XI	XJ	XK	XL	XM	XN	XO	XP	XQ	XR	XS	XT	XU	XV	XW	XX	XY	XZ	YA	YB	YC	YD	YE	YF	YG	YH	YI	YJ	YK	YL	YM	YN	YO	YP	YQ	YR	YS	YT	YU	YV	YW	YX	YY	YZ	ZA	ZB	ZC	ZD	ZE	ZF	ZG	ZH	ZI	ZJ	ZK	ZL	ZM	ZN	ZO	ZP	ZQ	ZR	ZS	ZT	ZU	ZV	ZW	ZX	ZY	ZZ	AA	AB	AC	AD	AE	AF	AG	AH	AI	AJ	AK	AL	AM	AN	AO	AP	AQ	AR	AS	AT	AU	AV	AW	AX	AY	AZ	BA	BB	BC	BD	BE	BF	BG	BH	BI	BJ	BK	BL	BM	BN	BO	BP	BQ	BR	BS	BT	BU	BV	BW	BX	BY	BZ	CA	CB	CC	CD	CE	CF	CG	CH	CI	CJ	CK	CL	CM	CN	CO	CP	CQ	CR	CS	CT	CU	CV	CW	CX	CY	CZ	DA	DB	DC	DD	DE	DF	DG	DH	DI	DJ	DK	DL	DM	DN	DO	DP	DQ	DR	DS	DT	DU	DV	DW	DX	DY	DZ	EA	EB	EC	ED	EE	EF	EG	EH	EI	EJ	EK	EL	EM	EN	EO	EP	EQ	ER	ES	ET	EU	EV	EW	EX	EY	EZ	FA	FB	FC	FD	FE	FF	FG	FH	FI	FJ	FK	FL	FM	FN	FO	FP	FQ	FR	FS	FT	FU	FV	FW	FX	FY	FZ	GA	GB	GC	GD	GE	GF	GG	GH	GI	GJ	GK	GL	GM	GN	GO	GP	GQ	GR	GS	GT	GU	GV	GW	GX	GY	GZ	HA	HB	HC	HD	HE	HF	HG	HH	HI	HJ	HK	HL	HM	HN	HO	HP	HQ	HR	HS	HT	HU	HV	HW	HX	HY	HZ	IA	IB	IC	ID	IE	IF	IG	IH	II	IJ	IK	IL	IM	IN	IO	IP	IQ	IR	IS	IT	IU	IV	IW	IX	IY	IZ	JA	JB	JC	JD	JE	JF	JG	JH	JI	JJ	JK	JL	JM	JN	JO	JP	JQ	JR	JS	JT	JU	JV	JW	JX	JY	JZ	KA	KB	KC	KD	KE	KF	KG	KH	KI	KJ	KL	KM	KN	KO	KP	KQ	KR	KS	KT	KU	KV	KW	KX	KY	KZ	LA	LB	LC	LD	LE	LF	LG	LH	LI	LJ	LK	LM	LN	LO	LP	LQ	LR	LS	LT	LU	LV	LW	LX	LY	LZ	MA	MB	MC	MD	ME	MF	MG	MH	MI	MJ	MK	ML	MM	MN	MO	MP	MQ	MR	MS	MT	MU	MV	MW	MX	MY	MZ	NA	NB	NC	ND	NE	NF	NG	NH	NI	NJ	NK	NL	NM	NN	NO	NP	NQ	NR	NS	NT	NU	NV	NW	NX	NY	NZ	OA	OB	OC	OD	OE	OF	OG	OH	OI	OJ	OK	OL	OM	ON	OO	OP	OQ	OR	OS	OT	OU	OV	OW	OX	OY	OZ	PA	PB	PC	PD	PE	PF	PG	PH	PI	PJ	PK	PL	PM	PN	PO	PP	PQ	PR	PS	PT	PU	PV	PW	PX	PY	PZ	QA	QB	QC	QD	QE	QF	QG	QH	QI	QJ	QK	QL	QM	QN	QO	QP	QQ	QR	QS	QT	QU	QV	QW	QX	QY	QZ	RA	RB	RC	RD	RE	RF	RG	RH	RI	RJ	RK	RL	RM	RN	RO	RP	RQ	RR	RS	RT	RU	RV	RW	RX	RY	RZ	SA	SB	SC	SD	SE	SF	SG	SH	SI	SJ	SK	SL	SM	SN	SO	SP	SQ	SR	SS	ST	SU	SV	SW	SX	SY	SZ	TA	TB	TC	TD	TE	TF	TG	TH	TI	TJ	TK</
------	-------------	--------	--	----	--------	----	----	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	------

10b	7.40 - 8.00	153	16.04		88.07	67.94	51.90	38.79	SC arena fina arcillosa gris obscuro (+).
11a	8.00 - 8.60	317	16.70		99.27	72.17	55.47	48.86	SC arena fina arcillosa gris obscuro (+).
11b	8.00 - 8.60	265	15.83		97.37	35.86	20.03	307.09	CH arcilla café claro con grumos blanquiscos blancos reacciona al ácido.
12	8.60 - 9.40	121	15.66	SH	104.26	40.75	25.09	253.13	CH arcilla café rojizo reacciona poco al ácido
13	10.20 - 11.00	240	16.28	SH	123.75	46.54	30.26	255.16	CH arcilla café claro con grumos blanquiscos blandos reacciona al ácido.
14	12.00 - 12.80	142	15.87	SH	112.68	47.08	31.21	210.19	CH arcilla con poca arena fina gris verdoso con vetas blanquiscas bancas reacciona al ácido.
15	12.80 - 13.40	286	15.33		117.72	52.53	37.20	175.24	CH arcilla gris claro y café claro con veta de arena fina reacciona al ácido.
16	13.40 - 14.00	436	15.22		109.04	43.60	28.38	230.58	CH arcilla poco limosa gris verdosa reacciona al ácido.
17	14.00 - 14.60	275	16.25		101.99	36.98	20.73	313.60	CH arcilla gris clara y gris verdoso reacciona poco al ácido.
18	14.60 - 15.40	291	15.53	SH	98.75	30.12	14.59	470.39	CH arcilla gris verdoso.
19	15.40 - 16.20	120	16.16	SH	98.04	33.06	16.90	384.50	CH arcilla gris verdoso.
20	17.20 - 18.00	280	15.59	SH	102.27	37.96	22.37	287.57	CH arcilla café verdoso reacciona al ácido.
21	18.70 - 19.50	285	16.31	SH	105.45	39.46	23.15	285.05	CH arcilla gris verdoso y café verdoso reacciona poco al ácido.
22	20.20 - 21.00	136	15.13	SH	110.37	34.23	19.10	398.64	CH arcilla gris claro reacciona al ácido.
23	22.20 - 23.00	293	15.75	SH	106.63	32.17	16.42	453.47	CH arcilla café obscuro y rojizo reacciona poco al ácido.
24	24.30 - 25.10	191	16.76	SH	113.50	37.14	20.38	374.68	CH arcilla gris verdoso reacciona poco al ácido.
25	26.40 - 27.20	114	16.28	SH	110.28	34.56	18.28	414.22	CH arcilla café verdoso reacciona poco al ácido.
26	28.70 - 29.50	237	15.59	SH	124.71	41.62	26.03	319.21	CH arcilla gris claro y café claro reacciona al ácido.
27	30.20 - 31.00	308	16.34	SH	104.45	38.77	22.43	292.82	CH arcilla café verdoso reacciona al ácido.

28	32.40 - 33.20	447	16.32	SH	104.50	38.69	22.37	294.19	CH arcilla gris verdoso reacciona al ácido.
29	34.40 - 35.20	156	14.99	SH	102.34	34.41	19.42	349.79	CH arcilla café verdoso reacciona al ácido.

SIMBOLOGIA

- + Queda poco material
  - \* Reacciona al ácido
- SH Tubo Shelby

### III.4.- DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS INDICE Y PROPIEDADES MECANICAS DEL SUBSUELO

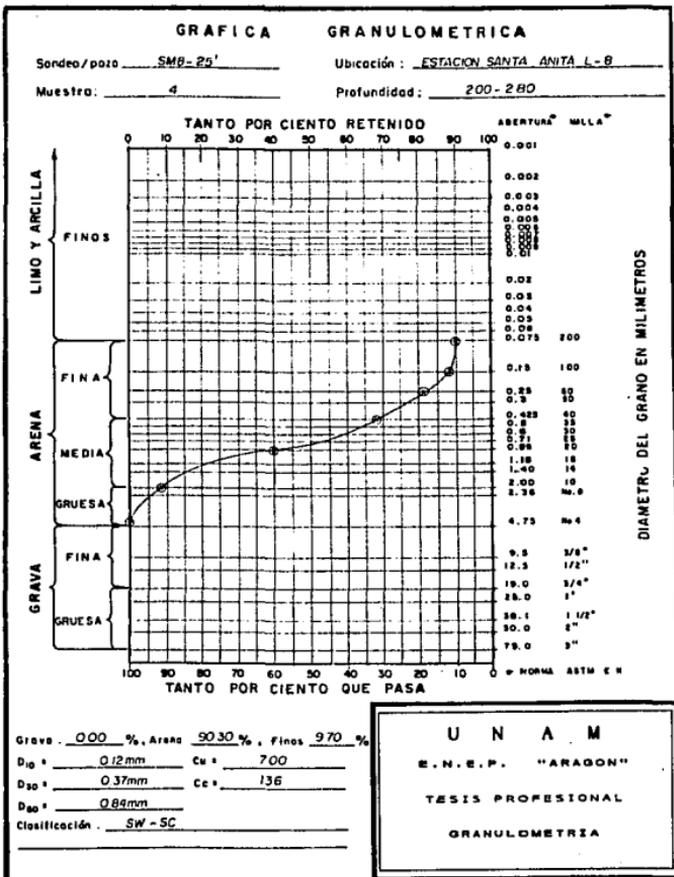
Con base en los registros de campo obtenidos en el sondeo mixto se analizaron e interpretaron los registros programando los ensayos del laboratorio tomando en cuenta la clasificación del tipo de material determinado en el registro de campo.

Con la exploración realizada mediante sondeos mixto y de cono se obtuvo información especialmente del manto superficial y formación arcillosa superior que son los estratos que más influyen en el comportamiento de la estación.

Conforme se ejecutaron los ensayos del laboratorio se interpretaron sus resultados tratando de inferir la continuidad de los diferentes estratos del suelo, elaborando para el sondeo mixto un perfil estratigráfico individual en el cual se indica el contenido de agua ( $w$ ), el número de golpes ( $N$ ) medido de la resistencia de la penetración estándar, la clasificación SUCS y los resultados obtenidos de las pruebas triaxiales realizadas.

Con los mismos resultados del laboratorio se elaboraron gráficas de resistencia y peso volumétrico contra profundidad lo cual sirve para obtener una estratigrafía o tabla de parámetros de diseño del suelo para diferentes profundidades, necesarios para efectuar el análisis correspondiente.

Las pruebas obtenidas de dicha programación se muestran en las figuras subsecuentes.



**PORCENTAJE DE FINOS**

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD ( m )	PORCENTAJE DE FINOS (%)	CLASIFICACION S.U.C.S.	
SMB-25'	3A	140 - 200	65.23		
	5	280 - 340	94.24		
	7	420 - 480	94.74		
	10B	740 - 800	46.26		
	11A	800 - 860	59.02		
	15	1280 - 1340	71.77		
	16	1340 - 1400	91.12		
	17	1400 - 1460	91.80		

**U N A M**  
E.N.E.P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

**PORCENTAJE  
DE FINOS**

SONDEO : SMB-25'

MUESTRA	PROF. MEDIA	W	LL.	L.P.	I.P.	Cr.	CLASIF.
	m	%	%	%	%	---	S.U.C.S.
B	5.65		452.80	63.84	388.96		CH
9	7.35		393.56	72.81	320.75		CH
10 B	7.70		29.50	21.50	8.11		CL
3B	1.70		72.60	39.69	32.91		MH
5	3.10		72.89	39.97	32.92		MH
7	4.50		114.21	46.55	67.66		MH
11 A	8.50		36.50	24.65	11.85		ML

W : CONTENIDO NATURAL DE AGUA

LL : LIMITE LIQUIDO

L.P : LIMITE PLASTICO

I.P : INDICE PLASTICO

Cr : CONSISTENCIA RELATIVA :  $\frac{LL - W}{I.P.}$

M : MUESTRA

U N A M

E.N.E.P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

LIMITE DE  
 CONSISTENCIA

SONDEO : SM8-25'

MUESTRA	PROF. MEDIA	W	L.L.	L.P.	I.P.	Cr.	CLASIF.
	m	%	%	%	%	---	S.U.C.S.
21	19.45		266.00	49.18	216.82		CH
22	20.95		275.60	66.05	209.55		CH
23	22.95		459.00	94.78	364.22		CH
24	25.05		300.50	62.39	238.19		CH
26	29.10		320.70	79.70	241.00		CH
28	32.80		315.00	64.94	250.06		CH

W = CONTENIDO NATURAL DE AGUA

L.L. = LIMITE LIQUIDO

L.P. = LIMITE PLASTICO

I.P. = INDICE PLASTICO

Cr. = CONSISTENCIA RELATIVA  $\frac{L.L.-W}{I.P.}$ 

M = MUESTRA

U N A M

E.N.E.P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

LIMITE DE  
CONSISTENCIA

SONDEO : SM8-25'

MUESTRA	PROF. MEDIA	W	L.L.	L.P.	I.P.	Cr.	CLASIF.
	m	%	%	%	%	---	S.U.C.S.
13	10.60		403.00	47.79	355.21		CH
14	12.75		175.00	44.26	130.74		CH
15	13.10		152.00	44.88	467.12		CH
16	13.70		222.51	53.78	168.73		CH
17	14.30		327.00	58.23	268.77		CH
19	15.80		394.00	83.00	310.99		CH
20	17.95		247.43	53.64	193.79		CH

W = CONTENIDO NATURAL DE AGUA

LL = LIMITE LIQUIDO

LP = LIMITE PLASTICO

IP = INDICE PLASTICO

Cr = CONSISTENCIA RELATIVA =  $\frac{LL - W}{I.P.}$ 

M = MUESTRA

U N A M

E.N.E.P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

LIMITE DE  
CONSISTENCIA

SONDEO: SMB - 25'

MUESTRA	PROFUNDIDAD	Ss	CLASIFICACION SUCS
6	4 10 - 4 20	2 520	
8	5 50 - 5 60	2 279	
9	7 30 - 7 40	2 255	
12	9 30 - 9 40	2 334	
13	10 20 - 11 00	2 203	
14	12 70 - 12 80	2 399	
18	15 30 - 15 40	2 372	
19	15 40 - 16 20	2 331	
20	17 90 - 18 00	2 304	
21	19 40 - 19 50	2 340	
22	20 90 - 21 00	2 457	
23	22 90 - 23 00	2 146	
24	25 00 - 25 10	2 428	
25	27 10 - 27 20	2 278	
26	28 70 - 28 50	2 322	
27	30 90 - 31 00	2 407	
28	32 40 - 32 50	2 439	
29	35 10 - 35 20	2 365	

U N A M

E.N.E.P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

DENSIDAD DE  
SOLIDOS

SONDED: 2M8 - 25'

PROF.	ENSAYE	W (%)	e	G (%)	Sa	$\frac{G_s}{1/seg}$	$\frac{W-F_1}{g/ret}$	$\frac{G}{L/seg}$	$\frac{F_m}{T/seg}$	$\frac{c}{T/seg}$	$\rho$
1.30 - 1.40	1	83.60	2.10	93.25	2.34	0.25	0.87	1.12	1.39	1.00	28
	2	81.64	1.96	97.76		0.50	1.66	2.16	1.44		
	3	82.49	2.08	84.83		0.75	1.74	2.49	1.21		
4.10 - 4.20	1	80.82	2.30	88.60	2.52	0.25	0.74	0.99	1.35	1.00	20
	2	74.70	2.29	82.12		0.50	1.00	1.50	1.34		
	3	74.86	2.45	76.71		0.75	2.29	3.04	1.27		
5.50 - 5.60	1	362.88	8.12	100.00	2.28	0.25	0.71	0.96	1.16	400	0
	2	372.96	8.33	100.00		0.50	0.81	1.31	1.16		
	3	371.14	8.13	100.00		0.75	0.78	1.53	1.18		
7.30 - 7.40	1	319.98	7.10	100.00	2.26	0.25	0.25	0.53	1.17	1.00	
	2	318.04	7.19	99.80		0.50	0.46	0.96	1.15		
	3	316.50	7.04	100.00		0.75	0.60	1.35	1.17		
9.30 - 9.40	1	353.97	7.59	100.00	2.33	0.25	0.29	0.54	1.18	1.50	0
	2	343.16	7.70	100.00		0.50	0.35	0.83	1.19		
	3	362.21	9.23	91.82		0.75	0.34	1.09	1.06		
12.70 - 12.80	1	131.97	3.05	100.00	2.40	0.25	0.56	0.31	1.33		
	2	137.85	3.21	100.00		0.50	0.55	1.05	1.34		
	3	143.37	3.25	100.00		0.75	0.47	1.22	1.37		

U N A M

E. N. E. P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

COMPRESION

TRIAXIAL

(0)

SONDEO: 5M8 - 25'

PROF.	ENSAYE	W (%)	Ø	G (%)	S <sub>s</sub>	f <sub>s</sub> s/mg	f <sub>1</sub> f <sub>s</sub> s/mg	f <sub>1</sub> s/mg	f <sub>m</sub> T/mg	c T/mg	Ø
1530-1540	1	387.17	8.94	100.00	2.37	0.25	0.52	0.77	1.16	2.70	0
	2	443.43	10.33	100.00		0.50	0.49	0.99	1.14		
	3	446.22	10.48	100.00		0.75	0.55	1.30	1.18		
1790-1800	1	271.13	6.13	100.00	2.30	0.25	0.40	1.65	1.20	2.00	0
	2	268.90	6.07	100.00		0.50	0.52	1.20	1.20		
	3	262.68	5.93	100.00		0.75	0.62	1.37	1.31		
1940-1950	1	263.12	6.00	100.00	2.34	0.25	0.52	1.02	1.21	2.80	0
	2	263.42	6.12	100.00		0.50	0.54	1.29	1.20		
	3	264.30	6.09	100.00		0.75	0.58	1.53	1.20		
2090-2100	1	388.77	9.42	100.00	2.46	0.25	0.43	0.33	1.15	2.50	2.0
	2	343.04	8.77	97.24		0.50	0.60	1.35	1.12		
	3	319.20	7.88	99.49		0.75	0.85	1.65	1.16		
2290-2300	1	415.73				0.25	0.41	0.91	1.13	2.50	0
	2	421.52				0.50	0.48	1.23	1.14		
	3	416.84				0.75	0.58	1.58	1.14		
2500-2510	1	428.19	9.69	100.00	2.43	0.25	0.60	1.10	1.20	3.10	0
	2	380.91	8.66	100.00		0.50	0.62	1.37	1.21		
	3	377.54	8.81	100.00		0.75	0.62	1.62	1.18		

U N A M

E. N. E. P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

COMPRESION

TRIAJAL

(6)

SONDED: SMB - 25'

PROF.	ENSAYE	W(%)	e	G(%)	Ss	$\sigma_s$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_1$ $\sigma_3$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_1$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ t/m <sup>2</sup>	c T/m <sup>2</sup>	$\phi$
2710-2720	1	444.30	1000	100.00	2.28	0.25	0.60	1.10	1.13	3.20	0
	2	451.59	10.16	100.00		0.50	0.61	1.36	1.13		
	3	439.73	9.87	100.00		0.75	0.67	1.67	1.14		
3090-3100	1	241.89	5.69	100.00	2.41	0.25	0.51	1.01	1.23	3.00	10
	2	237.49	5.63	100.00		0.50	0.69	1.44	1.23		
	3	234.78	5.41	100.00		0.75	0.78	1.78	1.26		
3510-3520	1	387.18	8.99	100.00	2.37	0.25	1.13	1.63	1.15	5.35	0
	2	383.72	8.96	100.00		0.50	1.14	1.89	1.15		
	3	385.57	8.93	100.00		0.75	1.15	2.19	1.16		

U N A M

E.N.B.P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

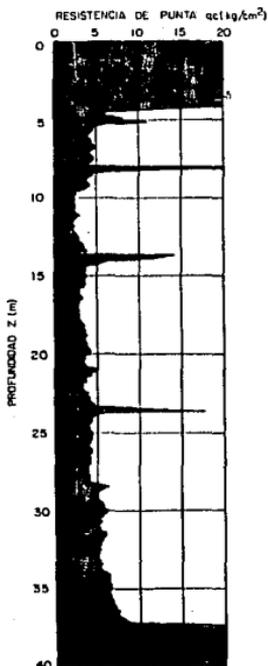
COMPRESION  
TRIAxIAL  
101



## ESTRATIGRAFIA

Como primer punto como ya se dijo anteriormente, de la gráfica de contenido de humedad contra profundidad, se sacaron de manera aproximada los puntos de igual valor, identificando estos con estratos de un mismo material según los registros de campo y laboratorio, para cada uno de ellos en base a su clasificación y contenido de humedad se obtuvo su peso volumétrico.

