

17  
29.



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON**

**"ANALISIS GEOTECNICO Y PROCEDIMIENTO  
CONSTRUCTIVO DE LA ESTACION LAGUNILLA  
DEL METROPOLITANO LINEA B"**

**T E S I S**

**QUE, PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**JUAN GARCIA GARCIA  
ANTONIO MACHEN ARREDONDO**

**ASESOR: ING. JOSE MARIO AVALOS HERNANDEZ**



**ENEP  
ARAGON**

**SAN JUAN DE ARAGON. ESTADO DE MEXICO.**

**1997**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

JUAN GARCÍA GARCÍA  
PRESENTE

En contestación a la solicitud de fecha 29 de marzo del año en curso, presentada por Antonio Machen Arredondo y usted, relativa a la autorización que se les debe conceder para que el señor profesor, Ing JOSÉ MARIO AVALOS HERNÁNDEZ pueda dirigirlas el trabajo de Tesis denominado "ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACIÓN LAGUNILLA DEL METROPOLITANO LÍNEA B", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 15 de abril de 1988  
EL DIRECTOR

M en t. CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



c c p Jefe de la Unidad Académica  
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil  
c c p Asesor de Tesis

CCMC/AIR/11a



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCION

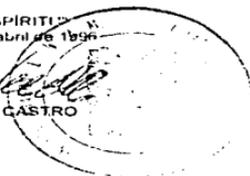
ANTONIO MACHEN ARREDONDO  
PRESENTE

En contestación a la solicitud de fecha 29 de marzo del año en curso, presentada por Juan García García y usted relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ MARIO AVALOS HERNÁNDEZ, pueda dirigirse al trabajo de Tesis denominado "ANÁLISIS GEOTÉCNICO Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA ESTACIÓN LAGUNILLA DEL METRO (LÍNEA A B)", con fundamento en el punto 6 y siguientes del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aproveche la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración

AFIENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 15 de abril de 1996  
EL DIRECTOR

M en CLAUDIO C. MERRIFIELD CASTRO



c c p Jefe de la Unidad Académica  
c c p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil  
c c p Asesor de Tesis

CCMC/AIR/11a.

**A MIS PADRES:**

**ALEJO MACHEN MIRELES  
OFELIA ARREDONDO MARTINEZ**

Sabiendo que no existe una forma de agradecer toda una vida de sacrificios y esfuerzos, quiero que sientan que el objetivo logrado también es suyo y que la fuerza que me ayudó a conseguirlo fué su apoyo, comprensión y cariño a lo largo de mi formación profesional

**A MIS HERMANOS**

Por su apoyo moral recibido para continuar siempre adelante con mi formación.

**ANTONIO MACHEN ARREDONDO.**

### **DOY GRACIAS A DIOS :**

Por permitirme llegar a culminar mi carrera profesional y tener la dicha de ver logrado la presente tesis y me permita seguir con vida para poner en práctica mis conocimientos.

### **A MIS PADRES:**

Adolfo García Tercero y a María Del Carmen García Cruz, les doy gracias por haberme brindado su apoyo y comprensión a lo largo de mi vida como estudiante y ver hoy realizado mi sueño de convertirme en un profesionalista.

### **A MIS HERMANOS:**

Por el apoyo moral que me brindaron a lo largo de mi carrera y en especial a mi hermana Teresa García por el apoyo que me brindó para realizar este trabajo.

***A NUESTROS SINODALES***

**ING. PASCUAL GARCIA CUEVAS**

**ING. MANUEL MARTINEZ ORTIZ**

**ING. JUAN CARLOS ORTIZ LEON**

**ING. GILBERTO GARCIA SANTAMARIA GONZALEZ**

***EN ESPECIAL***

***A NUESTRO ASESOR DE TESIS***

**ING. JOSE MARIO AVALOS HERNANDEZ**

**POR SU APOYO DURANTE LA ELABORACION DE ESTE TRABAJO.**

**JUAN GARCIA GARCIA**

**ANTONIO MACHEN ARREDONDO**

# I N D I C E

	PAGINA
<b>INTRODUCCION</b>	
<b>CAPITULO I</b>	
<b>ESTUDIOS PRELIMINARES</b>	
I.1 NECESIDAD DEL TRANSPORTE	1
I.2 PLANEACION DE LA LINEA B	5
I.3 TOPOGRAFIA	8
I.4 ASPECTOS GEOTECNICOS	11
I.5 INSTRUMENTACION	13
I.6 PROCESO DE IMPACTO AMBIENTAL	17
<b>CAPITULO II</b>	
<b>ESTUDIOS DEL SUBSUELO</b>	
II.1 MARCO GEOLOGICO	26
II.2 ESTRATIGRAFIA GENERAL	27
II.3 ZONIFICACION GEOTECNICA	32
II.4 EXPLORACION DEL SUBSUELO	36
II.5 ENSAYES DE LABORATORIO	45
II.6 CORRELACIONES Y RESULTADOS	55
<b>CAPITULO III</b>	
<b>INSTRUMENTACION</b>	
III.1 DEFINICION DE INSTRUMENTACION	59
III.2 OBJETIVOS GENERALES DE LA INSTRUMENTACION	59
III.3 OBJETIVOS PARTICULARES DE LA INSTRUMENTACION	60
III.4 INSTALACION DE LA INSTRUMENTACION	63

**CAPITULO IV  
OBRA INDUCIDA**

- IV.1 ESPECIFICACION PARA LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LAS LINEAS SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE QUE CONFORMARAN LOS DESVIOS ORIGINADOS POR LA CONSTRUCCION DE LA ESTACION LAGUNILLA DE LA LINEA B DEL METRO 72
- IV.2 ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LAS ATARGEAS DE 30, 38 Y 45 CM DE DIAMETRO QUE CONFORMARAN LOS DESVIOS ORIGINADOS POR LA CONSTRUCCION DE LA LINEA B DEL METRO. 75

**CAPITULO V  
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN CAJON SUBTERRANEO**

- V.1 CIMENTACION 85
- V.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO. 86
- V.2.1 EXCAVACION DE UNA ZANJA SUPERFICIAL PARA LA CONSTRUCCION DE BROCALES. 87
- V.2.2 EXCAVACION MEDIANTE UN EQUIPO GUIADO DE LA ZANJA DONDE SE CONSTRUIRA EL MURO TABLESTACA. 88
- V.2.3 ESTABILIZACION SIMULTANEA DE LA EXCAVACION MEDIANTE EL EMPLEO DE LODO BENTONITICO. 89
- V.2.4 HABILITADO, ARMADO Y COLOCACION EN EL INTERIOR DE LA ZANJA DEL REFUERZO ESTRUCTURAL DEL MURO 91
- V.2.5 COLADO DEL MURO O TABLERO DESDE EL FONDO DEL MISMO POR DIFERENCIA DE DENSIDADES ENTRE EL LODO Y EL CONCRETO EMPLEANDO TUBO TREMIE. 92
- V.2.6 INSTALACION DE POZOS DE BOMBEO DENTRO DEL AREA LIMITADA POR LOS MUROS TABLESTACA. 93

V.2.7	EXCAVACION DEL PRISMA DE TIERRA COMPRENDIDO ENTRE LOS MUROS TABLESTACA Y COLOCACION DEL APUNTALAMIENTO.	94
V.2.8	TROQUELAMIENTO.	97
V.2.9	ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESTACION.	100
V.2.10	TABLETAS TT.	103
V.2.11	FIRME DE COMPRESION.	109
V.2.12	LASTRE.	109

## CAPITULO VI

### ANALISIS GEOTECNICO

VI.1	EMPUJE DE TIERRAS	111
VI.2	CALCULO DE LA MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE EMPUJES SOBRE MUROS.	113
VI.3	ESTABILIDAD DE TALUDES.	116
VI.4	TIPO DE FALLAS	116

## INTRODUCCION

Sin duda hoy en día la ciudad de México es considerada como la Metrópoli más grande del mundo con aproximadamente 20 millones de personas, por lo que la ciudad presenta necesidades muy variadas como abastecimiento de agua potable, energía eléctrica, educación y primordialmente de transporte. El transporte se presenta como uno de los problemas de más importancia ya que su eficiencia depende de la economía generada por la ciudad, por tal razón las autoridades correspondientes se ven obligados a plantear la necesidad y llevar a cabo un plan que logre dar solución al problema del transporte.

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 pendientes a operar tanto la vialidad existente como la futura, así como el transporte de nuestra metrópoli, para su realización se contemplan cuatro grandes planes:

- a) Plan Maestro del Metro.
- b) Plan de Vialidad.
- c) Plan de Transporte de Superficie
- d) Plan de Estacionamiento.

De estos cuatro planes, el plan maestro del Metro es de mayor importancia por ser un sistema de transportación masiva al transportar un mayor número de pasajeros con mejores condiciones de seguridad y rapidez de forma conjunta con los demás transportes existentes. Después de muchos estudios en el año de 1967 se inicia la primera etapa de construcción del metro y que posteriormente seis años después de suspenderse la construcción en 1977 se da inicio a 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 ahora Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo.

Hasta la presente década se cuenta con un total de 10 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 va actualizando y adaptando a las condiciones cambiantes de la ciudad.

En 1978 las metas del Plan Maestro del Metro consistieron en la Construcción de 378 Km. de red, en la cual deberían funcionar 807 trenes para cubrir una capacidad de 24 millones de pasajeros diariamente.

En 1980 una nueva revisión modificó los alcances del Plan a 444 Km. de red, 882 trenes y una captación de 26.3 millones de usuarios al día.

Se destacan dos líneas principales de acción, una se refiere a la cuantificación de la oferta y la demanda, la otra, al conocimiento de la estructura urbana en cuanto a las posibilidades y restricciones físicas que la ciudad ofrece para alojar las futuras líneas del sistema.

Actualmente se lleva a cabo mediante la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (D.G.C.O.S.T.C.), el proyecto de la línea B del Metropolitano de la Ciudad de México.

La metodología considera como marco general de desarrollo urbano, el "Programa de Desarrollo Urbano del Distrito Federal", y se sustentan en la encuesta Origen - Destino para el análisis cuantitativo de la demanda realizada por COVITUR. La línea B tiene como puntos terminales las estaciones Buenavista y Ciudad Azteca y una longitud de operación de 20,277.627 metros en la primera etapa de construcción, puesto que la línea B se construirá en dos etapas.

Entre las disciplinas que se involucran para realizar el proyecto óptimo se encuentra 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 de la geotécnica será la que determinará los procedimientos constructivos más eficientes y seguros a seguir en una obra de esta importancia.

El presente trabajo se integra de seis capítulos de los cuales describiremos a continuación:

**Capítulo I.-** En este capítulo hacemos una reseña de la evolución del transporte en la ciudad de México; desde sus inicios hasta la aparición del metro, se describen de manera general las características de éste y de las soluciones que se han aplicado en su construcción, así también se describe el trazo de la línea B. Por último hacemos una descripción de la Estación Lagunilla la cual forma parte de esta línea y cuyo proyecto geotécnico se ha tomado en cuenta para este trabajo así como los estudios de impacto ambiental para tomar las medidas necesarias de mitigación ante efectos adversos.

**Capítulo II.-** En este capítulo describimos las actividades realizadas para el estudio del subsuelo con las cuales se determinaron las propiedades índice y mecánicas que son necesarias para llevar a cabo el análisis de los estados límites de falla y de servicio de la estructural que se utilizarán durante la construcción de la estación, se incluye también una descripción de los trabajos de laboratorio y de campo así como los resultados obtenidos del perfil estratigráfico.

**Capítulo III.-** Hacemos una breve descripción de la instalación de la instrumentación mismos que proporcionan datos como: posición del nivel de aguas freáticas, nivel piezométrico, movimientos de la masa de suelo durante la excavación así como de las edificaciones vecinas. La instalación previa consiste inicialmente en estaciones piezométricas a todo lo largo del eje de trazo para observar el comportamiento de la estación y de los edificios colindantes a la estación.

Consideramos de importancia el control y manejo de los bancos de nivel semiprofundo puesto que nos sirven para determinar los movimientos verticales causados por expansiones y hundimientos de la excavación.

**Capítulo IV.-** Ahora hablaremos de las obras inducidas que son las obras generadas por la construcción de otra obra; siendo casi siempre en las instalaciones ya existentes.

Dentro de las obras inducidas más importantes tenemos a la red de agua potable, drenaje, líneas de energía eléctrica, alumbrado público, teléfonos, vías ferroviarias etc. Pudiendo ser estas obras inducidas de superficie, elevada o túnel.

Describiremos posteriormente el procedimiento de excavación e instalación de la tubería de agua potable, atarjeas, etc.; las cuales se realizarán por etapas y además hablaremos de los tiempos a transcurrir desde que se inicia la excavación hasta alcanzar la profundidad máxima.

**Capítulo V.-** En este capítulo hacemos una descripción del procedimiento constructivo comúnmente utilizado para estaciones subterráneas del Metro, en caso particular de la estación Lagunilla; con lo que pretendemos dar un panorama de los procedimientos constructivos desde el punto de vista de la mecánica de suelos.

Haremos mención sobre el equipo y maquinaria que se utilizaron durante el proceso de excavación y estructuración de los diferentes elementos estructurales, incluimos planos que nos permitirán conocer más a fondo y detalle la ubicación, trazo, etapas de excavación, distribución de tabletas así como el programa de obra, que permitirán a los ingenieros realizar un buen proyecto y cumplir con los trabajos establecidos en el programa de obra.

**Capítulo VI.-** En este capítulo realizamos análisis sobre la estabilidad de taludes utilizando el método sueco y poder así determinar un factor de seguridad que determinarán procedimientos de excavación a seguir. Se analizan también los empujes que ejerce la masa de suelo sobre muros tablestaca o Milán para que posteriormente se diseñe el sistema de apuntalamiento durante la excavación.

## **OBJETIVO**

La elaboración del presente trabajo pretende describir el Procedimiento Constructivo y Análisis del proyecto correspondiente a la Estación Lagunilla de la línea B del Metropolitano de la Ciudad de México. Esperamos que sea de utilidad a los alumnos interesados en esta área y a todas las personas interesadas en saber los procedimientos constructivos y estudios que se requieren para la construcción de una obra subterránea de este tipo.

## EL METRO

Los frecuentes congestionamientos que se presentaban en el centro de la ciudad en la década de 1960 forzaron a la implantación de un transporte masivo capaz de absorber los fuertes volúmenes de viajes que había en algunos corredores; es entonces que aparece un organismo público y descentralizado, el Metro como columna vertebral del transporte colectivo del Distrito Federal. La primera etapa de construcción realizada entre 1967 y 1970 constó de las líneas 1, 2 y un tramo de la 3 con 42 Km. de longitud total. En 1978 se inició la segunda etapa que incrementó la red a 88.4 Km. merced a la ampliación de la línea 3 en su parte Norte, desde Tlateloleo a Indios Verdes y desde el Hospital General a la Estación Zapata en el Sur.

El Metro está formado por un conjunto de instalaciones que ofrecen un servicio de Transporte a través de un tren eléctrico. Cada unidad mide 16.5 m de largo por 2.5 m de ancho y tiene una 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 esta 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 del tren están compuestas de dos pares de rieles y 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 utiliza 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 corriente positiva de 750 volts. Estos perfiles se apoyan sobre durmientes de concreto o madera seleccionada, extremadamente dura y resistente, los durmientes se colocan en una capa de balasto o piedra triturada.

# CAPITULO I

# CAPITULO I

## ESTUDIOS PRELIMINARES

En la realización de cualquier obra sea del tamaño más insignificante hasta de una de dimensiones de gran escala se hace necesaria la justificación, evaluación, análisis; en una palabra, hacer los estudios pertinentes para que dicha obra cumpla con los objetivos de ella esperados.

Se ha observado que existe una necesidad del transporte para el desarrollo de la vida individual y comunitaria, se requiere de un medio en el cual se trasladen las personas de un sitio a otro, del hogar a los centros de trabajo, a las escuelas, a los lugares de recreación y esparcimiento. Con ello se busca una solución a tal hecho por lo que es necesario una planeación que exponga alternativas mediante una evaluación de los aspectos involucrados de primer orden que lo constituyen los viajeros; en otro orden, si es factible técnicamente de acuerdo a la movilidad, topografía y geotécnica de la línea del trazo posible, dentro del cual es importante analizar las interferencias u obstáculos.

Por último ya clasificada y determinada la línea de trazo definitiva se procede a la instrumentación consistente en la ubicación e instalación en campo de aparatos y pruebas que tiene como finalidad la de contar con información para el diseño en primer lugar y para el control durante la construcción en segundo lugar.

### 1.1 NECESIDAD DEL TRANSPORTE

El desarrollo de las grandes ciudades en sus aspectos políticos, económicos y sociales propicia como consecuencia una elevada concentración poblacional. En el caso particular de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) dado su carácter y dimensión de metropolitana registró durante varias décadas la mayor explosión demográfica observada a la fecha en el país. Corresponde a las décadas de 1940 y 1960

el modelo de desarrollo económico que alentó la migración campo - ciudad principalmente en las grandes urbes.

De manera conjunta con el crecimiento de la población se da la expansión de la superficie territorial; en ello podemos observar que en 1940 la zona urbana registró una población de 1.7 millones de habitantes y para el año de 1970 fueron registrados 9 millones de habitantes. En lo referente al área se presenta una estimación resumida en el plan maestro del metro versión 1955 como sigue:

**SUPERFICIE URBANIZADA EN KM<sup>2</sup>**

<b>AÑO</b>	<b>D.F.</b>	<b>MUNICIPIOS CONURBADOS</b>	<b>Z.M.C.M</b>
1980	560 00	428 40	988 40
1983	587 80	580 00	1167 80
1985	601 88	604 23	1206 11
1988	623 90	642 50	1266 40
1990	639 34	661 16	1300 50
1994	669 62	744 58	1414 20
2000	709 37	875 33	1584 70
2010	783.38	1085 62	1869 00

En la ciudad a partir de los años sesenta las delegaciones centrales inician un proceso de emigración de su población, principalmente por el cambio de uso de suelo que de habitacional pasó a ser comercial y de servicios. Del mismo modo surgieron condiciones favorables para el establecimiento de nuevos asentamientos en los lugares colindantes, ello por la facilidad y cercanía de los lugares de actividades laborales, escolares y comerciales. Los sitios más comunes que alojaron y siguen alojando son los municipios conurbados.

Estadísticas de 1993 señalan que en la zona aproximadamente habitan 20 millones de personas, las cuales 11 millones residen en el Distrito Federal ( 55% ) y 9 millones

año 2000 la población del área metropolitana sea de alrededor de 28 millones de habitantes y que además como ha venido sucediendo de algunos años atrás donde el crecimiento se dará principalmente en el Estado de México. Tal incremento poblacional tiene origen en un 55 % por su propia naturaleza y en un 45 % por inmigraciones provenientes de los Estados de la región central del país.

Observamos según datos del INEGI, que los lugares de mayor tasa de crecimiento de 1970 a 1990 lo constituyeron: Municipio de Chimalhuacán, Méx. con 13.2 %; Municipio de Coacalco, Méx. con 12.9 %; Municipio de Atizapán de Zaragoza, Méx. con 10.2 % y el Municipio de Chalco, Méx. con 10.0 % .

Consecuentemente, en la metrópoli existe una demanda aproximada de 31 millones de viajes - persona - día, de los cuales 22 millones ( 72%) corresponden al Distrito Federal y 9 millones ( 28 % ) a los municipios conurbados. Esos viajes son realizados por 16 millones de viajeros que son habitantes mayores de 5 años de edad, de los cuales 61 % reside en el Distrito Federal. De acuerdo a actividades que están sujetas a horarios, la demanda se torna máxima de entre las 6.00 a las 9.00 horas, lo cual representa el 37 % del total de viajes - persona - día y ellos son debidos a la actividad laboral o escolar. De todos los viajes existentes en el periodo de máxima demanda, el 29 % se realiza en las delegaciones: Gustavo A. Madero (12% ), Iztapalapa (9%) y el municipio de Nezahualcóyotl (8%) y el otro 71% se realiza en las demás delegaciones y municipios.

Los viajes motivados por trabajo en horas de máxima demanda se atribuyen de la siguiente manera:

- El 72% se lleva a cabo en el Distrito Federal y el destino es la delegación Cuauhtémoc, siendo las delegaciones alimentadoras la Gustavo A. Madero, Iztapalapa, Benito Juárez y Venustiano Carranza.

- De entre los municipios conurbados tenemos que Nezahualcóyotl, Ecatepec, Tlalnepantla y Naucalpan generan el 19% del total de la zona Metropolitana y el 73% con respecto al total de los municipios.

Del mismo modo, los viajes por motivo de escuela en el periodo de máxima demanda señalan que:

- De éstos viajes el 67% se realiza en el Distrito Federal y como contribuyentes son las delegaciones Coyoacán, Cuauhtémoc, Gustavo A. Madero y Alvaro Obregón.
- El 47% de los viajes generados en el Distrito Federal son internos; es decir, que se realizan dentro de la misma delegación
- El municipio de Nezahualcóyotl es el que genera una mayor cantidad de viajes a la escuela y tiene como destino el propio municipio o las delegaciones en las que colinda.

La coordinación Metropolitana del transporte, en base a la demanda de viajes, ha dividido en seis regiones a la zona de influencia

**Región 1.** La constituye la delegación Cuauhtémoc, puesto que es la que contiene un mayor número de viajes al día a nivel metropolitano.

**Región 2.** Integrada por las delegaciones Gustavo A. Madero, Iztapalapa, Venustiano Carranza e Iztacalco, ella es en su mayoría habitacional y la más importante en generación de viajes, la mayoría de ellos dirigidos a la delegación Cuauhtémoc.

**Región 3.** Pertenecen aquí las delegaciones Alvaro Obregón, Azcapotzalco, Benito Juárez, Coyoacán y Miguel Hidalgo, cuenta con 3.4 millones de habitantes, de los cuales el 80 % se consideran viajeros.

**Región 4.** Esta región está conformada por las delegaciones de Cuajimalpa, Magdalena Contreras, Tláhuac, Tlalpan, Xochimilco y Milpa Alta; ésta región posee la mayor superficie de reserva ecológica del Distrito Federal, su población es baja y los viajes son más largos en tiempo y distancia.

**Región 5.** Esta es la región más densamente poblada, integrada por 5.5 millones de habitantes, de los cuales el 87% son considerados viajeros. Abarca los municipios de Ecatepec, Nezahualcóyotl, Tlalnepantla y Naucalpan.

**Región 6.** En ésta región se ubican los demás municipios conurbados del Estado de México, en ella, se origina el 8% del total de viajes diarios.

## **1.2 PLANEACION DE LA LINEA B**

Una de las fases importantes en la elaboración de un proyecto lo constituye la planeación, que consiste en el análisis y evaluación en forma ordenada de las variables y las condiciones (población y edificaciones), según las necesidades y demandas de determinados sectores.

En la planeación de la Línea B del Metro encontramos que hace más de 20 años, en la década de 1970 con el estudio primario de nuevas líneas del metro, ya se consideraba el trazo de ella; con el fin primordial de comunicar la zona Norte (Buenavista) con la zona del Estado de México (Ecatepec).

En la década de 1980 numerosos planes y estudios reafirmaban la importancia de comunicación de esas áreas. Por el año de 1989, se evalúan nuevamente las etapas de ampliación del sistema. Es consultada la información ya actualizada para la zona metropolitana: Planes de Desarrollo Urbano del Distrito Federal y Municipios Conurbados, el Plan de Transporte y Vialidad de la Coordinación General de Transporte (CGT) e información de campo necesariamente reciente, entre otros.

La evaluación de las características urbanas de la zona, sus vialidades existentes y futuras, las interferencias de la línea y su factibilidad técnica y financiera, dieron pauta al inicio del proyecto definitivo, en base a estudios de origen - destino y requerimientos de transporte de grandes masas urbanas de bajos recursos. El análisis de movilidad indicó que, aún desde el inicio, la línea tendría una elevada captación de usuarios y se lograría un ahorro importante en horas hombre.

Por otra parte observamos que la línea B se origina en el Norte de la Ciudad en la zona de Buenavista, pasa por el eje 1 Norte Mosqueta y va a terminar en la zona nor-oriental en Ciudad Azteca; atraviesa las delegaciones Cuauhtémoc, Venustiano Carranza, Gustavo A. Madero y Ecatepec; se desplaza por importantes corredores viales: Eje 1 Norte Mosqueta, Oceanía, Av. 608 y la Av. Central; zonas con intenso movimiento comercial y de servicios.

Con la línea esencial de recorrido se pasa al estudio de factibilidad técnica, a fin de precisar las características físicas para la ejecución del proyecto definitivo; para llevarlo a cabo, se ha dividido en los siguientes tipos en general: Trazo e interferencias, análisis urbano y transporte.

En el trazo e interferencias se recopila la información de instalaciones municipales, particulares, de entre las que destacan: gasoductos, líneas de alta tensión, troncales telefónicas, red computarizada de semáforos, etc.

En seguida se plantean soluciones y se define el perfil preliminar; Además se elabora el levantamiento de secciones transversales para el correcto estudio del mismo perfil. Posteriormente se analizan los cruces con otras líneas así como sus posibles soluciones; para el caso de este proyecto se tienen los cruces con las líneas 3, 4, 5 y 8 en las que se tendrá correspondencia con otras líneas. Por último se delimitan superficies para depósitos, talleres, edificios y demás elementos.

Para elaborar el análisis urbano se requiere conocer lo siguiente: aspectos de jurisdicción política (límite entre delegaciones, zonas de valor histórico), planes de desarrollo (uso de suelo actual y futuro, planes de obras viales, organización actual y futura de zonas verdes), cuantificar la red del metro existente para así ubicar las estaciones, determinar el estado previo a la construcción de edificios e instalaciones a fin de no dañarlos y en consecuencia ubicar los accesos y salidas del metro que puedan captar el mayor número posible de usuarios.

La vialidad y transporte como parte de la planeación, posee gran peso, se contabilizan las vialidades de tránsito intenso a lo largo del trazo para así contemplar y proyectar su actualización en base al Plan Rector de Vialidad. En los tramos subterráneos del metro, son restituidas las banquetas y pavimentos, así como también se mejoran los alineamientos horizontales y verticales. En los trayectos de solución superficial del metro, la vialidad por la cual corre la línea es transformada en vía de circulación continua.

En lo referente al transporte se estudió la estructura, el comportamiento y el número de pasajeros. Así se determinó la ubicación de paraderos: Uno en la estación terminal en Ciudad Azteca y otros en las estaciones Tecnológico, Bosques de Aragón y Buenavista.

La Línea B del Metro, Buenavista - Ciudad Azteca (primera etapa), está provista para su construcción en la siguiente forma:

**a) Primera etapa:** Parte de Buenavista, siendo terminal provisional, ubicada frente a Ferrocarriles Nacionales de México, para llegar a la estación terminal Ciudad Azteca perteneciente a Ecatepec. Etapa puesta en servicio en el primer semestre de 1997, la cual tiene por objetivo captar 800.000 pasajeros al día en dicho año.

**b) Segunda etapa:** Prolongación hacia el Poniente por eje 1 Norte Mosqueta y Boulevard Cervantes Saavedra hasta la estación Hipódromo de las Américas.

Por último y a manera de resumen, la línea B en su primera etapa queda provista como sigue:

Longitud	20.27 Km.
Estaciones	1 terminal definitiva: Ciudad Azteca 1 terminal provisional: Buenavista 4 Estaciones de correspondencia
Interestaciones	863 metros (promedio)
No. de viajes inicial	32,000 pasajeros - hora - sentido
No. de viajes esperados	60,000 pasajeros - hora - sentido
Objetivo del transporte	800,000 pasajeros - día
Material rodante	Neumático en el tercer riel
Capacidad	1,500 personas (9 carros)
Intervalo inicial	170 segundos
Velocidad Máxima	80 km./hr.
Velocidad comercial	35 km./hr.

### **1.3 TOPOGRAFIA**

El estudio correcto del trazo de cualquier vía de comunicación lo determina el conocimiento del estado físico de la franja terrestre y de lo erigido en ella, ya sea por su naturaleza o por el propio hombre. Expresar con detalle todas las características, niveles, las deflexiones y las situaciones viales, es lo que necesariamente tiene la topografía por labor. Específicamente la planimetría y la altimetría son los elementos a expresar, por medio de planos, perfiles, secciones transversales, y que por lo tanto definen los tipos de solución, deflexiones y afectaciones a todo lo largo del derecho de vía.

Para el caso de una vía de comunicación, el factor que requiere de gran atención es la pendiente, definida como el número de unidades (metros) en la línea vertical que sube o baja por cada 100 unidades horizontales y se expresa en porcentaje.

La determinación de los niveles (Altimetría) a lo largo de la línea de trazo, se generan con la referenciación por medio de bancos de nivel. Para ello el banco de nivel "Atzacualco" (Banco Maestro), es el punto de partida de las nivelaciones desde el inicio de las obras del metro en 1967. Dicho banco pertenece a la nivelación de precisión de la Comisión de Aguas del Valle de México y se encuentra anclado en una masa rocosa de la Sierra de Guadalupe, consiste en una mojonera de concreto con una placa metálica en la parte superior, su elevación es de 2245.008 m.s.n.m. y se ubica en la acera nor - poniente de la calle Cabo Finisteree y Av. Martín Carrera en la delegación Gustavo A. Madero.

Con el fin de organizar el estudio se llevan a cabo las siguientes etapas:

- 1) Reconocimiento.
- 2) Proyecto preliminar.
- 3) Proyecto definitivo.

En el reconocimiento se estudian con base a elementos de transporte (movilidad), los lugares por donde ha de pasar la línea que son llamados puntos obligados. Por medio de fotografías aéreas se definen rutas a seguir.

El proyecto preliminar se traza en campo, se miden con precisión las longitudes de tangentes y ángulos de deflexión entre ellas mediante la utilización de distanciómetros y teodolitos. Con los datos obtenidos se hacen los cambios necesarios hasta llegar al proyecto definitivo en el cual se realizan los cálculos de elementos en las curvas y determinación de los cadenamientos. Además son marcados puntos de referencia en guarniciones y banquetas con clavos de acero. En el trazo horizontal se tienen limitaciones y restricciones para poder alojar las instalaciones:

- Distancia entre término e inicio de dos curvas consecutivas no deben ser menor de 12 m.
- Radio mínimo de curvas para estructuración en túnel de 300 m.
- En casos especiales, el radio mínimo podrá ser de 180 m.
- Las estaciones serán ubicadas en tramos tangentes en toda su longitud.

El trazo de curvas requiere el uso de curvas parabólicas para unir tangentes verticales. Análogamente, el alojamiento de instalaciones exige las siguientes limitaciones y restricciones:

- Las estaciones deben ubicarse en tramos tangentes, sin pendiente, para evitar el uso de frenos del convoy.
- En zonas de aparatos para cambios de vías no deben existir curvas verticales.
- Entre dos curvas verticales es necesaria una tangente de al menos 16 m.
- El radio mínimo de curvatura admisible debe ser de 1250 m.

En seguida del establecimiento del eje del proyecto, se requiere:

- 1.- Control horizontal:** Los puntos inicial y final del proyecto son ligados a una red de control horizontal, permitiendo calcular las coordenadas de los puntos del eje de la ruta y verificación de las posibles equivocaciones al medir distancias y ángulos.
- 2.- Control vertical:** Las elevaciones del proyecto deben estar referidas a un banco de nivel fijo controlado por la Comisión Nacional del Agua. Se utiliza una nivelación del orden geofísico (consideración de la curvatura de la Tierra).
- 3.- Nivelación del perfil:** Las nivelaciones del perfil son iniciadas y cerradas en bancos de nivel permanentes ( bancos profundos) y temporales ( bancos de trabajo). Las elevaciones se determinan al milímetro.
- 4.- Seccionamiento transversal:** Las secciones transversales se levantan por lo regular en estaciones y puntos intermedios necesarios para asegurar el cubrimiento adecuado para el cálculo de las terracerías.

**5.- Detalles planimétricos:** A través de métodos aéreos o terrestres son determinadas las posiciones de avenidas, edificios, cercas y demás elementos dentro del límite de derecho de vía del proyecto.

**6.- Referencias del trazo planimétrico:** Los detalles planimétricos se referencian a cierta distancia; para así, evitar la pérdida del trazo, ya que al efectuar la excavación y construcción y no encontrar la referenciación trae como consecuencia el retraso de las acciones.

**7.- Lijas con predios:** Se localizan todos los vértices de secciones catastrales y predios, con respecto al eje de trazo ( En la intersección con el límite de sección se obtiene el cadenamamiento, distancia y ángulo).

**8.- Levantamiento de líneas de conducción:** A lo largo del eje de trazo se localizan líneas de transmisión de energía, telefónicas y telegráficas; también de ductos de drenaje, aguas y oleoductos; todos ellos si cruzan o corren paralelos al eje. Además se toman las elevaciones de plantillas en las alcantarillas y las bocas de los pozos de inspección.

Con todo ello se elaboran planos de la situación anterior de la obra así como sus soluciones más factibles para su correcto funcionamiento. Todo lo anterior en coordinación con las dependencias correspondientes a cada caso.

#### **1.4 ASPECTOS GEOTECNICOS**

Dentro de los estudios que requieren las grandes obras destaca por su trascendencia el estudio relativo al suelo sobre el cual serán implantados todos los elementos constitutivos de lo proyectado. En base a las características mecánicas de la masa estratigráfica se determinan los procedimientos y secuencias de los trabajos para la implementación y articulación de las partes estructurales que poco a poco conforman las obras completas.

Los diferentes materiales que conforman el subsuelo de la Ciudad de México las cuales forman láminas o capas de diferentes espesores y están presentes a consecuencia de muy diversos factores, condiciones físicas y climatológicas producto de épocas

de muy diversos factores, condiciones físicas y climatológicas producto de épocas variadas en la historia geológica del Valle de México, nos determina las condiciones para la ejecución de los trabajos así como de las capacidades de soporte con lo cual se logra la adaptación de la estructura con el suelo.

Para comprender el origen y componentes del subsuelo del Valle, es necesario estudiar y ubicar la geología. En principio, se parte del cierre de la cuenca por actividad volcánica, hecho por el cual a través del tiempo el espacio bloqueado fue captando materiales que constantemente rellenaron el Valle. Los rellenos están conformados por capas de arcillas lacustres en la parte superior soportadas por clásticos producto de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes. Tales rellenos contienen además capas de ceniza y estratos de pómez producto de erupciones menores y mayores. Otros procesos a través del tiempo lo constituyen los climas cambiantes y extremos con oscilaciones de periodos calurosos a fríos; en éstos periodos conocidos como glaciares se acumularon importantes espesores de capas de suelos en lo que es el fondo de la cuenca.

Un producto asociado al tiempo de glaciares es el suelo eólico; las brisas del Valle que se presentan en la actualidad en la cuenca, se cree tal vez fuese muy superior durante los climas glaciares. Los fuertes vientos acarreaban grandes volúmenes de partículas finas y polvo volcánico alterando al Valle. Al precipitarse el polvo llamado Loes en el lago lograba hidratarse con facilidad, dando origen a las arcillas lacustres del Valle. En los rellenos de la cuenca del Valle de México encontramos que tiene directa o indirectamente origen volcánico. La presencia de la capa de arenas azules, así como las lavas en los domos, brechas, tezontles, cenizas, entre otros productos, marca la enorme influencia de las actividades volcánicas para su consideración en los estudios geotécnicos en cada zona específica.

De acuerdo a sus características y componentes, el suelo de la Ciudad de México se ha dividido en:

**a) Depósitos de lago:** Lo constituye la planicie del Valle de México que alojó el lago de Texcoco y que contienen grandes espesores de arcilla separados por ligeras capas de materiales duros como son arenas y cenizas volcánicas etc.

**b) Depósitos de transición:** Aquí los espesores lacustres van desapareciendo a medida que se acerca a las lomas o cerros; está integrada por depósitos de grava y boleos principalmente.

**c) Depósitos de lomas:** Son las partes altas, producto de grandes erupciones volcánicas y rellenos de barrancas con productos elásticos de erupciones menores.

Particularmente la zona del lago por ser la que presenta mayores problemas ha sido estudiada con gran énfasis, y debido al gran espesor de arcillas altamente compresible se encuentra precedida por una costra endurecida en su superficie de espesor variable, a causa de la localización e historia de cargas, se a dividido en tres subzonas debido al espesor, propiedades de la costra superficial y la consolidación inducida en cada sitio.

De ello resulta:

- a.1) Lago virgen (mantiene sus propiedades desde su formación).
- a.2) Lago centro I (sector no colonial de la ciudad).
- a.3) Lago centro II (corresponde a la antigua traza de la ciudad)

## 1.5 INSTRUMENTACION

Adicionalmente y con el fin de contar con la mayor información para el diseño de estructuras, influencia de construcciones aledañas al trazo, así como el comportamiento de éstas durante la construcción de tramos y estaciones, se requiere de la instalación de la instrumentación que proporcione datos como: posición del nivel freático, nivel piezométrico, movimiento de la masa de suelo durante la excavación así como de las edificaciones vecinas. La instalación previa consiste inicialmente en estaciones

piezométricas a todo lo largo del eje de trazo y además de testigos superficiales, piezómetros abiertos, tubos de observación del N.A.F.

Además de lo anterior y para observar el comportamiento de la estación y de los edificios colindantes a ella, se instaló la instrumentación siguiente: Testigos superficiales "palomas", puntos de desplome, 34 bancos de nivel superficial, 3 bancos de nivel semiprofundo, 2 inclinómetros y 4 piezómetros.

**a) Puntos de nivelación en predios (palomas):** Sirven para conocer los posibles movimientos verticales a las construcciones paralelas al cajón del metro. Son marcas de pintura (palomas) sobre el paramento de las colindancias con los predios contiguos y al centro de las edificaciones, tales referencias se ubican a una altura de 1.5 m. a partir del nivel de banqueta.

**b) Puntos de desplome:** En forma paralela a las palomas se colocan puntos de desplome "plomos" en los extremos de las estructuras, fijando ménsulas al paramento, la cual debe contar con un orificio en su extremo suelto, dicho orificio se referencia al nivel de la banqueta, para así después medir la distancia de este punto al paramento.

**c) Testigos superficiales colindantes a los inclinómetros:** Estos sirven para llevar un control de los movimientos posibles en la zona adyacente de los inclinómetros y además son de utilidad en la interpretación de las lecturas tomadas de los inclinómetros. Se tienen dos tipos de testigos: Testigos superficiales en suelo y testigos superficiales sobre muro tablestaca.

Los testigos en suelo consisten en dos bancos de nivel superficiales cilíndricos de concreto simple de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de altura con un tornillo metálico de 5/8" x 4" empotrado en su cara superior, el tornillo debe tener una cabeza semiesférica (cabeza de gota) dichos bancos deben formar una línea paralela al eje de trazo de la Línea B junto con el inclinómetro.

Los testigos sobre muro tablestaca lo conforman tornillos metálicos, de características similares a la de los testigos en suelo, los cuales quedan empotrados en el concreto del muro tablestaca y alineados al inclinómetro correspondiente.

La toma de lecturas para las palomas, puntos de desplome y testigos superficiales fue realizada de la siguiente manera:

- Primera lectura: 15 días previos al inicio de la excavación.
  - Segunda lectura: 3 días antes del inicio del bombeo.
  - Una lectura al día durante el tiempo en que se efectúe el bombeo así como la excavación.
  - Iniciada la estructuración (colado de plantilla), lecturas dos veces por semana hasta la restitución del pavimento.
  - Ya terminada la construcción, lecturas una vez a la semana
- Suspensión de esta labor cuatro meses después de concluir la construcción de esta estación.

**d) Bancos de nivel semiprofundo:** Los bancos sirven para determinar los movimientos verticales causados por probables expansiones y hundimientos del fondo de la excavación. Después de la construcción de los muros Milán, se colocará el instrumento (banco) en el centro geométrico del área en planta definida por los muros de cada celda.

Los bancos se desplantarán a 1.20 m. abajo del nivel de máxima excavación. La perforación de 6" de diámetro, se estabilizará con lodo bentonítico. Conforme la excavación avanza los bancos se recortan.

Características de los bancos:

Aparato (BNSP)  
profundidad (metros)

**fecha y celda. ( La fecha corresponde al día de la instalación del banco )**

**e) Nivelación del ademe de los pozos de bombeo:** Con objeto de llevar un control sobre las posibles expansiones en la masa de suelo durante el proceso de excavación, se estructura rígidamente en sección rectangular.

La otra alternativa se obtiene construyendo un muro estructural adicional al muro ademe, ello se realiza cuando la profundidad de desplante del cajón es muy grande y por ende el volumen de excavación sea mayor y requiera de compensación en peso para la estabilización de la estructura

El análisis y diseño de las estructuras es regido por el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, incluyendo las estructuras no incluidas en dichas especificaciones. En esos casos se emplean otros reglamentos como son: ACI, ASMT, AASHTO, especificaciones generales de construcción de la Secretaría General de Obras, entre otros.

En general se utilizan métodos de diseño al límite y las principales cargas a considerar son:

Los empujes de tierra y los hidrostáticos, que varía de acuerdo a la profundidad de la excavación y las sobrecargas causadas por edificios próximos a la construcción, equipo de trabajo y material almacenado; los cuales son de gran influencia.

Los efectos del sismo demandan estudios especiales, en dirección longitudinal a la línea no se toma en cuenta, porque el cajón posee la suficiente flexibilidad para absorberlos. Para el cruce de zonas de transición, de terrenos compresibles a terrenos firmes, es necesario dejar juntas entre los tramos del cajón con el fin de minimizar los efectos que tal vez provocaría un sismo en dicha zona.

Las estructuras de las estaciones son las más complicadas para su análisis, eso es a causa de sus fuertes asimetrías, sobrecompensaciones, problemas de troquelamiento, excavación, etc. De acuerdo a todo lo anterior, es preciso que el diseño de los elementos de concreto reforzado se realice conforme a la teoría de diseño al límite.

## **1.6 PROCESO DE IMPACTO AMBIENTAL**

El proceso de impacto ambiental empezó a ser estudiado en 1977. La ventaja que esto representa es el suministro de información y el de impedir la utilización desmedida de los recursos y elementos naturales; esto hace que el análisis de impacto ambiental se convierta en un instrumento imprescindible en toda labor de planeación de actividades o proyectos de desarrollo de cualquier índole, ya que el objetivo primordial de dicho análisis es el de evitar o cuando menos minimizar todos los impactos negativos al ambiente.

Por lo tanto la metodología o procedimiento que se propone para todos los proyectos o acciones que puedan causar cualquier alteración (positiva o negativa) en el ambiente, se sometan a una etapa de planificación y evaluación, para establecer un mecanismo que permita, desde las primeras etapas definir los proyectos que van a requerir de la elaboración de un análisis ambiental, así como también indicar la profundidad y extensión del análisis.

### **1.6.1 EL CONCEPTO DE IMPACTO AMBIENTAL**

El término de "IMPACTO AMBIENTAL" podría definirse como toda alteración o efecto positivo o negativo que se perciba en el conjunto de valores naturales, sociales y culturales existentes en un lugar y tiempo determinados.

Será necesario contar con un grupo interdisciplinario que incluya ingenieros, geógrafos, biólogos, economistas, sociólogos, entre otros, que trabajen en forma

conjunta y sistemática. En consideración a lo anterior se puede mencionar actividades que por su naturaleza son susceptibles de degradar el medio y afectar directa o indirectamente la salud.

- 1.- Las que ocasionen alteraciones al suelo.
- 2.- Las que originen alteraciones en el flujo natural y calidad de las aguas superficiales, subterráneas y marinas.
- 3.- Las que ermitan a la atmósfera humos.

## **1.6.2 TECNICAS DE EVALUACION**

### **LISTADOS**

Estas metodologías son básicas para estimar impactos ambientales. Un listado descriptivo incluye identificación de parámetros ambientales y guías de cómo los parámetros pueden medirse.

### **LISTADO SIMPLE**

El método es básicamente una descripción de los impactos asociados con el proyecto. Esta lista puede ser organizada por categorías de impacto como también por fases. Esta metodología representa un simple listado, donde varios potenciales de impacto son identificados.

Un ejemplo de listado simple es el método desarrollado por el departamento de transporte. El método es básicamente una descripción de los impactos asociados con los proyectos de transporte. La siguiente tabla identifica los impactos ambientales potenciales de un proyecto de transporte:

## **I.- PLANEACIÓN Y FASE DEL DISEÑO:**

- a) Impacto en el uso de la tierra, predicción y plusvalía.
- b) Impacto de la economía y atributos sociales en áreas afectadas.
- c) Impacto de otros aspectos y provisión de servicios públicos.
- d) Adquisición de terrenos para el proyecto con consecuencias de desalojo de familias y comercio.

## **II.- FASE DE CONSTRUCCION:**

- a) Desplazamiento de personas.
- b) Ruido.
- c) Erosión del suelo y disturbación del drenaje natural.
- d) Interferencias con el agua.
- e) Contaminación del agua.
- f) Contaminación del aire.
- g) Contaminación de parques, áreas de recreación, sitios históricos.
- h) Impacto estético de actividades de construcción y destrucción o interferencias con áreas escénicas.

## **III.- FACILIDADES DE OPERACION:**

### **a) Directas**

- 1.- Ruido
- 2.- Contaminación del aire
- 3.- Contaminación del agua
- 4.- Socioeconómicas
- 5.- Estéticas

**b) Indirectas**

- 1.- Uso de la tierra contiguos al proyecto.
- 2.- Desarrollo de normas regionales.
- 3.- Demandas de hogar y facilidades públicas.
- 4.- Impacto en ambientes de recreación cercanos ( parques ).
- 5.- Impacto de aumento de congestión de vehículos en áreas de proyecto y otras áreas.

**LISTADO DESCRIPTIVO:**

Un programa de computadora para análisis de impacto ambiental ha sido desarrollado por el laboratorio de investigaciones del cuerpo de ingenieros militares de los EEUU. Este sistema de computadora usa técnicas para identificar impactos ambientales potenciales de nueve áreas funcionales de cualquier actividad en once extensas categorías.

Las nueve áreas funcionales son.

- Construcción
- Operación, mantenimiento y reparación
- Capacitación
- Cambios de función
- Estado real
- Declaraciones
- Actividades industriales del ejército
- Investigación, desarrollo, prueba y evaluación
- Administración y protección

Las once categorías son:

- Ecología
- Salud
- Calidad del aire
- Agua superficial
- Agua subterránea
- Sociología
- Economía
- Ciencias de la tierra
- Uso de la tierra
- Ruidos
- Transporte

El sistema computarizado se usa para identificar impactos potenciales asociados con varios tipos de actividades.

### 1.6.3 INDICADORES CARACTERISTICOS

Los efectos de los impactos ambientales no importa cual sea su origen, presentan una serie de características, se les pueden asignar valores numéricos que sirven para cuantificar, tanto adversa como benéfica hacia el ambiente.

A continuación se presenta la lista de las principales características de los efectos de cualquier tipo de impacto que se puede presentar en el ambiente.

**Efectos a corto plazo.-** Los efectos del impacto se empiezan a sentir inmediatamente.

**Efectos a largo plazo.-** Es necesario que pase un periodo de tiempo para que los efectos del impacto se empiecen a manifestar.

**Reversibilidad.** - Un impacto puede ser reversible a corto, mediano o largo plazo, completo o parcialmente reversible; es decir, que las condiciones volverán a ser las mismas o casi las mismas después de algún tiempo a partir de que las causas de los impactos que se presentaron sean suprimidas.

**Directos.-** El impacto produce otros efectos en la calidad del ambiente que son imputables a él.

**Indirectos.-** Los efectos que se presentan son causados indirectamente por el impacto, pero su relación con él está claramente establecida.

**Acumulativos.-** El impacto produce efectos que vienen a sumarse ya sea directa o indirectamente a condiciones ya presentes en el ambiente.

**Controlabilidad.-** Los efectos que se presentan pueden ser controlables desde antes, simultáneamente o después que se presenten, o pueden ser no controlables o parcialmente controlables.

#### **1.6.4 ACCIONES AMBIENTALES**

##### **A.- Modificación del régimen.**

- a) Alteración del agua subterránea
- b) Alteración del drenaje
- c) Pavimentación
- d) Ruido y vibración

**B.- Transformación del terreno y construcción.**

- a) Urbanización
- b) Areas industriales y edificaciones
- c) Vías férreas
- d) Electrificación
- e) Líneas de transmisión ( tuberías y senderos)
- f) Túneles y estructuras bajo tierra

**C.- Extracción de recursos.**

- a) Excavación superficial
- b) Excavación sub-superficial
- c) Dragado y remoción de fluido
- d) Dragado
- e) Limpieza del terreno

**D.- Cambio en el tráfico.**

- a) Ferrocarriles
- b) Automóviles
- c) Camiones
- d) Trailers
- e) Electrificación
- f) Tuberías

**E.- Accidentes.**

- a) Explosiones
- b) Derrames de agua

c) Caidas operacionales

### **1.6.5 MANIFESTACION DE IMPACTO AMBIENTAL (M.I.A)**

El mal uso y desperdicio de los recursos naturales, exige un análisis anticipado de los proyectos de obras o instalaciones de servicio público o privado, para conocer en qué medida afectan al ambiente a fin de aplicar técnicas o métodos de protección para preservar las condiciones ecológicas del lugar donde se pretende ejecutar la obra.

La manifestación del impacto ambiental es el reporte de los resultados del estudio exhaustivo de un proyecto y su área de influencia. El estudio de impacto ambiental se realizará en forma paralela al proyecto, es decir, cuando se inician los estudios básicos del proyecto, esto nos permitirá tener una referencia ambiental más amplia para escoger las mejores alternativas del proyecto, que den las medidas de mitigación.

El manifestante tendrá presente que la información que porte deberá tener las siguientes cualidades para facilitar una adecuada evaluación:

- a) Fidedigna
- b) Representativa
- c) Objetiva
- d) Relevante
- e) Suficiente

### **1.6.6 APLICACION Y VIGILANCIA DEL CUMPLIMIENTO**

La Secretaría de Salubridad y Asistencia en coordinación con otras secretarías del ejecutivo federal y autoridades estatales y municipales, es la encargada de aplicar y vigilar el cumplimiento de las leyes sobre la contaminación ambiental.

Las principales secretarías del estado que intervienen en coordinación con la de Salubridad y Asistencia en la aplicación de éstas leyes son:

- |  |  |
|--|--|
| 1.- Agricultura y Recursos Hidráulicos | 2 - Marina                                 |
| 3.- Patrimonio y Fomento Industrial    | 4.- Comunicaciones y Transportes           |
| 5.- Trabajo y Previsión Social         | 6 - Asentamientos Humanos y Obras Públicas |
| 7.- Comercio                           | 8 - Educación Pública                      |

De acuerdo a la ley de Obras Públicas deberán considerarse los siguientes artículos:

ART. 13 En la planeación de las Obras Públicas las dependencias y entidades deberán prever los efectos y consecuencias sobre las condiciones ambientales. Cuando éstas pudieran ejecutarse, los proyectos deberán incluir lo necesario para que se preserven, restauren o mejoren las condiciones ambientales y los procesos ecológicos. Para estos efectos, deberán intervenir las dependencias del ejecutivo federal con atribuciones a esta materia.

ART.17 Las dependencias y entidades dentro de su primicia, elaboraron los presupuestos de cada una de las obras públicas que deban realizar, distinguiendo las que se han de ejecutar por contrato o por administración directa.

# CAPITULO 2

### ESTUDIOS DEL SUBSUELO

#### II.1 MARCO GEOLOGICO GENERAL

La cuenta del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por basaltos de la sierra de Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes; el conjunto de rellenos contiene además capas de cenizas 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 suelos 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, otras veces café y hasta rojizos producto de ambientes moderados o subtropicales.

Sobre este complejo relleno a crecido la Ciudad de México, desde la fundación de Tenochtitlán, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno: sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuesto por los sedimentos de la zona de transición de la segunda mitad del siglo; la urbe se ha extendido aún más rebasando los límites de la planicie y subiendo hasta los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacios cubiertos por volcanes de la Sierra de las Cruces, conocido como Las Lomas.

## **II.2 ESTRATIGRAFIA GENERAL**

### **II.2.1 DEPOSITO DE LAGO.**

Los depósitos de la Planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago, son la secuencia del proceso de depósito y alteración físico-químico 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 formaron costras endurecidas por la deshidratación o 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 costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de arcillas blandas separadas por lentes duros de limos arenillo-arenosos por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas.

#### **CARACTERISTICAS:**

##### **a) COSTRA SUPERFICIAL:**

Este estrato está integrado por substratos que constituyen una secuencia de materiales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo.

**RELLENO ARTIFICIAL:** Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, varía entre 1 y 7 m.

**SUELO BLANDO:** Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

**COSTRA SECA:** Se formó como consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

#### **b) 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; éstos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos duros. A esta parte se le identifica como serie arcillosa superior y tiene un espesor que varía entre los 25 y 50 metros aproximadamente.

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

- Arcilla preconsolidada superficial.- 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 en arcillas preconsolidadas.
- Arcilla normalmente consolidada.- Se localiza por debajo de la profundidad y es ocasionada por sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados por las sobrecargas actuantes, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.
- Arcilla preconsolidada profunda.- El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un proceso de consolidación más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales.
- Lentes duros.- 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.

### **c) CAPA DURA:**

Este estrato es un depósito limo arenoso con algo de arcilla y gravas ocasionales, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, casi imperceptible en la zona central del lago que no llega a secarse hasta alcanzar 5 metros aproximadamente, en lo que fueron las orillas del lago.

### **d) 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 metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

### **e) DEPOSITOS 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 5 metros está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

## **II.2.2 DEPOSITOS DE TRANSICION.**

Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de las lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y en ciertos casos en la desembocadura de arroyos y ríos, como importantes depósitos de gravas y boleas. Las aportaciones fluviales de las lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie.

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago.

#### **CARACTERISTICAS.**

Esos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de material clástico que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones que son la abrupta y la interestratificada.

#### **a) CONDICION INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE:**

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de las barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río.

Generalizando, esta área contiene en sus partes más profundas, debajo de la llamada capa dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo.

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, tal es el caso de la cubierta de suelos negros, orgánicos, arenosos y limo-arcillosos, que se extienden desde el Pie de las Lomas sobre dos o tres Kilómetros al oriente formando las Riberas del Lago Histórico de los Tolteca y Mexicas.

## **b) CONDICION ABRUPTA CERCANA A LOS CERROS:**

Esta condición se identifica con el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes: en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca. Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

## **II.2.3 DEPOSITOS DE LOMAS.**

### **CARACTERISTICAS GENERALES**

La zona de las lomas está conformada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al Sudoeste; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos subyacen a las tobas y depósitos fluvio-glaciales más antiguos.

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

**a) HORIZONTES DE CENIZAS VOLCANICAS** .- De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tobas cementadas depositadas a decenas de kilómetros de distancia del cráter.

**b) CAPAS DE ERUPCIONES PUMITICAS**.- Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

**c) LAHARES.-** Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente en corrientes lubricadas por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.

**d) LAHARES CALIENTES.-** Correspondían a las corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones de extraordinaria violencia, las arenas y gravas azules son las más representativas de éstos depósitos.

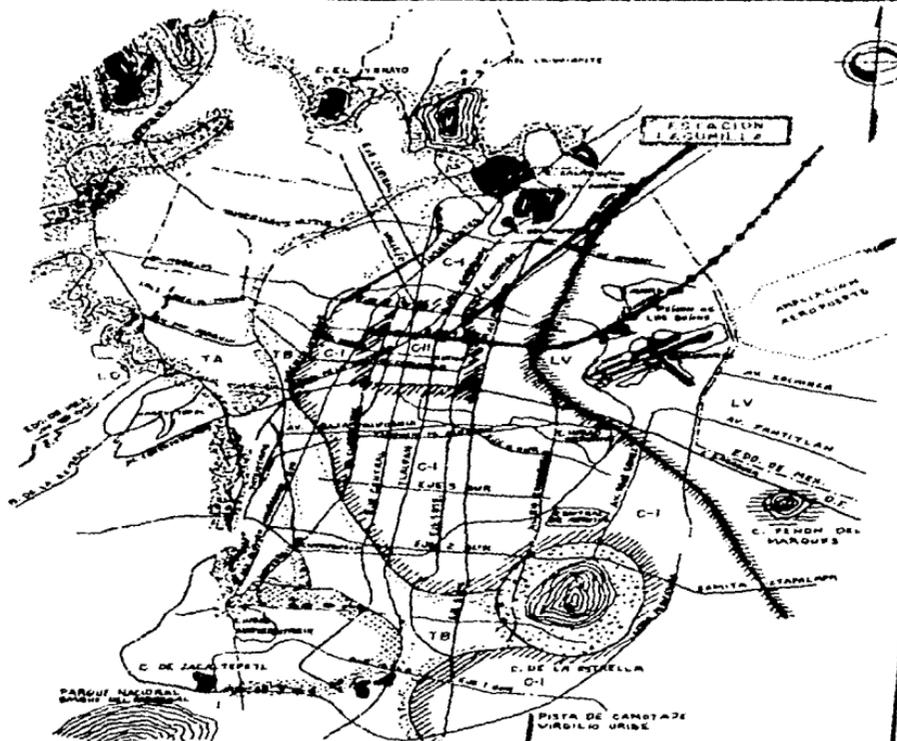
**e) DEPOSITOS GLACIALES .-** Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz mas fina dispuestos en forma caótica; estos depósitos presentan generalmente un color rosa.

**f) DEPOSITOS FLUVIOGLACIALES .-** Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar; se distingue por su ligera estratificación.

**g) DEPOSITOS FLUVIALES.-** Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.

### **II.3 ZONIFICACION GEOTECNICA**

La zonificación geotécnica del área urbana está basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca. Esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de estaciones ( ver fig. No II.1).



**SIMBOLOGIA**

- |  |  |                                  |
|--|--|----------------------------------|
|  |  | TRANSICION ALTA, TA              |
|  |  | LOMAS, LO                        |
|  |  | CERROS                           |
|  |  | ZONA DE INFLUENCIA DE LOS CERROS |
|  |  | DIAGRAMAS BASÁLTICOS DEL XITLÉ   |

**FIGURA No. 111 ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO**

### **II.3.1 ZONA DEL LAGO.**

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra superficial endurecida, de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Para ello, la zona de lago se ha dividido en tres sub-zonas atendiendo a la importancia relativa de los factores independientes:

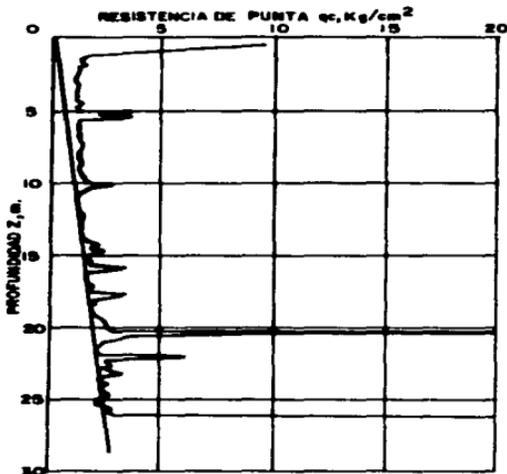
- a) El espesor y propiedades de la costra superficial.
- b) La consolidación inducida en cada sitio.

**LAGO VIRGEN.-** Comprende el sector Oriente del Lago, cuyos suelos han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación. La estratificación típica de la sub-zona Lago Virgen se ilustra en la fig. No. II.2; en la tabla se presentan las propiedades medias características de los estratos que constituyen la masa de suelo en esta sub-zona.

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

Las características estratigráficas típicas de esta sub-zona y la resistencia de cono eléctrico de la serie arcillosa superior, se presenta en la fig. No. II.3; es interesante comparar esta figura con la figura No. II.2 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 subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas:



### SONDEO DE CONO

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAJO VIRGEN  
FIGURA No. II.2

ESTRATO	ESPESOR (mts)	$\gamma$ (Ton/m <sup>3</sup> )	$C_u$ (Ton/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (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 36
SERIE ARCILLOSA INFERIOR	15 A 30	1.25	3 A 4	—

- a) Arcillas fuertemente consolidadas por efecto de grandes sobrecargas de 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.

Así mismo, el intenso bombeo de agua para el abastecimiento de la ciudad se reflejan 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. II.4 que conviene comparar con las figuras II.2 y II.3.

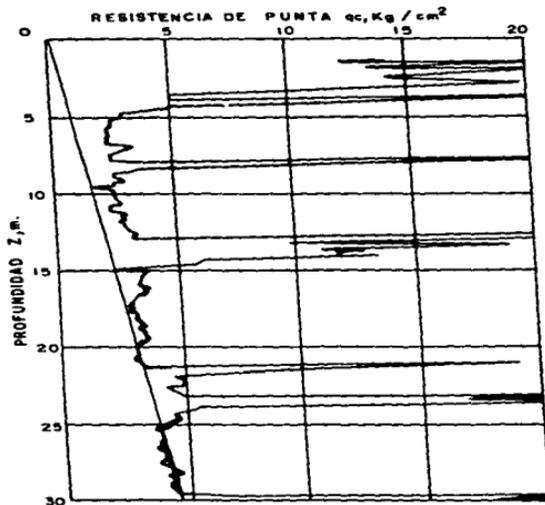
En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en la zona del lago, ocurre una constante evolución observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas del suelo solo se tome como una guía y sea necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

### **II.3.2 ZONA DE TRANSICION.**

#### **INTERESTRATIFICADA DEL PONIENTE**

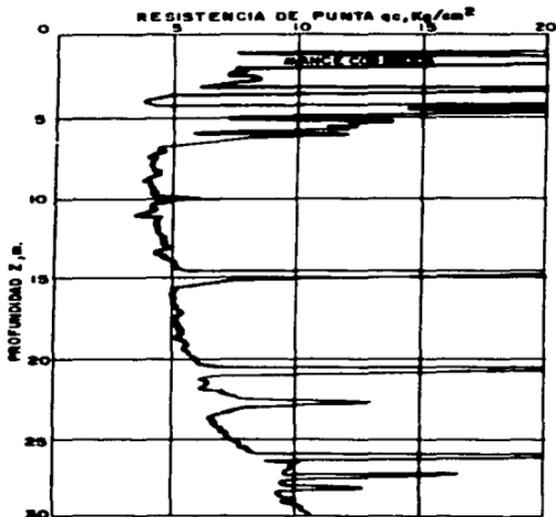
En esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago. Conviene dividir estas transiciones en sub-zonas en función de la cercanía a las Lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos se identifican así las transiciones altas y bajas que se describen a continuación.

- a) **TRANSICION ALTA** .- Es la sub-zona de transición más próxima a las Lomas presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la



ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO 1.  
FIGURA No. II.3

ESTRATO	ESPESOR (mts)	$\bar{\sigma}_v$ (Ton/m <sup>3</sup> )	$C_u$ (Ton/m <sup>2</sup> )	$\phi_v$ (GRADOS)
COSTRA SUPERFICIAL	4 A 6	1.6	4	25
SERIE ARCILLOSA SUPERIOR	20 A 30	1.2	1 A 2	—
CAPA DURA	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 8	—



ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES. LAGO CENTRO II

FIGURA No. II.4

ESTRATO	ESPESOR (m.)	$\gamma$ , (Ton / m <sup>3</sup> )	C, (Ton / m <sup>2</sup> )	$\phi$ , (GRADOS)
COSTRA SUPERFICIAL	0 A 10	1.7	4	25
SERIE ARCILLOSA SUPERIOR	20 A 25	1.3	3	—
CAPA DURA.	3 A 5	1.5 A 1.6	0 A 10	25 A 35
SERIE ARCILLOSA INFERIOR	6 A 8	1.3 A 1.4	6 A 12	—

frecuencia y disposición de éstos depósitos depende de la cercanía de antiguas barrancas. Bajo éstos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la figura. No. II.5

**b) TRANSICION 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 completa 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.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas en la parte superior de la transición baja son similares a la sub-zona de Lago Centro I y 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 del orden de 20 metros.
- c) Existen interestratificaciones de arcilla y suelo limo-arenoso.

Es la transición entre la zona del Lago y cerros aislados como en el Peñón de los Baños en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertinos silificados.

En la fig. No. II.6 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta sub-zona.