Los valores de cohesión se obtuvieron de las pruebas del laboratorio ya mencionadas anteriormente y de la correlación empírica del sondeo de cono de acuerdo con lo siguiente:



ESTRATO	qc (kg/cm <sup>2</sup> )	c = qc/13 (Ton/m <sup>2</sup> )
0.00 - 4.40	29.0	( relleno )
4.40 - 5.50	7.0	( relleno )
5.50 - 8.00	4.0	3.0
8.00 - 8.40	48.0	( arena fina arcillosa )
8.40 - 9.50	4.0	3.0
9.50 - 12.00	2.2	1.7
12.00 - 13.50	2.4	1.8
13.50 - 14.20	14.0	( arcilla limosa )
14.20 - 15.70	3.3	2.5
15.70 - 18.30	2.8	2.1
18.30 - 20.00	3.6	2.7
20.00 - 20.80	3.0	2.3
20.80 - 21.50	4.0	3.0
21.50 - 23.40	3.0	2.3
23.40 - 23.70	15.0	( arcilla desecada café obscuro )
23.70 - 28.20	4.0	3.0
28.20 - 29.10	4.8	3.7
29.10 - 33.70	5.1	3.9
33.70 - 36.30	6.4	4.9
36.30 - 37.20	7.0	5.3

Para la obtención del ángulo de fricción se identificaron los estratos arenosos o limosos en base a los registros del laboratorio y campo, obteniendo para cada uno de ellos el número de golpes y el porcentaje de finos para correlacionarlos como se indicó en los incisos anteriores.

Una vez realizadas todas las consideraciones anteriores, se realizó la tabla de parámetros, la cual se muestra a continuación:

PROFUNDIDAD ( m )	ALTURA ( m )	COHESION ( ton/m <sup>2</sup> )	PESO VOL. ( ton/m <sup>3</sup> )	ANG.FRIC.	C.HUMEDAD ( % )
0.00 - 1.40	1.40	2.00	1.55	30	50
1.40 - 2.00	0.60	3.00	1.44	00	80
2.00 - 3.50	1.50	0.50	1.48	30	65
3.50 - 4.80	1.30	3.00	1.34	00	125
4.80 - 6.20	1.40	2.00	1.15	00	375
6.20 - 8.10	1.90	2.00	1.13	00	425
8.10 - 8.40	0.30	1.00	1.55	30	50
8.40 - 10.90	2.55	2.50	1.16	00	375
10.90 - 12.90	2.00	2.00	1.16	00	350
12.90 - 14.35	1.45	2.50	1.18	00	275
14.35 - 14.50	0.15	1.00	1.55	30	50
14.50 - 18.00	3.50	2.00	1.13	00	450
18.00 - 21.50	3.50	3.00	1.20	00	275
21.50 - 23.50	2.00	2.60	1.20	00	290
23.50 - 23.65	0.15	1.50	1.55	30	50
23.65 - 25.65	2.00	2.50	1.22	00	250
25.65 - 29.80	4.15	3.00	1.17	00	375
29.80 - 31.65	1.85	4.00	1.16	00	300
31.65 - 35.30	3.65	4.00	1.15	00	375

Una vez definida la estratigrafía, se procede a realizar los análisis correspondientes a la estabilidad de la estructura de acuerdo con los lineamientos ya establecidos (Manual Covitur). Algunos de los cuales son:

- a) Empujes sobre estructuras de retención
- b) Estabilidad de taludes
- c) Presiones verticales efectivas debidas al peso propio del suelo

Dichos análisis se muestran en el capítulo siguiente a detalle.

#### CAPITULO IV

##### ANALISIS DE LA ESTACION SANTA ANITA DESDE EL PUNTO DE VISTA DE LA MECANICA DE SUELOS

Una vez definida la construcción de la Estación Santa Anita mediante la solución subterránea con una cubierta saliente del núcleo de la estación se lleva a cabo una serie de análisis para definir el comportamiento durante el proceso de construcción y a largo plazo, los cuales se mencionan a continuación:

##### IV.1.- SOBRECENSACION Y LASTRES

El diseño de la cimentación para esta estación consiste en lograr que el peso de la estructura por construir sea equivalente al peso del suelo excavado.

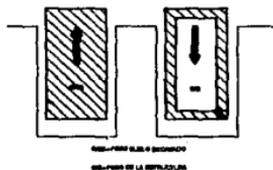
El análisis de la compensación de la estructura consiste en definir la magnitud de alteración del estado de esfuerzos provocados en la masa de suelo por efectos de la excavación del cajón y de la construcción posterior de la estructura.

La alteración del estado de esfuerzos de la masa de suelo antes mencionada puede ser de tres tipos:

a) Compensación total .- esta condición se presenta cuando el peso de suelo excavado es igual al peso de la estructura colocada por lo que la alteración de esfuerzo bajo dicha estructura es teóricamente nula.

b) Compensación parcial.- esta condición se presenta cuando la masa de suelo excavado es menor al de la estructura por construir por lo que el estado de esfuerzos de las arcillas localizado por debajo de la estructura, sufre un incremento, lo que produce un asentamiento de la misma a largo plazo.

c) Sobre compensación.- esta situación se presenta cuando el peso de suelo excavado es menor que el de estructura por construir por lo que el estado de esfuerzo de las arcillas localizadas por abajo de la estructura sufren una disminución, lo que a largo plazo produce una expansión en dicha estructura. Ver figura IV.1.1



		COMPORTAMIENTO A LARGO PLAZO
A) COMPENSACION TOTAL	$WSE = WE$	EQUILIBRIO
B) COMPENSACION PARCIAL	$WSE < WE$	HUNDIMIENTO
C) SOBRE COMPENSACION	$WSE > WE$	EXPANSION

FIGURA IV.1.1 ANALISIS DE COMPENSACION.

Debido a que la estructura a construir para la estación es prácticamente un cajón hueco de concreto, el peso de la estructura es generalmente menor al peso del suelo excavado por lo que se genera una sobrecompensación, que produce a largo plazo una tendencia de la estructura a emerger. La magnitud de dicha expansión depende entre otros factores del valor de la sobrecompensación mencionada, del grado de preconsolidación de la arcilla que subyace a la estructura, del espesor del estrato de arcilla afectado, del área de apoyo de la estación y de la zona de la ciudad donde se ubicó la estructura.

El valor de la sobrecompensación influye importantemente en el comportamiento de la operación del sistema de Metro, así como el de las estructuras vecinas y de las instalaciones municipales.

De acuerdo con la experiencia obtenida antes del Metro en algunas excavaciones profundas hechas en la ciudad, tanto en arcillas como en los suelos de la zona de transición y así como la experiencia ganada en las excavaciones hechas de líneas de Metro subterráneo, se ha llegado a definir que el valor de dicha sobrecompensación debe ser pequeño en las zonas de arcillas blandas como las de la zona del lago, y puede ser un poco mayor en las zonas de transición donde los espesores de suelos blandos, no son tan importantes. La magnitud de dichos valores aceptados para tener un buen comportamiento del cajón del metro a largo plazo oscilan entre aproximadamente 1.0 ton/m<sup>2</sup> para el primer caso y 2.5 ton/m<sup>2</sup> para el segundo caso.

En la zona de lomas el valor de la sobrecompensación carece de importancia ya que no existen suelos que al cambiar su estado de esfuerzos generen movimientos a largo plazo.

En el caso de una estación de Metro, como es el caso analizado, la primera consideración a realizar consiste en discretizar el área de la estación por zonas que generalmente tengan la misma profundidad, cuyo peso de estructura sea aproximadamente el mismo en toda el área y que sea representativa de la estación.

Para el análisis se toman en cuenta todas las cargas muertas que influyen en el peso de la estación como son muros, losas de piso y techo, plantillas, pata, relleno, balasto, instalaciones, etc.

Con estos valores se calculan los movimientos verticales a largo plazo. Una vez que para el conjunto de la estación se cumplió con los límites de movimientos totales y diferenciales, se definen los espesores adecuados de los elementos estructurales que transmitan la carga requerida, además de los lastres necesarios en las áreas con sobrecompensaciones altas.

En el caso de la estación Santa Anita se analizaron las sobrecompensaciones tomando en cuenta áreas de igual profundidad. En la figura IV.1.2 se muestra un esquema con las diferentes áreas consideradas.

El análisis de la sobrecompensación se realizó de la siguiente manera:

$$Sc = Qd - Qe$$

donde:

Sc = sobrecompensación, en  $\text{ton/m}^2$

Qd = Descarga a nivel de desplante,  
en  $\text{ton/m}^2$

Qe = Presión transmitida por el peso  
de la estructura en  $\text{ton/m}^2$

En la estratigrafía ya mencionada (capítulo III) se observa que el manto superficial tiene valores de pesos volumétricos altos que llevan a colocar lastres en diversas áreas de la estación que proporcionarían valores de sobrecompensación dentro de parámetros ya estimados.

Los lastres considerados fueron los siguientes como se observará en los ejemplos numéricos y en los cortes de las figuras del capítulo II:

- En las cabeceras (ejes A-C' y O-R), lastre de concreto sobre la losa de techo, dejando 60 cm de relleno de tepetate para colocar las instalaciones municipales.
- Bajo andén en toda la longitud de la estación lastre de concreto simple dejando 2.00 m libres para las instalaciones propias de la estación
- Lastre bajo escaleras entre nivel vestíbulo (33.70 m) y el nivel pasarela de cambio de andén ( 31.25 m ).
- Relleno de tepetate entre las losas del nivel vestíbulo ( 33.70 m ) y nivel pasarela de cambio de andén ( 31.25 m ).
- Relleno de tepetate entre el nivel andén ( 27.10 m ) y el nivel pasarela de correspondencia 28.053

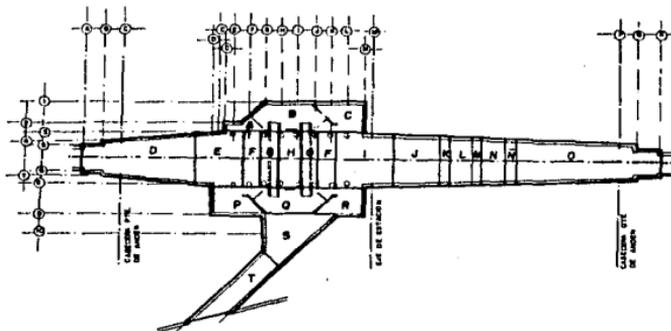
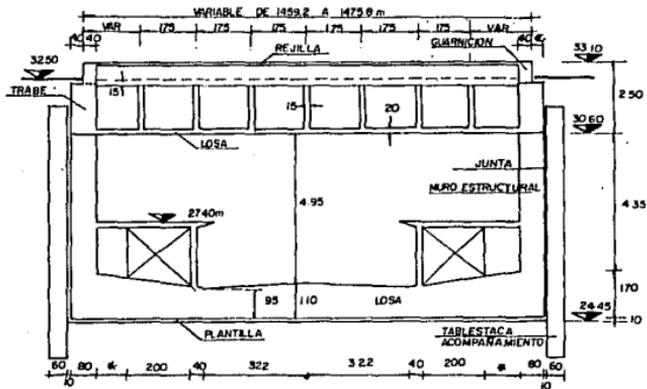


FIGURA IV.1.2 DISTRIBUCION DE AREAS PARA CALCULO DE SOBRECOMPENSACIONES

A manera de ejemplos numéricos para el cálculo de sobrecompensaciones se realizarán los cálculos de las secciones más representativas:



SECCION K

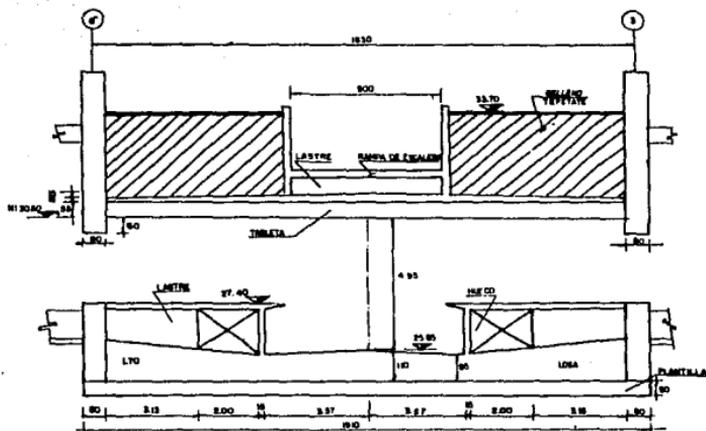
# VARIABLE DE 1276 A 1359

DESCRIPCION	h (m)	l (m)	No.	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	PESO ton/m
LOSA TRAMPA	0.20	14.68	1	2.4	7.0
TRABES	1.75	0.80	2	2.4	6.7
PLANTILLA	0.10	15.68	1	2.2	3.4
LOSA DE FONDO	1.03	6.44	1	2.4	15.8
	1.33	4.62	2	2.4	34.0
MUROS DE ANDEN	1.70	0.15	2	2.4	1.2
LASTRE DE ANDEN	1.25	1.32	2	2.2	7.3
LOSA DE ANDEN	0.20	4.10	2	2.4	4.0
BALASTO	0.38	7.14	1	1.8	4.0
SISTEMA DE VIA	-	-	4	1.8	7.2
MUROS TABLESTACA	0.60	7.15	2	2.4	20.6
MURO ACOMPAÑAMIENTO	0.60	5.35	2	2.4	20.5
GUARNICIONES	0.40	0.75	2	2.4	1.4
REJILLA	0.05	14.68	1	1.0	1.3
DIAPHRAGMAS	0.15	1.75	7	2.4	4.4
PATA	0.60	2.00	2	1.2	2.9
<b>PESO TOTAL</b>					<b>142.5</b>

## DESCAGA DE SUELO

ESTRATO	ALTURA H (m)	PESO VOLUMETRICO $\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma H$ (ton/m <sup>2</sup> )
0.00 - 1.40	1.40	1.55	2.170
1.40 - 2.00	1.60	1.44	2.304
2.00 - 3.00	1.00	1.44	1.440
3.00 - 4.00	1.00	1.34	1.340
4.00 - 5.00	1.00	1.15	1.150
5.00 - 6.05	1.05	1.15	1.208
			<hr/>
			10.607

$$SC = 10.607 \text{ ton/m}^2 - \frac{142.5 \text{ ton/m}}{16.66 \text{ m}} = 2.14 \text{ ton/m}^2$$