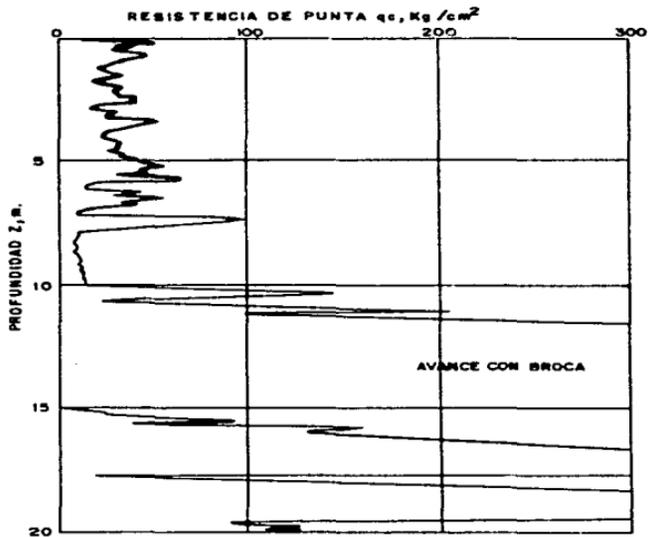
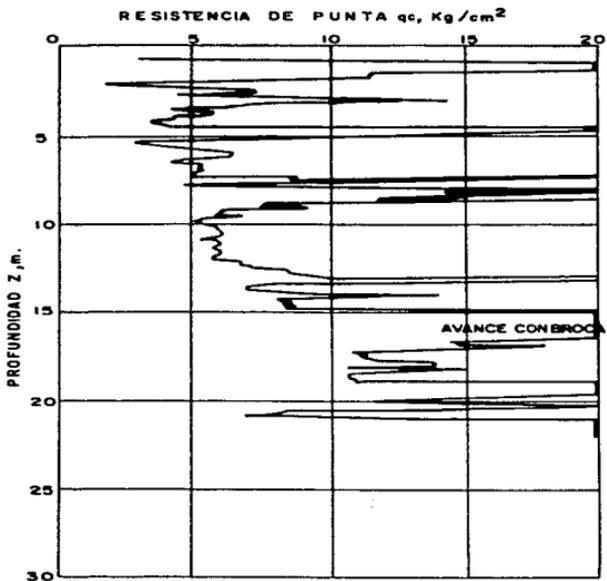


FIGURA No. II.5

ESTRATO <sup>1</sup>	ESPESOR (mts)	$\gamma$ , (Ton/m <sup>3</sup> )	$C_u$ , (Ton/m <sup>2</sup> )	$\phi$ , (GRADOS)
COSTRA SUPERFICIAL	6 A 10	1.6	10	20
SUELOS BLANDOS	4 A 6	1.3	5	0

**TABLA ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES. TRANSICION ALTA.**  
 \* EN ORDEN DE APARICION APARTIR DE LA SUPERFICIE



SONDEO DE CONO ELECTRICO  
EN LA SUBZONA DE TRANSICION  
BAJA.

FIGURA No. II.6

### **II.3.3 ZONA DE LOMAS.**

En la formación de las Lomas se observan elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes de la Sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Avalanchas ardientes
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvio-glaciales
- Depósitos fluviales

De acuerdo a la zonificación geotécnica de la ciudad de México, la estación Lagunilla se localizará en la zona del Lago Centro I (ver fig. II.1).

### **II.4 EXPLORACION DEL SUBSUELO**

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

- 1.- Recopilación de la información disponible acerca del proyecto arquitectónico y estructural de la estación. Tipo de solución (subterránea, superficial o elevada), detalles estructurales, claros por salvar, descargas en los apoyos etc.
- 2.- Reconocimiento del sitio antes de la exploración con el fin de observar características topográficas tipo y condiciones de estructuras cercanas.
- 3.- La exploración del subsuelo, se determinó efectuando un sondeo cono eléctrico y un sondeo mixto, ambos hasta una profundidad de 37.0 m. donde se localiza la primera capa dura (de acuerdo a los datos recopilados de la información disponible). La localización de los sondeos se indica en la fig. No. II.7. El sitio de ubicación se determinó en el lugar

en función del espacio disponible para realizar las maniobras necesarias, aunque el criterio consistió en ubicar los sondeos en el núcleo central de la estación donde se tendrá una mayor profundidad de excavación.

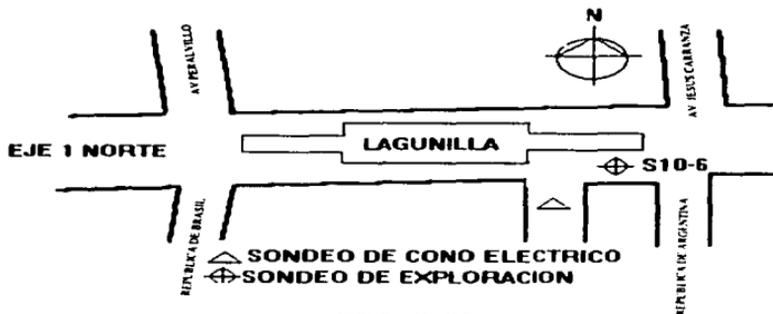


FIGURA No. II.7  
LOCALIZACION DE SONDEOS

Se llevó a cabo en primer lugar el sondeo de cono eléctrico ya que sus resultados son de carácter preliminar y permite reconocer con precisión las profundidades de cada uno de los siguientes estratos del subsuelo, con lo cual fué posible programar el sondeo mixto seleccionando la profundidad para extraer especímenes inalterados.

En seguida se hace una descripción de los métodos de exploración utilizados en éste proyecto.

#### II.4.1 SONDEO DE CONO ELECTRICO.

El objetivo del sondeo de cono eléctrico es determinar la resistencia a la penetración de punta y fricción del cono; la interpretación de éstos resultados permite

definir con precisión cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El equipo consiste en una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages); usualmente tienen dos toneladas de capacidad de carga y resolución de  $\pm 1$  kg, pero en éste caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton. y resolución de  $\pm 2$  kg. En la fig. No. II.8 se muestra esquemáticamente éste instrumento, generalmente tienen 3.6 cm. de diámetro exterior y 13.25 cm. de longitud ( $150 \text{ cm.}^2$  de área lateral).

Como se observa en la figura. No. II.8, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior y la que se desarrolla en la funda de fricción se mide en la celda superior; se interpreta con la siguiente expresión:

$$qc = \frac{O_c}{A_c}$$

donde:

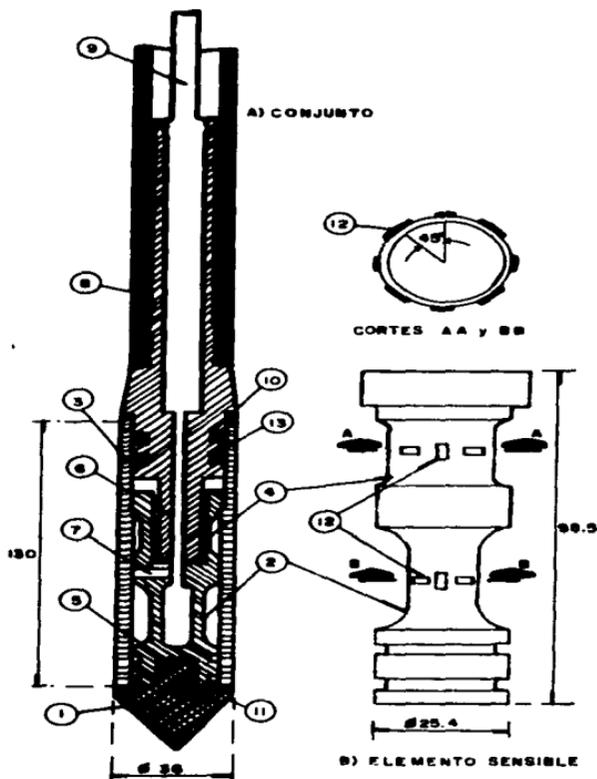
O<sub>c</sub>: Fuerza necesaria para hincar el cono, en kg.

A<sub>c</sub>: Área transversal del cono en  $\text{cm.}^2$ .

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

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm. de diámetro exterior. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

La velocidad del cono es usualmente de 2 cm./seg.; sin embargo, es posible hincarlo de 1 a 2 cm./seg.  $\pm 25\%$ . Para las arcillas de la ciudad de México se ha adoptado 1 cm./seg. ya que así el control de la prueba es mejor; aunque también es posible operar con 2 cm./seg. sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos. Cabe mencionar



### SIMBOLOGIA

- 1 CONO (80°,  $\varnothing 36$  mm., 10.18 cm<sup>2</sup>)
- 2 CELDA DE PUNTA
- 3 FUNDA DE FRICCIÓN ( $\varnothing 36$  mm., 147.02 cm.)
- 4 CELDA DE FRICCIÓN
- 5 ELEMENTO SENSIBLE (BRONCE SAE - 6)
- 6 PEZA DE EMPUJE
- 7 PERNO DE SUJECIÓN
- 8 COPLE CONECTOR A LA TUBERIA (E)
- 9 CABLE CONECTOR BLINDADO DE 8 MIL
- 10 SELLO DE SILICON BLANDO
- 11 RONDANA DE BRONCE
- 12 DEFORMOMETROS ELECTRICOS
- 13 ARO-SELLO

ACOTACIONES EN cm.

FIGURA 11.8 CORTE TRANSVERSAL DEL CONO ELECTRICO.

que es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que las capas duras del cono pierda velocidad de penetración y que al pasar dicha capa se acelere.

## PARAMETROS DE RESISTENCIA DE LOS SUELOS

**A) SUELOS COHESIVOS.**- La resistencia al corte de los suelos cohesivos en condiciones no drenadas, se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$C_{u0} = \frac{qc}{Nk}$$

Donde:

$C_{u0}$ : Resistencia al corte no drenado, en  $\text{ton}/\text{m}^2$

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

$Nk$ : Coeficiente de correlación.

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

TIPO DE SUELO	qc	PRUEBAS	
		TRIAJAL(UU)	COMPRESION 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 FRICCIONANTES

La correlación entre la resistencia de la punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la fig. No. II.9 y para determinar el valor del ángulo de fricción interna  $\phi$ , en la fig. No. II.10 se muestra una solución en función de  $qc$  y  $\sigma_0$ , donde  $\sigma_0$  es el esfuerzo vertical efectivo.

## C) SUELOS COHESIVOS FRICCIONANTES

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

$$\phi = \text{TAN}^{-1} \left[ \frac{qc_2 - qc_1}{(Z_2 - Z_1)Nq} \right] \dots \dots \dots (1)$$

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

DONDE:

$c$  y  $\phi$  : Son dos parámetros de la resistencia al corte.

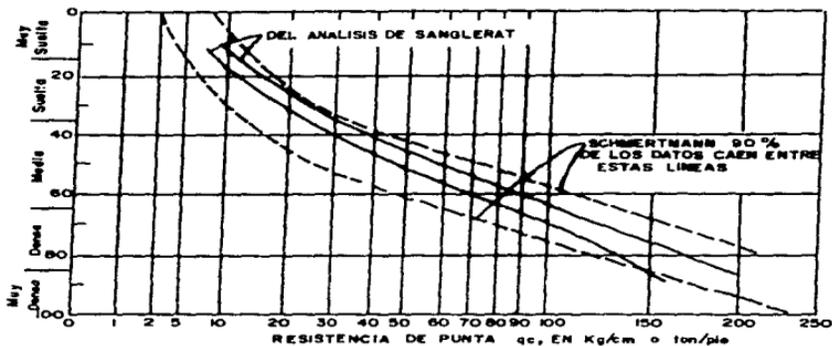
$qc_1$  y  $qc_2$ : Son valores de la resistencia de punta ( $qc_2 > qc_1$ )

$Z_2$  y  $Z_1$ : Profundidad de medición.

$Nc$  y  $Nq$ : Son los valores de capacidad de carga.

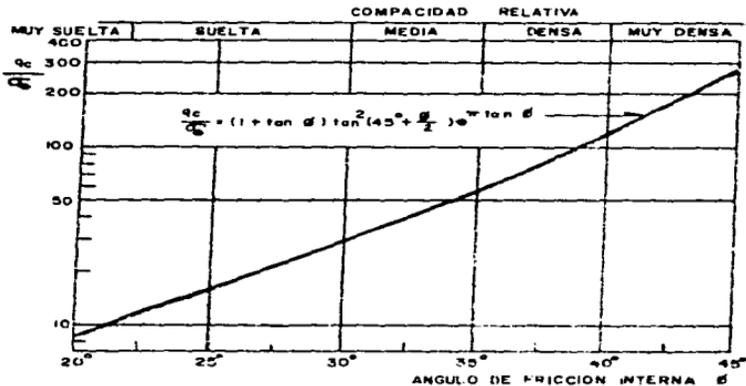
$$Nq = \frac{qc_2 - qc_1}{\gamma(1 + \tan \phi)(Z_2 - Z_1)} \dots \dots \dots (3)$$

COMPACIDAD RELATIVA CON MUESTRAS MULTIPLE  
EN PORCENTAJE



CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y  
COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS FINAS

FIGURA II.9



CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL  
ANGULO  $\phi$  DE ARENAS

FIGURA II.10

Para determinar el valor de  $\phi$  se debe resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones 1 y 3; para ello, primero se supone un valor de  $\phi$  para calcular  $N_q$ , éste último método se toma como valor inicial y se repite el cálculo que converge en dos o tres iteraciones.

## **II.4.2 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 en este proyecto fueron la penetración estándar y el muestreo malterado con tubo Shelby.

### **II.4.2.1 METODO DE PENETRACION ESTANDAR.**

La prueba de penetración estándar (SPT 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 malteradas 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.

El método de penetración estándar 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 enroscadas, la pieza inferior es una boquilla de acero endurecido y la parte 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

comúnmente empleadas en el tubo son: diámetro inferior 35mm., diámetro exterior 50mm. y una longitud total de 75 cm.(figura No. II.11).

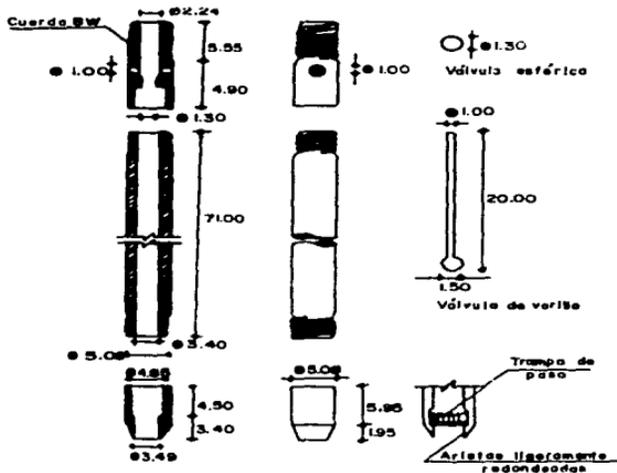
El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación, de diámetro AW o BW. Ambos son equivalentes porque tienen un peso semejante; sin embargo, son preferibles las BW porque sufren menos pandeo al someterla a los impactos.

El penetrómetro se hince con los impactos del martinete de 64kg. y 75 cm. de caída (trabajo de 4800kg./cm.); en la fig. No. II.12 se muestra el martinete y la cabeza de golpeo en el arreglo más convencional

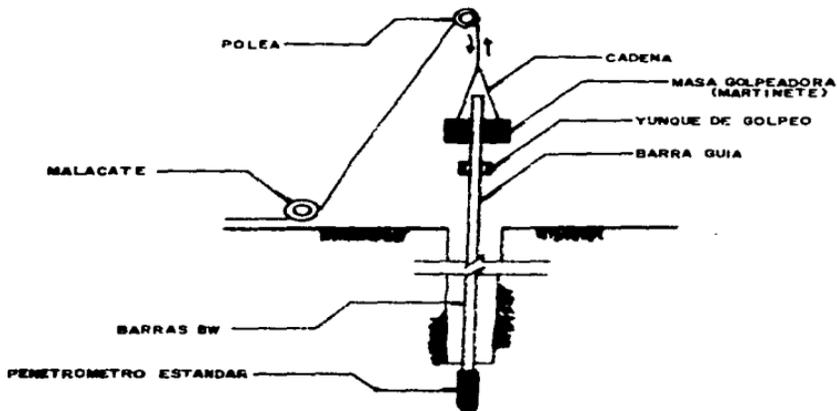
La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm. dejando caer la masa de 64 kg. a 75cm. de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes,  $N_1$ , para penetrar los últimos 30 cm.(de 15 a 45 cm.); los golpes en los primeros 15 cm. se desprecian porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación. En caso de que el número de golpes llegue a 50 y el muestreador ya no penetre se suspenderá la prueba. Un procedimiento alterno usual consiste en hincar el penetrómetro 15 cm. adicionales (60 cm. en total); luego el número de golpes,  $N_2$ , se obtiene como ya se describió, por lo que la única ventaja de éste procedimiento es que se muestrea un tramo ligeramente mayor y esto permite detallar más confiablemente la estratigrafía del sitio.

Cuando se ha terminado una prueba, las muestras deben conservarse en frascos o bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocarán en un lugar fresco y protegido de los rayos solares.

La interpretación de la prueba de penetración estándar se hace siempre a partir de relaciones empíricas, es conveniente aclarar que ninguna de ellas ha sido comprobada



**FIG. II.11 PENETROMETRO ESTANDAR**



**FIGURA No. II.12 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR**

para los suelos de la Ciudad de México y que para los suelos más blandos del lago, en los que el penetrómetro se hince únicamente por el peso de las barras o martillo, no podrá establecerse ninguna correlación confiable debido a la falta de sensibilidad de esta prueba ante la baja resistencia al corte de la arcilla ( $N=0$ ).

**a) Correlación  $N$  en suelos cohesivos:** El número de golpes  $N$ , de la prueba de penetración estándar, puede interpretarse con la ayuda de la figura No. II.13; se deduce el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) y el correspondiente a la resistencia al corte ( $c=qu/2$ ).

**b) Correlación  $N$  en suelos granulares:** Usualmente se estima la compactación relativa con ayuda de la figura No. II.14.

#### **II.4.2.2 MUESTREO CON TUBO DE PARED DELGADA.**

El empleo de tubos abiertos de pared delgada (conocidos como tubos Shelby) permite obtener muestras del suelo, relativamente inalteradas. Para fines prácticos, esta técnica debe aplicarse selectivamente para suministrar al laboratorio especímenes en los que se determinen las características de resistencia y compresibilidad que se requieren para el diseño geotécnico de detalle.

El muestreador está constituido por un tubo de acero o latón con el extremo inferior 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 hince en la superficie.

La figura No. II.15 presenta los dos tipos de unión tubo-cabeza usuales: el primero con tres tornillos opresores allen y el segundo con una cuerda repujada, que ha probado ser más confiable que el primero aún en suelos duros. La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que se abre durante la etapa de hincado, para permitir el alivio de la presión interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador.

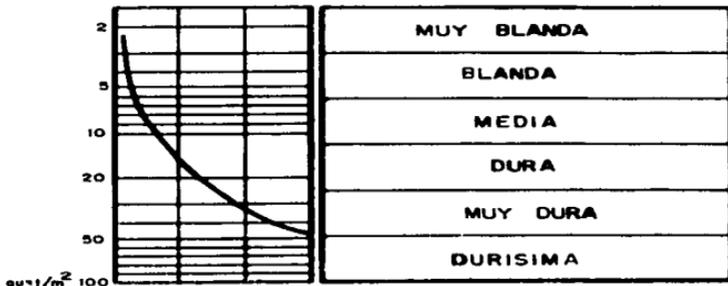
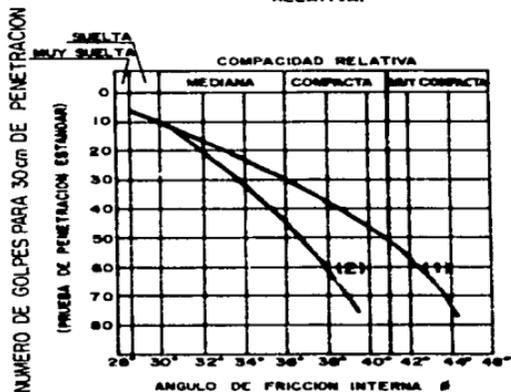


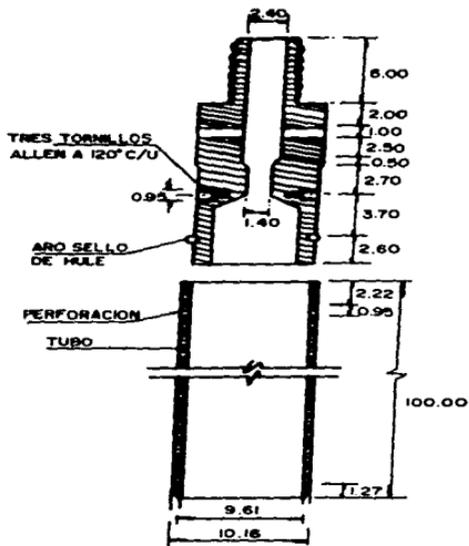
FIGURA No. 13 CORRELACION ENTRE  $N_{60}$  Y LA CONSISTENCIA RELATIVA.



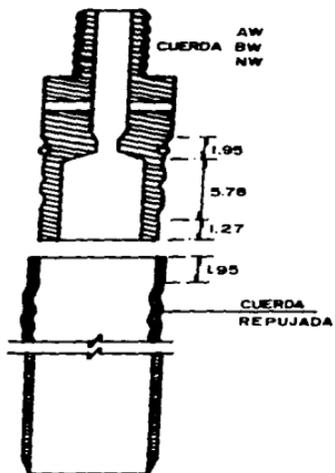
N, NUMERO DE GOLPES PARA 30 cm DE PENETRACION (PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR)

- (1) RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO O REDONDEADO DE MEDIANO A GRUESO.
- (2) RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS.

Fig. 11.14 CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30 cm DE PENETRACION ESTANDAR Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE ARENAS.



UNION CON TORNILLOS ALLEN



UNION CON CUERDA

ACOTACIONES EN cm.

FIGURA No. 11.15 MUESTREADOR DE PARED DELGADA.

La observación cuidadosa de muestras obtenidas con tubo de pared delgada en condiciones geométricas diferentes, permitió fundamentar las relaciones de áreas que deben satisfacer estos muestreadores para asegurar un buen funcionamiento:

$$Ar(\%) = \frac{De^2 - Di^2}{De^2}$$

De = Diámetro Exterior del tubo.

Di = Diámetro Interior del tubo.

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 redujera 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:

$$0.007 < \frac{Di - Dm}{Dm} < 0.015$$

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 excesiva, pues la falta de adherencia entre la muestra y el tubo impide extraer el espécimen del fondo de la perforación.

El muestreador Shelby se debe hincar con velocidad constante entre 15 y 30 cm./s a una longitud de 75 cm. 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 tres minutos para que la muestra se expanda en el interior y aumente su adherencia contra las paredes, en seguida se corta la base del espécimen girando dos vueltas el muestreador, se saca al exterior y se limpian sus extremos identificando el tubo.

## II.5 ENSAYES DE LABORATORIO

La importancia de la calidad de las muestras es tan fundamental que se puede afirmar que la calidad de un estudio en Mecánica de Suelos esta en función directa de la calidad de las muestras.

Dentro de la Mecánica de Suelos se acostumbra clasificar las muestras de la siguiente manera:



La primera clasificación atiende a si la muestra conserva o no sus características naturales como son : Estructura, Relación de Vacíos y Humedad. Así las muestras que sí tienen valor para un estudio del subsuelo, son las representativas, en tanto que las no representativas no tienen valor alguno, permitiendo solo una idea del perfil estratigráfico del suelo.

## a) 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 humedad; 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.

## b) MUESTRAS INALTERADAS

Son aquellas en las que se conserva la estructura y la humedad que tiene el suelo en el lugar donde se obtiene la muestra. Cabe mencionar que no es posible considerar a una muestra de suelo 100 % inalterada, ya que siempre será necesario extraer ésta con alguna herramienta que inevitablemente altera las condiciones de esfuerzo en su vecindad. Las muestras inalteradas se obtienen de suelos finos que puedan laborarse sin que se disgreguen. Los especímenes obtenidos en la exploración, se trasladarán 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:





## CONTENIDO NATURAL DE HUMEDAD.

Este ensaye tiene por objeto determinar la cantidad de agua que posee una muestra con respecto al peso de la misma. El contenido de humedad es la relación del peso del agua  $W_w$  entre el peso de los sólidos de un suelo  $W_s$  y que comúnmente se expresa en %.

Dada la muestra, se pesa para tener  $W_m$  (peso de la muestra) y a continuación se seca al horno a  $105^{\circ} C$  y se vuelve a pesar para obtener  $W_s$  para aplicar la relación siguiente:

$$W_m = W_m - W_s$$

Determinando así el contenido de humedad, éste contenido es la prueba más simple y la más frecuente realizada en un laboratorio de mecánica de suelos; la variación del contenido de agua con la profundidad es siempre parte de un perfil estratigráfico típico.

## PESO VOLUMETRICO NATURAL

El peso volumétrico de un material en estado natural es la relación de su peso entre la unidad de volumen a su contenido natural de humedad. Los valores así obtenidos intervienen en los siguientes análisis:

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

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

## LIMITES DE CONSISTENCIA O DE ATTERBERG

Las propiedades de un suelo formado por partículas muy finas, como una arcilla, dependen de su contenido de agua la cual modifica las fuerzas de interacción entre las 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 de tensión.

Atterberg marcó las fronteras de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales muy finos, para ello estableció o definió las tres fronteras a las cuales llamó: Límite líquido, Límite plástico y Límite de contracción, siendo los más importantes desde el punto de vista de ingeniería los límites líquido y plástico. A continuación se analiza el límite líquido identificado con el símbolo  $W_L$  que corresponde aproximadamente a la resistencia al corte del suelo de  $25 \text{ kg/cm}^2$ .

La finalidad de determinar los límites de consistencia es para:

- a) Clasificar los suelos finos.
- b) Servir de índice para estimar sus propiedades geotécnicas.

El límite líquido (WL) es la frontera comprendida entre el estado semi-líquido y plástico, se define en términos de cierta técnica de laboratorio que consiste en colocar el suelo remoldeado en una cápsula, formando en el una ranura y cerrarla golpeando secamente la cápsula contra la superficie dura; el suelo tiene el contenido de agua correspondiente al límite líquido, según Atterberg, cuando los bordes inferiores de la ranura se tocan, sin mezclarse, al cabo de un cierto número de golpes.

El límite plástico es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza a agrietar y a desmoronar cuando se moldea manualmente en forma de un rollito de 3 mm. de diámetro

El comportamiento plástico de un suelo está limitado por el límite plástico (Wp), de manera muy simple, el límite plástico permite distinguir entre un suelo plástico, una arcilla y otro no plástico; tal como un limo.

Conocidos los límites de consistencia (WL y Wp), el intervalo en 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 WL y Wp junto con el contenido de agua para la misma profundidad; de ésta manera el perfil estratigráfico orienta la naturaleza del suelo.

## **ANALISIS GRANULOMETRICO**

Este ensaye 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 el rango de diámetro que varía de 0.074 mm. a 76.2 mm. Algunas veces es necesario determinar la granulometría de los suelos finos (menores de 0.74 mm.). Ya que no existen mallas menores de la No. 200 se utiliza el procedimiento denominado del hidrómetro, que consiste 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 suelos gruesos, en suelos finos no importa 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 y 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.

## **PRUEBA DE RESISTENCIA AL CORTE.**

Para determinar los valores de resistencia al corte, se tomó en cuenta las características del suelo de la zona del lago; ya que por ser la arcilla muy impermeable, los procesos de consolidación son lentos y comparativamente con el tiempo de construcción de la estructura es despreciable. Por ello el momento crítico es precisamente durante el tiempo de construcción. En este caso es obvio que la prueba en que el esfuerzo desviador se aplica rápidamente, representa las condiciones de campo y por lo tanto la prueba más rápida satisface esta condición.

El objetivo de la prueba es determinar las características esfuerzo-deformación y de resistencia al corte de especímenes arcillosos inalterados bajo condiciones no drenadas, el procedimiento consiste en ensayar tres especímenes similares sometidos a diferentes presiones confinantes.

#### **EQUIPO NECESARIO.**

Cámara triaxial: existen diversos tipos de cámaras triaxiales, el más usual es el que transmite el esfuerzo desviador mediante un pistón que se desliza a través de la tapa de la cámara. Consta de tapa y base metálica y un cilindro de acrílico que confina al espécimen cilíndrico del suelo mediante aire a presión (figura No. II 16); el conjunto de tapa y base se mantienen unidos con barras de acero.

#### **SISTEMA DE APLICACION DE LA PRESION CONFINANTE.**

Consiste en una línea de aire a presión proveniente de una compresora, esta debe aportar una presión mínima de  $8 \text{ Kg./cm.}^2$ .

#### **SISTEMA DE APLICACION DE LA CARGA AXIAL.**

La etapa de falla puede realizarse aplicando las cargas mediante pesas (esfuerzo controlado) o bien, en una prensa motorizada que le aplique al espécimen una velocidad de deformación constante (deformación controlada).

#### **EQUIPO ADICIONAL.**

Se requieren monta-membranas, sistema de vacío (bomba o trompa), micrómetros, cronómetro, homo y equipo para determinar el contenido de agua.

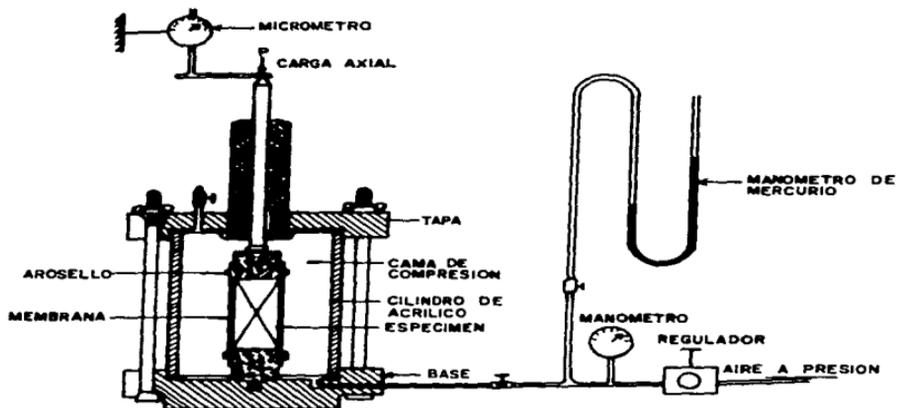


FIGURA No. II.16

ESQUEMA DE CAMARA TRIAXIAL Y SISTEMAS  
DE APLICACION DE PRESION Y CARGA

## **PROCEDIMIENTO DE ENSAYE.**

El corte y labrado del espécimen se realiza dentro del cuarto húmedo y se registra detalladamente la identificación y descripción del espécimen, así como sus dimensiones y peso.

Una vez colocado el espécimen en el pedestal, se le pone encima el cabezal y se cubre con la membrana respectiva cuidando el no introducirle perturbaciones durante su manejo. A continuación se arma la cámara triaxial y se instala el mecanismo de carga axial. El ensaye completo consta de probar tres especímenes sometidos a presiones confinantes diferentes cuya magnitud depende de las presiones esperadas en el campo; la máxima presión confinante debe ser mayor a la presión normal máxima de campo.

Los primeros cuatro incrementos de esfuerzo desviador son de aproximadamente 10% de la carga de falla estimada y los subsecuentes incrementos hasta alcanzar la falla, deben reducirse a la mitad o a la cuarta parte de los primeros. En todos los incrementos de carga se deben registrar las deformaciones axiales con el tiempo hasta que sean imperceptibles para el esfuerzo aplicado, en ese momento se incrementará del nivel de carga y así, hasta la falla.

Desarrollada la falla, se descarga el espécimen y se elimina la presión confinante, se dibuja un esquema de la geometría de la falla y de haber ocurrido, se mide la inclinación del plano de falla principal. Se desmontan los aro-sellos y se descubre el espécimen para determinar su contenido de agua.

## **RESULTADOS.**

Se grafican las curvas de esfuerzo-deformación en cada ensaye obtenido de la siguiente forma:

Para cada nivel de esfuerzos se dibujará la deformación final registrada en cada incremento de esfuerzo, en base a las curvas esfuerzo-deformación se calcula el módulo de deformación ( $M_0$ ). Con base en los datos de presión confinante  $\sigma_3$  y del esfuerzo desviador máximo ( $\sigma_2 - \sigma_3$ ) se determinan los esfuerzos principales de falla,  $\sigma_{1f}$  y  $\sigma_{3f}$ , con los que se dibujan los círculos de Mohr-Coulomb en términos de esfuerzos totales. Al trazar la envolvente a estos círculos se define la ordenada al origen, que es la cohesión aparente no drenada ( $C_u$ ). En suelos parcialmente saturados, la pendiente determina un ángulo ( $\phi_{cu}$ ) con la horizontal, éste resulta ser el ángulo de fricción.

El conocimiento de la cohesión  $C_u$  bajo condiciones no drenadas permite analizar las condiciones de estabilidad de problemas a corto plazo tales como las del fondo en la excavación o estabilidad de taludes.

## **PRUEBA DE COMPRESIBILIDAD**

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

## **EQUIPO NECESARIO**

Consta de un consolidómetro incluyendo el anillo para la ubicación de la muestra, piedras porosas, un inclinómetro y equipo adicional como cortadores para labrar el espécimen, cronómetro, horno, cápsulas, balanzas, termómetro, etc.