SECCION F

## DESCAGA DE SUELO

ESTRATO	ALTURA H	PESO VOLUMETRICO $\delta$	$\delta H$
(m)	(m)	(ton/m <sup>3</sup> )	(ton/m <sup>2</sup> )
0.00	1.40	1.85	2.170
1.40	1.40	1.44	2.016
2.80	1.40	1.40	1.960
4.20	1.40	1.40	1.960
5.60	1.40	1.40	1.960
7.00	1.40	1.40	1.960
8.40	1.40	1.40	1.960
9.80	1.40	1.40	1.960
11.20	1.40	1.40	1.960
12.60	1.40	1.40	1.960
14.00	1.40	1.40	1.960
15.40	1.40	1.40	1.960
16.80	1.40	1.40	1.960
18.20	1.40	1.40	1.960
19.60	1.40	1.40	1.960
21.00	1.40	1.40	1.960
22.40	1.40	1.40	1.960
23.80	1.40	1.40	1.960
25.20	1.40	1.40	1.960
26.60	1.40	1.40	1.960
28.00	1.40	1.40	1.960
29.40	1.40	1.40	1.960
30.80	1.40	1.40	1.960
32.20	1.40	1.40	1.960
33.60	1.40	1.40	1.960
35.00	1.40	1.40	1.960
36.40	1.40	1.40	1.960
37.80	1.40	1.40	1.960
39.20	1.40	1.40	1.960
40.60	1.40	1.40	1.960
42.00	1.40	1.40	1.960
43.40	1.40	1.40	1.960
44.80	1.40	1.40	1.960
46.20	1.40	1.40	1.960
47.60	1.40	1.40	1.960
49.00	1.40	1.40	1.960
50.40	1.40	1.40	1.960
51.80	1.40	1.40	1.960
53.20	1.40	1.40	1.960
54.60	1.40	1.40	1.960
56.00	1.40	1.40	1.960
57.40	1.40	1.40	1.960
58.80	1.40	1.40	1.960
60.20	1.40	1.40	1.960
61.60	1.40	1.40	1.960
63.00	1.40	1.40	1.960
64.40	1.40	1.40	1.960
65.80	1.40	1.40	1.960
67.20	1.40	1.40	1.960
68.60	1.40	1.40	1.960
70.00	1.40	1.40	1.960
71.40	1.40	1.40	1.960
72.80	1.40	1.40	1.960
74.20	1.40	1.40	1.960
75.60	1.40	1.40	1.960
77.00	1.40	1.40	1.960
78.40	1.40	1.40	1.960
79.80	1.40	1.40	1.960
81.20	1.40	1.40	1.960
82.60	1.40	1.40	1.960
84.00	1.40	1.40	1.960
85.40	1.40	1.40	1.960
86.80	1.40	1.40	1.960
88.20	1.40	1.40	1.960
89.60	1.40	1.40	1.960
91.00	1.40	1.40	1.960
92.40	1.40	1.40	1.960
93.80	1.40	1.40	1.960
95.20	1.40	1.40	1.960
96.60	1.40	1.40	1.960
98.00	1.40	1.40	1.960
99.40	1.40	1.40	1.960
100.80	1.40	1.40	1.960
102.20	1.40	1.40	1.960
103.60	1.40	1.40	1.960
105.00	1.40	1.40	1.960
106.40	1.40	1.40	1.960
107.80	1.40	1.40	1.960
109.20	1.40	1.40	1.960
110.60	1.40	1.40	1.960
112.00	1.40	1.40	1.960
113.40	1.40	1.40	1.960
114.80	1.40	1.40	1.960
116.20	1.40	1.40	1.960
117.60	1.40	1.40	1.960
119.00	1.40	1.40	1.960
120.40	1.40	1.40	1.960
121.80	1.40	1.40	1.960
123.20	1.40	1.40	1.960
124.60	1.40	1.40	1.960
126.00	1.40	1.40	1.960
127.40	1.40	1.40	1.960
128.80	1.40	1.40	1.960
130.20	1.40	1.40	1.960
131.60	1.40	1.40	1.960
133.00	1.40	1.40	1.960
134.40	1.40	1.40	1.960
135.80	1.40	1.40	1.960
137.20	1.40	1.40	1.960
138.60	1.40	1.40	1.960
140.00	1.40	1.40	1.960
141.40	1.40	1.40	1.960
142.80	1.40	1.40	1.960
144.20	1.40	1.40	1.960
145.60	1.40	1.40	1.960
147.00	1.40	1.40	1.960
148.40	1.40	1.40	1.960
149.80	1.40	1.40	1.960
151.20	1.40	1.40	1.960
152.60	1.40	1.40	1.960
154.00	1.40	1.40	1.960
155.40	1.40	1.40	1.960
156.80	1.40	1.40	1.960
158.20	1.40	1.40	1.960
159.60	1.40	1.40	1.960
161.00	1.40	1.40	1.960
162.40	1.40	1.40	1.960
163.80	1.40	1.40	1.960
165.20	1.40	1.40	1.960
166.60	1.40	1.40	1.960
168.00	1.40	1.40	1.960
169.40	1.40	1.40	1.960
170.80	1.40	1.40	1.960
172.20	1.40	1.40	1.960
173.60	1.40	1.40	1.960
175.00	1.40	1.40	1.960
176.40	1.40	1.40	1.960
177.80	1.40	1.40	1.960
179.20	1.40	1.40	1.960
180.60	1.40	1.40	1.960
182.00	1.40	1.40	1.960
183.40	1.40	1.40	1.960
184.80	1.40	1.40	1.960
186.20	1.40	1.40	1.960
187.60	1.40	1.40	1.960
189.00	1.40	1.40	1.960
190.40	1.40	1.40	1.960
191.80	1.40	1.40	1.960
193.20	1.40	1.40	1.960
194.60	1.40	1.40	1.960
196.00	1.40	1.40	1.960
197.40	1.40	1.40	1.960
198.80	1.40	1.40	1.960
200.20	1.40	1.40	1.960
201.60	1.40	1.40	1.960
203.00	1.40	1.40	1.960
204.40	1.40	1.40	1.960
205.80	1.40	1.40	1.960
207.20	1.40	1.40	1.960
208.60	1.40	1.40	1.960
210.00	1.40	1.40	1.960
211.40	1.40	1.40	1.960
212.80	1.40	1.40	1.960
214.20	1.40	1.40	1.960
215.60	1.40	1.40	1.960
217.00	1.40	1.40	1.960
218.40	1.40	1.40	1.960
219.80	1.40	1.40	1.960
221.20	1.40	1.40	1.960
222.60	1.40	1.40	1.960
224.00	1.40	1.40	1.960
225.40	1.40	1.40	1.960
226.80	1.40	1.40	1.960
228.20	1.40	1.40	1.960
229.60	1.40	1.40	1.960
231.00	1.40	1.40	1.960
232.40	1.40	1.40	1.960
233.80	1.40	1.40	1.960
235.20	1.40	1.40	1.960
236.60	1.40	1.40	1.960
238.00	1.40	1.40	1.960
239.40	1.40	1.40	1.960
240.80	1.40	1.40	1.960
242.20	1.40	1.40	1.960
243.60	1.40	1.40	1.960
245.00	1.40	1.40	1.960
246.40	1.40	1.40	1.960
247.80	1.40	1.40	1.960
249.20	1.40	1.40	1.960
250.60	1.40	1.40	1.960
252.00	1.40	1.40	1.960
253.40	1.40	1.40	1.960
254.80	1.40	1.40	1.960
256.20	1.40	1.40	1.960
257.60	1.40	1.40	1.960
259.00	1.40	1.40	1.960
260.40	1.40	1.40	1.960
261.80	1.40	1.40	1.960
263.20	1.40	1.40	1.960
264.60	1.40	1.40	1.960
266.00	1.40	1.40	1.960
267.40	1.40	1.40	1.960
268.80	1.40	1.40	1.960
270.20	1.40	1.40	1.960
271.60	1.40	1.40	1.960
273.00	1.40	1.40	1.960
274.40	1.40	1.40	1.960
275.80	1.40	1.40	1.960
277.20	1.40	1.40	1.960
278.60	1.40	1.40	1.960
280.00	1.40	1.40	1.960
281.40	1.40	1.40	1.960
282.80	1.40	1.40	1.960
284.20	1.40	1.40	1.960
285.60	1.40	1.40	1.960
287.00	1.40	1.40	1.960
288.40	1.40	1.40	1.960
289.80	1.40	1.40	1.960
291.20	1.40	1.40	1.960
292.60	1.40	1.40	1.960
294.00	1.40	1.40	1.960
295.40	1.40	1.40	1.960
296.80	1.40	1.40	1.960
298.20	1.40	1.40	1.960
299.60	1.40	1.40	1.960
301.00	1.40	1.40	1.960
302.40	1.40	1.40	1.960
303.80	1.40	1.40	1.960
305.20	1.40	1.40	1.960
306.60	1.40	1.40	1.960
308.00	1.40	1.40	1.960
309.40	1.40	1.40	1.960
310.80	1.40	1.40	1.960
312.20	1.40	1.40	1.960
313.60	1.40	1.40	1.960
315.00	1.40	1.40	1.960
316.40	1.40	1.40	1.960
317.80	1.40	1.40	1.960
319.20	1.40	1.40	1.960
320.60	1.40	1.40	1.960
322.00	1.40	1.40	1.960
323.40	1.40	1.40	1.960
324.80	1.40	1.40	1.960
326.20	1.40	1.40	1.960
327.60	1.40	1.40	1.960
329.00	1.40	1.40	1.960
330.40	1.40	1.40	1.960
331.80	1.40	1.40	1.960
333.20	1.40	1.40	1.960
334.60	1.40	1.40	1.960

DESCRIPCION	h (m)	l (m)	a (m)	No.	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	PESO ton.
RELLENO TEPETATE	1.83	6.10	5.00	2	1.2	133.6
LASTRE BAJO ESCALERAS	1.96	5.00	4.50	1	2.2	97.0
MUROS ESCALERAS	2.59	0.15	5.00	2	2.4	9.3
LOSA VESTIBULO	0.10	6.10	5.00	2	2.4	14.6
RELLENO INSTALACIONES	0.40	6.10	5.00	2	1.6	39.0
MURO DE ESCALERAS	1.83	6.10	0.15	2	2.4	8.0
RAMPA DE ESCALERAS	0.10	5.00	4.91	1	2.4	5.9
LOSA DE TECHO	0.78	17.50	5.00	1	2.4	162.8
TRABES T-1	3.70	0.80	0.80	2	2.4	71.0
COLUMNAS	2.60	-	5.00	2	2.4	6.3
PLANTILLA	0.50	19.10	5.00	1	2.2	105.1
CONTRATRABE	2.85	0.80	5.00	2	2.4	54.7
LOSA DE FONDO	1.03	6.44	5.00	1	2.4	79.2
	1.33	5.53	5.00	2	2.4	175.9
MUROS DE ANDEN	1.70	0.15	5.00	2	2.4	6.1
LASTRE	1.42	3.13	5.00	2	2.2	97.4
LOSA DE ANDEN	0.20	5.08	5.00	2	2.4	28.7
BALASTO	0.38	7.14	5.00	1	1.8	24.1
SISTEMA DE VIA	-	-	5.00	4	1.8	36.0

PESO TOTAL

1154.8

$$\text{DESCARGA} = 11.276 \text{ ton/m}^2 \times 19.10 \text{ m} \times 5.00 \text{ m} = 1076.86 \text{ ton}$$

$$SC = \frac{1076.86 \text{ ton} - 1154.8 \text{ ton}}{19.10 \text{ m} \times 5.00 \text{ m}} = -0.81 \text{ ton/m}^2$$

Una vez calculados los valores de sobrecompensación de cada área incluyendo diversos espesores de elementos y lastres, se realizan promedios verticales, horizontales y totales con los que se toma en cuenta la rigidez de la estructura. En la figura IV.1.3 se observan valores promedios y generales de la estación.



#### IV.2.- DESPLAZAMIENTOS DIFERIDOS

Conocido el valor de la sobrecompensación, los movimientos a largo plazo que sufrirá el cajón del Metro pueden valuarse a través de la teoría de la consolidación de Terzaghi mediante la conocida expresión:

$$\text{expansión} = \text{mvd} \cdot p \cdot H$$

Donde es importante mencionar que el módulo "mvd" de compresibilidad volumétrica debe ser considerado a la descarga y obtenerse de pruebas de consolidación unidimensional de los suelos abajo del cajón en la rama de descarga y en el rango de esfuerzos inducidos por la sobrecompensación. El valor "p" es la sobrecompensación distribuida elásticamente a la profundidad de los estratos afectados y "H" es el espesor de la arcilla subyacente al cajón.

Bajo las condiciones de sobrecompensación mencionadas en el inciso anterior, las relaciones de expansión a largo plazo varían aproximadamente de 2.0 cm a 5.0 cm para zonas de transición y 10.0 cm a 15.0 cm para zonas de lago.

Los criterios adoptados para definir el valor de la sobrecompensación y los movimientos medidos en las líneas en operación, algunos de ellos desde 15 años o más, indican que el Metro no ha sufrido daños, que las correcciones en las pendientes de la vías han sido muy poco frecuentes y que el comportamiento de las estructuras vecinas e instalaciones municipales tampoco han sufrido daños, lo que permite concluir que los criterios adoptados han sido exitosos.

Para el caso de la estación se analizaron los movimientos, obteniéndose los valores mostrados en la figura no. IV.2.1 los cuales se presentaron en la estación a largo plazo.

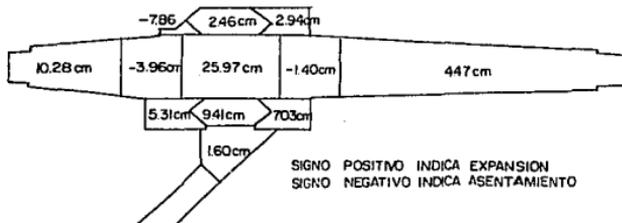


FIGURA IV.2.1.- VALORES DE MOVIMIENTOS VERTICALES A LARGO PLAZO

Como puede observarse los valores por áreas separadas son muy altos, lo cual no se considera real debido a que la estructura trabaja rigidamente por los espesores de losa, muros, trabes y contratraves que se manejan.

Por otro lado considerando las características del proyecto se valían los posibles movimientos tanto en el fondo de la excavación como en la superficie y estructuras aledañas.

#### IV.3.- ANALISIS DE FALLA POR EL FONDO.

Un aspecto importante a considerar en el estudio de estabilidad de excavaciones ademas en arcillas es la falla de fondo. Esta falla se presenta cuando la excavación alcanza un nivel crítico tal que el peso de suelo exterior a los muros de la excavación (fuerza motriz) es equilibrado por la resistencia al corte del suelo generada a lo largo de una superficie prácticamente circular (fuerza resistente), la falla ocurre cuando las fuerzas motrices son iguales a las fuerzas resistentes (Ver figura IV.3.1).

El riesgo de falla se incrementa debido a que la resistencia al corte de las arcillas sensitivas disminuye si la descarga producida por la excavación permanece actuando por varios días; debido a las expansiones progresivas que produce la masa de suelo.

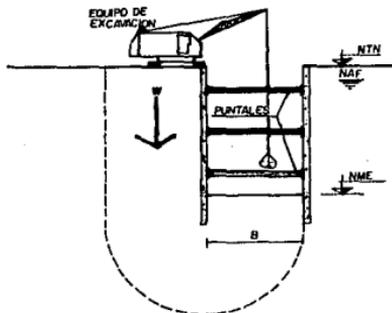


FIGURA IV.3.1.- FALLA POR EL FONDO.

Sin embargo antes de que la falla se presente, puede ocurrir que la arcilla, cercana al fondo, inicie un proceso de plastificación que viene aparejado con la presencia de hundimientos en la zona circundante a la excavación. El peligro de una falla por el fondo de este tipo, existe únicamente cuando el suelo bajo el nivel excavado se comporta como un suelo sin fricción bajo condiciones no drenadas. La forma de evitar esta plastificación fue propuesta por Peck en 1969, a través del concepto de número de estabilidad "Ne". De acuerdo con las experiencias recopiladas por Peck en múltiples excavaciones en arcillas realizadas en todo el mundo, concluyó que cuando el valor de "Ne" no excede de aproximadamente 4, el suelo no se plastifica.

El valor de "Ne" está definido como:

$$Ne = \frac{\gamma H}{c}$$

Donde "H" es la profundidad de excavación, " $\gamma$ " es el peso volumétrico del suelo exterior y "c" es la cohesión de la arcilla por abajo de la excavación.

Las consecuencias que se derivan de una falla de fondo pueden ser de suma gravedad, provocando la pérdida de vidas humanas y fallas en las estructuras, cuando éstas están ubicadas a una distancia de la excavación menor o igual al ancho de la misma. Tal como se observa en la figura IV.3.1.

El factor de seguridad "F.S." contra el levantamiento del fondo se evalúa de acuerdo con el criterio propuesto por Bejerrum y Eide.

$$F.S. = \frac{c Nc}{\gamma_m Df + q}$$

donde:

**Fs** : Factor de seguridad

**c** : Resistencia al corte del suelo, ton/m<sup>2</sup>

**Nc** : Coeficiente de estabilidad

**$\gamma_m$**  : Peso volumétrico del suelo, ton/m<sup>3</sup>

**Df** : Profundidad de excavación, m

**q** : Sobrecarga en la superficie, ton/m<sup>2</sup>

"q" es la sobrecarga que hubiera en las cercanías de la excavación y "Nc" es el factor de capacidad de carga de Skempton que depende de la relación "D/B" y "L/B", "L" es la longitud de la excavación (ver figura IV.3.1).

Cuando la relación "L/B" es igual a la unidad (excavación cuadrada) el valor de Nc es máximo, lo que incrementa el valor del factor de seguridad, de ahí que una de las formas de evitar el riesgo contra una falla de fondo es realizar las excavaciones en etapas con longitudes lo más cortas posible .

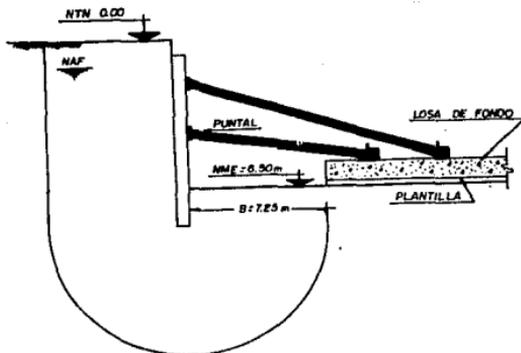
En base a las experiencias obtenidas en excavaciones de Metro se ha observado que un valor de 1.5 para el Factor de Seguridad parece ser suficiente en todos los casos para lograr buenas condiciones de estabilidad.

En ciertos casos, existe necesidad de trabajar con factores de seguridad más bajos que los mínimos deseables, bajo estas condiciones es necesario recurrir a medidas tendientes a incrementar el factor de seguridad tales como:

- Etapas reducidas de excavación.
- Bombeo electrosmótico.
- Gran restricción en el tiempo de construcción de la losa de fondo.
- Descargas del suelo perimetral a la excavación.
- Colados de lastres de concreto pobre en excavaciones inundadas en casos críticos.

Para el caso de la estación se analizaron fallas de fondo para diferentes etapas de excavación: en las cabeceras a la profundidad de máxima excavación 8.05 m, en los vestíbulos a 6.50 m y en la pasarela de correspondencia a 5.147 m.

Los análisis y esquemas de este tipo de falla para las cabeceras y los vestíbulos de la estación Santa Anita se presentan a continuación:



### FALLA DE FONDO EN LOS VESTIBULOS

B) Vestibulos ( 6.50 m )

Etapas de 5.00m x 7.25m

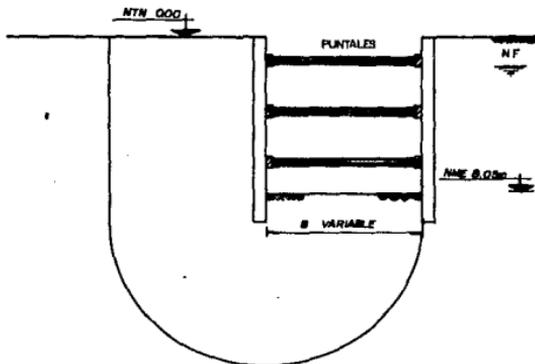
Cpp de 8.50m a 15.75m =  $\frac{18.405 \text{ Ton/m}}{7.25\text{m}}$  = 2.53 T/m<sup>2</sup>

$$\frac{D}{B} = \frac{6.50\text{m}}{7.25\text{m}} = 0.90$$

$$N_c = 7.58$$

$$F_s = \frac{2.53 \times 7.58}{8.945 + 2} = 1.75$$

Durante la excavación se deben realizar nivelaciones del suelo superficial perimetral a la excavación con una gran frecuencia, con el objeto de detectar cualquier situación crítica y evitar la consumación de la falla en caso de que se llegara a presentar.



FALLA POR EL FONDO ZONA CABECERAS

A) Cabeceras ( 8.05 m )

- Para etapas de 4.00m x 10.20m:

$$C_{pp} \text{ de } 10.05\text{m a } 20.25\text{m} = \frac{24.88 \text{ Ton/m}}{10.20 \text{ m}} = 2.44 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{D}{B} = \frac{8.05}{10.20} = 0.79 \quad N_c = 7.45$$

$$F_s = \frac{2.44 \times 7.45}{10.20 + 2} = 1.43$$

- Para etapas de 4.00m x 17.70m:

$$C_{pp} \text{ de } 10.05\text{m a } 27.75\text{m} = \frac{14.14 \text{ Ton/m}}{17.70\text{m}} = 2.49 \text{ T/m}^2$$

$$\frac{D}{B} = \frac{8.05\text{m}}{17.70\text{m}} = 0.46 \quad N_c = 6.94$$

$$F_s = \frac{2.49 \times 6.94}{10.70 + 2} = 1.13$$

#### IV.4.- FALLA POR SUBPRESION

Quando existe un estrato de material permeable confinado por arcilla bajo el fondo de la excavación se revisa la falla por efecto de la subpresión ejercida en dicho estrato.

Las estructuras cituadas por abajo del nivel de agua subterráneas están sometidas a subpresión. Si la estructura es débil la subpresión la puede romper provocando el estallido del piso del basamento o el derrumbe de los muros. Si la estructura es fuerte pero ligera, como es el caso de las estaciones de Metro, puede moverse hacia arriba o flotar apartándose de su posición original. La subpresión se puede eliminar por el drenaje o contrarrestar haciendo la estructura resistente a la fuerza. El drenaje por filtros puede llegar a ser una solución siempre que estos no se obstruyan sacando el agua por gravedad pues las bombas a veces se interrumpen.

El peso total de la estructura puede resistir la subpresión si la cimentación es sobre una losa de gran espesor, sin embargo, debe tenerse en cuenta que cada centimetro de aumento en el espesor de la losa de hormigón sólo contrarresta 1.5 cm de carga de subpresión, ya que la carga de subpresión se ha aumentado un centimetro, al aumentar un centimetro más la cimentación.

La falla se presenta cuando la fuerza de la subpresión en la base del estrato de arcilla es mayor que la suma del peso del prisma del suelo bajo el fondo más la fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma (ver figura no. IV.4.1).

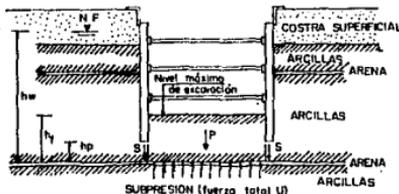


FIGURA IV.4.1.- FALLA POR SUBPRESION

El factor de seguridad contra falla de fondo por efecto de subpresión ejercida en estratos de arena profundos se expresa mediante la relación:

$$(FS)_S = \frac{P+S}{U}$$

Donde:

P : Peso saturado del prisma del suelo bajo el fondo.

S : Fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma del fondo.

U : Fuerza total de subpresión en la base del prisma del fondo.

Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación la expresión anterior conduce a:

$$(FS)_S = \frac{h_f BL + 2c(Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w B L}$$

Donde:

$h_f$  : Distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena.

$h_p$  : Distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena.

$\gamma_w$  : Peso volumétrico del agua = 1 ton/m<sup>3</sup>

$h_w$  : Altura piezométrica del estrato de arena.

c : Cohesión promedio pesada de los estratos comprendidos entre el fondo de la excavación y el estrato de arena.

$\gamma_m$  : Peso volumétrico promedio pesada de los estratos comprendidos entre el fondo de la excavación y el estrato de arena.