## PROCEDIMIENTO DE ENSAYE

La prueba de consolidación unidimensional consiste en aplicar una secuela establecida de cargas verticales a un espécimen delgado confinado en un anillo flotante 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 dependiendo 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 demasiados pequeños, la consolidación secundaria, que es independiente de la magnitud, 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 semi-logarítmico, 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 reste. 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 ó hasta que no se registre expansión en el micrómetro en un período de 24 horas.

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.

## **II.6 CORRELACIONES Y RESULTADOS**

La información geotécnica obtenida durante la campaña de exploración y muestreo así como la de ensayos de laboratorio, se recopila e interpreta correlacionando datos, de tal forma de establecer la estratigrafía con la que analizamos los estados límite de falla y límite de servicio para cada condición distinta que se presenta durante los trabajos de excavación y construcción de la estructura.

## **A) SONDEO DE CONO ELECTRICO**

El sondeo de cono eléctrico fué el primer evento que se llevó a cabo en la exploración del subsuelo; con la variación de la resistencia de punta, con la profundidad y la información de zonificación geotécnica disponible, se hizo una interpretación para conocer de manera precisa las fronteras de los estratos característicos, con ésta información se pudo evaluar la confiabilidad de las propiedades mecánicas obtenidas en el laboratorio.

En los resultados del sondeo de cono se registran las profundidades a cada 10 cm., la fuerza necesaria para hincar el cono en kg. y la resistencia de la punta en  $\text{kg/cm}^2$ .

## **B) SONDEO MIXTO**

Partiendo de la interpretación del sondeo de cono se formuló la programación del sondeo mixto, pues conocemos la profundidad de los estratos característicos como lentes de arena, estratos resistentes y las formaciones arcillosas comunes en el subsuelo del Valle de México

Durante la ejecución del sondeo mixto la información se recopiló en un registro de campo en el cual se indica la profundidad, el tipo de exploración, el número de golpes, la recuperación de la muestra y la descripción visual del suelo.

## **C) RESULTADOS DE LABORATORIO**

Los resultados de ensayos obtenidos en el laboratorio se recopilan en registros y gráficas las cuales describimos a continuación:

- **Contenido de agua:** El registro contiene los resultados de pruebas para determinar el contenido de agua, además contiene la descripción del suelo y su clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos ( SUCS ).

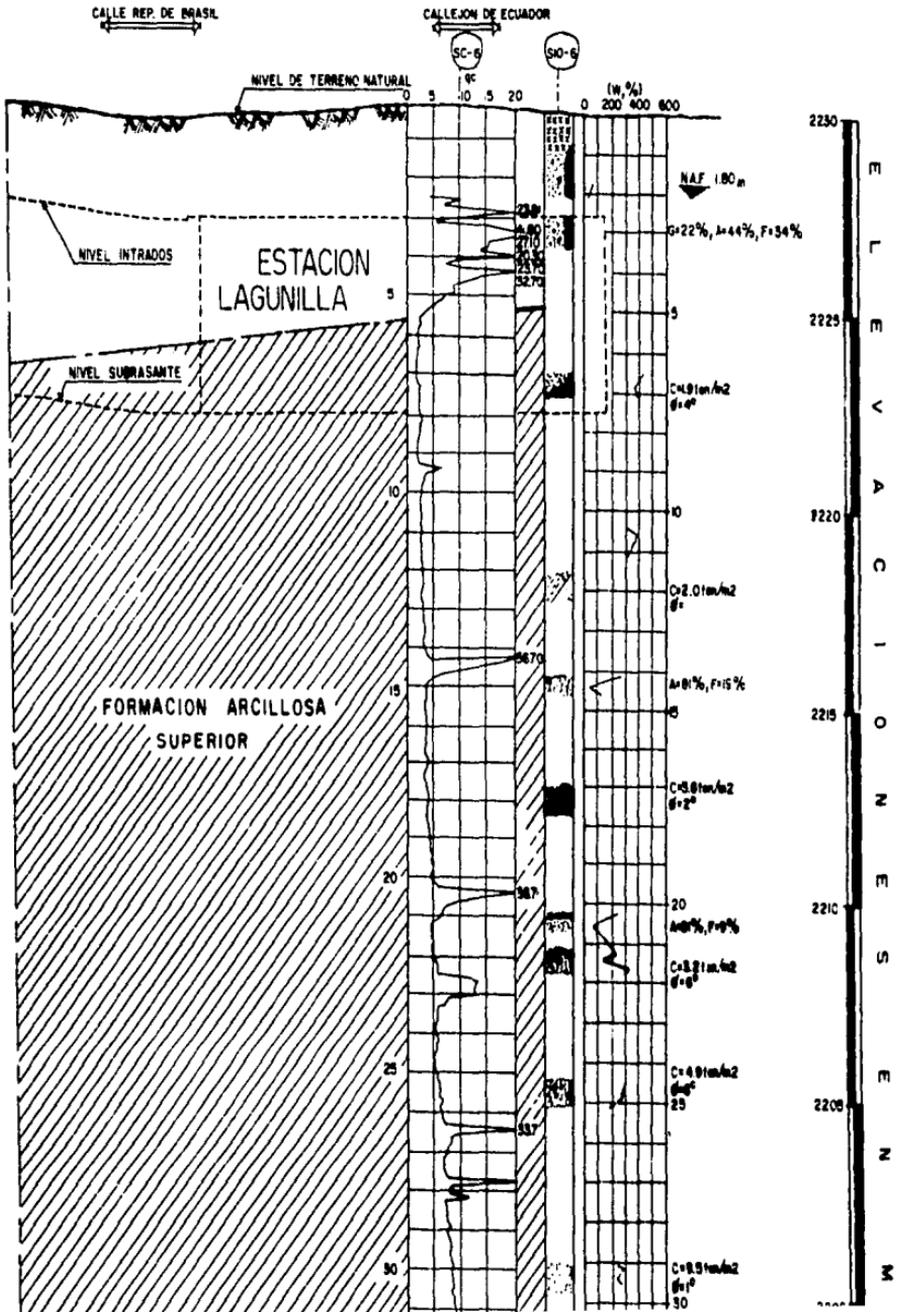
- **Límites de Consistencia:** En éste registro se indican los resultados de contenido de agua de límite líquido y límite plástico así como el valor del índice de plasticidad de las muestras analizadas.
- **Granulometría:** Para determinar el contenido de finos en algunas muestras del sondeo, se realizaron ensayos cuyo resultado se presenta en una tabla de porcentaje de finos en la cual, se registran la muestra, la profundidad a la que fue extraída, su peso inicial, su peso final después de aplicado el ensaye, el peso del material fino y el porcentaje.
- **Compresión Triaxial Rápida:** Los resultados obtenidos se presentan en el registro para "Ensaye de Compresión Triaxial" que contiene la profundidad de la muestra, su clasificación, contenido de agua, peso volumétrico, grado de saturación, densidad de sólidos, las curvas esfuerzo-deformación y los círculos de Mohr de esfuerzo cortante y esfuerzo normal así como la magnitud de los esfuerzos a los que se someten las probetas del ensaye.
- **Compresibilidad:** Los resultados de este ensaye son curvas de consolidación con las cuales se dibuja la curva de compresibilidad de las pruebas efectuadas en las muestras del sondeo mixto, el registro consiste en una gráfica de presión contra relación de vacíos, además se resalta el valor del esfuerzo de preconsolidación ( $P_c$ ) obtenido.

#### **D) INTERPRETACION DE RESULTADOS**

Una vez obtenida la información de campo y laboratorio se procede a realizar la interpretación de la misma. Con el registro de laboratorio se dibuja un perfil estratigráfico que contiene una columna de materiales, un perfil de contenido de agua contra profundidad y el número de golpes de la penetración estándar. También se registran los límites de consistencia y la profundidad del nivel de aguas freáticas (ver fig. No. II.17).

En el perfil estratigráfico se observa que el contenido de agua varía entre 250% y 400% , característica de las arcillas del Lago, excepto donde existen materiales limo-arenosos, como en la costra superficial, lentes duros y capa dura donde se tienen valores

# PERFIL ESTRATIGRAFICO







de hasta  $W = 25\%$ . Comparando ésta información con el sondeo de cono eléctrico se concluye que el contenido de agua se puede correlacionar con la resistencia del suelo, aunque sólo cualitativamente.

La resistencia al corte se define con las pruebas triaxiales, aunque éstas se realizan en muestras de los estratos más significativos para el diseño, de manera secundaria se determinan los coeficientes de correlación con la resistencia de punta del cono. Para definir la variación de la resistencia al corte con la profundidad se localizan los puntos que resultan del producto  $CuNk$  ( Usualmente  $Nk = 13$  para suelos arcillosos blandos ), con los cuales deben tener la tendencia a alinearse con la resistencia de cono. Cabe mencionar que los valores de carga de preconsolidación deben ser siempre mayores a los esfuerzos efectivos en el sitio ya que de lo contrario, reflejarán alteraciones en la probeta ensayada.

La fig. No. II.17 es un resumen de la información de campo y laboratorio obtenido en el estudio del subsuelo con las cuales podremos determinar la estratigrafía del diseño, aunque la interpretación de los resultados puede tener variaciones de acuerdo a la experiencia del proyectista, a la confiabilidad del trabajo de campo o laboratorio y a la abundancia de datos preliminares y de otros proyectos cercanos al sitio de estudio, se presenta la estratigrafía de diseño para éste trabajo

# **CAPITULO 3**

## **CAPITULO III**

### **INSTRUMENTACION**

En el presente capítulo se dan algunos lineamientos sobre la necesidad y beneficios que dá la implementación de los dispositivos y controles topográficos que permitan instrumentar el terreno donde se construirá la estación así como en las estructuras cercanas a ella.

#### **III.1 DEFINICION DE INSTRUMENTACION**

La instrumentación se define como una serie de dispositivos y referencias topográficas que se instalan dentro y fuera de la obra, en el terreno natural y en las estructuras vecinas.

#### **III.2 OBJETIVOS GENERALES DE LA INSTRUMENTACION**

Con la instalación de la instrumentación se pueden medir los movimientos verticales y horizontales así como los esfuerzos que se generen en el suelo y edificaciones colindantes durante y después de la ejecución de la obra, estos movimientos se presentan como reflejo de las actividades de construcción de la obra.

Las principales actividades que se desarrollan en la construcción de la estación son:

- **Construcción de muros tablestaca.**
- **Bombeo previo de aguas freáticas.**
- **Excavación del núcleo.**
- **Colocación y precarga de puntales.**
- **Construcción del cajón del metro.**

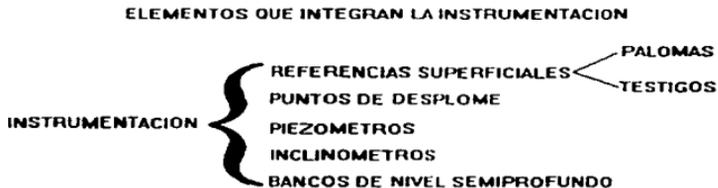
- Restitución de vialidades.

Dada la importancia de la construcción se desprenden acciones particulares que se deberán tomar en cuenta para:

- a) Controlar posibles daños a terceros, es decir, que se dañen las instalaciones municipales, construcciones vecinas y las propias obras. Se debe de estar en condiciones para tomar medidas preventivas y así poder atacar los posibles problemas que se pudieran presentar por las deformaciones y esfuerzos que se presenten y que pudieran generar mecanismos de falla.
- b) Deslindar responsabilidades.
- c) Retroalimentación de la información obtenida para llevar a cabo la calibración de las teorías empleadas en el diseño

### III.3 OBJETIVOS PARTICULARES DE LA INSTRUMENTACION

Los elementos que integran la instrumentación y que nos sirven para llevar un control de los movimientos que se pudieran presentar durante la excavación y construcción de la estación son:



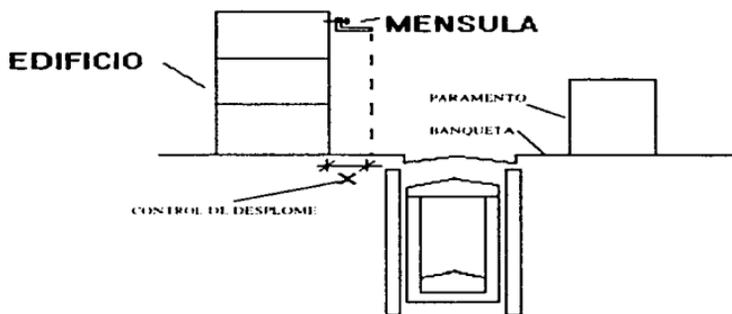
### **III.3.1 REFERENCIAS SUPERFICIALES**

Sirven para medir posibles movimientos que se originen antes, durante y después de la construcción de la estructura del metro. Estas mediciones se realizan en las zonas y estructuras cercanas a la obra y se realizan para tener un pleno control sobre la ejecución del proceso de excavación y estructuración, esto con la finalidad de tomar las medidas oportunas y tomar decisiones adecuadas que aseguren un buen comportamiento y que esté dentro de los rangos de seguridad tanto a corto como a largo plazo.

### **III.3.2 PUNTOS DE DESPLOME**

Se deben marcar puntos de desplome en las colindancias de todos los edificios mayores de 3 o mas niveles que estarán ubicados en los botaguas de las edificaciones, se fijan ménsulas o perfiles de fierro en las azoteas o donde lo permita la construcción con la finalidad de medir los desplazamientos horizontales que se pudieran presentar.

## PLOMEO



SECCION TRANSVERSAL

### III.3.3 PIEZOMETROS Y TUBOS DE OBSERVACION

Con los piezómetros y tubos de observación conocemos en el exterior de la excavación la posición de las aguas freáticas y el posible abatimiento de la presión piezométrica y así poder tomar medidas en el proceso de bombeo. Se puede conocer en el interior de la excavación, el radio de influencia de los pozos de bombeo y verificar el abatimiento piezométrico que se genere.

Con lo anterior se comprueba la separación y desplante de los pozos de bombeo, así como la longitud de muros tablestaca construidos y tiempos previos al bombeo.

### **III.3.4 INCLINOMETROS**

Miden los movimientos transversales al eje de trazo, en el subsuelo que esté detrás de la estructura de contención ( muros tablastaca ) que se originan durante la excavación del núcleo y la construcción del cajón de concreto, con la finalidad de verificar la colocación del apuntalamiento y del número de niveles de apuntalamiento y el de ratificar la magnitud de las cargas de diseño.

### **III.3.5 BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDO**

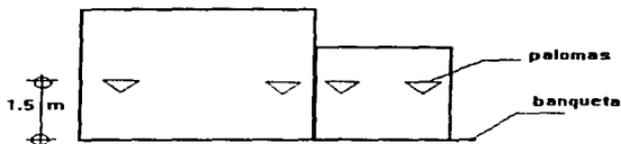
Sirven para medir los movimientos en el fondo de la excavación durante este proceso y poder ratificar la magnitud de las etapas de excavación, tiempos de estructuración; así como verificar la colocación oportuna de los lastres temporales y así lograr un comportamiento dentro de rangos de seguridad establecidos.

## **III.4 INSTALACION DE LA INSTRUMENTACION**

### **III.4.1 REFERENCIAS SUPERFICIALES ( PALOMAS Y TESTIGOS )**

#### **PALOMAS :**

Sirven para conocer los movimientos que se pudieran presentar en forma paralela al cajón del metro y son marcas de pintura que se colocan sobre los paramentos a 1.5 m. de las colindancias y al centro de cada construcción si se tiene un frente menor de 15m. y si es mayor; las marcas se colocarán a longitudes parciales equidistantes y no mayor a 10 m. colocadas a lo largo del frente a una altura de 1.5m.



## TESTIGOS SUPERFICIALES

Se colocan sobre el terreno existente y consisten en un cilindro de concreto simple de 15 cm. de diámetro por 30 cm. de altura, con un tornillo de  $5/8 \times 4''$  que está empotrado en su cara superior, éste tornillo es de cabeza sem-esférica con una línea grabada perpendicularmente a la ranura del tornillo. La ranura servirá de guía a una regla metálica graduada.

Estos testigos se instalarán en forma paralela al eje de la estación y preferentemente alejados de la excavación con un mínimo de 0.50 m. para evitar movimientos durante el proceso de excavación y construcción, tendrán una separación de 10 m.

Para su instalación es necesario hacer perforaciones en donde se colocarán y deberán instalarse previamente al inicio de los trabajos de excavación, una vez colocados en la perforación se rellenan los espacios libres con mortero cemento-arena en proporción 1:3 y se comprobará con un tránsito la alineación de la línea grabada y con un nivel de mano se verifica su horizontalidad de la cara superior del cilindro; los testigos se identificarán para facilitar los registros y su ubicación.

## FRECUENCIA DE LECTURAS DE PALOMAS Y TESTIGOS

La 1a. lectura se toma 15 días antes de iniciar la excavación.

La 2a. lectura tres días antes de iniciar el bombeo.  
Diariamente durante el bombeo y excavación.  
Dos veces por semana hasta concluir la restitución del pavimento.  
Posteriormente una lectura cada 15 días durante cuatro meses.

### **III.4.2 BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDO**

Los bancos sirven para determinar los movimientos verticales causados por expansiones y hundimientos en el fondo de las excavaciones a cielo abierto y estarán ubicados en la zona central y en la cabecera y que serán desplantados a una profundidad de 1.20m. abajo del nivel máximo de excavación, la instalación se efectuará cuando se hayan construido los muros milán.

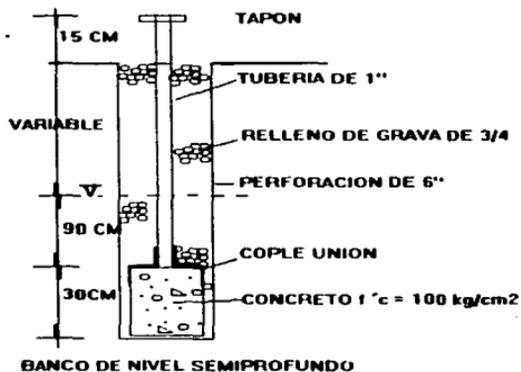
Estos bancos consisten en un tubo de hierro galvanizado de 1" de diámetro en tramos de 1 m. y unidos por coples que tendrá una profundidad igual a la perforación de la instalación del banco. En su cara superior cuenta con un tapón de hierro galvanizado en el cual se apoyará el estadal; en su extremo inferior se coloca un muerto de concreto simple  $f'c=100\text{kg/cm}^2$ , vaciado dentro de un tubo Shelby de 4" de diámetro y 0.30m. de longitud.

Para su instalación se perforan barrenos de 6" de diámetro hasta alcanzar la profundidad antes mencionada y se usa lodo bentonítico para estabilizar las paredes de la perforación.

Se recomienda que antes de iniciar los trabajos, fabricar el muerto o base del banco dejando el extremo inferior del tubo embebido en toda la longitud del muerto. Una vez que se tiene la perforación se introduce el tubo en tramos de un metro y se irán uniendo con coples a medida que baje hacia el fondo y se cuidará que el muerto se apoye en el fondo de la excavación y que se encuentre libre de azolves y posteriormente se rellena el espacio libre de la perforación.

A medida que avance la excavación se irán recortando los bancos, su localización se encuentra sobre el eje de trazo en el cadenamiento 21+ 224.049, el 2o. se ubica en la zona de la pasarela y el último se localiza en el cadenamiento 21+143.500.

Antes de iniciar el colado de la plantilla y losa de fondo en las etapas donde se localizan los bancos semiprofundos, se deben de transportar las cotas de los bancos a la losa de la etapa previa y posteriormente de esta a los muros estructurales.



### **FRECUENCIA DE LECTURAS**

1a. lectura 15 días antes de iniciar la excavación.

2a. lectura 3 días antes de iniciar el bombeo.

Diariamente durante el bombeo y excavación.

Dos veces por semana hasta concluir la restitución del pavimento.

Posteriormente una lectura cada 15 días durante cuatro meses.

### III.4.3 ESTACIONES PIEZOMETRICAS

Los piezómetros sirven para conocer el estado de esfuerzos inicial del sitio en estudio, para verificar el abatimiento del nivel freático, para obtener el radio de influencia de los pozos de bombeo, las condiciones de flujo del agua y para conocer la influencia del proceso constructivo en la presión de poro. Deberán estar instalados al momento de concluir la construcción de los muros tablestaca.

Su instalación consiste en una celda permeable en su parte inferior y un tubo delgado de PVC de 1/2" de diámetro que comunica la celda con la superficie del terreno. La celda queda embebida en una capa de filtro de arena de 0.90m. de espesor y confinada por un sello de bentonita de 1 m. de espesor, el resto de la perforación se rellena con una mezcla de bentonita cemento- agua. El tubo de PVC debe sobresalir 0.20 m. sobre el terreno natural el cual irá acompañado de un ademe de PVC de 2" y un registro de protección. Las estaciones se colocan dentro de una perforación vertical que esté limpia de azolves. Mientras se efectúa la perforación se ensambla la celda permeable con el tubo delgado en tramos de tres metros, se levanta el ademe 0.30 m. y se vacía arena limpia con graduaciones entre las mallas No. 4 y No. 40 continuando con bajar el piezómetro y que esté bien asentado, luego se levanta el ademe en tramos de 10 cm. y se vacía arena dentro del pozo hasta 30 cm. arriba del bulbo para que posteriormente se levante el ademe en tramos de 1 m. y se coloque una capa de bentonita en bolas para sellar alrededor del tubo vertical y finalmente se rellena el espacio anular con mezcla de bentonita- cemento- agua hasta el nivel del terreno natural colocando un registro de protección que guardará la cabeza del tubo con sus respectivos datos de profundidad y nivel.

### III.4.4 INCLINOMETROS

El inclinómetro sirve para determinar los movimientos horizontales que se pudieran originar debido a la excavación. Este instrumento se instala dentro de una perforación limpia de azolves.

El inclinómetro consiste en una tubería con cuatro ranuras verticales diametralmente opuestas que sirven de guía a una sonda de medición; la tubería se une con coples que están envueltos en toda su longitud con cinta adhesiva. Para su instalación se perfora el suelo con un diámetro de 6" y se usa lodo bentonítico para estabilizar las paredes, la perforación tendrá el nivel de desplante del muro tablestaca. Tan pronto como se termine la perforación se procede a ensamblar la tubería; la tubería debe llevar en su parte inferior un tapón que se fijará con remaches o pegamento según el material.

Cuando se alcance la profundidad necesaria se limpia la perforación haciendo circular lodo bentonítico hasta que salga limpio y enseguida se baja la tubería cuidando que las ranuras sean perpendiculares al eje de la excavación.

Se prepara la mezcla del material que rellenará el espacio anular entre la tubería y la perforación con bentonita - cemento - agua con las siguientes proporciones:

<b>AGUA</b>	<b>1.0 m<sup>3</sup></b>
<b>CEMENTO</b>	<b>150 Kg.</b>
<b>BENTONITA</b>	<b>60 Kg.</b>

Esta mezcla se inyecta a baja presión desde el fondo de la excavación hasta que alcance 30 cm. debajo del terreno natural.

Se fija el extremo superior de la tubería con un soporte y se construirá un muerto de concreto que servirá de base y un registro de protección que contendrá los datos para su identificación en la que señale la profundidad de desplante.

## LECTURAS

1. La 1a. lectura 10 días antes de iniciar la excavación de la etapa correspondiente a la ubicación del inclinómetro.
2. La 2a. lectura tres días antes de iniciar el bombeo de la misma.
3. Dos lecturas al día durante el proceso de bombeo y excavación de la etapa donde queda ubicado el inclinómetro.
4. Después de retirar el último nivel de puntales del tablero en cuestión, se toman lecturas una vez al día durante el tiempo que dure la estructuración de la etapa hasta alcanzar la construcción de la losa de techo de la zona de vestíbulo.

El inclinómetro tendrá una precisión de 2 mm. en 25 m.

## III.4.5 DEFORMACIONES ESPERADAS MAXIMAS

La magnitud de los valores de deformación depende del seguimiento del procedimiento constructivo.

INSTRUMENTO	MAGNITUD A CORTO PLAZO	MAGNITUD A LARGO PLAZO
PALOMAS	-3	-5
INCLINOMETRO	+7	---
BANCO DE NIVEL	+15	---
PIEZOMETROS EXTERNOS		± 50

## RECOMENDACIONES

- Para las referencias superficiales es preferible que las lecturas se realicen en horas en que la refracción de la luz sea mínima para obtener datos confiables.
- Las referencias deben instalarse antes del inicio de la excavación .
- Con las lecturas de los bancos de nivel, testigos superficiales y palomas se elaboran gráficas de movimiento contra tiempo y se deberá anexar a las gráficas la historia de la construcción de la estación; anotando hora, fecha de inicio de bombeo, excavación máxima, fecha de colado de plantilla y losa.
- La profundidad recomendada para los bancos de nivel semiprofundo es de 1.20 m. abajo del nivel máximo de excavación.
- Se deben realizar aforos de los gastos obtenidos del pozo de bombeo, se obtiene un gasto de 6.5 litros /seg.

# CAPITULO 4

## CAPITULO IV

### OBRA INDUCIDA

Las obras inducidas son las generadas por la construcción de otra obra, siendo estas siempre en las instalaciones existentes. Así, por ejemplo la construcción del Sistema de Transporte Colectivo "METRO", origina a su paso obras inducidas en prácticamente todos los servicios de la ciudad. Dentro de las más importantes se tiene: La red de agua potable, el drenaje, las líneas de energía eléctrica, las de alumbrado público, las de teléfonos, gasoductos, oleoductos, instalaciones ferroviarias etc., éstos servicios son afectados en mayor o menor grado dependiendo de la construcción del metro, sea por superficie, elevada, en cajón o en túnel.

Las obras inducidas son por lo general ejecutadas por el propietario o por el responsable del servicio, como es el caso de la Cua de Luz, Teléfonos de México, Pemex, Ferrocarriles, etc. a los cuales se les notifica la necesidad de la modificación de sus instalaciones por la construcción de la obra nueva.

La dependencia correspondiente, una vez llegado a un acuerdo, elabora su proyecto de desvío para liberar las interferencias y ajustándose a los requerimientos que se tengan con la obra nueva, así como su presupuesto.

En el caso de las obras hidráulicas inducidas por el metro, la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, responsable de éstos servicios, ha convenido con la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo, que esta dependencia construya estas obras, quedando a cargo de la revisión y autorización de los proyectos, así como de la supervisión técnica de dicha obra.

## **IV.1 ESPECIFICACION PARA LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LAS LINEAS SECUNDARIAS DE AGUA POTABLE QUE CONFORMARAN LOS SERVIDOS ORIGINADOS POR LA CONSTRUCCION DE LA ESTACION LAGUNILLA DE LA LINEA B DEL METRO.**

El procedimiento que a continuación se indica es el que se deberá aplicar para efectuar la excavación e instalación de tuberías que conforman las líneas secundarias de agua potable del proyecto que se localizan a una profundidad mayor de 1.5 m. en la estación Lagunilla de la línea B del metro. La localización de estas líneas se indican en el plano de obras hidráulicas correspondiente

### **EXCAVACION Y CONSTRUCCION**

La excavación para la colocación de los tramos de tuberías que conformarán las líneas secundarias de agua potable arriba descrita se efectuara a cielo abierto entre una estructura de contención constituida por tablonces de madera de 2" de espesor, postes de madera de 6"x6" funcionando como vigas madama y como puntales. La distribución y ubicación de todos los elementos se muestran en la figura No. IV.1.

Esta estructura se utilizara en los tramos en los que la máxima profundidad de proyecto se encuentre entre 1.5 y 2.0 m. Durante la excavación e instalación de las tuberías deberán cumplirse las indicaciones siguientes:

- 1.- La excavación en el sentido longitudinal al eje de la tubería se realizará en forma continua sin exceder una longitud de avance de 10.0 m
- 2.- El ancho de la excavación es función del diámetro de la tubería por instalar y se indica en la fig. No. IV.1
- 3.- El talud de avance en el frente de la excavación será de 0.5: 1 horizontal a vertical.

4.- La colocación de las estructuras de contención será realizada a medida que la construcción avance.

5.- La excavación para la colocación de las tuberías que se localizan a una profundidad de 1.5 m. o menor, se deberán realizar siguiendo los reglamentos indicados en la especificación general correspondiente.

La excavación e instalación de las tuberías se realizará por etapas de acuerdo a lo que se describe a continuación.

#### ETAPA 1

Definida el área de excavación del lomo por atacar se excavará a mano hasta 1 m. de profundidad con el fin de localizar instalaciones municipales que pudieran existir y descubrirlas para darles la protección adecuada y no dañarlas. Se continuará con la excavación y a medida que este progrese deberán colocarse los tablones, las vigas madrina y los puntales que conformarán la estructura de contención.

Tanto las vigas madrina como los puntales deberán colocarse tan pronto como la excavación descubre sus puntos de aplicación, no debiendo continuar con este proceso si estos elementos no han sido instalados en las elevaciones especificadas.

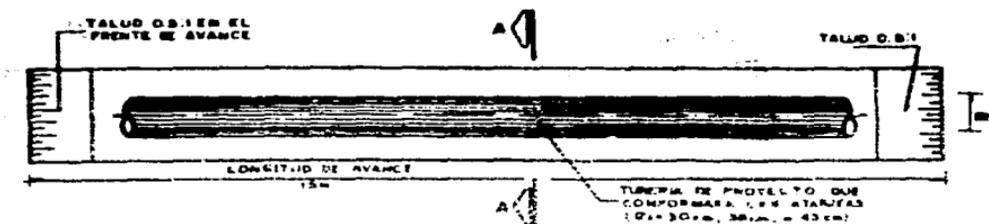
El primer nivel de puntales se colocará a 60 cm. abajo del nivel de terreno natural; el segundo nivel se instalará a 20cm. arriba de la elevación donde quedará instalado el lomo de la tubería de proyecto. (véase la fig. No. IV.1).

La separación de los puntales es en el sentido longitudinal de la excavación, será de 1.5m según se indica en la fig. No. IV.1

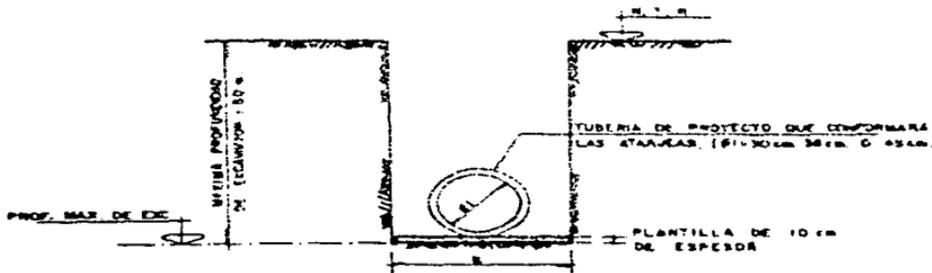
FIGURA No. IV. I

**EXCAVACION ENTRE PAREDES VERTICALES**

DONDE LA MAXIMA PROFUNDIDAD DE EXCAVACION NO EXCEDA DE 1.50 m.



PLANTA



CORTE A-A

NOTA:

- PARA Ø=30cm B=75cm
- Ø=38cm B=90cm
- Ø=43cm B=110cm

DRUJO - ESQUEMATICO

## **ETAPA 2**

Se proseguirá la excavación hasta alcanzar la máxima profundidad del proyecto, inmediatamente después se colocará una plantilla de grava o tezanite de 10 cm. de espesor; la cual deberá compactarse manualmente con un pistón metálico.

## **ETAPA 3**

Se procederá a colocar y a unir las secciones de tubería correspondiente al tramo excavado.

## **ETAPA 4**

Una vez colocada la tubería en su posición definitiva, se procederá a rellenar con material areno-limoso tipo tepetate.

El material de relleno se colocará de acuerdo a las indicaciones de la especificación general para rellenos de zanjas donde se alojarán las tuberías de agua potable.

## **ETAPA 5**

Conforme avanza el relleno se iniciará la extracción de todos los elementos que integren la estructura de contención. Los puntales se retirarán cuando el relleno alcance sus puntos de aplicación.

## **ETAPA 6**

El proceso de relleno se continuará hasta que se alcance el nivel de subrasante. En ésta elevación se procederá a restituir el pavimento y/o banquetta en las zonas donde

hayan sido afectados por la excavación de acuerdo a lo que se indica en las especificaciones generales correspondientes

Durante este proceso de excavación e instalación de la tubería se pondrá en forma consecutiva dos tramos de 10 m. de longitud, para ello será condición necesaria que al iniciar la excavación en el segundo tramo, el material de relleno en el primero se encuentre a una altura igual a la cota de la profundidad máxima de excavación de proyecto.