B : Ancho de la excavación

L : Longitud de la excavación

en caso de que el fondo de la excavación sea de sección cuadrada la ecuación anterior se simplifica a:

$$(FS)_S = \frac{h_f BL + 2c(h_f + h_p)/B}{\gamma_w h_w}$$

El factor de seguridad por subpresión deberá ser mayor que el valor de 1.3, en caso contrario será necesario abatir la presión en las capas de arena profundas mediante bombeo.

Se analizó sólo el caso de la pasarela de correspondencia a la falla por subpresión, debido a que en las demás zonas de la estación se corta la lente de arena con las patas de los muros tablestaca o es parte de la excavación. En la figura no. IV.4.2 se observa un esquema con los sondeos de cono indicando la lente de arena respecto a las diferentes profundidades de la estación.

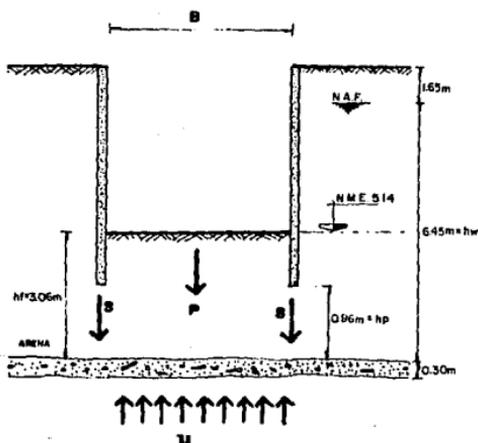


FIGURA IV.4.3.- ESQUEMA FALLA POR SUBPRESION PASARELA DE CORRESPONDENCIA

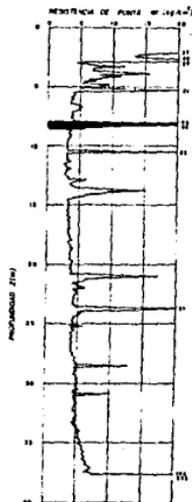


FIGURA IV.4.2 SONDEOS LENTE DE ARENA.

En la zona de la pasarela el análisis fue el siguiente:

Para etapas de excavación de 3.00 m de longitud:

PROFUNDIDAD ( m )	m (ton/m <sup>3</sup> )	H ( m )	m H ( ton/m <sup>2</sup> )	c ( ton/m <sup>2</sup> )
5.15 - 6.20	1.15	1.05	1.21	2.00
6.20 - 8.10	1.13	1.90	2.15	2.00

$$cpp = ( 1.21 + 2.15 ) / 2.95 = 1.14 \text{ ton/m}^2$$

$$w = ( 5.50\text{m} \times 1 \text{ ton/m}^3 ) = 5.50 \text{ ton/m}^2$$

$$(FS)s = \frac{(3.36\text{ton/m}^2)(B)(3.0\text{m}) + 2(2.0\text{ton/m}^2)[(B)(2.95\text{m}) + (3.0\text{m})(0.95\text{m})]}{(5.50\text{ton/m}^2)(B)(3.0\text{m})}$$

$$\text{si } B = 7.80 \text{ m } (FS)s = 1.41$$

#### IV.5.- EMPUJE DE TIERRAS

El muro de concreto que actúa como estructura de contención esta sujeto a los empujes del suelo durante la etapa de excavación y a largo plazo.

De acuerdo con el proceso constructivo ya descrito, durante la excavación y colocación de los puntales, se generan procesos de deformación que dependen fundamentalmente de la rigidez del suelo, de la interacción suelo - estructura, la determinación del empuje que se genera sobre la estructura de contención durante la época de construcción no es sencillo, sin embargo se puede plantear el problema de la siguiente manera:

Al iniciar la excavación y antes de colocar el primer nivel de puntales, el suelo detrás de la estructura sufre una deformación hacia la excavación lo que significa que se genera una tendencia al empuje activo de Rankine, a continuación se coloca el primer nivel de puntales con una precarga hacia la masa de suelo, lo que genera deformaciones hacia el interior de la excavación en una franja horizontal de fluencia; esta precarga produce una tendencia al empuje pasivo de Rankine del suelo sobre el muro.

El proceso continúa hasta llegar al fondo y el patrón de deformaciones y empujes es similar al ya descrito. Este hecho fue observado y medido por primera vez por Terzaghi en las excavaciones apuntaladas del Metro de Chicago (1936) y de ahí propuso un diagrama de empuje que lo llamo "redistribuido". Peck, en 1960 mejorando estas ideas y con gran cantidad de información obtenida de excavaciones apuntaladas en todo el mundo, adaptó el diagrama de empuje redistribuido para arcillas propuesto por Terzaghi y es el que se ha usado en el diseño del Metro para la condición de corto plazo.

Para el cálculo correspondiente a la condición inicial, se considera que el empuje total estará integrado por el empuje del suelo, propiamente dicho más el empuje hidrostático del manto freático. Se considera que los muros tienen libertad para girar hacia la excavación sobre un eje imaginario longitudinal a ellos, localizado en su base, por lo que en esta etapa el empuje del suelo corresponde al empuje activo de Rankine.

$$E_A = (\sum \gamma_m H_i + q) k_a + 2C\sqrt{K_a} + \gamma_w H W$$

donde:

$\gamma_m$  : Peso volumétrico del suelo en el estrato considerado.

H : Espesor de estrato considerado.

q : Sobrecarga en la superficie.

C : Resistencia al corte del suelo.

$\gamma_w H W$  : Presión hidrostática del agua.

$K_a$  : Coeficiente activo del suelo.

$K_a = \tan^2 (45 - \phi/2)$

Al efectuar el apuntalamiento de muros, el empuje del suelo se redistribuye; la magnitud de este nuevo empuje depende de la forma de apuntalamiento y de la flexibilidad de los muros. Para estimar las cargas en los puntales y sobre los muros, se adoptan las nuevas envolventes propuestas por Peck, donde:

$$E_r = \frac{2E_a}{1.75 H}$$

$E_a$  : Empuje activo.

H : Altura del empuje activo.

$E_r$  : Presión en la base para el empuje redistribuido.

Para la condición final, el empuje que se considera en los muros, es la suma del empuje del suelo en reposo más el hidrostático, ya con los muros restringidos a todo desplazamiento lateral por las losas superior e inferior.

$$E_R = ( \gamma_{m_1} H_1 + q ) K_0 + \gamma_w H_1 w$$

donde:

$E_R$  : Empuje en reposo.

$m_1$  : Peso volumétrico del suelo sumergido en  $\text{ton/m}^3$

$H_1$  : Espesor del estrato considerado en mts.

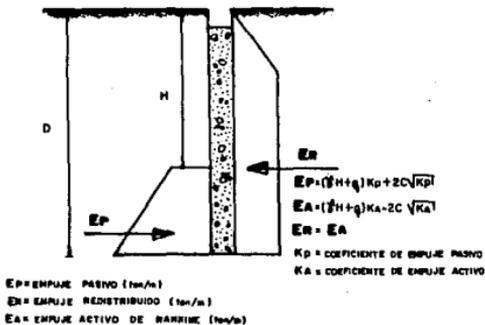
$q$  : Sobrecarga en la superficie en  $\text{ton/m}^2$ .

$\gamma_w H_1 w$  : Presión hidrostática del agua en  $\text{ton/m}^2$ .

$K_0$  : Coeficiente en reposo del suelo.

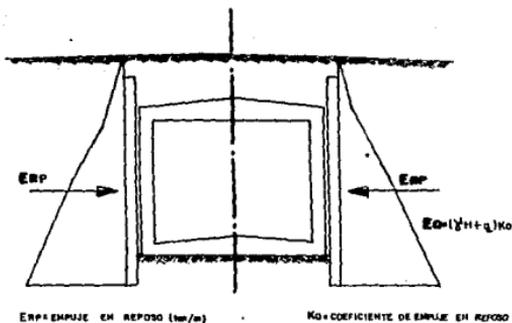
$\phi$  : Angulo de fricción interna del suelo.

La parte inferior de la tablestaca conocida comúnmente como "pata", queda sujeta en la parte abajo de la excavación a un empuje pasivo como se indica en la figura IV.5.1.



( a )

DIAGRAMA DE EMPUJE REDISTRIBUIDO Y PASIVO



( b )  
 DIAGRAMA DE EMPUJE EN REPOSO

FIGURA IV.5.1.- DIAGRAMAS DE EMPUJES EN EL MURO TABLESTACA

Es importante mencionar que adicionalmente en los empujes redistribuido, activo y en reposo se toman en cuenta las sobrecargas de tránsito de maquinaria o de vehículos y de estructuras vecinas cercanas a la excavación.

Con los empujes de tierra activos y en reposo actuando a corto y largo plazo respectivamente se efectúa el diseño estructural de los muros tablestaca estructurales para la estación.

A manera de ejemplo se muestran los empujes activo, pasivo y redistribuido para los muros de la cabecera de la estación.

Sobrecarga en la superficie 2.00 ton/m<sup>2</sup>  
 Profundidad del NAF= 1.65 m  
 Número de estratos= 7 Sondeo S48-25

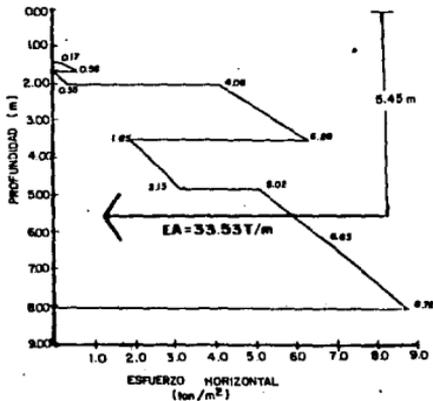
## D A T O S

ESTRATO No	NIVEL INF. mts.	PESO VOL. ton/m <sup>3</sup>	COHESION Ton/m <sup>2</sup>	ANG. FRIC. grados
1	1.40	1.55	2.00	30.0
2	1.65	1.55	2.00	0.0
3	2.00	1.44	3.00	30.0
4	3.50	1.48	0.50	0.0
5	4.80	1.34	3.00	0.0
6	6.20	1.15	2.00	0.0
7	8.05	1.13	2.00	0.0

## R E S U L T A D O S

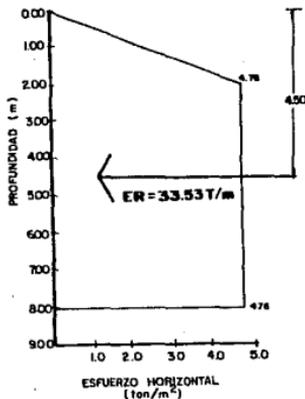
ESTRATO No	NIVEL SUP. mts.	ESF. SUP. Ton/m <sup>2</sup>	NIVEL INF. mts.	ESF. INF. Ton/m <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1.40	0.00
2	1.40	0.17	1.65	0.56
3	1.65	0.00	2.00	0.35
4	2.00	4.06	3.50	6.28
5	3.50	1.85	4.80	3.15
6	4.80	5.02	6.20	6.63
7	6.20	6.63	8.05	8.72

Empuje total ACTIVO= 33.53 ton/m  
 Centroide Z = 5.45 m



**EMPUJE REDISTRIBUIDO**

Altura sometida a empuje= 8.05 m  
 Presion en la base = 4.76 ton/m<sup>2</sup>  
 Altura con variacion lineal= 2.01 m  
 Altura con empuje uniforme= 6.04 m  
**EMPUJE TOTAL REDISTRIBUIDO 33.53 ton/m**  
 Centrolde= 4.50 m



Profundidad del NAF= 10.05 m  
 Numero de estratos= 3      Sondas an#-25

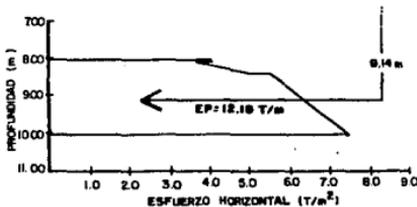
**D A T O S**

ESTRATO No	NIVEL INF. mts.	PESO VOL. Ton/m <sup>3</sup>	COHESION Ton/m <sup>2</sup>	ANG. FRIC. grados
1	8.10	1.13	2.00	0.0
2	8.40	1.55	1.00	30.0
3	10.05	1.16	2.50	0.0

**R E S U L T A D O S**

ESTRATO No	NIVEL SUP. mts.	ESF. SUP. Ton/m <sup>2</sup>	NIVEL INF. mts.	ESF. INF. Ton/m <sup>2</sup>
1	8.05	4.00	8.10	4.06
2	8.10	3.63	8.40	5.03
3	8.40	5.52	10.05	7.44

Empuje total pasivo= 12.19 ton/m  
 Centrolde Z = 9.14 m



#### IV.6.- PATEO

Entre uno de los factores que se analizan de una estación están la falla por el empotramiento de la pata del muro milán, llamada comúnmente por pateo. Este mecanismo se ilustra en la figura No. IV.6.1; consiste en el desplazamiento del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que en el nivel en que se encuentra el último puntal se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

$$(FS)_p = \frac{cLr + \sqrt{w}l + mp}{p \frac{D^2}{2}}$$

Donde:

- c : Resistencia al corte no drenada promedio en la superficie de la falla.
- L ; Longitud de la superficie de falla.
- r : Radio de la superficie de falla.
- $\sqrt{w}$  : Peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla.
- l : Distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente.
- mp : Momento flexionante resistente al muro de contención, obtenido del diseño estructural preliminar.
- p : Presión promedio sobre el muro, empuje redistribuido.
- D : Longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro.

El número de niveles de apuntalamiento necesarios a las profundidades máximas de cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales, se determina verificando que el factor de seguridad en cada etapa sea mayor que 1.5, en caso contrario, será necesario agregar niveles de apuntalamiento o aumentar la longitud de empotramiento del muro.

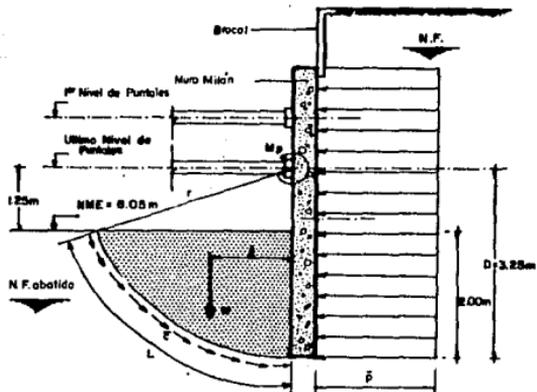


FIGURA IV.6.1 MECANISMO DE FALLA POR EMPOTRAMIENTO DE LA PATA

a) Manto Superficial

ESTRATO ( m )	H ( m )	C (ton/m <sup>2</sup> )	Y <sub>m</sub> (ton/m <sup>3</sup> )	φ	γ <sub>H</sub>	CH	φ <sub>H</sub>
0.00 - 1.40	1.40	2.00	1.55	30	2.17	2.80	42
1.40 - 2.00	0.60	3.00	1.44	00	0.86	1.80	00
2.00 - 3.50	1.50	0.50	1.48	30	2.22	0.75	45
3.50 - 4.80	1.30	3.00	1.34	00	1.74	1.90	00
					7.00	9.25	87

$$Y_{pp} = 7.00/4.80 = 1.46 \text{ T/m}^3$$

$$C_{pp} = 9.25/4.80 = 1.93 \text{ T/m}^2$$

$$\phi_{pp} = 87/4.80 = 18.13^\circ$$

b) Manto Arcilloso

ESTRATO ( m )	H ( m )	C (ton/m <sup>2</sup> )	Y (ton/m <sup>3</sup> )	φ	γ <sub>H</sub>	CH	φ <sub>H</sub>
4.80 - 6.20	1.40	2.00	1.15	00	1.61	2.80	00
6.20 - 8.10	1.90	2.00	1.13	00	2.15	3.80	00
8.10 - 8.40	0.30	1.00	1.55	30	0.47	0.30	9
8.40 - 10.90	2.55	2.50	1.16	00	1.91	4.13	00
					6.14	11.03	9

$$\delta_{pp} = 6.14/5.25 = 1.17 \text{ T/m}^3$$

$$C_{pp} = 11.03/5.25 = 2.10 \text{ T/m}^2$$

$$\theta_{pp} = 9/5.25 = 1.71^\circ$$

$$P_2 = 1Z_1 + 0.5 2Z_2 - 2C_2 \quad y \quad P_1 = 0.65 (K_a 1Z_1 - 2C_1)$$

$$P_2 = 1.46 \times 4.80 + 0.5 \times 1.17 \times 5.25 - 2 \times 2.10 = 5.88 \text{ T/m}^2$$

$$K_a = \tan^2 (45 - \theta/2) = \tan^2 (45 - 18.13^\circ/2) = 0.53$$

$$P_1 = 0.65 (0.53 \times 1.46 \times 4.80 - 2 \times 1.93) = -0.9 \text{ T/m}^2 < 0 \quad P_1 = 0$$

$$\text{Presión Promedio } P = \frac{P_2 Z_2 + P_1 Z_1}{Z_2 + Z_1} = \frac{5.88 \times 5.25 + 0}{5.25 + 4.80} = 3.07$$

$$C_{pp} \text{ de } 8.05\text{m a } 10.05\text{m} = 2.26 \text{ T/m}^2$$

$$\delta_{pp} \text{ de } 8.05\text{m a } 10.05\text{m} = 1.22 \text{ T/m}^3$$

1) Cálculo de  $\alpha$

$$\text{ang } \cos \alpha = \frac{1.25}{3.25} = 67.38^\circ$$

2) Cálculo de b

$$\frac{\text{sen } 90^\circ}{3.25} = \frac{\text{sen } \alpha}{b} \quad b = \frac{\text{sen } 67.38^\circ \times 3.25}{\text{sen } 90^\circ} = 3.00\text{m}$$

## 3) Cálculo de L

$$L = \frac{\pi}{180} r = \frac{\pi}{180} 3.25 \times 67.38^\circ = 3.82 \text{ m}$$

## 4) Cálculo peso del suelo

$$\begin{aligned} \text{Área de triángulo} &= 1.25 \times 3.25 \times 0.5 = 1.87 \text{ m}^2 \\ \text{Área de arco} &= \pi / 360^\circ (3.25)^2 \times 67.38^\circ = 6.21 \text{ m}^2 \\ \text{Área efectiva} &= 6.21 - 1.87 = 4.34 \text{ m}^2 \\ W &= \text{Área} \times \gamma_{pp} = 4.34 \times 1.22 = 5.29 \text{ T/m} \\ l &= b/3 = 3/3 = 1.0 \text{ m} \end{aligned}$$

## 5) Momento resistente de acero

$$M_p = 14.19 \text{ T}$$

## 6) Sobrecarga

$$w = 2 \text{ T/m}^2$$

$$P = P + 0.25w = 3.07 + 0.25 \times 2 = 3.57 \text{ T/m}^2$$

$$F_s = \frac{CLC + M_l + M_p}{P D^2 / 2} = \frac{2.26 \times 3.82 \times 3.25 + 5.29 \times 1.0 + 14.19}{3.57 \times (3.25)^2 / 2} = 2.55$$

#### IV.7.- EXPANSIONES INMEDIATAS.

En el caso de cajones cuya profundidad de desplante queda alojada en suelos arcillosos es necesario determinar el orden de magnitud de las expansiones inmediatas que se presentan durante la excavación, con objeto de lograr que sean de la menor magnitud posible.

Las expansiones inmediatas que se presentan en el fondo de la excavación son de tipo elástico y están en función de la magnitud de la descarga y de las dimensiones del área de descarga, tal como se muestra en la figura no. IV.7.1.

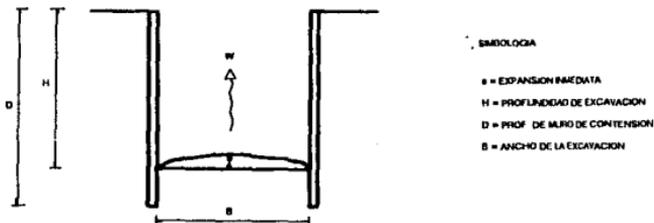


FIGURA IV-7.1.- EXPANSIONES INMEDIATAS.

La expresión para valuar la expansión inmediata "e" se deriva de la teoría de la elasticidad:

$$e = \frac{q B}{E} (1-n^2) I_w$$

donde "q" representa la carga producida al nivel de desplante de la excavación, "B" es la dimensión menor de la excavación, "n" es el módulo de Poisson del material existente al nivel de desplante, "I<sub>w</sub>" es el factor que depende de las dimensiones de la excavación considerando ésta como cimentación flexible y "E" es el módulo de deformación del material existente al nivel de desplante obtenido de gráficas esfuerzo deformación de pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas. Generalmente en los tramos de Metro, las expansiones inmediatas no deben exceder de ciertos valores los cuales varían de la zona del lago a la zona de transición y para el primer caso es aceptable un valor límite del orden de 10.0 cm para el segundo de 5.0 cm.

Para reducir la magnitud de las expansiones inmediatas en casos extremos, se recurre al uso del bombeo y a la reducción del área excavada.

La definición de las dimensiones óptimas de las áreas a excavar es importante ya que una vez construida la estructura, se produce una recuperación la cual provoca movimientos diferenciales.

La evaluación de estos movimientos se realiza con la expresión obtenida a partir de la teoría de elasticidad que está en función de la magnitud de la descarga, así como de las dimensiones del área descargada y de las propiedades elásticas del suelo.

Las expansiones inmediatas determinan en gran medida la magnitud de las áreas de las etapas de excavación, para éste caso se consideraron valores máximos de 30.0 cm. Para el núcleo de la estación que es la zona más profunda y descargada, en vista de que el proceso de estructuración es muy largo por la resistencia de los elementos de concreto, se optó por colocar un lastre provisional de 3 ton/m<sup>2</sup> que compensará dichas expansiones y se eliminará conforme avance el proceso de estructuración.

#### IV.6.- ESTABILIDAD DE TALUDES

Debido a que la excavación y estructuración se realizará por etapas, se hace necesario contar con un talud en el frente de avance, para lo cual se efectúan los análisis necesarios para evaluar el factor de seguridad que consiste en la comparación entre las sumatorias de las fuerzas actuantes contra las resistentes, para un mecanismo de falla cinemático admisible, lo cual lleva a suponer diferentes mecanismos de falla y considerar el más crítico como aquel que presenta el factor de seguridad mínimo.

En los taludes de avance el mecanismo analizado fue el de falla por rotación de suelo cohesivo, obteniéndose un factor de seguridad mínimo que garantizará el trabajo aunque en ocasiones obliga a construir bermas que ocasionan descargas excesivas y por ende expansiones de consideración. Por lo anterior generalmente se decide confinar el área de excavación en celdas de excavación reduciendo con ello el talud de avance y las expansiones inmediatas y poder ejecutar diferentes frentes.

El factor de seguridad se define como la relación entre la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla y el esfuerzo cortante necesario para el equilibrio de esa misma superficie.

Para analizar la estabilidad de los taludes se utilizó el método sueco de V. Fellenius, el cual se basa en las siguientes hipótesis:

- La superficie potencial de falla es cilíndrica.
- El análisis es bidimensional.
- La resistencia al corte del suelo puede expresarse mediante la ecuación de Coulomb.

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

donde:

$s$  : Resistencia al corte

$c$  : Parámetro de cohesión

$\bar{\sigma}$  : Esfuerzo normal en la superficie de falla

$\phi$  : Ángulo de fricción

La resistencia al corte se moviliza en su totalidad en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla.

El suelo arriba de la superficie de falla puede dividirse en dovelas; la resultante de fuerzas laterales es nula.

El factor de seguridad se valúa con la siguiente expresión:

$$F_s = \frac{cL + R}{W_i d_i}$$

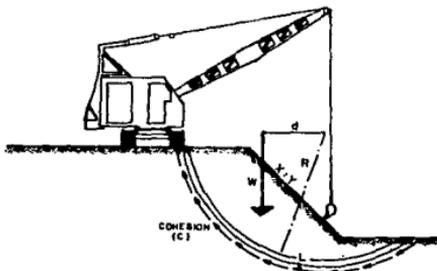


FIGURA IV.8.1.- ESTABILIDAD DE TALUDES

El análisis del talud se realiza considerando los datos de la estratigrafía determinada y tomando en cuenta las profundidades de excavación, se proponen diferentes inclinaciones de talud y se analiza cada caso hasta determinar una condición estable.

El análisis se realiza mediante un programa de computadora para una optimización del tiempo de análisis, como ejemplos para la estación se muestran los resultados de algunos análisis.

ESTACION SANTA ANITA  
 TALUD EN CABECERAS  
 12/enero/1992  
 << ESTABILIDAD DE TALUD >>

----- DATOS :

Estr.	Niv.Inf.	A.Fric.	Cohesión	P.Vol.
No.	(m)	(o)	(t/m <sup>2</sup> )	(t/m <sup>3</sup> )
1	1.40	30.0	2.0	1.55
2	1.65	0.0	3.0	1.44
3	2.00	0.0	3.0	1.44
4	3.50	30.0	0.5	1.48
5	4.80	0.0	3.0	1.34
6	6.20	0.0	2.0	1.15
7	8.10	0.0	2.0	1.13
8	8.40	30.0	1.0	1.55
9	10.90	0.0	2.5	1.16
10	12.90	0.0	2.0	1.16
11	14.35	0.0	2.5	1.18
12	14.50	30.0	1.0	1.55
13	18.00	0.0	2.0	1.13
14	21.50	0.0	3.0	1.20
15	23.50	0.0	2.6	1.20
16	23.75	30.0	1.5	1.55
17	25.65	0.0	2.5	1.22
18	29.80	0.0	3.0	1.17
19	31.65	0.0	4.0	1.16
20	35.30	0.0	4.0	1.15

NAF = 9.55

Pend.	b:1	altura
No.		(m)
1	1.00	8.05

Sobrecargas

	W	L1	L2
	(t/m <sup>2</sup> )	(m)	(m)
corona	0.00	0.00	0.00
base	0.00	0.00	0.00

----- RESULTADOS (FSmínimos) :

Unidades : ( T , M )

X	Y	R	Mr	Mm	Fsm	T.Falla
0.000	0.000	17.984	1835.16	1522.75	1.205	B
4.000	0.000	17.711	1779.43	1545.34	1.151	B
8.000	0.000	17.950	1828.11	1494.46	1.223	B
12.000	0.000	17.967	1828.18	1230.10	1.486	B
16.000	0.000	29.614	6616.54	3755.25	1.762	B
0.000	-4.000	21.992	2453.46	2133.63	1.150	B
4.000	-4.000	21.712	2387.72	2143.09	1.114	B
8.000	-4.000	21.950	2443.62	2102.17	1.162	B
12.000	-4.000	21.981	2450.79	1841.83	1.331	B
16.000	-4.000	29.436	5523.29	3453.28	1.599	B
0.000	-8.000	25.756	3071.09	2677.83	1.147	B
4.000	-8.000	25.853	3097.03	2779.45	1.114	B
8.000	-8.000	25.950	3123.02	2709.89	1.152	B

12.000	-8.000	25.829	3090.58	2408.76	1.283	B
16.000	-8.000	33.511	6688.18	4408.08	1.517	B
0.000	-12.000	29.706	3786.84	3261.35	1.161	B
4.000	-12.000	29.755	3801.46	3351.74	1.134	B
8.000	-12.000	29.950	3859.78	3317.61	1.163	B
12.000	-12.000	29.735	3795.65	2981.51	1.273	B
16.000	-12.000	29.969	3853.22	2617.27	1.472	B
0.000	-16.000	33.761	4586.84	3878.76	1.183	B
12.000	-16.000	33.972	4656.72	3665.81	1.270	B
16.000	-16.000	33.730	4564.20	3139.36	1.454	B

Factor de Seg.mín. = 1.114

Momento resistente = 2387.715 T-M/M

Momento motor = 2143.092 T-M/M

(Análisis tridimensional)

Mom.Res. de una pared = 13881.537 T-M

Mom.Res.Total = 70025.636 T-M

Mom.Mot.Total = 37932.722 T-M

-- Efecto de la Grieta de Tensión.

Factor de Seg. = 1.052

Momento resistente = 2222.185 T-M/M

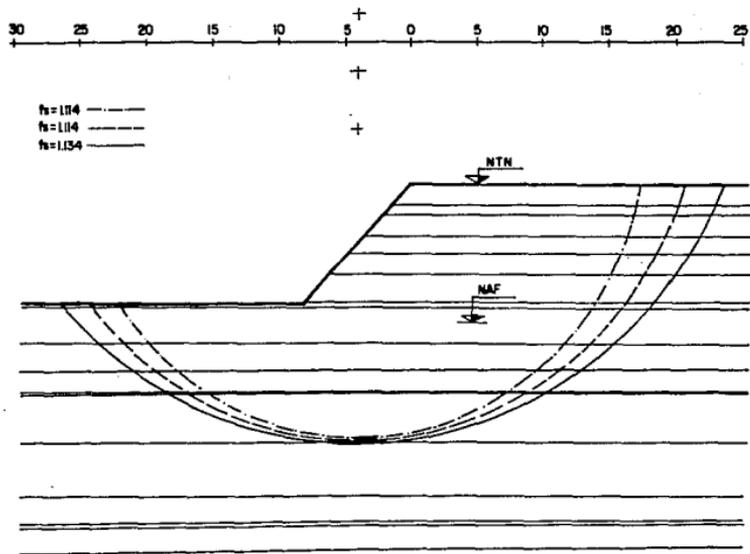
Momento motor = 2113.275 T-M/M

(Análisis tridimensional)

Mom.Res. de una pared = 13774.944 T-M

Mom.Res.Total = 66882.570 T-M

Mom.Mot.Total = 37404.970 T-M



**TALUD EN CABECERAS  
ESTACION SANTA ANITA L-8**

ESTACION SANTA ANITA  
 TALUD EN NUCLEO  
 12/enero/1992  
 << ESTABILIDAD DE TALUD >>

## ----- DATOS :

Estr. No.	Niv. Inf. (m)	A. Fric. (o)	Cohesión (t/m2)	P. Vol. (t/m3)
1	1.40	30.0	2.0	1.55
2	1.65	0.0	3.0	1.44
3	2.00	0.0	3.0	1.44
4	3.50	30.0	0.5	1.48
5	4.80	0.0	3.0	1.34
6	6.20	0.0	2.0	1.15
7	8.10	0.0	2.0	1.13
8	8.40	30.0	1.0	1.55
9	10.90	0.0	2.5	1.16
10	12.90	0.0	2.0	1.16
11	14.35	0.0	2.5	1.18
12	14.50	30.0	1.0	1.55
13	18.00	0.0	2.0	1.13
14	21.50	0.0	3.0	1.20
15	23.50	0.0	2.6	1.20
16	23.75	30.0	1.5	1.55
17	25.65	0.0	2.5	1.22
18	29.80	0.0	3.0	1.17
19	31.65	0.0	4.0	1.16
20	35.30	0.0	4.0	1.15

NAF = 9.95

Pend. No.	b:1	altura (m)
1	1.00	2.00
2	1.00	6.45

## Sobrecargas

L	Prof. (m)	W (t/m2)	L1 (m)	L2 (m)
corona		0.00	0.00	0.00
1 10.00	2.00	2.00	2.00	6.00
base		0.00	0.00	0.00

## ----- RESULTADOS (FSmínimos) :

Unidades : ( T , M )						
X	Y	R	Nr	Nm	Fem	T.Falla
0.000	0.000	29.593	6594.50	3776.16	1.746	B
4.000	0.000	29.639	6614.33	4258.52	1.553	B
8.000	0.000	17.939	1815.35	1406.41	1.291	B
12.000	0.000	17.830	1789.15	1490.57	1.200	B
16.000	0.000	12.098	691.22	569.76	1.213	B
20.000	0.000	17.891	1714.46	1239.04	1.384	B
0.000	-4.000	33.658	7937.78	4956.05	1.602	B
4.000	-4.000	21.774	2396.86	1708.91	1.403	B
8.000	-4.000	21.954	2430.87	2039.93	1.192	B
12.000	-4.000	21.822	2398.36	2113.21	1.135	B

16.000	-4.000	12.089	347.37	305.94	1.135	C
20.000	-4.000	21.846	2393.55	1790.11	1.337	B
0.000	-8.000	37.619	9313.13	6097.69	1.527	B
4.000	-8.000	25.795	3071.29	2337.46	1.314	B
8.000	-8.000	25.789	3062.49	2621.97	1.168	B
12.000	-8.000	25.769	3057.37	2722.42	1.123	B
16.000	-8.000	25.931	3090.47	2695.31	1.147	B
20.000	-8.000	16.523	440.18	363.35	1.211	P
0.000	-12.000	41.643	10806.53	7265.58	1.487	B
12.000	-12.000	29.843	3806.39	3369.26	1.130	B
16.000	-12.000	29.896	3809.34	3312.81	1.150	B
20.000	-12.000	20.509	619.61	526.07	1.178	P
0.000	-16.000	39.330	7897.29	5398.93	1.463	B
4.000	-16.000	33.801	4574.27	3586.00	1.276	B
8.000	-16.000	33.790	4570.56	3868.19	1.182	B
12.000	-16.000	33.986	4635.92	4049.48	1.145	B
16.000	-16.000	33.872	4588.69	3931.49	1.167	B
20.000	-16.000	24.499	821.98	668.58	1.229	P

Factor de Seg.mín.= 1.123

Momento resistente= 3057.374 T-M/M

Momento motor= 2722.422 T-M/M

(Análisis tridimensional)

Mom.Res. de una pared =18972.694 T-M

Mom.Res.Total =53232.260 T-M

Mom.Mot.Total =13612.108 T-M

- Efecto de la Grisa de Tensión.

Factor de Seg.= 1.058

Momento resistente= 2825.539 T-M/M

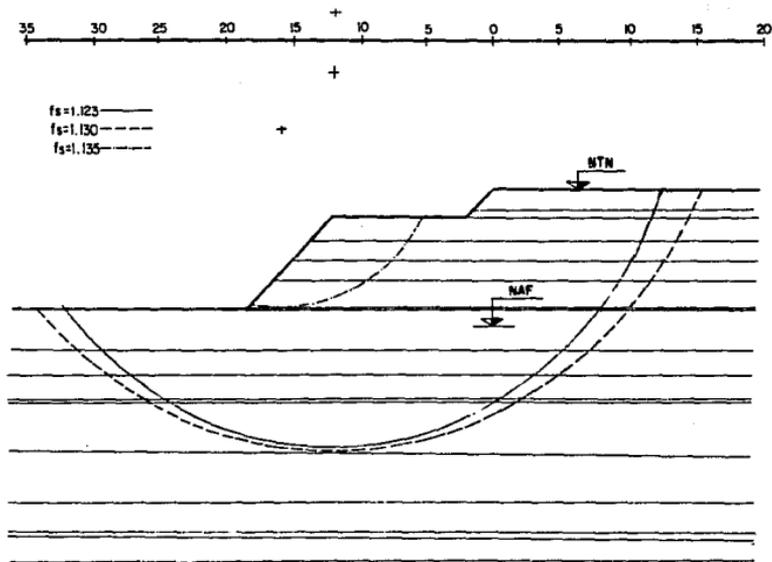
Momento motor= 2670.077 T-M/M

(Análisis tridimensional)

Mom.Res. de una pared =18775.544 T-M

Mom.Res.Total =51678.784 T-M

Mom.Mot.Total =13350.385 T-M



TALUD EN NUCLEO DE  
ESTACION SANTA ANITA L-8

**CAPITULO V****PROCESO CONSTRUCTIVO**

Una vez que se encuentran hechos todos los análisis correspondientes de la estación como son diseño de elementos, longitudes de patas, lastres, longitudes de etapas, etc., descritos en el capítulo anterior y que sus valores son acordes tanto en factores de seguridad como en especificaciones y reglamentos, se procede a realizar el procedimiento constructivo propiamente de la estación, el cual incluye las siguientes actividades:

1. Desvío y/o tratamiento de instalaciones municipales
2. Construcción de muros tablestaca
3. Diseño del sistema de abatimiento del nivel freático
4. Secuencia de excavación y apuntalamiento
5. Secuencia de estructuración
6. Instrumentación

Cada una de las actividades anteriores se muestra en los incisos subsecuentes a detalle.

Cabe señalar que cada estación tiene un procedimiento particular debido a la geometría, ubicación y profundidad de cada una de ellas, sin embargo los conceptos generales dentro del procedimiento son los mismos que se mencionaron anteriormente.

En este caso como ya se mencionó la estación se encuentra ubicada en el paradero de Santa Anita, el acceso a la estación se lleva a cabo por la parte superior de la estación lo que permite que el espacio requerido para la ubicación sea menor.

La construcción de estructuras profundas como en el caso de la estación Santa Anita, ubicada en la zona del lago (capítulo III) cuyas características son depósitos de suelo lacustre blando, demanda una excavación que suele tener influencia importante sobre su comportamiento posterior; debido a esta situación es necesario considerar ciertas precauciones:

• Toda la excavación produce cambios en el estado de esfuerzos del terreno, y si penetra bajo el nivel freático, genera alteración en el estado de equilibrio de la presión hidráulica con el consiguiente desarrollo de fuerzas de filtración; estas últimas pueden ser tan importantes como los efectos de descarga.

• La excavación profunda plantea dificultades en cuanto a expansión del suelo excavado, además de problemas de estabilidad de taludes en el perímetro de la excavación y fuerzas de filtración.

En general el procedimiento constructivo de la estación Santa Anita consiste en excavar la estación por etapas a cielo abierto entre muros tablastaca en el perímetro de la estación y entre taludes con un sistema de apuntalamiento dirigido hacia la losa de fondo de las etapas ya construidas, este procedimiento se indica en incisos posteriores.

Para el caso de la estación Santa Anita se optó por colocar muros de acompañamiento tablastacas y muros estructurales debido a las grandes descargas que sufría el suelo como se observó en el capítulo de compensaciones.

**V.1.- DESVIO Y/O TRATAMIENTO DE INSTALACIONES MUNICIPALES**

Para el de la estación Santa Anita y en general para todas las estaciones y tramos es necesario llevar a cabo desvío, cancelación o colgante de instalaciones municipales existentes, para lo cual primeramente se recaba información correspondiente al tipo de proyecto.

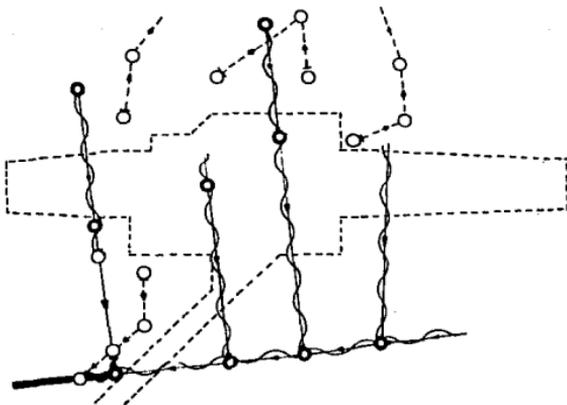
Posteriormente se identifican las características de profundidad y cercanía con las estructuras existentes a fin de bosquejar el procedimiento de instalaciones idóneo y conforme con el tipo de suelo por excavar.

Cuando se trata de excavaciones entre taludes se efectúan los análisis de estabilidad de avance y laterales; para el caso de tuberías que se instalarán entre una estructura de contención ya sea de madera o metálica se calculan los empujes de tierra activos necesarios para diseñar las características de dicha estructura de contención.

Realizado lo anterior se dan los procedimientos constructivos con los lineamientos a seguir para llevar a cabo la excavación, así como la instalación de las tuberías, pozos caja, etc., y la colocación del relleno correspondiente. Así también, en caso necesario se dan las recomendaciones para controlar las filtraciones que se pudieran presentar.

Para el caso de la estación Santa Anita se realizó el proyecto para desviar instalaciones municipales secundarias como son atarjeas y tuberías de agua potable, excepto para una tubería de 6" de diámetro de agua potable que cruza en la cabecera oriente de la estación la cual se deberá desviar momentáneamente. Dicha tubería se colocará sobre la cabecera de la estación una vez que se haya estructurado la zona y el nivel de relleno alcance el nivel de la tubería.