#### **IV.2. ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA EXCAVACION Y CONSTRUCCION DE LAS ATARJEAS DE 30,38 Y 45 CM. DE DIAMETRO QUE CONFORMARAN LOS DESVIOS ORIGINADOS POR LA CONSTRUCCION DE LA LINEA A DEL METRO.**

Los procedimientos que a continuación se indican son los que deberán aplicarse para efectuar la excavación e instalación de tuberías que conformarán las atarjeas de proyecto.

#### **EXCAVACION Y CONSTRUCCION**

La excavación para la colocación de los tramos de tuberías que conformarán las atarjeas se efectuará a cielo abierto de acuerdo con los siguientes procedimientos:

- I.- Excavación entre paredes verticales sin ademe.
- II.- Excavación por medio de taludes cuya inclinación será de 0.25:1 horizontal a vertical.
- III.- Excavación por medio de taludes cuya inclinación será de 0.5:1 horizontal a vertical.
- IV.- Excavación entre paredes verticales ademas con tabloncillos y polines de madera.

## **I.- EXCAVACION ENTRE PAREDES VERTICALES SIN ADEME.**

Este proceso de excavación se utilizará únicamente en los tramos donde la profundidad máxima de proyecto no exceda de 1.5 m.

Durante la excavación e instalación de la tubería deberá seguirse lo que a continuación se indica:

- 1.- La excavación en el sentido longitudinal al eje de la tubería se realizará en la forma continua sin exceder una longitud de avance de 15 m.
- 2.- El ancho de la excavación es función del diámetro de la tubería por instalar y se indica en la fig. No. IV.1
- 3.- El talud de avance en el frente de la excavación será de 0.5:1 horizontal a vertical.

La excavación e instalación de la tubería se realizará en etapas, tal como se indica continuación.

### **ETAPA 1**

Definida el área de excavación del tramo por atacar, será necesario realizar una excavación a mano hasta 1.5 m. de profundidad, con el fin de detectar la existencia de instalaciones municipales, para descubrirlas, darles la protección adecuada y no dañarlas.

### **ETAPA 2**

Habiendo realizado lo anterior, se continuará con la excavación hasta alcanzar la profundidad de proyecto, procediéndose de inmediato a colocar una plantilla de grava o tezontle de 10 cm. de espesor la cual deberá compactarse con pisón metálico.

### **ETAPA 3**

Se procederá a colocar y a unir las secciones de tubería correspondientes al tramo excavado.

### **ETAPA 4**

Una vez colocada la tubería en su posición definitiva, se procederá a rellenar la excavación con material arenoso-limoso tipo tepetate.

El material de relleno se colocará de acuerdo a las indicaciones de la especificación general para rellenos en zanjas.

### **ETAPA 5**

El proceso de relleno se continuará hasta que se alcance el nivel de subrasante, en ésta elevación se procederá a restituir el pavimento en las zonas donde haya sido afectado por la excavación de acuerdo a lo que se indica en la especificación general correspondiente.

Se podrán excavar en forma consecutiva dos tramos de 15 m. de longitud. Para esto será condición necesaria que al iniciar la excavación en el segundo tramo, el material de relleno en el primero se encuentre a una altura igual a la mitad de la profundidad máxima de excavación de proyecto.

La excavación de un tercer tramo solo podrá iniciarse si se cumple que en el primer tramo el material de relleno haya alcanzado el nivel de subrasante y que en el segundo relleno se haya colocado hasta una altura igual a la mitad de la profundidad máxima de excavación de proyecto.

## **II Y III EXCAVACION A CIELO ABIERTO POR MEDIO DE TALUDES.**

Este procedimiento de excavación se efectuará en los tramos donde la profundidad máxima de proyecto no exceda de 2 y 3 m; en los cuales se utilizarán taludes laterales de 0.25:1 y 0.5:1 horizontal a vertical respectivamente.

### **OBSERVACIONES GENERALES**

- a) En el procedimiento de excavación donde se utilizarán taludes laterales 0.25:1 horizontal a vertical, la excavación en el sentido longitudinal al eje de la tubería se realizará en forma continua sin exceder una longitud de avance de 15 m. en la excavación que se efectuará por medio de taludes 0.5:1 horizontal a vertical su longitud no deberá ser mayor de 10 m.
- b) El talud de avance en el frente de excavación, para ambos casos será de 0.5:1 horizontal a vertical.
- c) El ancho máximo en el fondo de la excavación es en función del diámetro de la tubería por instalar y se indica en las fig. No. IV.2 y IV.3.

### **EXCAVACION E INSTALACION DE LA TUBERIA**

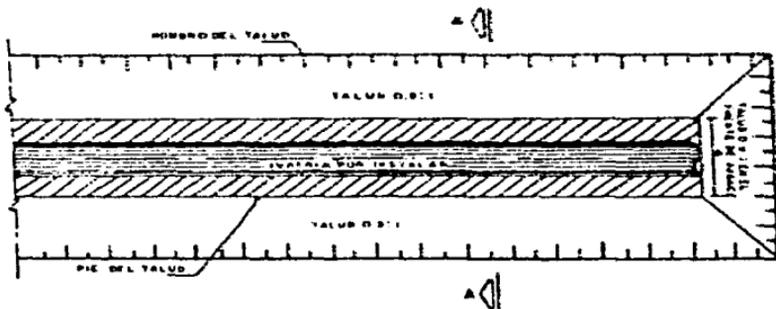
La excavación e instalación de la tubería se realizará por etapas tal como se indica a continuación:

#### **ETAPA 1**

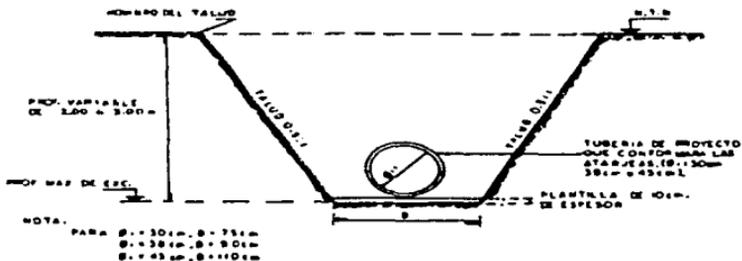
Definida el área de excavación del tramo por atacar, será necesario realizar una excavación a mano hasta una profundidad de 1.5 m. con el fin de detectar la posible existencia de instalaciones municipales, para descubrirlas, darles la protección adecuada y no dañarlas.

FIGURA No. IV. 2

EXCAVACION ENTRE TALUDES LATERALES



PLANTA



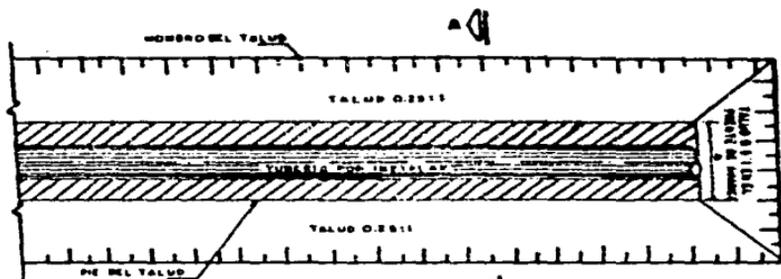
CORTE A-A

DRUJO EMBENATICO EN ESCALA ROTACIONAL EN CENTIMETROS

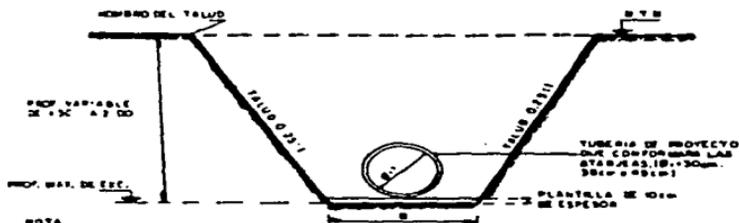
ESTA TIENE UN ORDE  
SALIR DE LA OBLIGACION

FIGURA No.IV.3

EXCAVACION ENTRE TALUDES LATERALES



PLANTA



CORTE A-A

DISÑO ESQUEMATICO SIN ESCALA  
ACOTACIONES EN CENTIMETROS

## **ETAPA 2**

Habiendo realizado lo anterior, se continuará con la excavación por medio de taludes laterales de 0.25 : 1 o 0.5 : 1 horizontal a vertical, según sea el caso hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto, procediéndose de inmediato a colocar una plantilla de grava o tezontle de 10 cm. de espesor, la cual deberá compactarse manualmente con pisón metálico.

## **ETAPA 3**

Se procederá a colocar y unir las secciones de tubería correspondientes al tramo excavado.

## **ETAPA 4**

Una vez colocada la tubería en su posición definitiva, se procederá a rellenar la excavación con material areno-limoso tipo tepetate.

El material de relleno se colocará de acuerdo a las indicaciones de la especificación general para rellenos en zanjas.

## **ETAPA 5**

El proceso de relleno se continuará hasta alcanzar el nivel de subrasante. En ésta elevación se procederá a restituir el pavimento en las zonas donde haya sido afectado por la excavación, de acuerdo a lo que se indica en la especificación general correspondiente.

Durante este proceso de excavación e instalación de la tubería se podrán excavar en forma consecutiva dos tramos de 10 m o 15 m. de longitud según sea el caso, para ello será condición necesaria que al iniciar la excavación en el segundo tramo, el

material de relleno en el primero se encuentre a una altura igual a la mitad de la profundidad máxima de excavación de proyecto.

La excavación de un tercer tramo solo podrá iniciarse si se cumple que en el primer tramo el material de relleno haya alcanzado el nivel de sub-rasante y que en el segundo relleno se haya colocado hasta una altura igual a la mitad de la profundidad máxima de excavación de proyecto.

En las zonas donde no se tenga el área suficiente para efectuar el proceso de excavación por medio de taludes, deberá efectuarse la excavación entre paredes verticales además con una estructura de contención constituida por tablonces de madera de 2" de espesor y polines de madera de 6"x6", funcionando como vigas madrina y como puntales. Estos elementos se colocarán a medida que la excavación avance y se hará en la forma en que se indica en el inciso IV.

#### **IV EXCAVACION ENTRE UNA ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN CONSTITUIDA POR VIGAS MADRINA Y PUNTALES DE MADERA.**

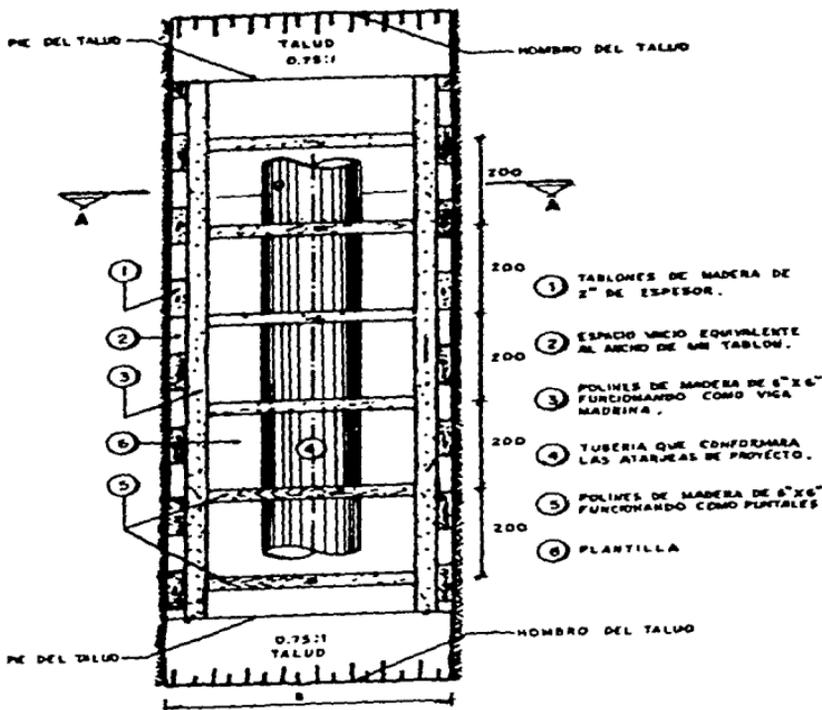
Estas estructuras se utilizarán en los tramos en los que la máxima profundidad de excavación de proyecto no exceda los 4 m.

La excavación se realizará a cielo abierto entre una estructura de contención constituida por tablonces de madera de 2" de espesor, polines de madera de 6"x6" funcionando como vigas madrina y como puntales. La distribución y ubicación de todos los elementos se muestran en las figuras No. IV.4 y IV.5.

Durante la excavación e instalación de las atarjeas deberán cumplirse las indicaciones siguientes:

FIGURA No.IV.4

ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN



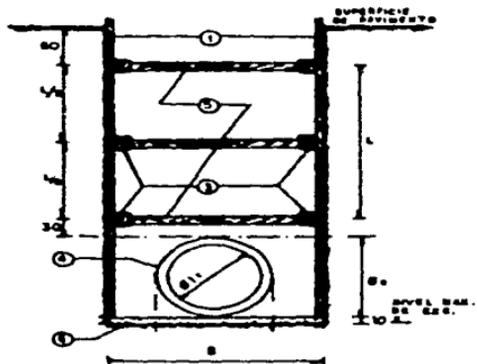
NOTA :

B1	81 = 30 cm.	B4	136 cm.
	82 = 38 cm.	B5	166 cm.
	83 = 45 cm.	B6	159 cm.

PLANTA

DEBUJO ESQUEMATICO

FIGURA No.IV.5



C O R T E A - A

**IMPORTANTE**

- 1. Ø: 30cm | Ø: 136cm
- 2. Ø: 38cm | Ø: 146cm
- 3. Ø: 45cm | Ø: 156cm

**SIMBOLOGIA**

- ① TABLONES DE MADERA DE 2" DE ESPESOR
  - ② VIGAS MADERAS, POLINES DE MADERA 6" x 6"
  - ③ ATARJEA DE PROYECTO
  - ④ PUNTALES: POLINES DE MADERA DE 6" x 6"
  - ⑤ PLANTILLA DE BRAVA O TEJONTE
- 8 = ANCHO MAXIMO DE LA ZANJA

DIBUJO ESQUEMATICO SIN ESCALA  
ACOTACIONES EN CENTIMETROS.

- 1.- La excavación en el sentido longitudinal al eje del colector se realizará en forma continua sin exceder una longitud de avance de 10 m.
- 2.- El ancho de la excavación está en función del diámetro de la tubería por instalar y se indica en la figura No IV.5.
- 3.- El talud de avance en el frente de la excavación será de 0.75:1 horizontal a vertical.

La excavación e instalación de las atarjeas se realizará por etapas de acuerdo a lo que se describe a continuación:

### **ETAPA I**

Definida el área de excavación del tramo por atacar se excavará a mano hasta 1.5 m. de profundidad con el fin de localizar instalaciones municipales que pudieran existir, descubrirlas para darles la protección necesaria y no dañarlas. Se continuará con la excavación y a medida que ésta progresa deberán colocarse los tablonés, las vigas madrina y los puntales que conformaran la estructura de contención.

Tanto las vigas madrina como los puntales deberán colocarse tan pronto como la excavación descubra sus puntos de aplicación, no debiendo continuar con este proceso si estos elementos no han sido instalados en las elevaciones especificadas.

El primer nivel de puntales se colocará a 60 cm. abajo del nivel del terreno natural; el segundo nivel se instalará a una distancia de  $L/2$ , siendo "L" la distancia entre el primero y el tercer nivel; éste último nivel se colocará 30 cm. arriba de la elevación donde quedará instalado el lomo de la tubería de proyecto, véase la fig. No. IV.5.

La separación de los puntales en el sentido longitudinal de las atarjeas será de 2 m; según se indica en la fig. No. IV.4.

## **ETAPA 2**

Se procederá a la excavación hasta alcanzar la máxima profundidad de proyecto. inmediatamente después se colocará una plantilla de grava o tezontle de 10 cm. de espesor, la cual deberá compactarse manualmente con pisón metálico.

## **ETAPA 3**

Se procederá a colocar y a unir las secciones de tubería correspondiente al tramo excavado.

## **ETAPA 4**

Una vez colocada la tubería en su posición definitiva, se procederá a rellenar con material areno-limoso tipo tepetate.

El material de relleno se colocará de acuerdo a las indicaciones de la especificación general para el relleno en zanjas.

## **ETAPA 5**

Conforme avance el relleno se iniciará la extracción de todos los elementos que integran la estructura de contención.

Los puntales se retirarán cuando el relleno alcance sus puntos de aplicación.

## **ETAPA 6**

El proceso de relleno se continuará hasta que se alcance el nivel de sub-rasante. En esta elevación se procederá a restituir el pavimento en las zonas donde haya sido

afectado por la excavación, de acuerdo a lo que se indica en la especificación general correspondiente.

## CONTROL DE FILTRACIONES

El agua producto de las filtraciones que se presenten durante la excavación en cada uno de los procedimientos descritos, se controlará por medio de pequeños cárcamos rellenos de grava para evitar el arrastre de finos, construidos a lo largo del eje longitudinal de la excavación comunicados entre sí por medio de zanjas y desde los cuales se extraerá el agua por medio de bombas autocebantes.

La extracción del agua se deberá realizar con un número suficiente de bombas de tal manera que el fondo de la excavación permanezca siempre estanco.

## NOTAS IMPORTANTES

1. El tiempo a transcurrir desde que se inicia la excavación hasta alcanzar la profundidad máxima de proyecto será el que se indica a continuación:

Procedimiento de Excavación	Tiempo Máximo en (Horas)
I.-Excavación a cielo abierto entre paredes verticales en un tramo de 15 m	8
II.-Excavación a cielo abierto por medio de taludes 0.25:1	10
III.-Excavación a cielo abierto con taludes 0.50:1 en un tramo de 10 m	8
IV.-Excavación entre una estructura de contención de tablonés y polines hasta 10m.	10

2. El tiempo a transcurrir desde el momento en que se alcance la máxima profundidad de excavación hasta la colocación del material de relleno a nivel de sub rasante, no será mayor de 12 y 16 horas, por cada tramo de seis metros de longitud.

3. Si por alguna razón el proceso de excavación, colocación de la estructura de contención (para el caso del procedimiento descrito en el inciso IV ), instalación de la tubería y colocación del relleno se va a suspender por más de 24 horas, como en los fines de semana no deberá excavar más del 50% de la profundidad de proyecto. En el caso de que la excavación se encuentre a la máxima profundidad, por ningún motivo se quedará sin colocar la tubería y el relleno correspondiente.

4. En el caso de que los vehículos de tránsito deban circular por zonas cercanas a donde se harán los desvíos de atarjeas, éstos deberán hacerlo a una distancia mínima de 4 m. a partir del hombro del talud o del paño de la excavación, según sea el caso.

5. Cuando por requerimientos del proyecto, en las zanjas donde se instalarán las atarjeas se tendrá que hacer a una distancia de 3 m. con respecto a los paramentos de las edificaciones, se deberá consultar a ISTME con el fin de obtener las indicaciones para poder efectuar la excavación más conveniente. La distancia de 3 m. será medida a partir del hombro del talud o del paño de la excavación.

# CAPITULO 5

## CAPITULO V

### PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN CAJON SUBTERRANEO

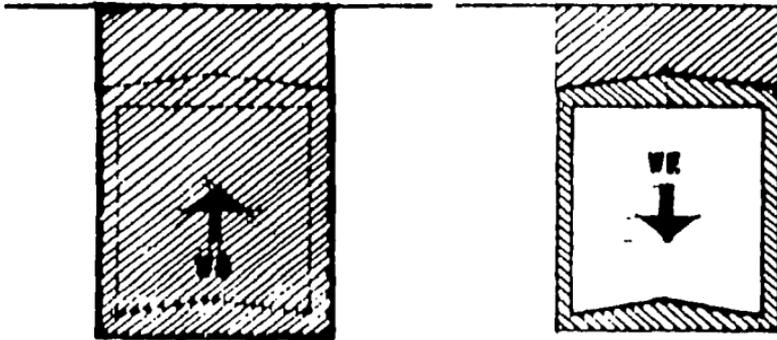
#### V.1 CIMENTACION

El diseño de la cimentación para la estación subterránea se basa en el principio de la cimentación compensada, esta consiste fundamentalmente en lograr que el peso de la estructura por construirse sea equivalente al peso de la tierra excavada. Generalmente éste tipo de cimentación es usado para reducir los asentamientos que pudieran presentarse, aunque en nuestro caso resulta obligado debido al tipo de solución del metro.

Los análisis de compensación de la estación subterránea consistieron en definir la magnitud de alteración del estado de esfuerzos provocados en la masa de suelo por efecto de la excavación y la construcción de la estructura.

La alteración del estado de esfuerzos puede ser de tres tipos:

- 1.- 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 esfuerzos abajo de ésta estructura es teóricamente nula.
- 2.- Compensación parcial:** Cuando el peso de suelo excavado es menor que el de la estructura por construir, el estado de esfuerzos de las arcillas localizado por abajo de la estructura sufre un incremento, lo que produce un asentamiento de la misma a largo plazo.
- 3.- Sobrecompensación:** Cuando el peso del suelo excavado es mayor que el de la estructura por construir los esfuerzos de las arcillas localizadas por debajo de la estructura sufren una disminución lo que produce una expansión a largo plazo ( ver figura No. V.1 ).



- a) Compensación total ...  $WS = WE$  ... Equilibrio
- b) Compensación parcial ...  $WS < WE$  ... Hundimiento.
- c) Sobrecompensación ...  $WS > WE$  ... Expansión

WE... peso de la estructura.

WS... peso del suelo excavado.

FIGURA No. V.1 ANALISIS DE COMPENSACION.

Debido a que la estructura tipo es un cajón hueco de concreto; el peso de la estructura es generalmente menor al peso del suelo excavado, por lo que se generará una sobrecompensación que produce a largo plazo una tendencia de la estructura a emerger debido a una expansión.

La magnitud de dicha expansión depende entre otros factores del valor de la sobrecompensación ya mencionada, del espesor del estrato de arcilla afectado, del área de apoyo del cajón y del procedimiento de excavación.

## **V.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO**

La construcción de estructuras profundas como el caso de la estación Lagunilla, ubicada en la zona de Lago ( capítulo II ), cuyas características son de depósitos de suelos lacustre blando demanda una excavación que suele tener influencias importantes sobre su comportamiento posterior debido a esta situación es necesario considerar ciertas precauciones:

Toda excavación produce cambios en el estado de esfuerzos del terreno y si penetra en el nivel de aguas freáticas 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 la descarga.

La excavación profunda plantea dificultades en cuanto a la expansión del terreno excavado, además de problemas de estabilidad de taludes en el perímetro de la excavación y fuerzas de filtración generadas por bombeo del agua dentro de la misma.

Debido a lo anterior, la excavación se realiza por partes, limitando el volumen de las extracciones y minimizando la acción de las fuerzas de filtración que se generan por flujo de agua hacia el fondo de la excavación.

Los problemas son aún más complejos cuando el predio colinda con edificios dotados de cimentaciones diversas, en éste caso es necesario recurrir a tablestacados perimetrales soportados internamente por puntales e lincados a una profundidad tal que se prevenga la falla de fondo; además, se debe controlar dentro de la excavación los efectos de las fuerzas de filtración sobre la estabilidad del fondo y hacia el exterior circundante, evitar el abatimiento de niveles freáticos, con objeto de minimizar su impacto sobre las construcciones vecinas.

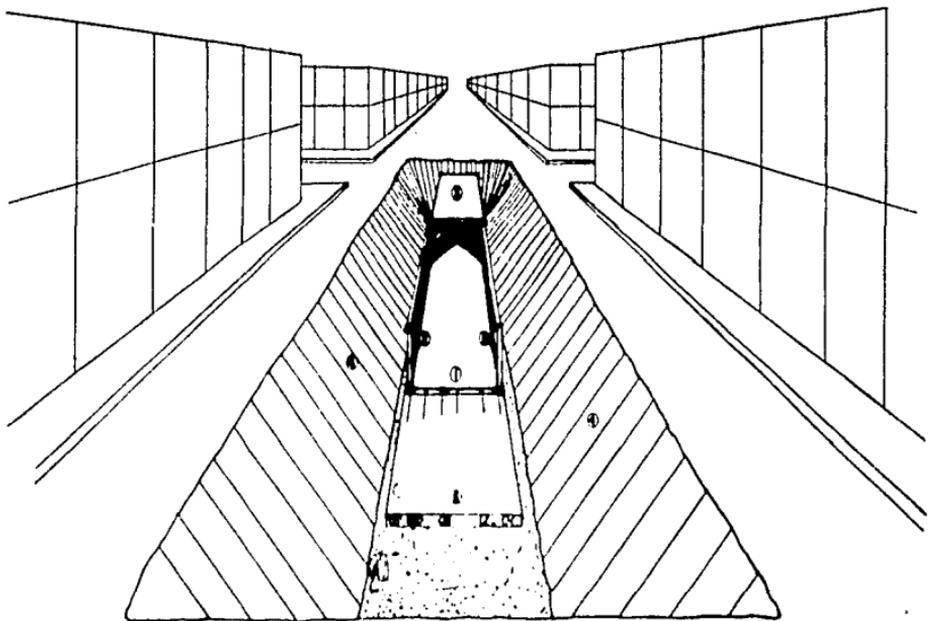
La construcción de tramos y estaciones del metro previstas a profundidades variables entre 8 y 15 metros ha generado algunos procedimientos de excavación subterránea de los que hablaremos a continuación:

La estructura está básicamente integrada por tres elementos: Losa de piso, muros laterales y cubierta superior; la construcción de éstos tres elementos se realiza de dos maneras, en una sola etapa con taludes naturales ( ver fig. No. V.2 ), o bien, con paredes verticales soportadas por tablestacas troqueladas de lado a lado ( ver fig. No. V.3 ).

De las alternativas anteriores se escogió construir la estación en una sola etapa dentro de una excavación a cielo abierto entre tablestacas troqueladas, debido a las afectaciones que tenían que realizarse como consecuencia de lo angosto de la calle, además de las características del material que no permite taludes muy escarpados. Este sistema de construcción llamado comúnmente de muro ademe, implica las siguientes etapas.

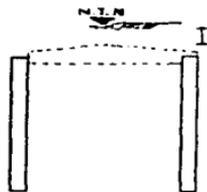
## **V.2.1 EXCAVACION DE UNA ZANJA SUPERFICIAL PARA LA CONSTRUCCION DE BROCALES**

Los brocales tienen la finalidad de retener los rellenos sueltos superficiales y de servir de guía a las herramientas de excavación de las zanjas donde se construirán muros

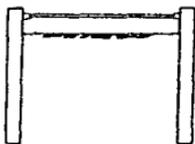


- 1. LOZA DE PISO
- 2. MUROS LATERALES
- 3. LOZA DE TORNIO
- 4. TALUDS DE LA ENCAVACION.
- 5. PLANTILLA.

FIGURA No. X.2 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO  
A CIELO ABIERTO ENTRE TALUDES.



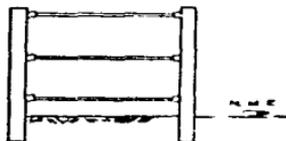
1a ETAPA



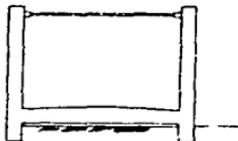
2a ETAPA



3a ETAPA



4a ETAPA



5a ETAPA



6a ETAPA

- 1a ETAPA COLAR TABLESTACA  
 2a ETAPA EXCAVAR Y COLOCAR EL PRIMER NIVEL DE TROQUELES  
 3a ETAPA EXCAVAR Y COLOCAR EL SEGUNDO NIVEL DE TROQUELES  
 4a ETAPA EXCAVAR Y COLOCAR EL TERCER NIVEL DE TROQUELES  
 5a ETAPA EXCAVAR HASTA EL NIVEL MAXIMO DE ENCAJACION  
 6a ETAPA COLOCAR LA TABLETA PREFABRICADA COLOCAR FRASE Y BARRAS  
 DESPUES RETIRAR EL PRIMER NIVEL DE TROQUELES COLOCAR  
 RELLENO HASTA EL NIVEL DE PROYECTO

FIGURA No. V.3

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO  
ENTRE MUROS TABLESTACA

E.N.E.P.  
 ARAGON

**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
CORPORATIVO DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO

**DDF**



ING. JUAN MANUEL OLAC CRUZ  
DISEÑO DE PROYECTOS

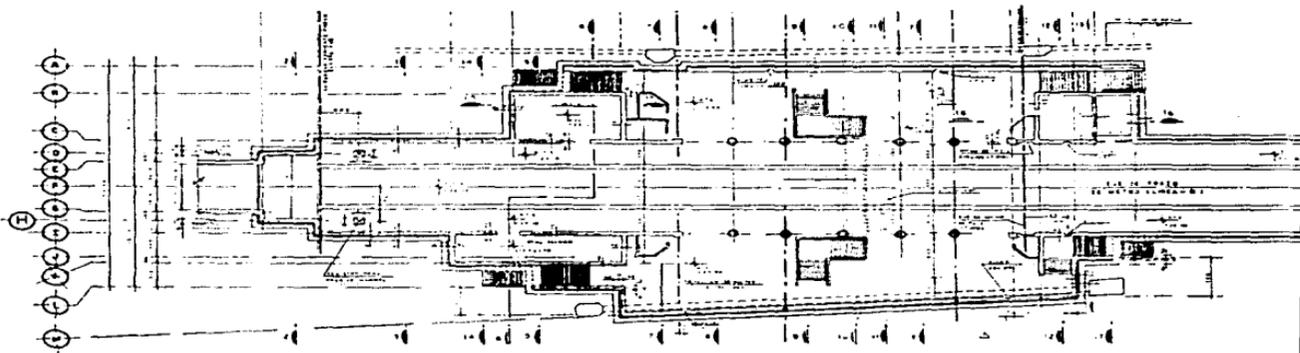


PROYECTO: METROPOLITANO  
LINEA B

ESTACION LASUNILLA

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCIONES  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTES**

**D.G.C.O.**



**PLANTA GENERAL**

(ESTRUCTURAL)

**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
CERROS DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO

**DDF**



**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

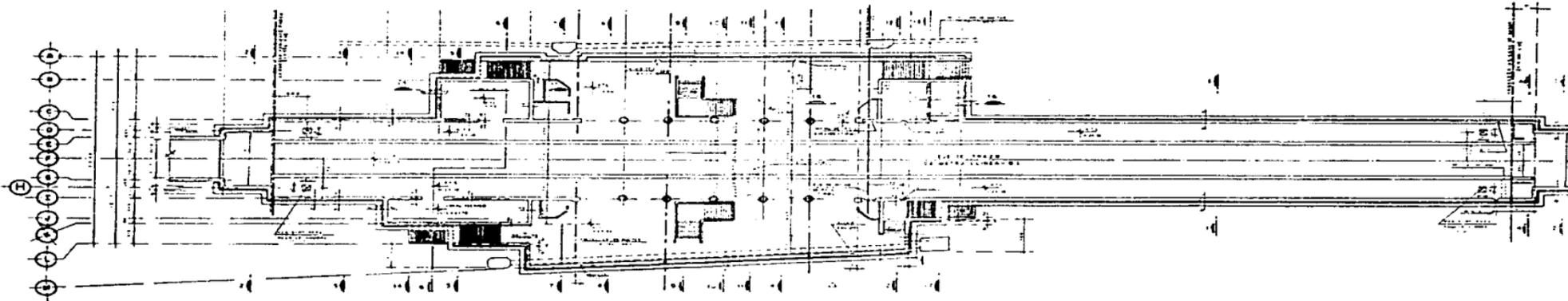
ING. JUAN MARCEL OLACRUZ  
JEFE DE PROYECTOS



PROYECTO: METROPOLITANO  
LINEA B

**ESTACION LASUNILLA**

**D.G.C.O.S.T.C.**



**PLANTA GENERAL**

(ESTRUCTURAL)

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"

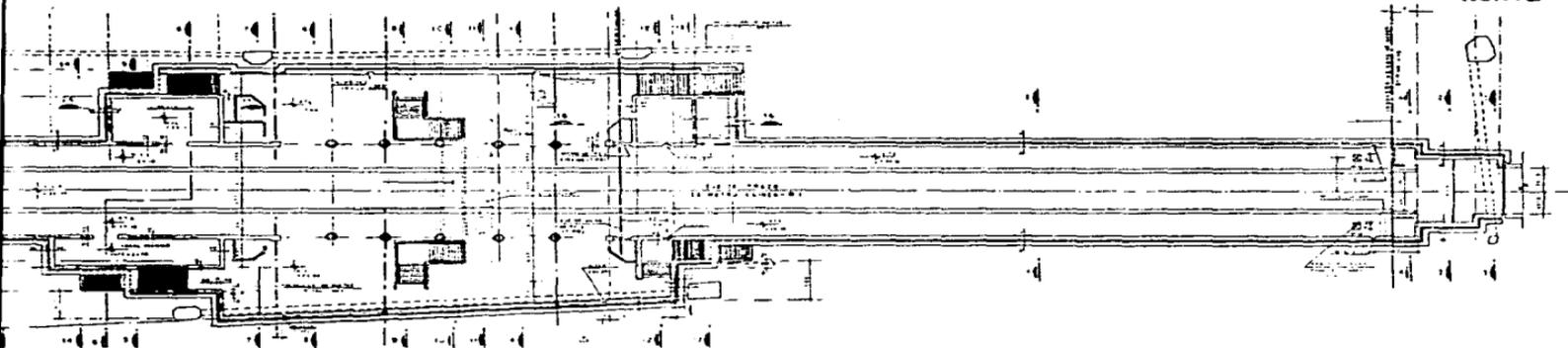
**UNAM**  
TESIS PROFESIONAL  
JUAN GARCIA GARCIA  
ANTONIO MACHEN ARAGON  
SAN JUAN DE ARAGON  
EDO. DE MEX.

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



**NORTE**



**PLANTA GENERAL**

(ESTRUCTURAL)

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"

**TESIS PROFESIONAL**

JUAN GARCIA GARCIA  
ANTONIO MACHEN ARREDONDO

SAN JUAN DE ARAGON  
EDO. DE MEX.

ESC. SIN  
ACOT: CM

**U  
N  
A  
M**

**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
COMISIÓN DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO

**DDF**



DR. JUAN MANUEL OLACRUZ

DIRECTOR DE PROYECTOS



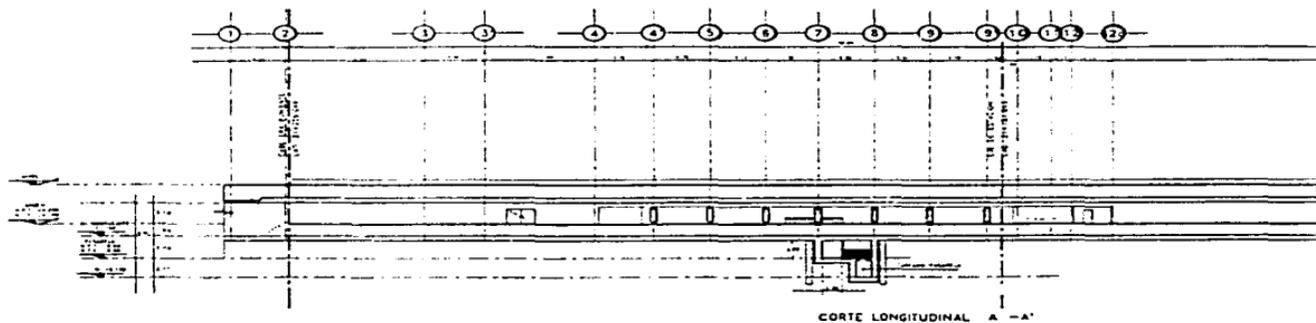
PROYECTO:

**METROPOLITANO  
LINEA B**

**ESTACION LAGUNILLA**

**DIRECCION GENERAL DE CONST  
DEL SISTEMA DE TRANSP**

**D.G.C.O.S.T**



**CORTES GENERALES**

(ARQUITECTONICO)

CIUDAD DE MEXICO

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
PUBLICAS DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO

DDF



D. JUAN MARQUEL OLACRUZ  
SECRETARIO DE OBRAS

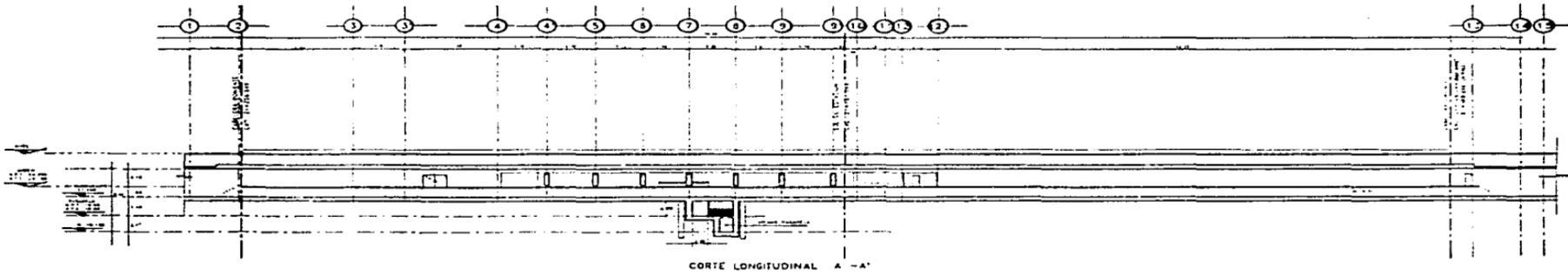


PROYECTO: METROPOLITANO  
LINEA B

ESTACION LASUNILLA

# DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO

## D.G.C.O.S.T.C.



### CORTES GENERALES

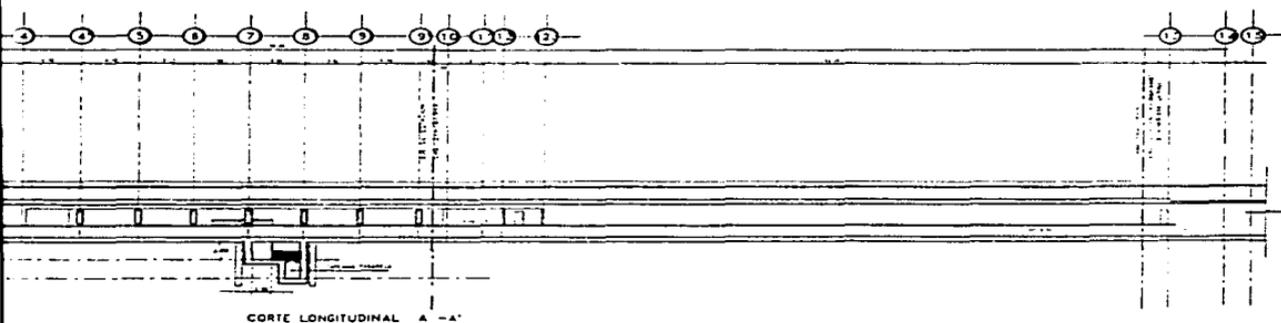
(ARQUITECTONICO)

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
TESIS PROFESIONAL	
JUAN GARCIA GARCIA ANTONIO MACHEN ARREDONDO	
SAN JUAN DE ARAGON EDO. DE MEX.	ESC. SIN ACOT. M

UNAM

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



CORTE LONGITUDINAL A-A'

**ES GENERALES**

(ARQUITECTONICO)

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"

**U  
N  
A  
M**

**TESIS PROFESIONAL**

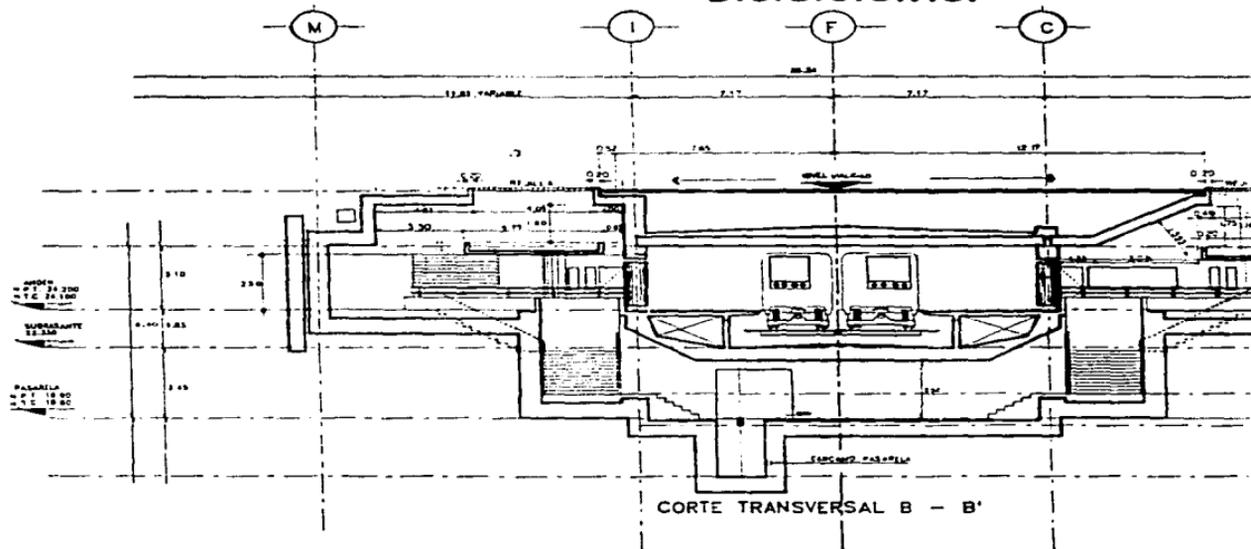
JUAN GARCIA GARCIA  
ANTONIO MACHEN ARREDONDO

SAN JUAN DE ARAGON  
EDO. DE MEX.

ESC. SIN  
ACOT: M

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



**CORTE TRANSVERSAL B - B'**

**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS

COMISION DE VIAS Y TRANSPORTE URBANO

**DDF**



ING. JUAN MANUEL OLACRUZ

GERENTE DE PROYECTOS



PROYECTO:

**METROPOLITANO  
LINEA B**

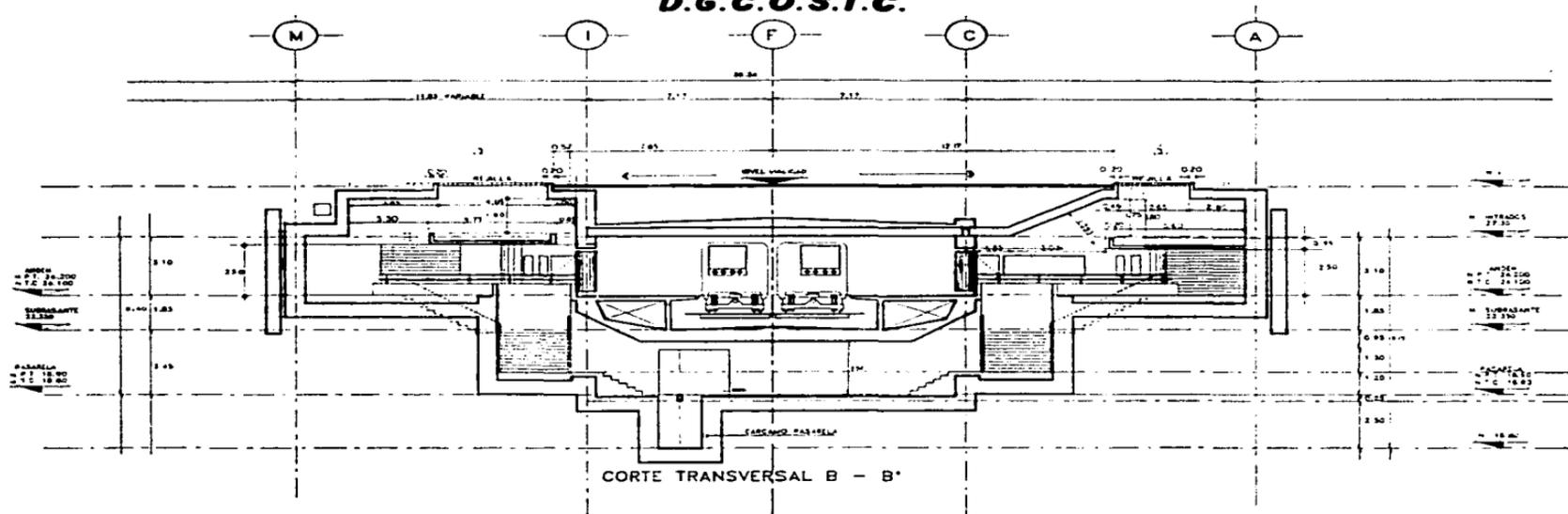
**ESTACION LAGUNILLA**

**CORTES GENERALES**

(ARQUITECTO)

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



**CORTES GENERALES**

(ARQUITECTONICO)

**CIUDAD DE MEXICO**  
SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
DIRECCION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO **DDF**

**D. JOSE GARCIA OLAS CRUZ**  
DISEÑO Y PROYECTO

**CA** PROYECTO: METROPOLITANO LINEA B  
ESTACION LASUNILLA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"

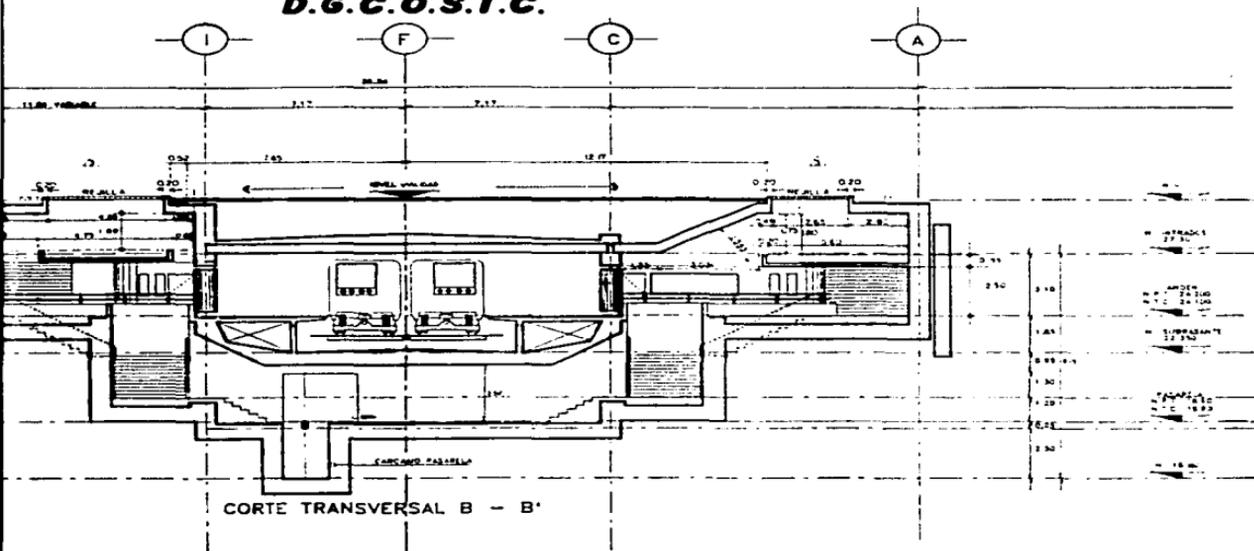
**UNAM** TESIS PROFESIONAL

JUAN GARCIA GARCIA  
ANTONIO MACHEN ARREDONDO

SAN JUAN DE ARAGON EDO. DE MEX. ESC. SIN ACOT. M

**CCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



CORTE TRANSVERSAL B - B'

**CORTES GENERALES**

(ARQUITECTONICO)

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"

**UNAM**

**TESIS PROFESIONAL**

JUAN GARCIA GARCIA  
ANTONIO MACHEN ARREDONDO

SAN JUAN DE ARAGON  
EDO. DE MEX.

ESC. SIN  
ACOT: M

**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
DIRECCION DE VIALIDAD Y TRANSPORTES URBANO

**DDF**

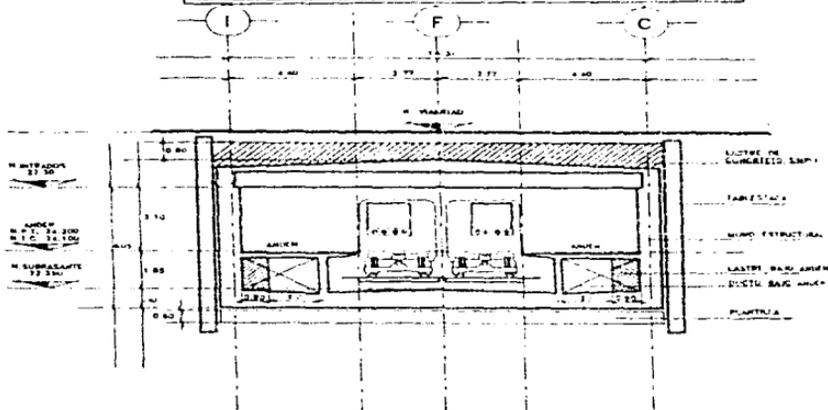


ING. JUAN PABLO OLAC CRUZ  
DIRECTOR DE PROYECTOS



PROYECTO: METROPOLITANO  
LINEA B

ESTACION LAGUNILLA



CORTE TRANSVERSAL C - C'

( ARQUITECTONICO )

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"

**U  
N  
A  
M**

**TESIS PROFESIONAL**

JUAN GARCIA GARCIA

ANTONIO MACHEN ARREDONDO

SAN JUAN DE ARAGON  
EDO. DE MEX.

ESC. SIN  
ACOT: M.

tablestaca; para cumplir con ésta función los brocales se construyen separados a 65 cm. entre sí ( ver fig. No. V.4 ) y su alineamiento se ajusta al eje de trazo de los muros.

Los brocales son piezas de concreto que consisten en dos ramas formando ángulo recto, la vertical se llama faldón, cuya función es servir de guía a las herramientas de excavación y una horizontal conocida como losa de rodamiento para el equipo de excavación.

Para llevar a cabo la construcción de los brocales se excava la parte superior de la zanja donde se alojarán los muros tablestaca, hasta una profundidad de 1.5 m; se cimbra, se arma y se cuela el faldón, posteriormente se cuela la losa de rodamiento con un ancho de 0.80 m.

## **V.2.2 EXCAVACION MEDIANTE UN EQUIPO GUIADO DE LA ZANJA DONDE SE CONSTRUIRA EL MURO 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.

La excavación de zanjas donde se construirá el muro utiliza algunos de los equipos disponibles como:

### **EQUIPOS DE EXCAVACION**

- Retroexcavadora convencional o equipada con extensión hidráulica para excavaciones de hasta 12 m. de profundidad.
- Excavadora de zanjas profundas con cangilones de corte para profundidades hasta de 10m.

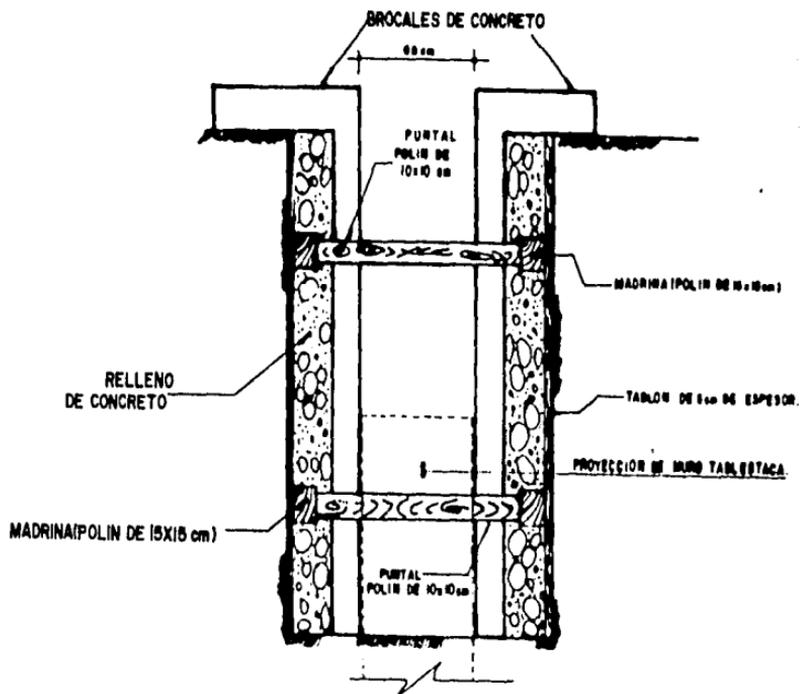


FIGURA No. I.4. BROCALES COLADOS EN EL LUGAR.

- Almejas hidráulicas guiadas para excavaciones hasta de 35m. de profundidad.
- Almeja mecánica de caída libre para excavación de hasta 50m. 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 fué diseñado.

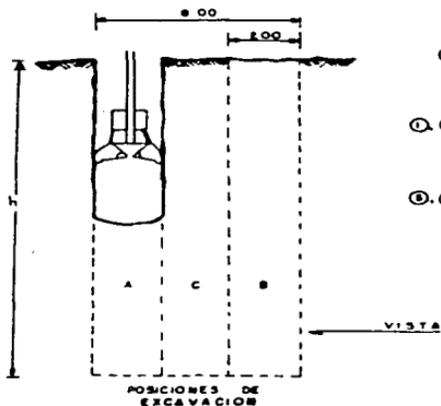
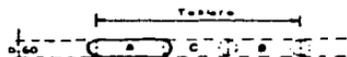
Una zanja se excava en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal de 6 metros aproximadamente; la fig. No. V.5 muestra que primero se excavan las posiciones laterales y finalmente la central, con el único propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad. La longitud precisa de la zanja queda condicionada por la del muro más ancho de las juntas temporales de colado.

La manera más ordenada y eficiente de atacar un muro tablestaca se ilustra esquemáticamente en la fig. No. V.5; esencialmente consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales tengan la edad mínima, en éste 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 (ver fig. No. V.5-A ).

### **V.2.3 ESTABILIZACION SIMULTANEA DE LA EXCAVACION MEDIANTE EL EMPLEO DE LODO BENTONITICO**

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 de características tixotrópicas, es decir un fluido que presenta cierta resistencia al



SECUENCIA DE CONSTRUCCION

- (4), (6) ; (C) ETAPAS DE EXCAVACION DE UN TABLERO DE 8.00 DE LONGITUD.
- (1) + (8) TABLEROS POR CONSTRUIR
- (1), (2), (3) ; (A) PRIMERA ETAPA DE AVANCE
- (4) - (8) RETROCESO DEL EQUIPO DE EXCAVACION Y COLADO.
- (3), (6), (7) ; (B) SEGUNDA ETAPA DE AVANCE.

ACOTACIONES EN M.

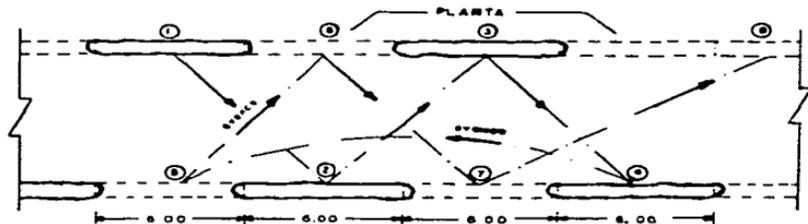
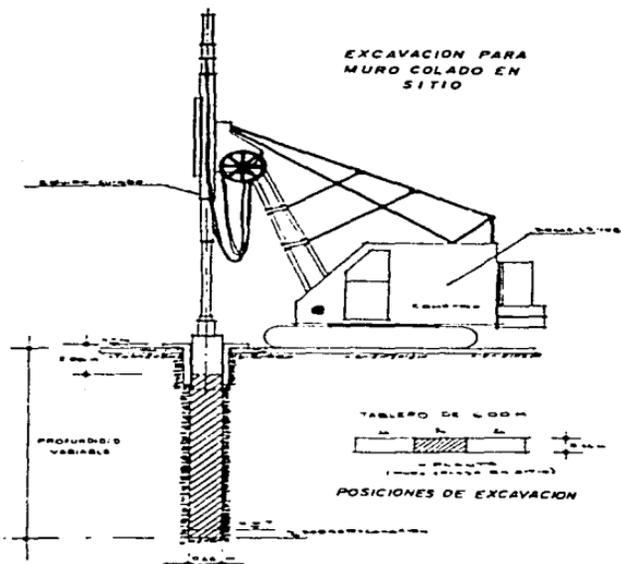


FIGURA No. V.8 EXCAVACION PARA UN MURO TABLESTACA



**FIGURA No. V.5-A**

esfuerzo cortante en estado de reposo, que es cuando actúa como gel; mientras que en movimiento cuando se agita o bombea actúa como solución líquida y no se presenta dicha resistencia; el paso de gel a soluble es reversible; el lodo estabilizador es una suspensión estable de bentonita sódica con densidad mayor a la del agua, capaz de estabilizar la zanja.

Los componentes del lodo bentonítico son: agua, bentonita, así como aditivos que incrementan su viscosidad. Su dosificación se condiciona por la estabilidad que debe mantenerse como fluido; es decir, que no se sedimente y que sea fácilmente manejable con bombas centrífugas para líquidos densos.

Las características y manejo de éstos fluidos, son esencialmente equivalentes a las tres propiedades más significativas y sus valores admisibles son:

<b>DENSIDAD</b>	<b>1.03 - 1.07 GR/CM.<sup>3</sup></b>
<b>VISCOSIDAD ( MARSH)</b>	<b>30 - 55 SEG</b>
<b>CONTENIDO DE ARENA</b>	<b>MENOS DE 10 %</b>

El lodo se vacía en el interior de los tableros excavados con bombas centrífugas hasta alcanzar una altura superior al nivel freático, con el objeto de generar un gradiente de presiones sobre las paredes de la excavación que ayude a detenerlas. Además, éste gradiente produce filtraciones de lodo hacia el interior de las paredes de la excavación, formando una membrana de poco espesor conocida como "cake". La tixotropía del lodo al pasar de soluble 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 ésta 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 (ver fig. No. V.5-B).



VACIADO DE LODO PARA  
PROCEDER A ETAPA DE  
EXCAVACION

ALTERNATIVAS:

- LODO SOLUCIONADO
- LODO SECO

DEBIDO A LA FORMA DE EXCAVACION  
COMO ALTERNATIVA AL LODO SECO  
SE PUEDE USAR LODO SECO CON LODO  
DE BARRIL

FIGURA No. V.5-B

**E.N.E.P.  
ARAGON**

## **V.2.4 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 éste caso, se pasa por todo el piso de la excavación un tubo eyector.

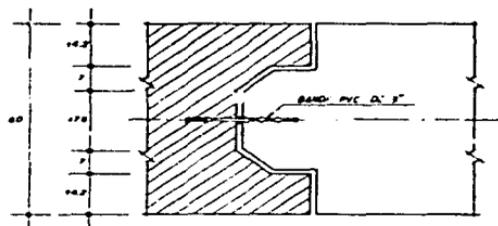
Cuando se concluye la limpieza y se verifica la profundidad de la zanja, se procede a introducir las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo ( ver fig. No. V.5-C ).

Las juntas son tubos metálicos huecos de forma semicircular, trapecial o rectangular que en una de sus caras tienen la forma macho - hembra y que contienen una banda de PVC integrada. Una parte de ésta 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 que se ilustra en la fig. No. V.5-D.

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 su verticalidad, alineamiento y profundidad ( ver fig. No. V.5-E ).

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 de colado de la misma, debe ser menor de 4 horas ya que periodos mayores favorecen a la formación de "cake" sobre el acero de refuerzo, reduciendo la adherencia de éste y el concreto.



JUNTA DE CONSTRUCCION

ENTRE TABLEROS

( PLANTA )

Acordarse de colocar

FIGURA No. V 5-C

**E.N.E.P.  
ARAGON**

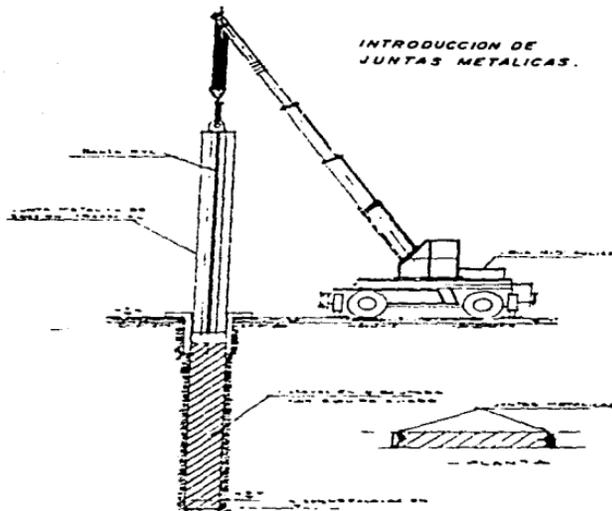


FIGURA No. V. 5-D

**E.N.E.P.  
ARAGON**

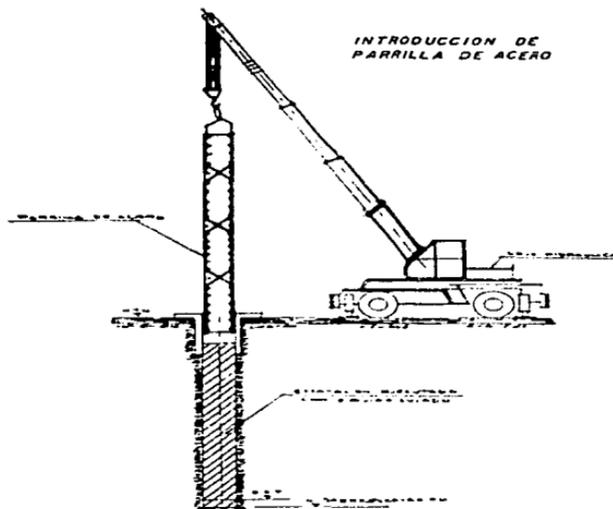


FIGURA No. V.5-E

**E.N.E.P.  
ARAGON**

## V.2.5 COLADO DEL MURO O TABLERO DESDE EL FONDO DEL MISMO POR DIFERENCIA DE DENSIDADES ENTRE EL LODO Y EL CONCRETO EMPLEANDO TUBO TREMIE

El tubo tremie es un tubo de acero en tramos de 1 a 2m. con uniones roscadas herméticas y de preferencia lisas.

La operación de éste dispositivo permite llevar a cabo el colado de muros tablastaca 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.

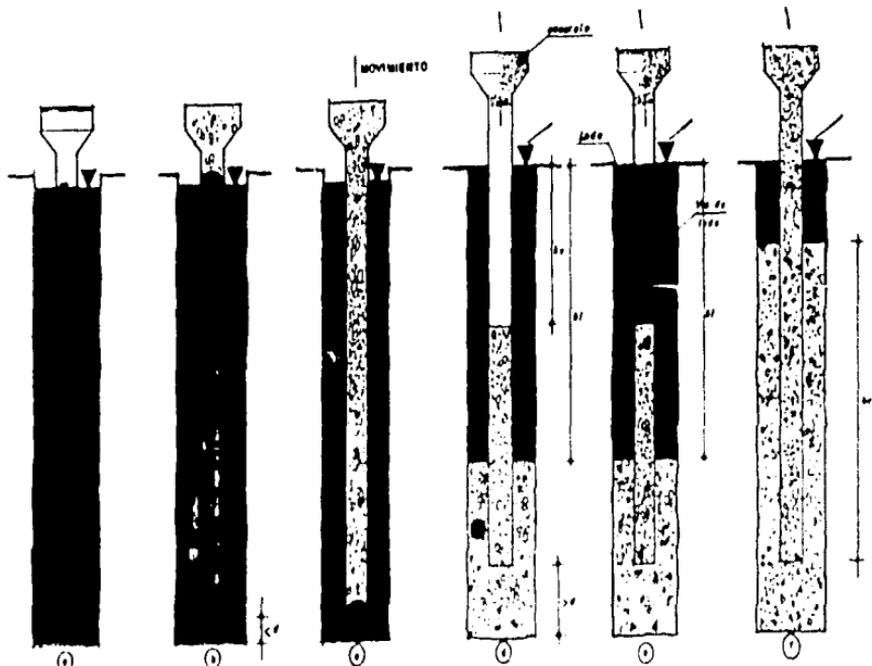
El proceso de colado se ilustra en la fig. No. V.6, desde la condición inicial ( a ), cuando se introduce el tubo de concreto ( b ), la condición del tubo lleno ( c ), que se produce por la fricción concreto - tubo; la cual con un movimiento vertical brusco conduce a la condición de operación correcta ( 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 llenándolo 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 ( hv ), para verificar que se satisfaga la relación:

$$h_v = hL \left( 1 - \frac{\gamma_c L}{\gamma_c} \right)$$

Donde:

hL.- Es la profundidad de la frontera del concreto.



LODO ESTABILIZADOR

CONCRETO

VALVULA SEPARADORA

NIVEL DEL LODO

el Condado superior

el Nivel de la retrocarga del concreto

el Tubo que se eleva con  
movimientos verticales

el Condado superior de tipo de  
operación (ver C.B.M.)

el Condado de error (C.B.M.), debido  
a la falta de hermeticidad del tubo

el Condado de error por exceso de  
operación del tubo (ver C.B.M.)

FIGURA No. IX.6 OPERACION DEL TUBO TREMIE.

hv.- Es la profundidad de tubo vacío.

En el colado de muros tablestaca, el error más frecuente es la falta de hermeticidad en las juntas del tubo, que permite la entrada del lodo provocando la contaminación del concreto ( ver fig. No. V.6-A ).