En las figuras no. V.I.I (a) y (b) se muestran los croquis conteniendo las instalaciones municipales tanto de agua potable como atarjeas en la estación y su tipo de solución correspondiente.

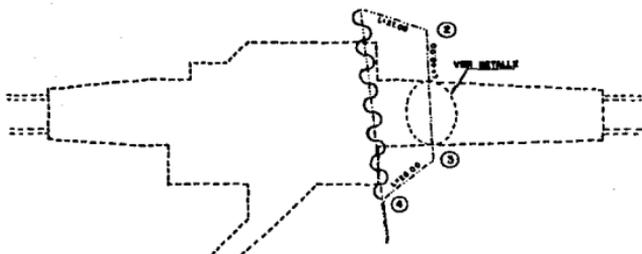


## SIMBOLOGIA

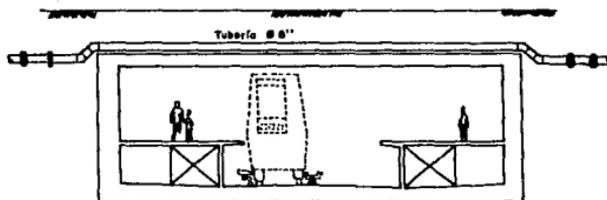
DESCRIPCION	FUERA DE SERVICIO	EXISTENTE	PROYECTO
COLECTOR			
ATARJEA			
POZO DE VENTA			
SENTIDO DE ESCURRIMIENTO			
POZO DE VISITA CON CADA			
TAPON DE CONCRETO			

( a )

FIGURA V.I.I.- SOLUCION ATARJEAS



N.P.T. 32.26



DETALLE

## SIMBOLOGIA

DESCRIPCION	FUERA DE SERVICIO	EXISTENTE	PROYECTO
TUBERIA DE 8" (19.3 cm) Ø _____			
NUMERO DE CRUCERO _____			①
LONGITUD ENTRE CRUCEROS _____			L-8700

( b )

FIGURA V.I.I.- AGUA POTABLE

## V.2.- CONSTRUCCION DE MUROS TABLESTACA

Los muros tablestaca tienen la finalidad de servir durante el procedimiento constructivo como una estructura de contención que permita realizar la excavación para alojar los elementos que constituirán la estación. Su procedimiento constructivo es el siguiente:

- a) Excavación de la zanja superficial para la construcción de brocales.
- b) Armado cimbrado y colado de los brocales.
- c) Excavación mediante un equipo guiado de la zanja donde se construirá el muro, ya sea colado en el lugar o prefabricado.
- d) Estabilización simultánea de la excavación mediante el empleo de un lodo bentonítico cuya densidad sea acorde con las condiciones de esfuerzos que se generan al abrirse dicha zanja.
- e) Habilitado y armado de la parrilla que constituirá el refuerzo estructural del muro.
- f) Colocación en el interior de la zanja del refuerzo estructural.
- g) Colado del muro por diferencia de densidades entre el lodo y el cemento o colocado del muro prefabricado.
- h) colocación del lodo fraguante en caso de ser muro prefabricado.

### BROCALES

La construcción de brocales que tienen la finalidad de servir de guía a la herramienta que se utilizará para la excavación de las zanjas en las que se construirán los muros y retener los rellenos sueltos; para cumplir con esta función los brocales se construyen separados 60 cm entre sí (ver figura no. IV.2.1) y su alineamiento se ajusta al eje de trazo de los muros.

Los brocales son piezas de concreto que consisten en dos ramas formando ángulos rectos, la vertical se llama faldón, cuya función es servir de guía a las herramientas de excavación, y la horizontal conocida como losa de rodamiento ya que como su nombre lo indica, sirve de rodamiento para el equipo de excavación.

Para llevar a cabo la construcción de los brocales se excava la parte superior de las zanjas donde se alojan los muros tablestaca, hasta una profundidad de 1.50 m, se cimbra, se arma y se cuela el faldón, posteriormente se cuela la losa de rodamiento con un ancho aproximado de 0.80 m.

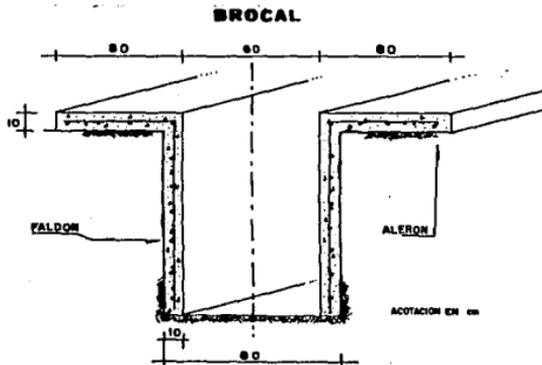


FIGURA No. IV.2.1.- CONSTRUCCION DE BROCALES

#### CONSTRUCCION DE MUROS

Existen dos tipos de muros: el muro tablestaca temporal y el definitivo cuando ya forma parte de la estructura del cajón, el primero se diseña para soportar empujes temporales de suelo y el segundo además de esto las condiciones que a largo plazo imponen, entre ellas el diseño sísmico. En muchas ocasiones el muro tablestaca temporal tiene la función de servir como lastre para soportar la subpresión, como es el caso de la estación Santa Anita de línea 8.

En lo que se refiere a procedimiento constructivo de muros tablestaca existen tres alternativas: a) el convencional colado en el lugar, b) el prefabricado con avance modular y c) el prefabricado con avance continuo, en cualquiera de los tres procedimientos el muro puede ser definitivo o temporal.

Para el caso de toda la línea 8 se realizaron estudios de costos optándose por construir muros tablestaca de acompañamiento y estructurales colados en sitio en todas las estaciones y en los tramos a lo largo del Eje Central debido a la importancia de las construcciones localizadas a lo largo de esta avenida.

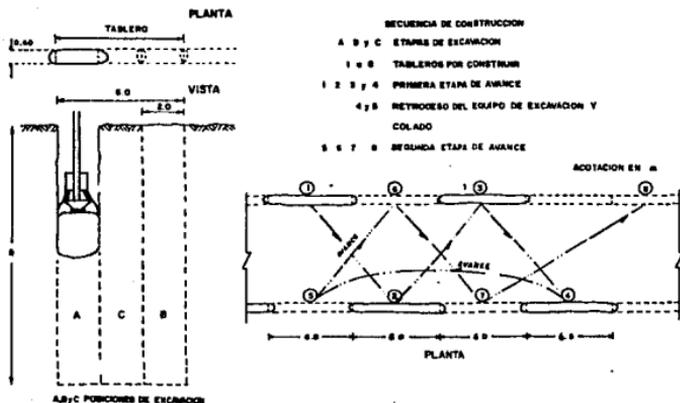
Para la excavación de las zanjas en la que se construirá el muro se utilizan algunos equipos disponibles como:

Retroexcavadora convencional o equipada con extensión hidráulica para excavaciones hasta de 12 m de profundidad, excavadoras de zanjas profundas con equipo de corte para profundidades hasta de 10.0 m, almejas hidráulicas guiadas para excavaciones hasta de 35 m de profundidad, almeja mecánica de caída libre para excavaciones hasta de 50 m de profundidad, hidrofresa o máquina de excavación continua que conduce el material cortado mediante flujo de lodo. La selección del equipo de excavación se determina de acuerdo a las características de la zanja y de las condiciones para las que fue diseñado.

Para la construcción del muro tablestaca convencional se abre una zanja con excavadora vertical en tres posiciones como se muestra en la figura No. V.2.2, primero se excavan las posiciones laterales y finalmente la central, con el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad. Existen tres tipos de muros a colar, los que se encuentran aislados, los que estarán pegados con una junta a otro muro y los que en ambos lados tengan construidos muros.

La manera más ordenada y eficiente de atacar un muro tablestaca se ilustra esquemáticamente en la planta de la figura V.2.2; esencialmente consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales tengan la edad mínima, en este momento el equipo de excavación y colado se retrocede, para iniciar la segunda etapa de avance en la que se construyen los tableros intermedios.

Es importante señalar que el equipo de excavación debe deslizarse con suavidad; sin chicoteo ni golpes o que caiga libremente contra el lodo o contra las paredes de la zanja para evitar desprendimientos o caídos de suelo dentro de la zanja.



**FIGURA V.2.2 EXCAVACION PARA MURO TABLESTACA COLADO EN SITIO.**

#### **ESTABILIZACION DE LAS PAREDES**

Las paredes de las zanjas donde se construirá el muro tablestaca, no son estables por sí solas, es por esto que para evitar que se derrumben se deben estabilizar con un fluido con características tixotrópicas, es decir un fluido que presenta cierta resistencia al esfuerzo cortante en estado en reposo, que es cuando actúa como gel; mientras que en movimiento, cuando se agita o bombea, actúa como un sol y no presenta esta resistencia; el pasc de gel a sol es reversible; el lodo estabilizador es una suspensión estable de bentonita sódica con densidad mayor a la del agua.

El lodo se vacía en el interior de los tableros excavados con bombas centrífugas hasta alcanzar un nivel superior al nivel freático, con el objeto de generar un gradiente de presiones sobre las paredes de la excavación que ayude a detenerlas. Además, este gradiente produce filtraciones de lodo hacia el interior de las paredes de la excavación, formando una membrana de pequeño espesor conocida como "cake". La tixotropía del lodo al pasar de sol a gel y las fuerzas electroquímicas y de tensión capilar que se generan entre lodo y suelo en la frontera de los dos materiales durante el filtrado, contribuye a la formación de esta película y a la adquisición de su resistencia. Esta resistencia se suma a la presión hidrostática del lodo para estabilizar las paredes de la excavación.

#### **HABILITADO, ARMADO Y COLOCACION EN EL INTERIOR DE LA ZANJA DEL REFUERZO ESTRUCTURAL DEL MURO.**

El siguiente paso en la construcción de muros tablestaca consiste en realizar la limpieza del fondo de la zanja, para este caso, se pasa por todo el piso de la excavación un tubo eyector.

Cuando se concluye la limpieza y se verifica la profundidad de la zanja se procede a introducir las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo.

Las juntas son tubos metálicos huecos de forma semicircular o rectangular que en una de sus caras tienen la forma macho o hembra y que contienen una banda de pvc integrada. Una parte de esta banda queda ahogada en el momento del colado y la otra parte queda libre en el interior del tubo para ahogarse durante el colado del muro contiguo.

Una vez instaladas las juntas, se continúa con la instalación de la parrilla de acero, que constituye el refuerzo del muro tablestaca; se hace descender por su propio peso utilizando una grúa y se toman las precauciones con respecto a la verticalidad, alineamiento y profundidad.

Para evitar la tendencia a la flotación de la parrilla, debido a la presencia del lodo estabilizador, se instalan dos gatos en la superficie apoyados contra el brocal para que impidan que la parrilla se mueva durante el colado.

Es importante señalar que el tiempo a transcurrir entre el momento de introducción de la parrilla en la zanja y el colado de la misma, debe ser menor de cuatro horas ya que períodos mayores favorecen la formación de "cake" sobre el acero de refuerzo, reduciendo la adherencia de éste y el concreto.

#### COLADO DEL MURO POR DIFERENCIA DE DENSIDADES, EMPLEANDO TUBO TREMIE

El tubo tremie es un tubo de acero en tramos de 1.0 a 2.0 m, con uniones roscadas herméticas y de preferencia lisas.

La operación de este dispositivo permite llevar a cabo el colado de muros tablistaca introduciendo el tubo a través de la zanja excavada una vez colocado el acero de refuerzo; el proceso consiste en vaciar el concreto a través del tubo el cual tiene una válvula separadora que se ajusta con precisión a su diámetro interior y sirve de frontera entre el concreto y el lodo.

El proceso de colado se ilustra en la figura V.1.3, desde la condición inicial (a), cuando se introduce el tubo en el concreto (b), la condición de tubo lleno (c), que se produce por la fricción concreto - tubo; la cual con un movimiento vertical brusco conduce a la condición de operación correcta (d). En esta última, el concreto que se vacía fluye y sólo requiere de pequeños movimientos verticales para facilitar la descarga.

Para poder iniciar el colado, se comprueba la hermeticidad del tubo, obturando la punta y rellenándolo con agua en posición vertical, para verificar que no salga por las juntas durante la operación, la hermeticidad se comprueba midiendo la profundidad del tramo de tubo vacío (h<sub>L</sub>), para verificar que satisfaga la relación:

$$h_v = h_L \left( 1 - \frac{\gamma_L}{\gamma_C} \right)$$

donde:

h<sub>L</sub> : Profundidad de la frontera de concreto.

γ<sub>L</sub> : Peso volumétrico del lodo.

γ<sub>C</sub> : Peso volumétrico del concreto.

En el colado de muros tablestaca, el error más frecuente es la falta de hermeticidad en las juntas del tubo, que permiten la entrada del lodo provocando la contaminación del concreto.

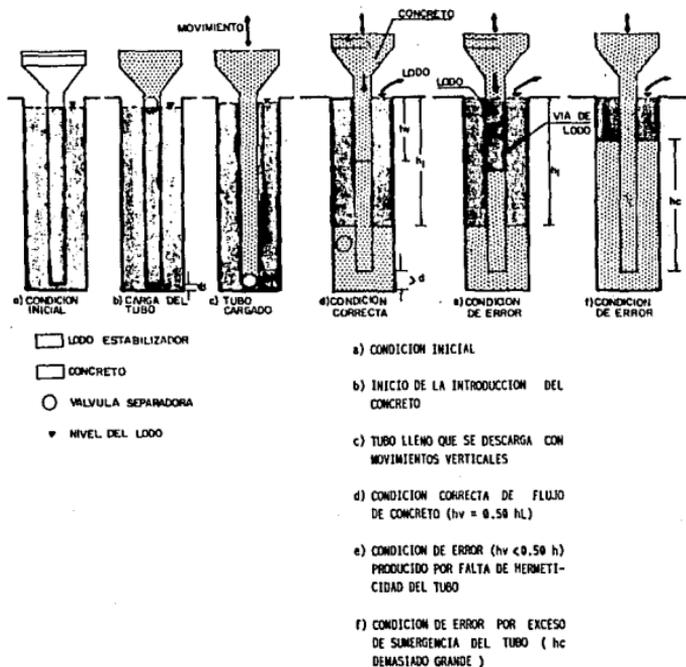


FIGURA No. V.1.3.- PROCESO DE COLADO DE MUROS TABLESTACA

Debido a que la excavación entre muros se lleva a cabo aprovechando la rigidez de los mismos y su capacidad como losa en el sentido tanto vertical como longitudinal, dicha excavación no podrá iniciarse hasta que el concreto de los muros alcance su resistencia de proyecto, el inicio de la excavación también queda sujeto al tiempo de bombeo previo para el abatimiento del nivel freático.

### V.3.- BOMBEO

Un aspecto importante dentro del procedimiento constructivo, es el bombeo a partir del nivel freático, el cual se realizará una vez construidos los muros tablestaca con las siguientes finalidades.

- a) Reducir las presiones piezométricas en el suelo y eliminar las subpresiones de las capas permeables localizadas abajo de la excavación.
- b) Interceptar el flujo de agua de tal forma de disminuir las fuerzas de filtración que se presentarán en los taludes y de ésta forma la estabilidad de los mismos.
- c) Disminuir el problema de falla por el fondo de la excavación.
- d) Reducir las expansiones de las arcillas.

La extracción del agua por bombeo, se hace a través de pozos habilitados para este fin en el sitio de construcción. Estos pozos se instalan en perforaciones de 30 cm de diámetro, dentro de los cuales se coloca: un ademe metálico ranurado, un filtro de grava limpia fina, y una bomba de pozo profundo tipo eyector.

El nivel de aguas freáticas sufre una modificación puntual cuando se efectúa la excavación en suelo arcillosos, por lo que es factible realizar dicha excavación prácticamente en seco; sin embargo, debido a la presencia de lentes de arena y fisuramiento en la arcilla, se restituye de manera instantánea por su permeabilidad. Por este motivo, principalmente, se requiere utilizar bombeo durante el procedimiento constructivo.

El sistema de bombeo estará compuesto por pozos con bombas eyectoras, las perforaciones para la instalación de dichos pozos se lleva a 1.50 m abajo del nivel máximo de excavación para el núcleo de la estación y para la pasarela de correspondencia 1.00 m abajo. La operación de este sistema se programa de manera que cuando una etapa se está atacando funcionen tanto los pozos comprendidos dentro de ella como los que se hallan a una distancia de 10.0 m adelante de los hombros de los taludes perimetrales a dicha etapa.

La instalación de pozos de bombeo se desplanta hasta 1.50 m de profundidad bajo el nivel máximo de excavación separados entre sí 9.0 m (se considera un radio de influencia del pozo de 5.00 m), los pozos se perforan con una broca de aletas utilizando para el lavado y limpieza de la perforación agua a presión, el ademe de los pozos consiste en un tubo de 4" de diámetro provisto de 3 aletas de 1.0 m de longitud colocados en forma simétrica al rededor del tubo y en tres puntos equidistantes a lo largo del ademe. El diámetro circunscrito por aletas debe ser aproximadamente igual al diámetro del pozo, con objeto de que el ademe quede centrado dentro de la perforación.

los ademes se ranuran para que el agua por bombear penetre libremente a su interior, las ranuras son de 30 cm de longitud y 3 mm de ancho y se ranura toda la longitud del ademe excepto 2.0 m en su extremo superior y 1.50 m en su extremo inferior.

Para evitar que el filtro pase al interior del ademe se coloca una malla del número 8 al rededor del ademe, entre las paredes del pozo y del ademe, se coloca un filtro de arena fina limpia, cuya granulometría esté comprendida entre 1.0 cm (máximo) 0.25 cm (mínimo).

Para activar el flujo hidráulico después de colocado el ademe y el filtro, se agita el interior del ademe con una cuchara de percusión.

Las bombas que se utilizan son del tipo eyector para pozos profundos y el nivel de succión de las bombas es de 0.5 m abajo del nivel máximo de excavación.

En la figura no. IV.3.1 se presenta esquemáticamente la constitución de un pozo de bombeo.