Debido a que la excavación entre muros se lleva a cabo aprovechando la rigidez del mismo 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

#### **V.2.6 INSTALACION DE POZOS DE BOMBEO DENTRO DEL AREA LIMITADA POR LOS MUROS TABLESTACA**

Un aspecto importante dentro del procedimiento constructivo, es el bombeo a partir del nivel freático y con esto controlar las filtraciones durante la excavación, reducir las expansiones de las arcillas, eliminar las subpresiones de las capas permeables localizadas bajo la excavación y eliminar el empuje hidrostático de los taludes.

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 ramurado, un filtro de grava fina limpia y una bomba de pozo profundo tipo eyector.

El nivel de aguas freáticas sufre una modificación puntual cuando se efectúa una excavación en suelo arcilloso, 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. Principalmente por éste motivo se requiere utilizar bombeo durante el procedimiento constructivo.

COLADO DE MURO MILAN Y  
EXTRACCION DE LODO

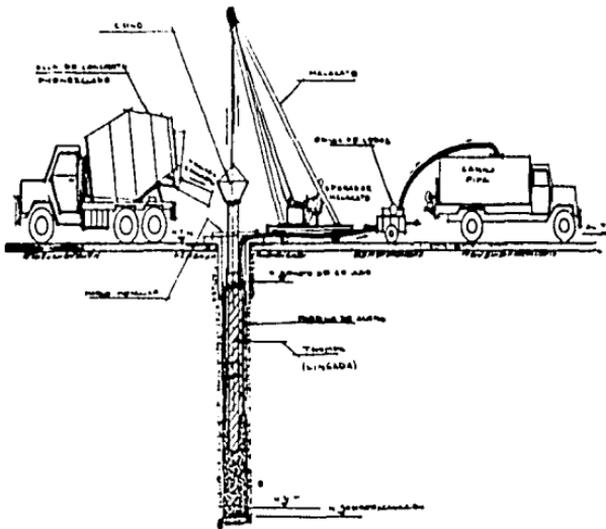


FIGURA No. V.6-A

La instalación de pozos de bombeo se desplanta hasta dos metros de profundidad bajo el nivel máximo de excavación separados entre sí 9 metros, 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 por tres aletas de 1 m. de longitud colocados en forma simétrica alrededor 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 hacia 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 m. en su extremo superior y 1.5 m en su extremo inferior.

Para evitar que el filtro pase al interior del ademe se coloca una malla del No. 8 alrededor del ademe, entre las paredes del pozo y del ademe; se coloca un filtro de arena gruesa fina limpia, cuya granulometría esté comprendida entre 1 cm. (máximo) y 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.

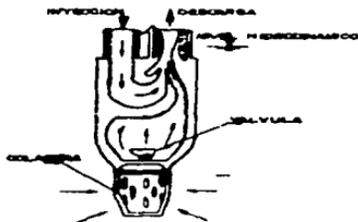
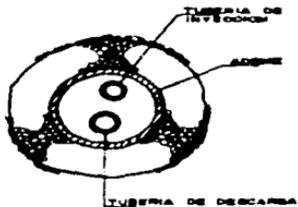
Las bombas que se utilizan son del tipo eyector para pozos profundos y el nivel de succión de las bombas es de 1 m. abajo del nivel máximo de excavación.

En la figura No. V.7 se ilustra esquemáticamente un pozo de bombeo.

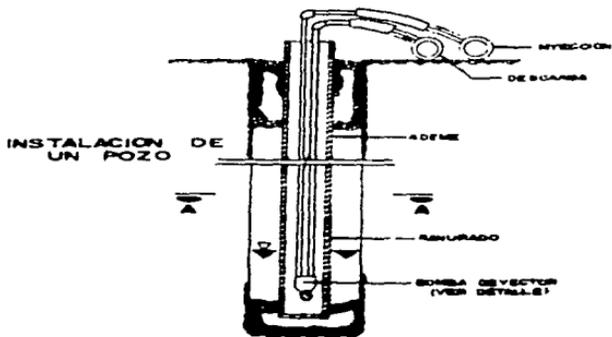
## **V.2.7 EXCAVACION DEL PRISMA DE TIERRA COMPRENDIDO ENTRE LOS MUROS TABLESTACA Y COLOCACION DEL APUNTALAMIENTO**

La excavación se realiza a cielo abierto y entre taludes cuya inclinación y geometría se determinan mediante análisis de factores de seguridad mínimos admisibles,

**CORTE A-A**



**DETALLE DE LA BOMBA DE EYECTOR**



**FIGURA No. V.7**

**CARACTERISTICAS DE LA INSTALACION DE UN POZO DE BOMBEO**

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, traves, contratraves y columnas.

El equipo para la excavación utilizado consiste en una draga con almeja loca o cucharón, éste equipo permite extraer el material excavado hasta profundidades de 18 m. en un radio de 12 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 colocará sobre el hombro del talud, en tal caso es necesario considerar en el cálculo de estabilidad de éste una sobrecarga.

La excavación se realiza a partir del nivel de terreno natural hasta alcanzar una profundidad donde se colocará el primer nivel de puntales ( aproximadamente a 2 m. de profundidad ), suspendiéndola para proceder a colocar el troquel que se apoyará sobre los muros tablestaca.

Como se ha mencionado, los muros milán conformarán la estructura lateral del cajón, es decir, acotarán los límites de la excavación ( pálidos ) en el sentido de trazo; en el frente de ataque se trabajará con taludes para conservar la estabilidad del terreno, en las estaciones las etapas de excavación suelen ser medidas irregulares dadas las características y geometría de cada una; como se muestra en el plano de etapas de excavación.

Generalmente se trabaja con más de un frente a la vez puesto que los tiempos entre la terminación en la excavación de una etapa mas el de su estructuración y el inicio de la siguiente suelen ser de consideración y el trabajar con un frente representaría una cadena muy larga en su duración y por consecuencia incosteable.

La excavación se realiza con un equipo mecánico desde la superficie (figura No. V.8 ), de modo que sea posible realizar maniobras dentro de la misma en forma segura entre los troqueles ya colocados.

EXCAVACION DE NUCLEO ENTRE TROQUELES

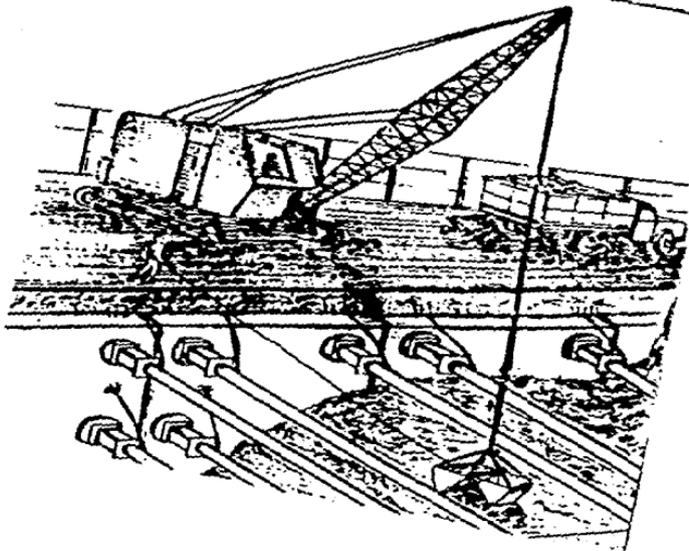


FIGURA No.V. 8

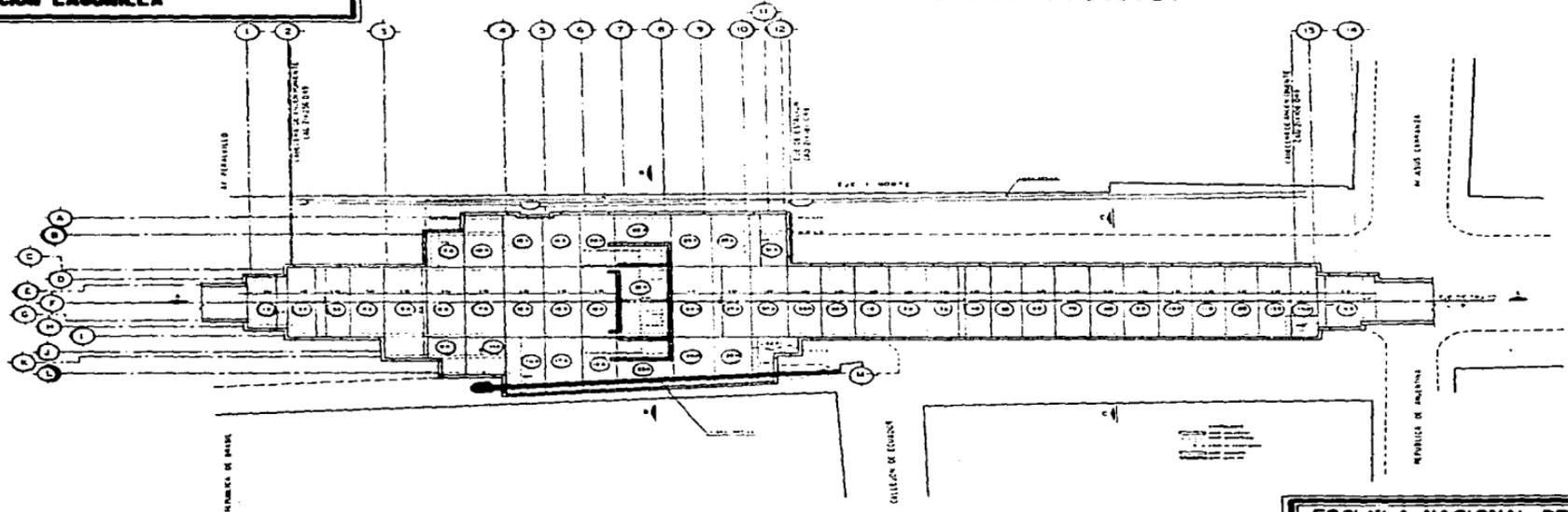




**ESTADOS UNIDOS MEXICANOS**  
**SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS**  
**SECRETARÍA DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO** **DDF**  
**PROYECTO: METROPOLITANO LINEA B**  
**ESTACION LASARILLA**

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
 DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



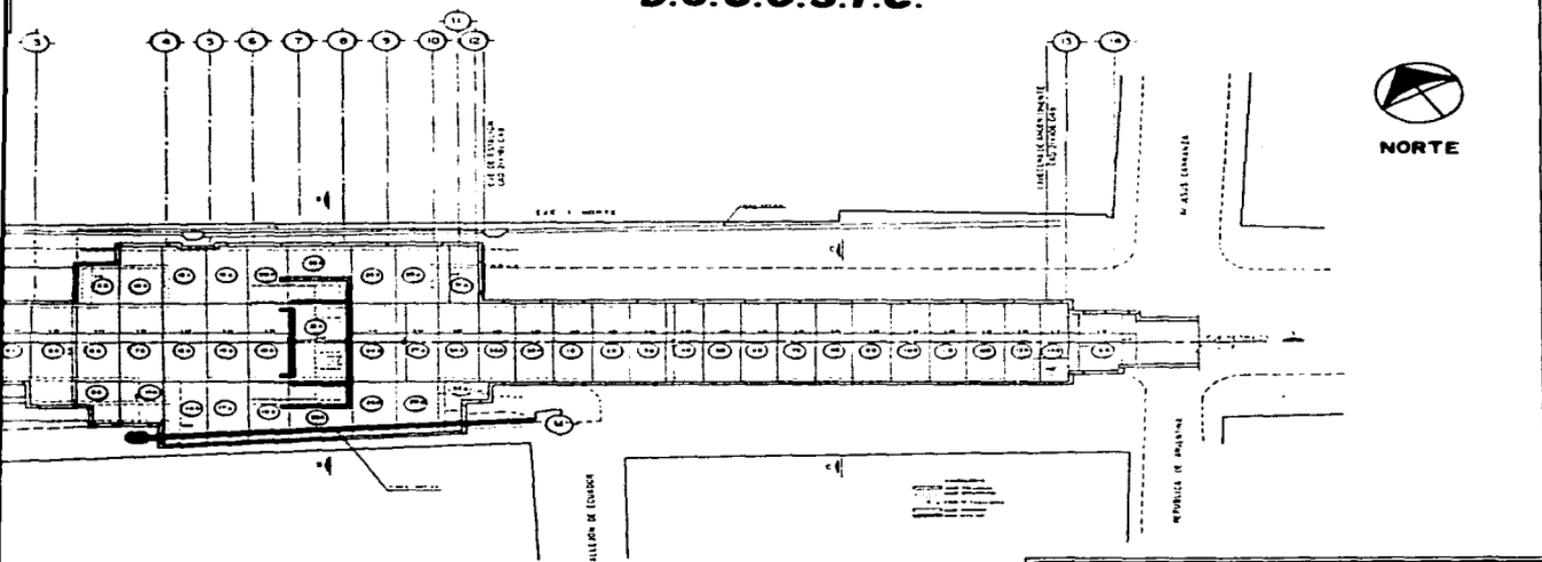
**ETAPAS DE EXCAVACION**

(MECANICA DE SUELOS)

<b>UNAM</b>	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
	<b>TESIS PROFESIONAL</b>	
	JUAN GARCIA GARCIA ANTONIO MACHEN ARREDONDO	
	SAN JUAN DE ARAGON	ESC. SIN ACOT. M.

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



**TAPAS DE EXCAVACION**

( MECANICA DE SUELOS )

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS  
PROFESIONALES "ARAGON"**

**TESIS PROFESIONAL**

**JUAN GARCIA GARCIA  
ANTONIO MACHEN ARREDONDO**

**SAN JUAN DE ARAGON ESC. S: N  
EDO. DE MEX. ACOT: M**

**UNAM**

Por especificación, en el arranque de la excavación se deja un talud frontal que puede ser compuesto por dos planos paralelos o bien por uno solo con una inclinación de  $45^{\circ}$  si es compuesto por condiciones de profundidad, la berma horizontal es de 5.0 m. de longitud, ubicada siempre inmediatamente abajo del segundo nivel de troqueles.

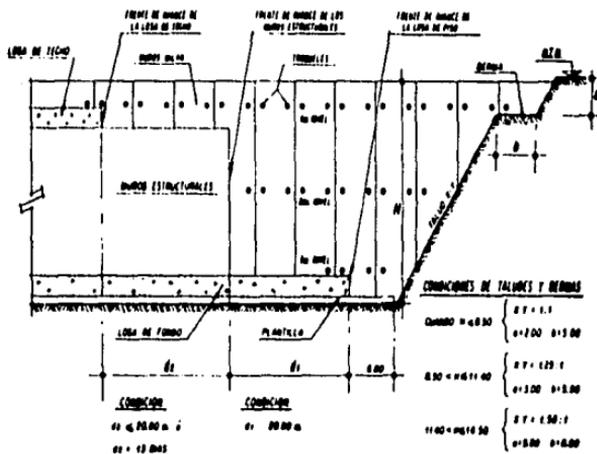
Dado que éste talud permanecerá abierto un tiempo considerable, la superficie se protege con una capa de mortero reforzada con malla ligera tipo "tela gallinero".

Restrictivamente para poder iniciar un nuevo avance de excavación, es necesario que en los avances de excavación anteriores se cumpla con la siguiente secuencia de colados.

En el avance inmediatamente anterior se haya colado la plantilla, dos avances atrás se haya colado la losa de fondo y tres avances atrás estén construidos también los muros laterales interiores por debajo del primer nivel de troqueles ( fig. No. V.9 ).

#### **RECOMENDACIONES EN LA EXCAVACION DE NUCLEO**

- Es de vital importancia el conservar los taludes de reposo especificado por el proyecto, dado que de este cuidado dependerá gran parte de la seguridad en el curso de los trabajos.
- No deberá recargarse en los hombros de los taludes objetos y equipos innecesarios, es muy común observar la presencia de draga en proceso de excavación en la estación.
- Los taludes que sabemos que permanecerán abiertos mayor tiempo que el especificado deberán contar con su protección de mortero y tela de gallinero para evitar intemperización y riesgos de falla.



**RESTRICCION DE DISTANCIAS O TIEMPOS ENTRE**  
**FRENTE DE AVANCE DE EXCAVACION, LOSAS Y MUROS**

Aplicación en metros

**FIGURA No. V.9**

- Deberá existir una perfecta coordinación entre el señalamiento y el operador de la draga y evitar descuidos ya que en muchas ocasiones el operador no tiene visibilidad del fondo de la excavación y es obligado el apoyo y guía del maniobrista.
- No debe permitirse que el operador por descuido o negligencia golpee los troqueles ya que esta acción pone en riesgo la seguridad del personal.
- Es de vital importancia el mantener siempre en condiciones de uso las bombas sumergibles para la correcta recolección del agua, producto del nivel freático de los cárcamos construidos.
- Resulta conveniente la utilización de bancos de nivel en el fondo de la excavación para detectar posibles hundimientos del terreno, en cuyo caso deberá lastrarse de inmediato para darle peso.
- La zona en donde se apoyará la draga LS-108 ó LS-118 (de acuerdo a las condiciones de distancia y profundidad ) debe estar completamente horizontal y deberá contar la máquina con el lastre requerido para evitar volteos.

## **V.2.8 TROQUELAMIENTO**

El hablar de excavación de núcleo a cielo abierto en las obras del metro es también hablar de apuntalamiento debido a que son acciones que necesariamente son realizadas de manera simultánea en el proceso constructivo.

Apuntalar se refiere a la acción de colocar elementos rígidos en tierra con la finalidad de sostener a una pared, en nuestro caso, los puntales son fabricados a base de tubería de acero de características determinadas pudiendo ser de celosía, según indica el proyecto y su objetivo es el de ayudar a soportar el empuje del terreno provocado por la descampesación del mismo al efectuar el desalojo del material en la estación.

Los troqueles fabricados de tubería cuentan con diámetros entre 16" y 20" y los de celosía son de secciones generalmente cuadrada, las de tubo son los más comunes en los tramos y los de celosía se usan regularmente en las estaciones, su longitud es variable dependiendo de los galibos a cubrir.

Cuentan en sus extremos con cabezales cuya función es la de observar los empujes de los gatos hidráulicos para la presión del troquel en las paredes de la excavación. Estos cabezales tienen una placa de acero para apoyarse directamente en el "queso", el que a su vez reposará directamente en el muro Milán.

Los quesos o taponés son elementos de madera formado por troncos de árbol cortados transversalmente ( figura No V.10 ), cuyos espesores son variables entre 10 y 20 cm. y el diámetro fluctúa entre 40 y 60 cm. debido a que su función es la de absorber la presión del troquel y transmitirla al muro Milán directamente, es necesario realizar un flejado, es decir, que se coloque fleje perimetralmente en el queso para evitar su ruptura. Es recomendable utilizar alambre recocido tanto en el sentido perimetral como en el transversal ya que si la madera del tronco no está suficientemente madura, podrá sufrir contracciones por temperatura, mismas que se absorben con la regulación del propio alambre.

Se usarán gatos hidráulicos para la presión de los troqueles tipo portapower de 60 toneladas que se colocará en uno de los extremos de cada troquel.

Adicionalmente se usan materiales menores para la correcta fijación de los troqueles como son cuñas de acero, estrobo de 1" y perros de sujeción.

### RECOMENDACIONES

En la colocación de los troqueles se usará una grúa hidráulica o la draga con la que se está excavando o la combinación de ambas.

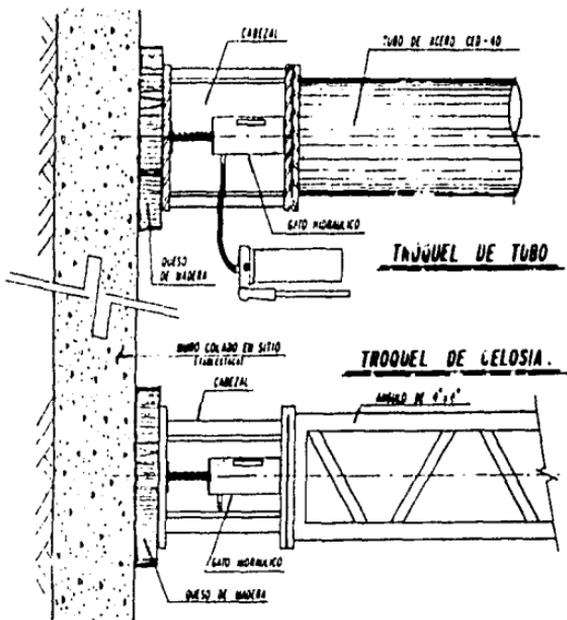


FIGURA No. V.10

El proyecto señala de manera específica el momento y sitio de acuerdo al procedimiento constructivo en que deberán ser colocados los puntales o troqueles. Es de vital importancia respetarlos y por ningún motivo alterar cualquiera de las dos condiciones. Es importante recordar que en la excavación y troquelamiento radica el mayor porcentaje de riesgo de la obra, razón por la cual se debe dar seguimiento a las normas.

En el caso de troqueles en posición diferente ( patas de gallo o inclinados ) a la común que es transversal al cajón, es necesario revisar y seguir con detalle las especificaciones para la colocación y el retiro de las piezas.

La precarga aplicada a los troqueles es importante, es necesario contar con gatos y manómetros en perfectas condiciones de uso, así como implementar un control en la verificación continua de la propia precarga para garantizar la seguridad. La presión requerida se consultará en las tablas respectivas de la especificación.

Es muy recomendable el uso de un doble estrobo o cable de acero en el troquel para minimizar el riesgo, la función del estrobo es la de sostener los troqueles en sus extremos en caso de que éstos llegaran a sufrir desajustes y caer bruscamente en el fondo de la excavación. El doble estrobo se sujeta directamente a la varilla que conforma el muro Milán y específicamente en la intersección del armado horizontal con el vertical.

La labor de los maniobristas es de vital importancia ya que de ellos depende la vigilancia en la colocación del troquel y de los ajustes, arreglos y maniobras necesarias para una colocación eficiente, sus comentarios y recomendaciones son de utilidad en la seguridad de la obra, por lo tanto, es necesario contar con elementos experimentados en este campo.

El uso de equipo de seguridad del personal así como la costumbre de colocar señales respectivas y preventivas debe ser generalizada a toda la obra, sin embargo, en el

caso de los troqueles su utilidad se multiplica, el equipo como guantes, botas con casquillo, cascos, etc. son útiles para la seguridad debida.

El proyecto señala las características que los troqueles deben respetar como son: diámetro, calibre, longitud, cédula del material, etc.

En los puntos donde se apoyan los troqueles deberá existir concreto sano y en caso contrario sería un punto de falla del puntal y provocaría un caído del mismo. En caso de que en el punto señalado no sea posible su colocación se moverá lo más cercano a ese punto, dando aviso a la supervisión para guardar los riesgos de posibles accidentes.

El retiro de los troqueles una vez cumplido su ciclo de trabajo debe ser una maniobra tan vigilada y delicada como su colocación y por lo tanto el maniobrista debe poner su mejor esfuerzo.

## **V.2.9 ARMADO, CIMBRADO Y COLADO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE LA ESTACION**

Posterior a la excavación del núcleo y al apuntalamiento, es necesario el colado de una plantilla de concreto sobre en el fondo de la excavación, tan pronto como sea alcanzado el nivel de proyecto. Una vez fraguado el concreto de la plantilla, se procede a armar el acero de refuerzo que conformará la losa de fondo de la estructura completa del cajón de la estación del metro. El procedimiento de la losa es simple: se arma el acero de refuerzo, se cimbra o fronterea sus costados para evitar el derrame de concreto y se vierte el concreto con una resistencia de  $250 \text{ kg/cm}^2$  como se muestra en la tabla V.1, en los extremos laterales de la losa de fondo se deja el acero de refuerzo necesario para continuar con el armado que conformarán los muros estructurales de acompañamiento.

Los muros estructurales de acompañamiento, columnas, traveses y contratraveses son elementos que conformarán el marco total de la estación; en conjunto con la losa de fondo, las tabletas y losa superior. El armado del muro inicia 24 horas después de haber

colado la losa de fondo, hasta un nivel de 0,30 m. por debajo del primer nivel de troqueles, se procede al cimbrado a base de tableros estructurales y posteriormente al colado.

En la parte central de la estación se procederá de acuerdo al proyecto a armar, cimbrar y colar contratraves, columnas y traves. En la zona de vestíbulo y local técnico se hará el colado monolítico de traves con la losa maciza, conforme se avance en la estructura de la obra. Una vez alcanzado el nivel de proyecto para el remate del muro y trabe se procede a la colocación de tabletas para la conformación de la losa superior.

### **RECOMENDACIONES**

- Se debe contar con una limpieza total en cada elemento estructural por colar para evitar contaminación en el concreto.
- La colocación de la banda hidrotite o de PVC en cada uno de los elementos estructurales, debe ser la correcta para garantizar el funcionamiento de la misma.
- Durante el proceso de cada armado es importante verificar su recubrimiento para no quedar fuera de especificaciones.
- Es importante verificar el nivel superior de colado o remate de cada elemento estructural para evitar demoliciones posteriores previas a la colocación de tabletas y el no hacerlo redituará en el costo y tiempo perdido.
- La programación del concreto debe ser la correcta para evitar que los elementos estructurales queden a medias y su reparación posterior sea costosa.
- La velocidad de vaciado del concreto debe ser lenta para evitar movimientos bruscos en la cimbra; usando tolvas apropiadas convenientes.

- Es importante alternar las ollas para cada elemento estructural por colar, con el objeto de lograr un llenado homogéneo y hacer que la cimbra funcione de manera correcta.
- Las juntas del muro milán con las del muro estructural nunca deben ser coincidentes.
- Un vibrado correcto evita problemas posteriores tanto de condiciones estructurales como de acabado de cada elemento y no olvidar el enrase del concreto al finalizar el colado.
- Vigilar la correcta distribución de las juntas de la madera para un aparentado de calidad.
- La topografía debe mantener una constante actividad en el proceso de cada elemento estructural, sobre todo al momento de planear la cimbra para garantizar el gálibo de proyecto.

### ELABORACION DEL CONCRETO

CONCRETO CLASE I

$f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$

CONCRETO CLASE II

INFERIOR A  $250 \text{ kg/cm}^2$

APLICACION	CLASE
BROCALES	II
MURO                      TABLESTACA                      DE	II
ACOMPAÑAMIENTO	
MURO ESTRUCTURAL	I
LOSAS, TRABES, CONTRATrabES Y COLUMNAS	I
POZOS HIDROSANITARIOS	I
PLANTILLAS Y LASTRES	II

ELEMENTO ESTRUCTURAL	REVENIMIENTO
MURO TABLESTACA DE ACOMPAÑAMIENTO	16
MURO ESTRUCTURAL	16
MURO DE ESPESOR MAYOR DE 20 CM.	10
TRABES Y CONTRATRABES	10
ZAPATAS Y LOSAS	7.5
LASTRE Y PLANTILLAS	8

REVENIMIENTO	TOLERANCIA
COMPRENDIDA ENTRE 5 Y 10 CM.	$\pm 2.5$ CM.
SUPERIOR A 10 CM.	$\pm 3.5$ CM.
PARA EL CASO DE TABLESTACAS DE CONCRETO	$\pm 2.0$ CM.

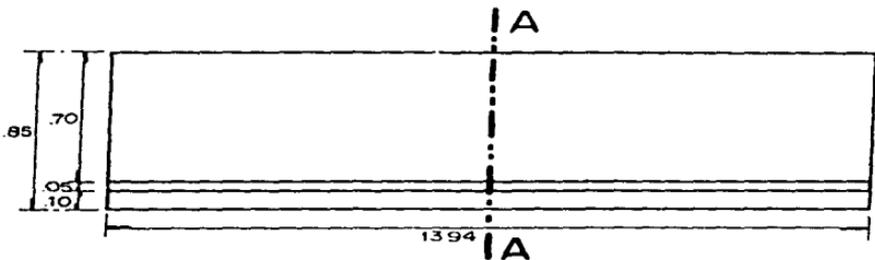
**TABLA V.1**

### **V.2.10 TABLETAS TT**

Las tabletas que se utilizaron para techar la estación son prefabricadas del tipo doble TT, la utilización de éstas tabletas es dar mayor avance en la obra, ya que este tipo de tabletas tienen un ancho de 2.5 m. La figura V.11 muestra una tableta tipo, indicando sus dimensiones generales.

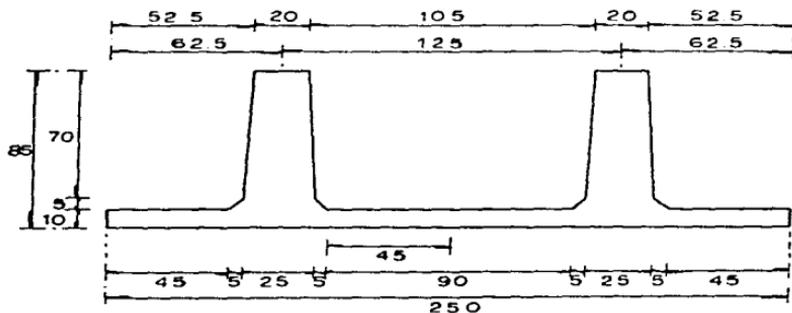
Para la estación se utilizaron varios tipos de tabletas TT que varían esencialmente en el armado y longitud, ya que su forma y el ancho de éstas son las mismas, teniendo como longitud máxima 13.94 m.

**A continuación se enlistan algunas características de éstos elementos:**



**TABLETA TT**

ESCALA: SIN  
ACOTACION: METROS



**CORTE A-A**

ESCALA: 1:20  
ACOTACION: CM

(DIMENSIONES GENERALES)

**FIGURA No. V.11 TABLETA TIPO.**

**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO

**DDF**



ING. JUAN MANUEL OLAC CRUZ  
SEÑALISTA DE PROYECTOS

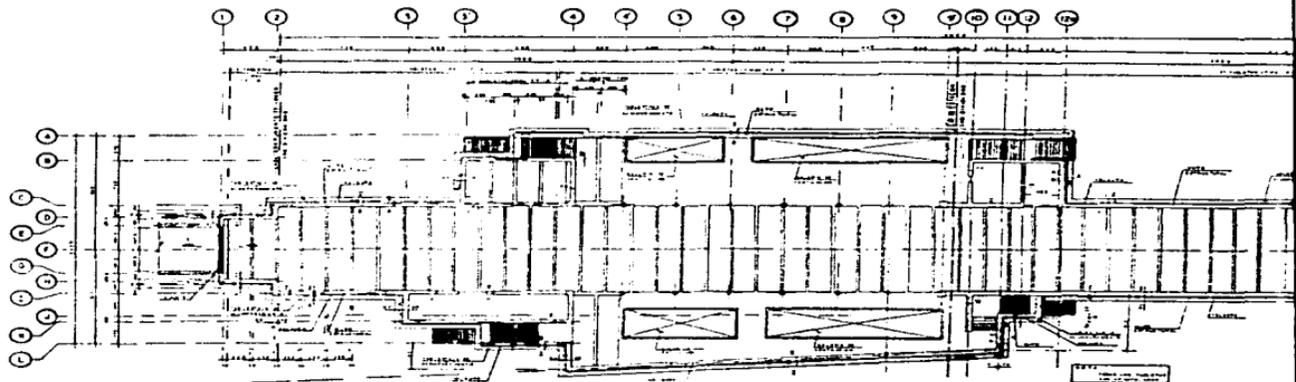


PROYECTO METROPOLITANO  
LINEA B

ESTACION LAGUNILLA

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE URBANO**

**D.G.C.O.S.T.**



PLANTA DE  
DISTRIBUCION DE TABLETAS

**CIUDAD DE MEXICO**

SECRETARIA GENERAL DE OBRAS  
COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO

**DDF**



ING. JUAN MARCEL OLAC CRUZ  
DISEÑO DE PROYECTO

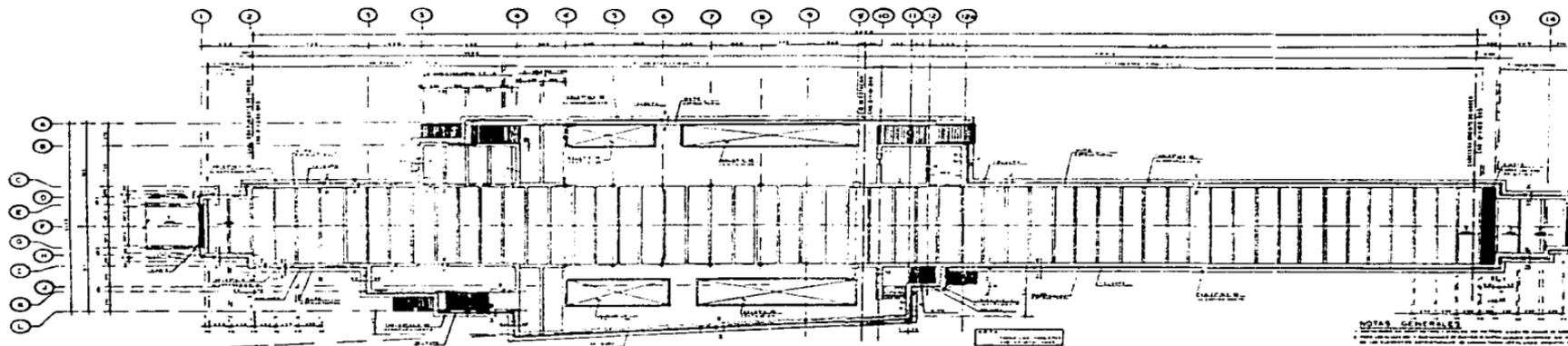


PROYECTO: METROPOLITANO  
LINEA B

ESTACION LAGUNILLA

**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



**PLANTA DE  
DISTRIBUCION DE TABLETAS**

ESCUELA NACIONAL DE  
PROFESIONALES "A"

**MAN**

TESIS PROF

JUAN GARCIA  
ANTONIO MACHEN

SAN JUAN DE ARAGON  
EDO. DE MEX.