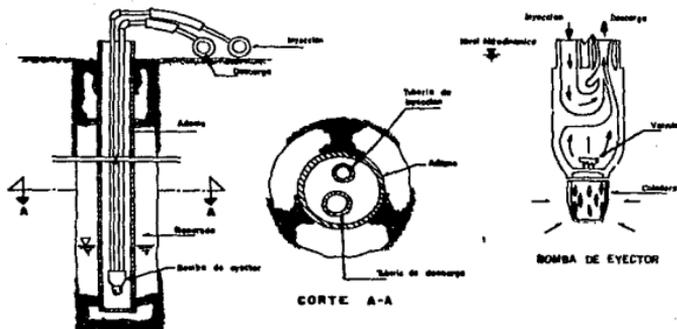
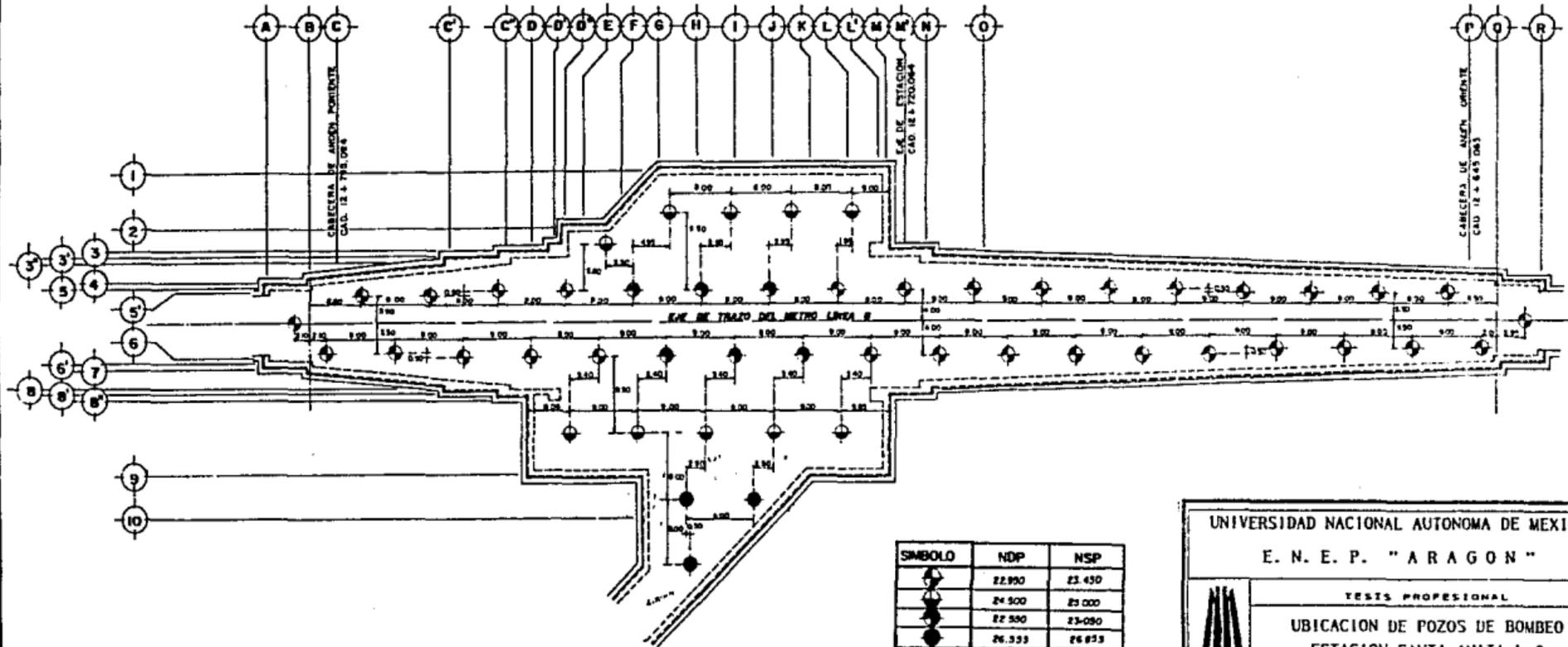


FIGURA IV.3.1.- FOSO DE BOMBEO

En la estación Santa Anita, entre la diferencia de niveles de pasarela de correspondencia (28.053) con nivel vestibulo (27.10), se colocó un muro pantalla de lodo fraguante que funcionará como una frontera impermeable que confinará el área del núcleo de la estación con la pasarela de correspondencia, para evitar la extracción de agua de la lente de arena que se encuentra ubicada a una profundidad aproximada de 8.10 m.

Para la realización del sistema de bombeo se elaboró un plano de ubicación y características del sistema de bombeo así como los lineamientos generales para la instalación del mismo.

El sistema de bombeo se implementará para extraer agua 2 días antes de empezar la excavación, y no se permitirá que se extraiga mas que la cantidad requerida para la excavación.



#### V.4.- EXCAVACION Y APUNTALAMIENTO

La excavación para la estación se realiza a cielo abierto y entre taludes en la parte central de la estación y entre muros tablestaca en el perímetro, la inclinación y geometría de los taludes se determinan mediante análisis de factores de seguridad mínimos admisibles (capítulo IV), está limitada por etapas con ancho y largo definidos en base a los resultados de expansiones elásticas y de las condiciones necesarias para estructurar losas, contratraveses y columnas:

Antes de iniciar la excavación se designan frentes de ataque para diferentes zonas de la estación con el propósito de tener un número de máquinas trabajando a la vez en la estación. Para el caso de la Estación Santa Anita se designaron tres frentes de ataque, el primero que empieza en la zona central de la estación y continúa hasta terminar la cabecera poniente, el segundo que contiene parte del núcleo y la cabecera oriente y el tercero el frente "C" el cual comprende las zonas de vestíbulos y la pasarela de correspondencia.

Esta secuencia de excavación con los diferentes frentes a atacar se muestra en el plano de etapas de excavación para la estación .

El equipo para excavación utilizado consiste en una draga con almeja loca o cucharón, este equipo permite extraer el material excavado hasta profundidades de 18.0 m en un radio de 12.0 m. Para llevar a cabo la excavación, el equipo se coloca generalmente fuera del área limitada por los muros tablestaca, aunque en algunas ocasiones, por la poca disponibilidad de espacio, el equipo se coloca sobre el hombro del talud, en tal caso es necesario considerar en el cálculo del factor de seguridad para el talud una sobrecarga.

La excavación se realiza a partir del nivel de terreno natural hasta alcanzar la profundidad donde se colocará el primer nivel de puntales, suspendiéndola para proceder a colocar el troquel que se apoyará sobre los muros tablestaca o losas de la estación (ver plano de apuntalamiento).

El troquel consiste en un elemento de acero de sección circular cuyo diámetro oscila entre 10" y 18", este elemento se diseña considerando la reacción bajo el empuje de tierras sobre el muro tablestaca y la longitud del troquel.

La excavación se continúa alternándola con la colocación de puntales cuyos niveles se determinan en función de la profundidad de excavación y de la magnitud del empuje sobre los muros tablestaca (ver planos de etapas y apuntalamiento).

Como complemento al proyecto general se elaboran cortes del proceso de excavación de la estación, donde se muestra la secuencia de etapas y los lastres existentes, los niveles de apuntalamiento y sus detalles.

Alcanzada la profundidad máxima de proyecto, se procede de inmediato a la construcción de los elementos estructurales y colocación del material de relleno:

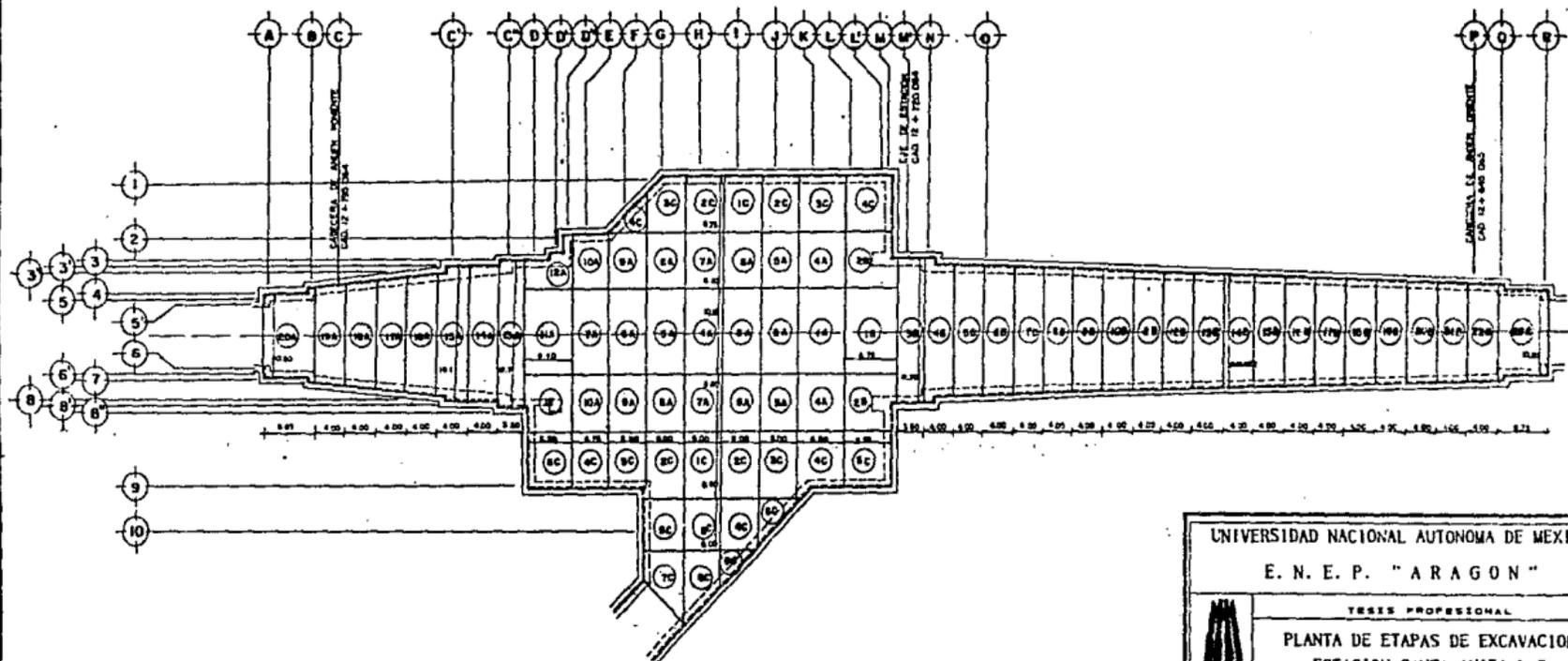
- Plantilla de concreto simple, la cual evita contaminación del concreto de la losa y en ocasiones cuando su espesores de más de 10 cm forma parte de los lastres de la estación.
- Losa de fondo.
- Muros estructurales.
- Trabes, columnas, muros diafragmas y lastres de este nivel.
- Colocación de tabletas sobre trabes.
- Firme de compresión sobre tabletas.
- Colocación de relleno de tepetate sobre el firme de compresión y colocación de rellenos en zonas de jardineras.
- Restitución del pavimento en las zonas afectadas

Durante el proceso de estructuración el colado de las losa de fondo se realizará a 50 cm del pie de los taludes con el fin de dejar el espacio necesario para doblar el acero, dejar las preparaciones y poder maniobrar en su construcción, las etapas de excavación se encuentran indicadas en el plano de etapas y las de colado de losa se indican junto con el plano de apuntalamiento con el fin de poder ubicar la preparaciones para los puntales que van apoyados en las losa de fondo.

Debido a que el núcleo de la estación se realizan grandes descargas y para poder ser estructurada la zona con la losa de techo es necesario que las columnas tengan su resistencia, fue necesario llevar un proceso de estructuración dando presiones con lastres provisionales para cada una de las etapas excavadas, controlando con esto la magnitud de expansiones. Además se realizó una secuencia de estructuración para limitar los tiempos de construcción de los elementos.

Para el cálculo del empuje que se ejercerá a largo plazo sobre los muros de concreto que actúan como estructura de contención se consideró el estado en reposo.





UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

E. N. E. P. "ARAGON"

TESIS PROFESIONAL

PLANTA DE ETAPAS DE EXCAVACION  
ESTACION SANTA ANITA L-8

### V.5.- INSTRUMENTACION.

Para el diseño de la instrumentación fue necesario efectuar un levantamiento de las edificaciones y los considerados "Monumentos Históricos" existentes con el objeto de localizar las zonas donde se requerirá una mayor información resultado de la instrumentación, para determinar el comportamiento durante y después de la construcción de las estructuras, lo cual permitirá proteger al máximo los edificios aledaños y tomar las previsiones necesarias durante la construcción en caso de requerirse.

Entre la instrumentación más necesaria para determinar el comportamiento tanto de la excavación, como de la zona aledaña se tienen los siguientes instrumentos:

- Bancos de nivel superficial, para medir movimientos en la superficie.
- Bancos de nivel semiprofundo, para medir movimientos en el fondo de la excavación.
- Piezómetros, nos permiten determinar la presión de poro a cierta profundidad (variación de los esfuerzos efectivos), al determinar el nivel de agua que se establece en un tubo vertical, que tiene su extremo inferior permeable. Esta información se requiere para los siguientes propósitos:
  - a) Determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio
  - b) Definir las condiciones de flujo del agua
  - c) Conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro.

Se programan mediciones de desplomes en estructuras aledañas importantes; La densidad de colocación de instrumentos sus características y la frecuencia de medición deben ser capaces de detectar deformaciones importantes con oportunidad, lo cual permite tomar medidas preventivas y/o correctivas en caso necesario.

## REFERENCIAS SUPERFICIALES

Las referencias superficiales tienen por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurren en la superficie del terreno que circunda los cajones del metro, así como las construcciones aledañas que pudieran sufrir daños debido a la excavación.

Son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en las superficies vecinas, los primeros se instalan definiendo líneas de colimación paralelas al eje del cajón. Con esta instrumentación se puede medir la deformación horizontal y vertical en el perímetro de la estación.

Las características de las referencias superficiales más recomendables para conocer el comportamiento de las excavaciones que alojarán a los cajones del Metro se describen a continuación:

## TESTIGOS SUPERFICIALES

Son cilindros de concreto simple (figura V.5.1) de 15 cm de diámetro y 30 de altura, con un perno metálico empotrado en su extremo superior; este perno es un tornillo de cabeza esférica de  $5/8 \times 4"$  con una línea gravada en la dirección perpendicular a la ranura para desarmador, la ranura sirve de guía a la regla metálica de medición, que está graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para centrarlo.

Estos instrumentos se instalan definiendo líneas de colimación apoyados en dos puntos de referencia fijos alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufran desplazamientos durante el proceso de excavación. Las líneas de colimación son paralelas al eje de los muros, señalando una a cada lado de la excavación; como mínimo la distancia de las líneas de colimación al hombro de la excavación estará comprendida entre  $0.5B$  y  $B$ , siendo  $B$  el ancho del cajón.

También se colocan testigos superficiales localizados fuera de las líneas de colimación, para medir desplazamientos verticales en sitios característicos.

Las referencias deberán instalarse antes de la excavación de acuerdo a lo siguiente:

- se perforarán los sitios que alojarán los testigos.

- se colocan los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero; inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de la línea gravada y con un nivel de mano la horizontalidad de la cara superior del cilindro.

Una vez colocadas las referencias y antes de iniciar las excavaciones, deberán tomarse las lecturas de nivelaciones y alineaciones correspondientes a las condiciones iniciales, que definen el origen de las mediciones desplazamientos - tiempo.

Desde el inicio de la excavación se toman lecturas periódicas de nivelación y alineación de las referencias.

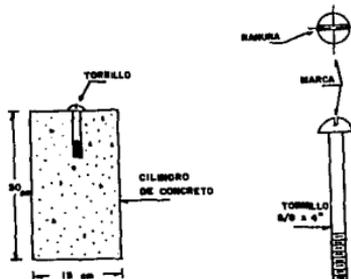


FIGURA V.5.1.- TESTIGO SUPERFICIAL

#### BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDO

Son dispositivos que nos permiten determinar movimientos verticales causados por las expansiones y hundimientos generales en el fondo de las excavaciones a cielo abierto. Las mediciones deberán estar referidas a un banco de nivel profundo.

Los elementos que lo integran son: a) tubo galvanizado de 1" de diámetro, en tramos de un metro cuya longitud es la profundidad de instalación del banco, b) muerto de concreto de 4" de diámetro y 30 cm de altura colocado en la parte inferior de la tubería, c) cople de unión entre el tubo galvanizado y el muerto de concreto, d) tapón para nivelación colocado en la parte superior del tubo (figura V.5.2)

La profundidad de instalación del banco de nivel flotante debe ser de 1.20 m abajo del nivel máximo de excavación. Para su colocación debe efectuarse una excavación de 6" de diámetro con una máquina que cuente con equipo para el lavado del pozo. Se baja el cilindro a la parte inferior del pozo, acoplándole los tramos de 1.0 m de tubo galvanizado. Debe asegurarse que el cilindro de concreto apoye firmemente en el fondo del pozo. Después de instalado el banco de nivel semiprofundo, deberá rellenarse con grava de tamaño máximo de 3/4".

La parte superior del aparato deberá estar protegida con un tubo de fierro de 6" que cuente con tapón.

Durante la excavación los tramos deberán desacoplarse por tramos de 1.0 m modificando el nivel de referencia original. Para su facilidad de instalación el tapón deberá instalarse al fondo de la excavación cada vez que se desacople la tubería.

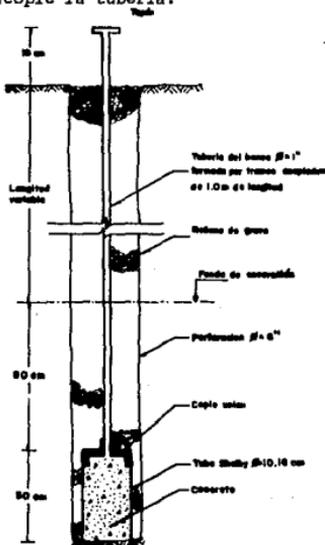


FIGURA V.5.2.- BANCO DE NIVEL SEMIPROFUNDO

## PIEZOMETROS

Este dispositivo permite determinar la presión de poro de los estratos permeables en un lugar, al medir el nivel de agua que se establece en el tubo vertical que lleva en su extremo inferior la celda permeable. Con base en el perfil estratigráfico, obtenido de un sondeo de cono eléctrico o de un sondeo con muestreo, se definen los estratos permeables, cuya posición con relación a la estructura a construir, justifique la ubicación del piezómetro. Dada la estratificación existente, se construyen las estaciones piezométricas, las cuales están formadas por varios bulbos o celdas piezométricas instaladas a distintas profundidades y perforaciones. Cada bulbo se instala en un estrato permeable. Una estación piezométrica puede agrupar piezómetros abiertos y neumático, en función de la obra y de la estratigrafía del sitio.

Existen básicamente tres tipos de piezómetros los que se describen a continuación:

### PIEZOMETRO ABIERTO CON PERFORACION PREVIA

En la figura no. III.2.11 se muestra este piezómetro, consta de un tubo vertical generalmente de PVC o metálico de 1/2 pulgada de diámetro, con coples cementados, y una celda permeable en su parte inferior. Esta celda es también un tubo de PVC de 1 1/2 pulgadas de diámetro y 30 cm de altura, con ranuras horizontales de 1 mm de espesor, que permiten el paso del agua, se acostumbra llenar la celda con arena de partículas mayores a 2 mm, usualmente se coloca un fieltro o una malla muy fina para confinar la arena dentro de la celda.

Estos piezómetros se instalan en perforaciones verticales cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo y quede rodeada de un filtro de arena limpia; el procedimiento de instalación se muestra en la figura no. III.2.12 y se describe a continuación:

- 1.- se perfora el suelo con un diámetro de 3 pulgadas hasta una profundidad de 60 cm abajo de la profundidad de instalación del piezómetro; el fluido para la perforación deberá ser agua.
- 2.- se instala un ademe metálico y se hace circular agua hasta que ésta salga con una cantidad mínima de materiales en suspensión.
- 3.- Simultáneamente a lo anterior se ensambla el piezómetro con la longitud total del tubo vertical, para permitir que el cemento de los coples tenga tiempo suficiente para endurecer; si se emplea tubería metálica en las cuerdas se deberá colocar teflón.

4.- Se extrae el ademe 30 cm y se vacía arena bien graduada en el pozo, controlando su volumen.

5.- Se coloca el piezómetro dentro del tubo comprobando que quede bien asentado en la arena. Esta maniobra es más rápida en tubos de PVC, en tuberías metálicas el tubo se enroscas a medida que se introduce; en cualquier caso se coloca un tapón superior roscado y debilmente cementado, con una pequeña perforación que permita salir el aire atrapado.

6.- se extrae el ademe en tramos de 10 cm, vaciando gradualmente arena dentro del pozo hasta 30 cm arriba del bulbo.

7.- Se agrega bentonita en bolas para sellar un tramo de un metro del pozo, controlando su volumen.

8.- Se extrae el ademe y se rellena el pozo con lodo arcilloso.

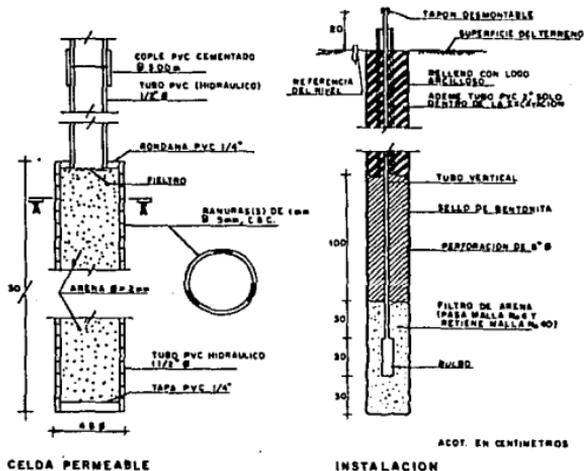


FIGURA III.2.11.- PIEZOMETRO ABIERTO CON PERFORACION PREVIA

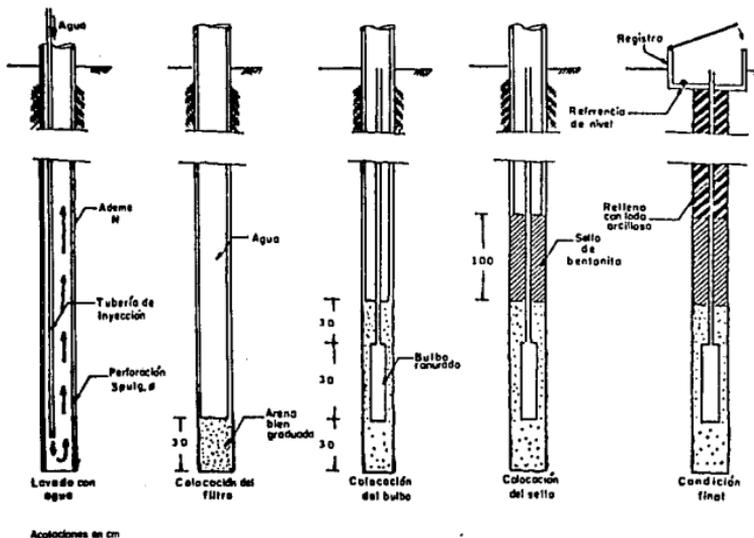


FIGURA III.2.12.- PROCEDIMIENTO DE INSTALACION PIESOMETRO ABIERTO CON PERFORACION PREVIA.

#### PIESOMETRO ABIERTO HINCADO

En la figura no. III.2.13 se muestra la condición de hincado de este aparato, esta constituido por : a) tubo de cobre de 5/8 de pulgada de diámetro y 30 cm de longitud con perforaciones de 5 mm forrado con fieltro permeable, b) tubo de fierro galvanizado de 3/4 de pulgada de diámetro en tramos de 1 m con coples, y c) punta cónica de acero de 2.7 cm de diámetro, con sello temporal de silicona al tubo galvanizado.

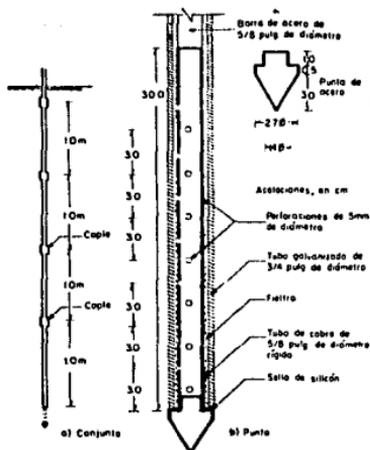


FIGURA III.2.13.- PIEZOMETRO CONDICION DE HINCADO

Estos piezómetros se hincan en el suelo con los gatos hidráulicos de una perforadora o de un cono mecánico, en suelos muy blandos pueden hincarse manualmente a percusión, con ayuda de un martillo ligero, si la costra superficial es dura se realiza una perforación previa con barreno helicoidal. El procedimiento de instalación con una máquina se presenta a continuación:

1.- Perforar manualmente con una barrena helicoidal o con una perforadora mecánica hasta un metro arriba de la profundidad de instalación.

2.- Hincar el piezómetro en el suelo en la posición cerrada, hasta la profundidad de proyecto; en estas condiciones el sello de silicon evita que penetre lodo y agua al interior del tubo. Si el hincado se hace a percusión se requiere de una cabeza protectora de la rosca de los tubos, si se hincan a presión, deben usarse mordazas laterales.

3.- Se introduce en el piezómetro una barra auxiliar de acero de 3/8 de pulgada de diámetro en tramos de 1.5 m, con cuerda, para formar una columna continua; a continuación se introduce agua hasta igualar el nivel interior con el nivel de aguas freáticas. En seguida con la barra auxiliar se empuja a presión la punta de la celda permeable, o bien con los impactos de un martillo hasta abrir el piezómetro 20 cm.

4.- Al extraer la barra de acero deberá agregarse agua de manera que el nivel de agua no cambie bruscamente, a continuación el nivel tenderá a encontrar su posición de equilibrio.

Los dos piezómetros mencionados anteriormente cambian únicamente en su forma de instalación, el piezómetro hincado no utiliza bontonita por lo que su funcionamiento es más confiable. La instalación de los piezómetros hincados es más eficiente por lo que su costo es menor.

Las celdas permeables de los piezómetros deben instalarse coincidiendo con los estratos permeables que garanticen un buen funcionamiento, así mismo si no existe artesianismo en el sitio, las alturas piezométricas no deberán sobrepasar el nivel freático determinado con el tubo de observación. Los sondeos de cono son de gran ayuda ya que detectan con gran precisión los estratos duros de secado solar, de pómez o de arenas volcánicas que son los materiales de mayor permeabilidad.

Una estación piezométrica está constituida por tres o cuatro celdas con sus correspondientes perforaciones.

Todos los tubos deberán contener una etiqueta para su identificación así como un nivel de referencia de elevaciones.

La celda permeable permite que se defina la altura piezométrica del agua de la lente en que fue instalada, el sello impide la intercomunicación con otros lentes que queden por arriba.

El tiempo de respuesta de el piezómetro es lento ya que el agua debe acumularse hasta que se establezca la altura de equilibrio.

El nivel de agua dentro del tubo vertical se determina mediante una sonda integrada por un cable eléctrico y un medidor de resistencias (ohmetro), la punta del cable lleva una boquilla de plástico que impide que los cables toquen las paredes del tubo, así como un plomo que tensa el cable y permite obtener lecturas confiables. Una vez que los conductores tocan la superficie del agua cierran el circuito y el ohmetro lo registra, la precisión en la medición es de 1 cm de columna de agua. La medición de la altura de agua deberá estar referenciada al nivel instalado.

Una vez establecidos los niveles de agua de las celdas de una estación piezométrica, se deduce la profundidad de los esfuerzos totales y la correspondiente a los esfuerzos efectivos para dicho sitio.

Considerando que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de : a) bombeo profundo para el abatimiento del agua a la población, b) recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias, c) bombeos superficiales por excavaciones superficiales, y d) por la aplicación de sobrecargas superficiales, se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo, para ello se requieren realizar observaciones frecuentes. Debe tenerse en cuenta el tiempo de demora que requieren los piezómetros abiertos para registrar estos cambios, que podría justificar el uso de piezómetros neumáticos a pesar de su elevado costo y delicada operación.

#### PIEZOMETRO NEUMATICO

Este dispositivo al igual que el piezómetro abierto determina la presión de poro en un lugar a cierta profundidad, midiendo directamente la presión que ejerce el agua sobre una membrana o diafragma, como el volumen de agua que se requiere para activar la membrana es muy reducido su tiempo de respuesta es corto lo cual hace que estos piezómetros sean adecuados para detectar cambios de presión de poro provocados por un proceso constructivo.

En la figura no. III-2.14 se muestra un piezómetro neumático, en el que su sensor esta formado por dos piezas cilíndricas de acero inoxidable, unidas con tornillos de 1/4 de pulgada de diámetro. Ambas piezas aprisionan perimetralmente la membrana flexible de acero inoxidable de 0.002 pulgadas de espesor. Por debajo de la membrana se encuentra el bulbo perimetral de PVC y la piedra porosa fina, por arriba están los dos aro-sellos, el exterior que sella herméticamente a la membrana y el interior más pequeño que sirve para controlar la operación del aire a presión.

Complementan a este aparato las dos líneas de tubo flexible polifilo, una para introducir el aire a presión y la otra de salida; finalmente un tramo de tubería de pvc de 3/4 de pulgada de diámetro en cuyo extremo inferior queda fijo el piezómetro neumático.

INSTALACION.- se instalan en perforaciones verticales cuidado que el bulbo permeable se mantenga libre de lodo, y quede confinado en un filtro de arena limpia; las etapas del procedimiento de instalación son similares a los descritos para los piezómetros abiertos con el cuidado adicional de proteger con tapones los tubos de polifilo de entrada y salida del aire, debe también identificarse el extremo superior de cada línea. Es necesario tener en cuenta que un solo grano de arena que penetre en los tubos de aire obstruirán el funcionamiento del piezómetro.

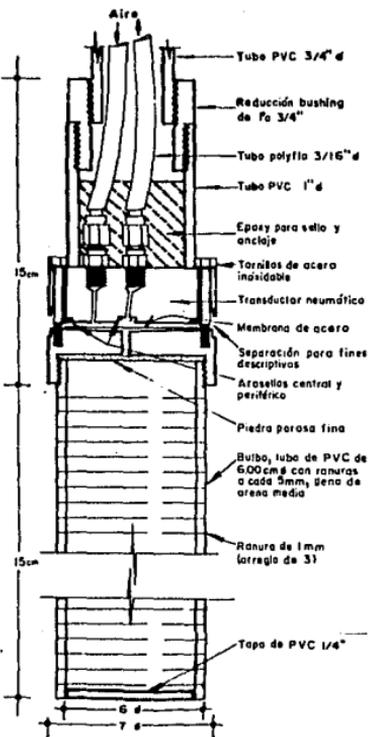


FIGURA III.2.14 PIEZOMETRO NEUMATICO

Los sensores deben colocarse coincidiendo preferentemente con los estratos permeables, para asegurarse de su mejor funcionamiento; si es necesario estos piezómetros pueden instalarse en un estrato arcilloso, aún cuando hace mucho más lento su tiempo de respuesta.

Otro criterio de instalación para este tipo de piezómetros es colocarlo únicamente en el estrato permeable, cuya condición de subpresión pudiera poner en peligro la instalación de una excavación, ya que permitirían detectar cambios de presión en corto tiempo.

La parte superficial de los piezómetros, esto es la entrada y salida del aire deberán quedar alojados en un registro de protección. Los tubos tendrán etiquetas que identifiquen la profundidad de cada bulbo y la entrada y salida del aire.

Estos piezómetros deben calibrarse antes de ser instalados a una presión del doble de la operación, para lo cual se introducen en una cámara hermética llena de agua a presión; dicha cámara tiene dos orificios para el paso de los tubos polyflo que conducen el aire. La calibración consiste en aplicar una presión conocida al agua y medir la correspondiente en el piezómetro.

La precisión de la calibración esta condicionada a las sensibilidades de la membrana y del sistema de medición.

**MEDICION.-** La presión que ejerce el agua en la membrana se determina equilibrándola con aire, valiéndose de un sistema de aire a presión controlada, identificado usualmente como consola de medición. Dicha consola opera de acuerdo a las siguientes etapas:

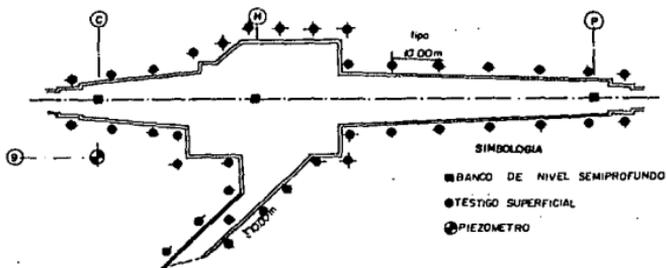
- a).- se conectan los tubos de entrada y salida a la consola de medición.
- b).- se cierra el regulador de presión y la válvula de purga, y se abren las válvulas de paso y del tanque.
- c).- se abre gradualmente el regulador, observandose la presión en el manómetro de 4 Kg/cm<sup>2</sup> que registra presión. A continuación se abre la válvula del manómetro de mercurio y se mide con una presión de 1 mm (1.36 cm de columna de agua).
- d).- La medición de la altura piezométrica debe estar relacionada con el nivel de referencia superficial instalado junto al piezómetro.

Una vez estabilizados los niveles de agua de las celdas que constituyen una estación piezométrica y conociendo la variación con la profundidad de los esfuerzos totales, se puede determinar la variación de los esfuerzos efectivos. En los estratos arcillosos intermedios la presión de poro varía linealmente.

Considerando que los niveles piezométricos pueden cambiar a consecuencia de: a) bombeo profundo para el abastecimiento de agua, b) recarga de los acuíferos durante el periodo de lluvias, c) aplicación de sobrecargas superficiales, y d) bombeos superficiales por excavaciones someras, se requiere determinar la evolución de los niveles piezométricos con el tiempo, para lo cual se realizan observaciones frecuentes. Debe tenerse en cuenta el tiempo de demora que se presenta en las celdas instaladas en estratos arcillosos.

Se han desarrollado otro tipo de piezómetros instrumentados con deformímetros eléctricos (strain gages) y con cuerdas vibrantes. Estos instrumentos alcanzan mayor sensibilidad con menor deformación volumétrica; por ellos son más confiables en los estratos arcillosos poco permeables.

Para la estación Santa Anita la instrumentación consistió en los elementos que se muestran en la figura subsecuente:



## VI.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La metodología utilizada para el presente trabajo se puede plantear a cualquier tipo de cimentación del tipo compensada. Puede servir de base para los análisis correspondientes a realizar aunque se pueden implementar con diversas teorías complementarias.

Como conclusión a este trabajo se puede decir que para cualquier estación se realizan los análisis correspondientes descritos en el capítulo cuatro, pero es de gran interés saber que cada estación tiene problemas particulares, que cada sitio expone.

No se puede generalizar en cuanto a procedimiento constructivo ya que cada zona es particular en cuanto a estratigrafía y condiciones de comportamiento, pero a manera de verificación se puede tener una comparación con diferentes análisis realizados para zonas aledañas que pueden intuir en gran parte el comportamiento.

Los comentarios a cada capítulo se pueden resumir en los siguientes incisos:

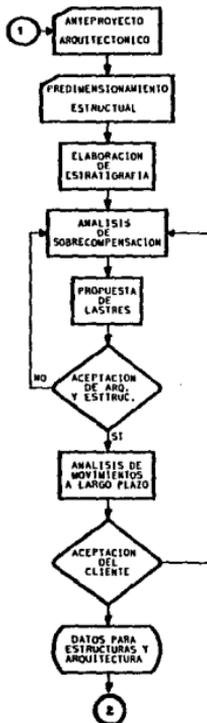
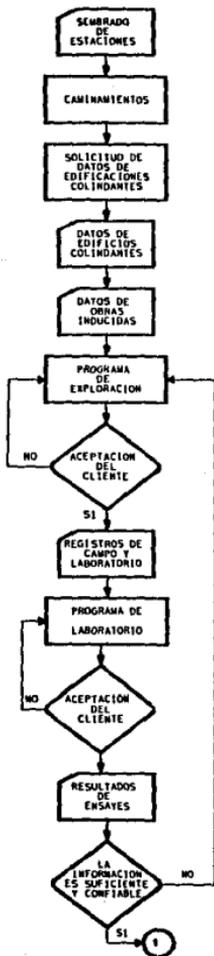
- a) Como punto de partida para cualquier trabajo se debe tener información preliminar que nos plantee las ventajas y desventajas de la realización de éste, tomando en cuenta el diseño geotécnico definitivo.
- b) Una vez definido el proyecto se realiza la exploración pertinente que nos permitan obtener los parámetros para el diseño geotécnico definitivo.

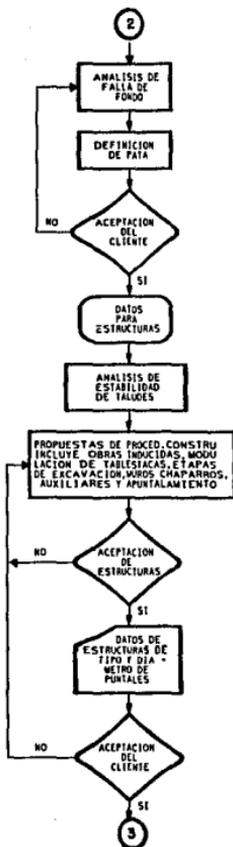
El diseño geotécnico consiste en definir las características de las estructuras, las cuales se revisarán para los estados límites de falla y de servicio de las condiciones que prevalecerán durante el procedimiento constructivo y durante su vida útil.

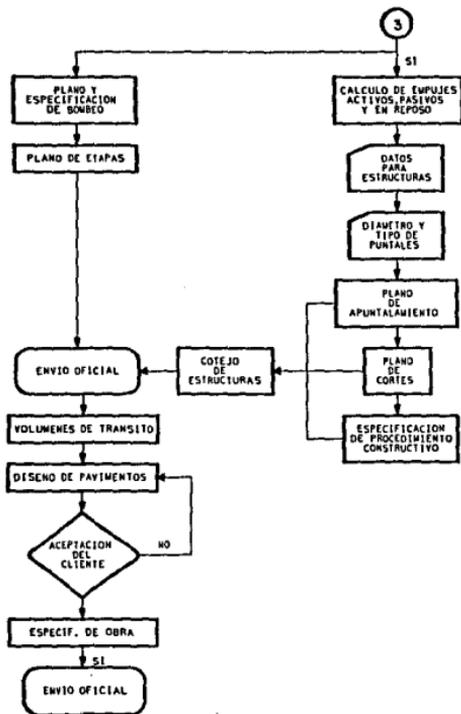
Dentro de este trabajo se consideraron dos aspectos básicos: el estudio del subsuelo y el diseño geotécnico, siendo el primero base del segundo.

- c) *Se puede considerar que dentro de cualquier estudio, la información disponible juega un papel de vital importancia.*
- d) *Dentro de los trabajos del laboratorio existen dos aspectos importantes a considerar: la programación de ensayos que nos permite obtener información en lugares específicos y con las condiciones necesarias que prevalecerán durante la construcción y etapa final de la estructura.*
- e) *En lo que respecta al procedimiento constructivo, los análisis geotécnicos nos proporcionan el comportamiento de la masa de suelo así como el diseño de la estructura de contención.*
- f) *Es conveniente indicar que el procedimiento constructivo es el resultado final de diversas alternativas. Desde el punto de vista geotécnico el aspecto más importante es la excavación y estructuración ya que de su procedimiento y ejecución depende el comportamiento del suelo que influye directamente en el comportamiento de la estación y estructuras colindantes.*
- g) *Tanto durante el proyecto como la ejecución de la obra, la proyectista y el constructor deben establecer una comunicación constante, resultando de esto, combinaciones de ideas que logren un resultado exitoso, tomando en cuenta que en ocasiones no se toman en cuenta algunos aspectos para el diseño.*

*En los siguientes esquemas se muestran diagramas de flujo de la forma a realizar de la manera más eficiente y ordenada el análisis y procedimiento constructivo de un proyecto general de Mecánica de Suelos.*







## BIBLIOGRAFIA

- 1.- Santoyo E., "Empleo del Cono Estático en un Túnel de la Ciudad de México", Memorias X Reunión Nacional S.M.M.S., Morelia (1980).
- 2.- Terzaghi, K. y Peck, B., "Soil Mechanics in Engineering Practice", John Wiley and Sons, Nueva York (1967).
- 3.- Malcev, A., "Interpretation of Standard Spoon Penetration Testing", The Economic Use of Soil-Testing in Site Investigations, Birmingham, Alabama (1968).
- 4.- Petróleos Mexicanos, PEMEX, "Exploración y Muestreo del Suelo Para Proyectos de Cimentaciones", Norma PEMEX 2.214.05, México, D. F. (1976).
- 5.- Juarez, E. y Rico, A. "Mecánica de Suelos". Fundamentos de Mecánica de Suelos, Tomo I, Ed. Limusa, México, D. F. (1989).
- 6.- Secretaría de Recursos Hidráulicos, S.R.H., "Manual de Mecánica de Suelos, México, D. F. (1970).
- 7.- Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR, "Manual de Diseño Geotécnico", México, D. F. (1987).
- 8.- Marsal R. y Mazari M., "Subsuelo de la Ciudad de México"; Contribución del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. al Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos, México (1969).
- 9.- Bowles J. E., "Foundation Analysis and Design", Mc Graw Hill, 1968.