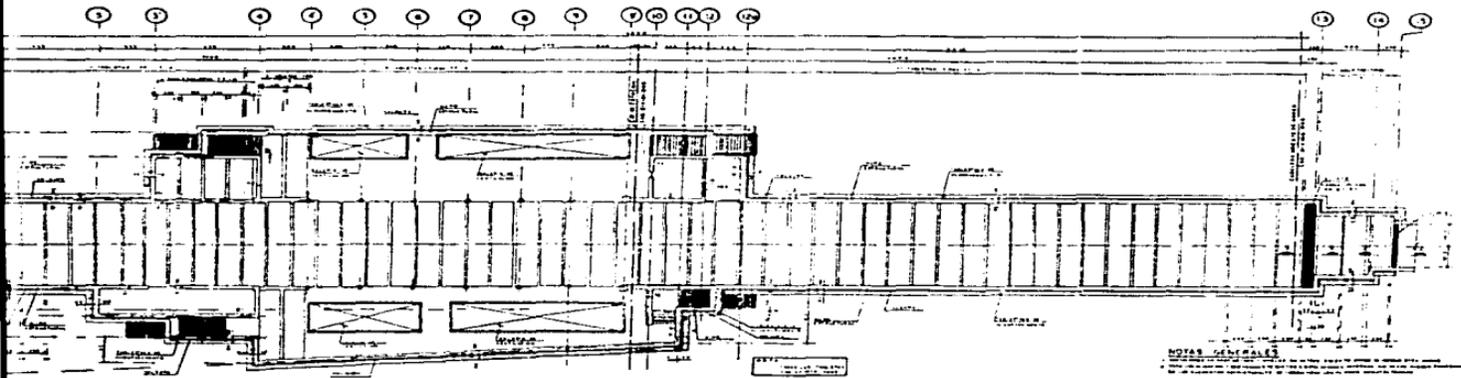


**DIRECCION GENERAL DE CONSTRUCCION DE OBRAS  
DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO**

**D.G.C.O.S.T.C.**



**NORTE**

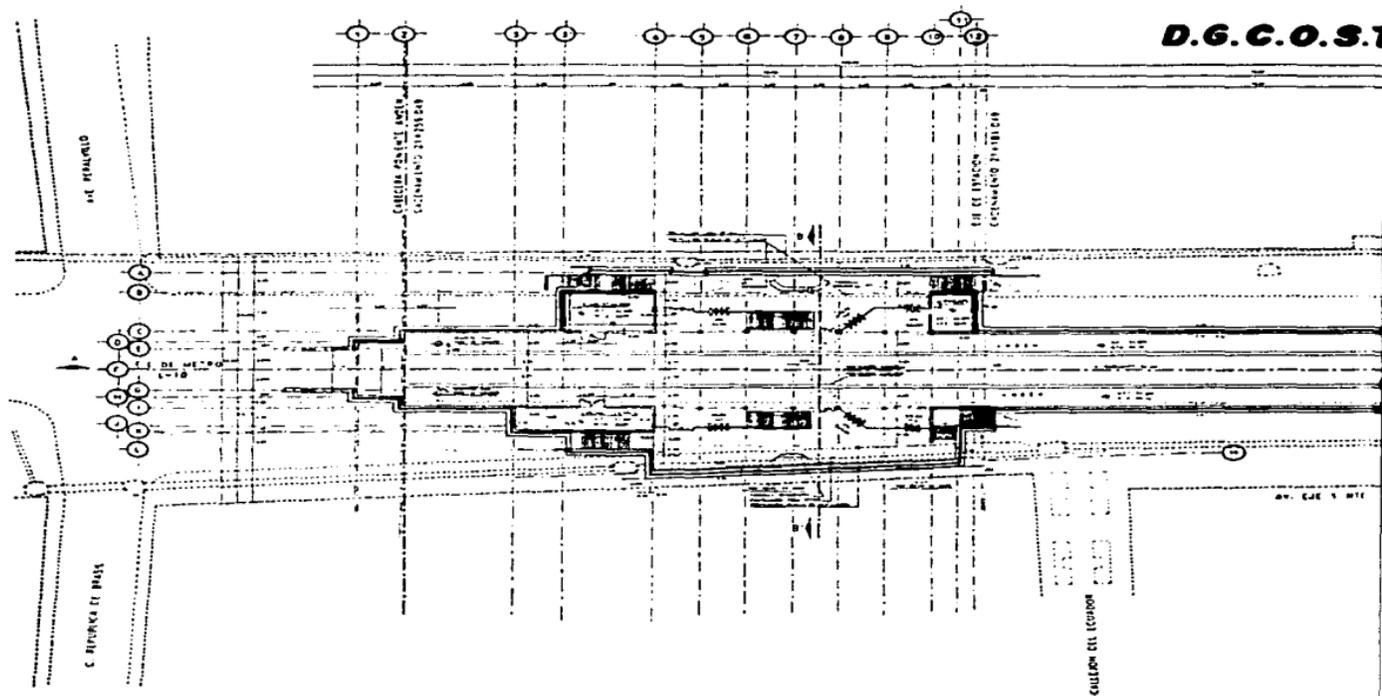


**PLANTA DE  
DISTRIBUCION DE TABLETAS**

<b>MANU</b>	ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ARAGON"	
	TESIS PROFESIONAL	
	JUAN GARCIA GARCIA ANTONIO MACHEN ARREDONDO	
	SAN JUAN DE ARAGON EDO. DE MEX.	ESC. SIN ACOT. CM

**DIRECCION GENERAL DE CONST  
DEL SISTEMA DE TRANSP**

**D.G.C.O.S.T.**



**PLANTA NIVEL ANDEN VESTIBULO**





## **CONCRETO**

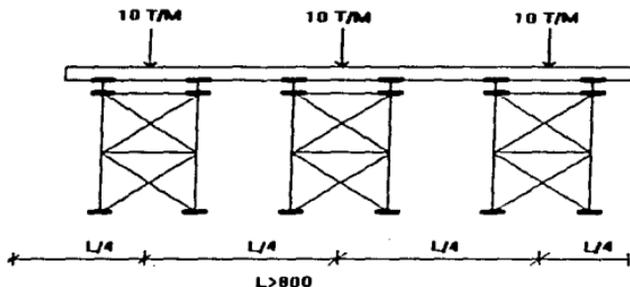
- La resistencia del concreto a compresión  $f'c = 350 \text{ kg./cm.}^2$
- Resistencia a compresión cuando se cortan los alambres del presfuerzo  $f'c = 280 \text{ kg./cm.}^2$

## **ACERO**

- Acero de refuerzo  $f_y = 4000 \text{ kg./cm.}^2$ , varillas del número 2.5 y mayores.
- Acero del presfuerzo de torones  $\phi = 1/2"$  de 7 alambres.
- Resistencia mínima a la ruptura de 19000kg.
- Presfuerzo inicial = 13700kg. por torón.
- Valor de la contraflecha calculada = 0.4 centímetros con tolerancia de -0.5 a +0.7 cm.

## **CALCULO DEL APUNTALAMIENTO PARA TABLETAS PREFABRICADAS. ESTACION LAGUNILLA**

La condición de carga según proyecto, para apuntalamiento de tabletas en la estación Lagunilla, se muestra a continuación:



Se proponen tres líneas de andamios (según distribución mostrada en la figura No. V.12 ), en donde cada andamio carga 10 toneladas.

La descarga por cada pata de andamio será:

En 1 m. de longitud

$$\# \text{ de patas} = 2 \left( \frac{100cm}{61cm} \right) = 3.3 \quad 2 \left( \frac{100cm}{61cm} \right) = 3.3 \text{ patas (promedio)}$$

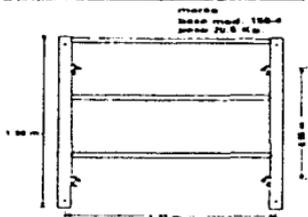
$$\text{Peso (P)} \quad P = \frac{10 \text{ toneladas}}{3.3 \text{ patas}} = 3 \text{ toneladas}$$

De la información anexa sobre andamios, se observa que la capacidad de carga por pata del andamio elegido (Mod. 150-4 "MARCO BASE" ) es de 3000kg. a una altura de colocación de 5m. hasta 11m. de altura como máximo. Esto es, considerando un factor de seguridad f.s de 2.5 según la misma información anexa y la recomendación del fabricante.

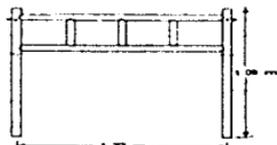
### EQUIPO ALTA RESISTENCIA

#### MARCO BASE

Es el elemento básico para la formación de las torres de apuntalamiento, capacidad de carga por punto = 3000 kg hasta 11.00 m. de altura



marco  
base mod. 100-4  
peso 20.8 kg



marco extensible mod.  
100-4 peso 14.20 kg.

#### MARCO EXTENSIBLE

Es un marco que se introduce en el marco base, dando en su altura de 30, 60 y 90 cms. haciendo para ello deslizar diferentes niveles, dándose mayor altura laterales MOD. 90-0a cuando sea extendido a 60 o 90 cms. de altura, capacidad de carga por punto = 3000 kg hasta una altura de 11.00 m.

#### CRUCETAS

Elementos de contrainteado de marcos y formación de torres

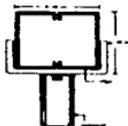
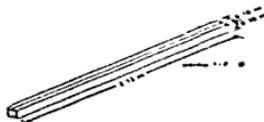
- separación entre cruetas
  - separación entre marcos
- A-B longitud de cruetas



PARA USAR EN LOS MARCOS		EQUIPO ESTANDAR			
MODULO	MODULO	MODULO	MODULO	A-B (m)	PCO (kg)
MA 100	RC 1528	1525	0.810	1.840	4.00
MA 150	RC 2128	2130	0.810	2.215	8.00
MA 200a	RC 153	1525	1.220	1.952	4.00
MA 200C	RC 273	2130	1.220	2.455	8.00

#### EQUIPO ALTA RESISTENCIA

100 a	96-04	1.220	0.960	1.352	3.75
150 a	96-08	2.440	0.960	2.622	8.00



#### EQUIPO ESTANDAR

PGA MADRINA MOD RV 213  
peso 14.00 kg

Recibe a los cargadores y transmite su carga a los catayates



MA = 87.800 Kg/cm<sup>2</sup> W = 1.000 Kg/cm<sup>2</sup>

**FIGURA No.V.12 TECNICA EN SOPORTERIA.**

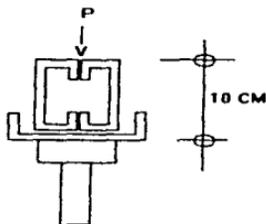






## CALCULO DE LA VIGA MADRINA

El apuntalamiento utilizado fue viga de monten compuesto usualmente en este tipo de andamios como se muestra a continuación.



CAL. 10  
 $e=3.4 \text{ mm}$

Suponiendo que la carga se transmite por el alma de cada monten en un ancho de 10 cm. (ancho de apoyo), se tendrá la siguiente resistencia.

$$A=2(0.34\text{cm})(10\text{cm.})=6.8\text{cm.}^2$$

$$f.s=1000 \text{ kg./cm}^2 \text{ (esfuerzo propuesto a compresión)}$$

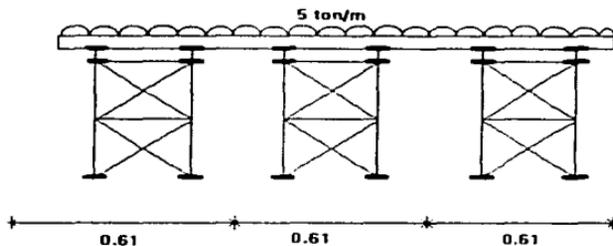
$$R= (6.8 \text{ cm.}^2)(1000\text{kg/cm.}^2)= 6800\text{kg.}$$

La viga alcanza a transmitir una descarga de 6.8 toneladas que es mucho mayor a la descarga permisible por cada pata de los andamios. No se revisa la viga por flexión debido a que la rigidez de las tabletas hace que solo haya descargas puntuales.

## RESULTADOS

De la revisión estructural se concluye que los andamios y las vigas madrina cumplen con los requisitos de seguridad ante las cargas de proyecto.

Adicionalmente se presenta la siguiente revisión, para el caso supuesto de carga repartida:



ancho=  $2.44/4 = 0.61$  m. y cargará  $(10/2)/2.44 = 5$  ton.

Cada torre de andamios cargará 10 ton/m, para cada viga corresponderá una carga de 5 ton/m.

$$M_{max} = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{(5)(0.61)^2}{8} = 0.23 \text{ ton.m.}$$

$$S_{req.} = \frac{M_{max}}{f_s} = 0.23 \times 10^5 / 0.6(2530) = 15 \text{ cm}^3$$

El módulo de la sección de la viga utilizada es:

$$S=2(21.08\text{cm}^3)=42\text{cm}^3$$

$$MR=fs \cdot S=0.6(2530)(42)=0.64 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{max.}}=0.23 \text{ ton}\cdot\text{m} < MR = 0.64$$

### ANALISIS DE LAS CARGAS

El espesor promedio de la losa es:

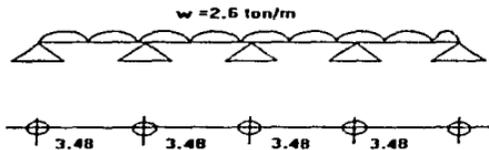
$$h \text{ prom.} = \frac{1\text{m} + 1.15}{2} = 1.075 \text{ m.}$$

El peso total por metro de ancho en el sentido longitudinal es:

$$W \text{ total}=(2.4\text{ton}/\text{m}^3)(1.075\text{m}\times 13.94\text{m})= 36 \text{ toneladas}$$

Como carga repartida es:

$$W = \frac{36\text{ton}}{13.94\text{m}} = 2.6\text{ton}/\text{m.}$$



**MODELO PARA EL CALCULO DE CARGAS SOBRE ANDAMIO**

### **V.2.11 FIRME DE COMPRESION**

El firme de compresión se colocará sobre las tabletas para formar el techo de la estación en el cual se aplicará el impermeabilizante para protegerla. El firme de compresión se colocará con las siguientes características:

1. Concreto clase II  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$
2. Tamaño máximo de agregado grueso de 1 1/2 "
3. Acero de refuerzo  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$

### **V.2.12 LASTRE**

Es importante mencionar que debido al peso que se le quitó al terreno, éste se deberá compensar restituyendo con la estructura de la estación para estabilizar el lugar, para lo cual además de ésta será necesario lastrarla.

El material que se utilizará para lastrar la estación será de tepetate y concreto simple en las zonas donde indique el proyecto correspondiente; éste lastre se colocará en

cuanto el proceso de estructuración lo permita. En las zonas donde se ubicarán las escaleras electromecánicas el lastre se colocará una vez que estén instaladas éstas y en escaleras convencionales el lastre se colocará por etapas hasta alcanzar el nivel requerido en proyecto.

Es de suma importancia hacer mención de las zonas que indica proyecto, se deberán de lastrar hasta que la proyectista de su autorización debido a que se revisará primeramente el comportamiento de la estructura con el terreno por medio de lecturas de nivelación y poder así decidir si es necesario agregar más peso o lastre a esta.

# CAPITULO 6

## CAPITULO VI

### ANALISIS GEOTECNICO

#### VI.1 EMPUJE DE TIERRAS

El procedimiento utilizado para la construcción de las estructuras subterráneas del metro, consiste en la excavación de la masa de suelo confinado por muros de concreto armados y colados en el lugar que sirven como elementos de contención.

Los muros de contención son diseñados bajo dos condiciones de trabajo; la primera considera el empuje del suelo en la etapa de excavación y la segunda considera el empuje del suelo en la etapa posterior a la construcción. Para ello es preciso conocer la magnitud y distribución del empuje del suelo sobre el muro.

Esta magnitud y distribución depende no solo de las propiedades del suelo, sino también de las restricciones que el elemento de soporte imponga a la deformación del propio suelo y de la flexibilidad de toda la estructura de soporte.

Para el cálculo correspondiente a la condición inicial, se considera que el empuje total estará integrado por el empuje de suelo mas el empuje hidrostático del manto freático, por lo que en ésta etapa el empuje de suelo corresponde al empuje activo.

$$E_a = \sum \gamma m H K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Donde:

$\gamma m$ .- Peso volumétrico del suelo en el estrato en  $\text{ton/m}^3$

H.- Espesor del estrato en metros.

c.- Resistencia al corte de suelo.

Ka.- Coeficiente activo del suelo.

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

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

Al efectuar el apuntalamiento de muros, las presiones del suelo sobre el ademe se redistribuyen; para estimar estas presiones en los puntales y sobre los muros se adoptan nuevas envolventes cuya magnitud se calcula con la siguiente expresión:

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

Donde:

E<sub>a</sub>: Empuje activo.

H: Altura del empuje.

E<sub>r</sub>: Presión en la base para empuje redistribuido.

Para el diseño de los puntales es necesario conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre el ademe, ésta magnitud depende de las propiedades del suelo, de las restricciones del elemento de soporte que imponga a la deformación del suelo y de la rigidez de los puntales que impida el desplazamiento del suelo.

## VI.2 CALCULO DE LA MAGNITUD Y DISTRIBUCION DE EMPUJES SOBRE MUROS

### a) CONDICION INICIAL (EMPUJE ACTIVO)

Fórmula:

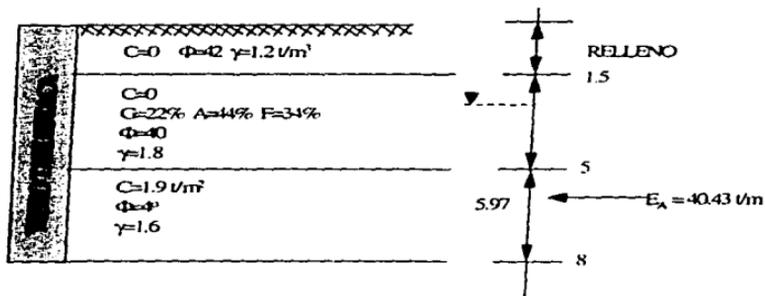
$$E_a = \sum \gamma_m H K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

Datos:

H=8.00 m.

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

### CALCULO DEL EMPUJE EN MURO TABLESTACA



PERFIL ESTRATIGRAFICO

# DIAGRAMA DE ESFUERZOS HORIZONTALES

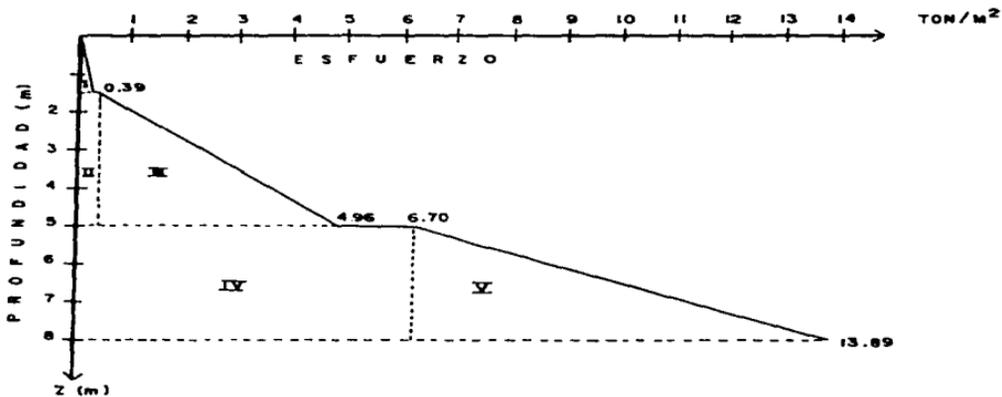


FIG. VI

ESTRATO (m)	H (m)	$\gamma m$ (ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma m.H$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\Sigma \gamma m.H$ (ton/m <sup>2</sup> )	C (ton/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$K_a$	$\sqrt{K_a}$
0.00-1.50	1.5	1.2	1.8	1.8	0	-42	0.198	0.445
1.50-5.00	3.5	1.8	6.3	8.1	0	-40	0.217	0.466
5.00-8.00	3.0	1.6	4.8	12.9	1.9	-4	0.869	0.932

### CALCULO DE ESFUERZOS HORIZONTALES ( $\sigma_h$ ) EN TON/M<sup>2</sup>

$\Sigma \gamma m H K_a - 2c\sqrt{K_a}$	$c_u$	$\sigma_h$ (t/m <sup>2</sup> )
(0.00 m) = $1.2 \cdot 0 \cdot 0.198 - 2 \cdot 0 \cdot 0.445 = 0$	0	0
(1.50 m) = $1.2 \cdot 1.5 \cdot 0.198 - 2 \cdot 0 \cdot 0.445 = 0.3564$	0	0.35
(1.50 m) = $1.8 \cdot 0.217 - 2 \cdot 0 \cdot 0.466 = 0.3906$	0	0.39
(5.00 m) = $8.1 \cdot 0.217 - 2 \cdot 0 \cdot 0.466 = 1.757$	3.2	4.96
(5.00 m) = $8.1 \cdot 0.869 - 2 \cdot 1.9 \cdot 0.932 = 3.50$	3.2	6.70
(8.00 m) = $12.9 \cdot 0.869 - 2 \cdot 1.9 \cdot 0.932 = 7.69$	6.2	13.89

Con esto se obtiene el diagrama de esfuerzos horizontales (fig.No VI.1)

### CALCULO DE LA RESULTANTE

FIGURA	AREA	$\bar{Y}$	$A \bar{Y}$
I	$1.5(0.35)(0.50) = 0.26$	1.00	0.26
II	$3.5(0.39) = 1.37$	3.25	4.45
III	$3.5(4.51)(0.50) = 7.90$	3.83	30.25
IV	$3.0(6.7) = 20.10$	6.50	130.65
V	$7.2(3)(0.50) = 10.80$	7.00	75.60
	$\Sigma = 40.43 \text{ t/m}$		$\Sigma = 241.21$

DONDE  $\bar{Y}$  = Brazo de palanca

$$\Sigma A = 40.43 \text{ u/m}$$

$$\Sigma A \bar{Y} = 241.21 \text{ Ton.}$$

Se tiene que el empuje activo sobre el muro será:

$$EA = 40.43 \text{ u/m}$$

El brazo de palanca sobre el muro es:

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma A \bar{Y}}{\Sigma A} = \frac{241.21 \text{ ton}}{40.43 \text{ t/m}} = 5.97 \text{ m.}$$

#### b) CALCULO DE LA PRESION REDISTRIBUIDA ( $E_r$ )

FORMULA:

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

Sustituyendo

$$E_A = 40.43 \text{ u/m}$$

$$H = 8 \text{ m}$$

$$E_r = \frac{2(40.43)}{1.75(8)} = 5.77 \text{ t/m}^2$$

## **VI.3 ESTABILIDAD DE TALUDES**

Se conoce como talud a cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que adoptará la estructura de tierra ya sea en forma natural o por la intervención del hombre, de este modo se tiene que los taludes pueden ser naturales o artificiales. Para el desarrollo de las vías de comunicación se requiere del diseño y construcción de taludes cuidando los aspectos económicos y de seguridad, la mecánica de suelos permite aplicar al diseño de taludes normas y criterios que toman en cuenta las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo y con las experiencias obtenidas se van desarrollando nuevas teorías.

La determinación del estado de esfuerzos en los diferentes puntos que conforman el talud no puede ser resuelto con la idealización del material plástico o elástico es por ello que se recurre a otros métodos. Los métodos actuales consisten en imaginar un mecanismo de falla para el talud y aplicando los criterios de resistencia del material para verificar si existe o no la posibilidad de falla, en los taludes se supone que la falla ocurre como un deslizamiento de la masa de suelo que actúa como un cuerpo rígido a lo largo de una superficie de falla supuesta, por lo que se admite que el suelo desarrolla en toda la superficie de falla la máxima resistencia a considerar; la escuela sueca propuso asimilar la superficie de falla real a una cilíndrica cuya traza con el plano con el papel sea un arco de circunferencia.

## **VI.4 TIPO DE FALLAS**

- a) Deslizamiento superficial.-** Está sujeto a fuerzas naturales que provocan que las partículas y torsiones del suelo próximas a su frontera se deslicen hacia abajo. El fenómeno es mas intenso cerca de la superficie inclinada del talud a falta de presión normal confinante, el desequilibrio se produce por cargas actuantes en la corona del talud o por la disminución de la resistencia del suelo al esfuerzo cortante. Sus efectos son la inclinación de árboles, ruptura en muros y movimientos relativos.
- b) Deslizamiento en laderas naturales sobre superficies de falla preexistentes.-** Ocurre en laderas naturales sujeto a movimiento producido por un proceso de

deformación bajo esfuerzo cortante en las partes más profundas y que llegan a producir una superficie de falla.

c) **Falla por movimiento del cuerpo del talud.-** En los taludes pueden ocurrir movimientos bruscos que afectan a masas considerables de suelo con superficies de falla que penetra en el talud, estos fenómenos son llamados deslizamientos de tierras y pueden ser de dos tipos:

1.- Superficie de falla curva.- A lo largo del cual ocurre el movimiento del talud (falla por rotación) y se presentan estas fallas pasando dicha superficie de falla por el pie del talud, adelante del pie y falla local.

2.- Falla por translación.- Ocurre a lo largo de superficies débiles localizadas en el cuerpo del talud o en el terreno de cimentación.

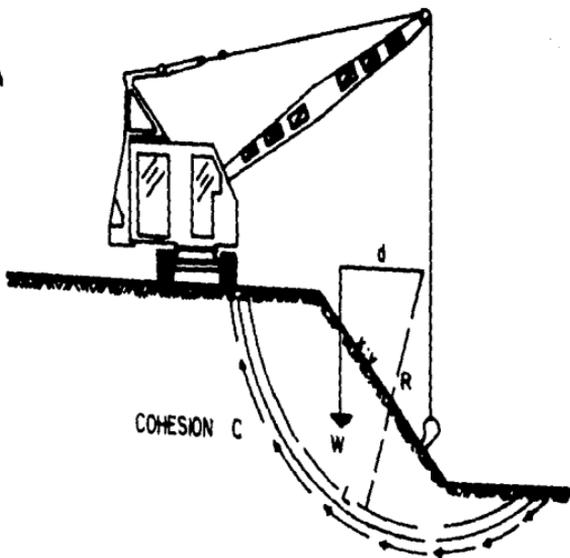


La estabilidad del factor de seguridad contra la falla del talud se reduce a la comparación de las fuerzas actuantes contra las resistentes para un mecanismo de falla cinemáticamente admisible, lo anterior lleva a la necesidad de suponer diferentes mecanismos de falla como el más posible aquel que presenta un factor de seguridad menor a 1.5. 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 necesario para el equilibrio en esa misma superficie ( ver la fig.No. VI.2 )

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

- El análisis es bidimensional.

DRAGA



ESTABILIDAD DE TALUDES

FIG. No. VI.2

- La resistencia al corte del suelo puede expresarse mediante la ecuación de Coulomb.

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

Donde:

S=resistencia al corte

c=Cohesión

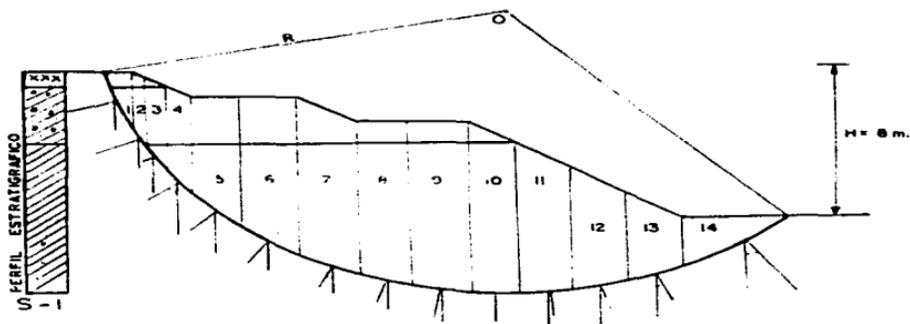
$\sigma$ =F=fuerzo normal en la superficie de falla.

$\phi$ =Angulo de fricción.

La resistencia al corte se moviliza en su totalidad en todos sus puntos a lo largo de la superficie de falla; el suelo arriba de la superficie de falla se divide en dovelas y la resistencia de fuerzas laterales es nula.

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

ESTABILIDAD DE TALUDES POR  
METODO SUECO



TALUD 1.5:1

BERMAS DE 4 m.





## CONCLUSIONES

Creemos que para la construcción de cualquier estación se deben realizar los análisis y estudios preliminares correspondientes para que se logren las condiciones de servicio óptimas y asegurar un buen comportamiento estructural de la estación.

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 este, tomando en cuenta el diseño geotécnico definitivo.
- b) 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.
- c) 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.
- d) En la ejecución del proyecto debe existir una interrelación entre proyectista-constructor de comunicación constante para intercambiar ideas, nuevas modificaciones, interpretación adecuada del proyecto ejecutivo etcétera.

Con la culminación del presente trabajo, abarcamos los aspectos principales en cuanto estudios geotécnicos que se requieren para la construcción de una obra subterránea de este tipo

Observamos que el control de calidad llevado a cabo durante la construcción de la estación Lagunilla se desarrolló eficientemente tanto en la instrumentación implementada, control de calidad de materiales, concretos y acero; apegándose de esta manera a las normas y especificaciones vigentes para la construcción de la línea B.

Deseamos con este trabajo dar un panorama global y poder ilustrar las diferentes etapas que implica el desarrollo de esta obra, cumpliendo así con el objetivo ya señalado.

La experiencia obtenida es para nosotros el mayor beneficio recibido con nuestra participación en la supervisión de la estación Lagunilla, misma que deseamos transmitir a las nuevas generaciones de ingenieros de una manera sencilla y objetiva para su mayor comprensión.

## GLOSARIO DE TERMINOS

**ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.-** El abatimiento del nivel freático en las soluciones del metro se efectúa para reducir las fuerzas de filtración y mejorar las condiciones de estabilidad de los taludes y del fondo de la excavación. La extracción del agua se hace a través de pozos de bombeo utilizando bombas de tipo evector para pozos profundos.

**ADEME.-** Elementos de soporte usados en excavaciones o perforaciones para garantizar la estabilidad de las paredes durante el tiempo necesario para la construcción, este soporte se proporciona por medio de lodo bentonítico.

**AFORAR.-** Medir la capacidad de agua de una corriente en un tiempo dado

**APUNTALAR.-** Acción de colocar elementos rígidos en tierra con la finalidad de sostener una pared.

**ATRAQUE -** En tuberías son estructuras que se construyen en los cambios de dirección de las tuberías a presión con la finalidad de resistir los empujes hidrostáticos

**BROCAL.-** Pieza de concreto armado en forma de ángulo recto que protege los bordes de la excavación y sirven de guía a las herramientas de excavación de muros tablestaca.

**CONCEPTO DE TRABAJO.-** Conjunto de operaciones y materiales que de acuerdo a las normas y especificaciones respectivas, integra cada una de las partes en que se han dividido convencionalmente los estudios y proyectos; la ejecución y equipamiento de las obras, la puesta en servicio, conservación o mantenimiento y la supervisión de estos trabajos con fines de medición y pago.

**COMPACTACION -** Operación mecánica para reducir el volumen de vacíos entre las partículas sólidas de un material con objeto de aumentar su peso volumétrico y su capacidad de carga.

**CAKE.-** Formación de una membrana con cierta resistencia que reduce la adherencia del acero de refuerzo y el concreto producto del lodo bentonítico y el suelo.

**FALLA DE FONDO.-** Las excavaciones ademadas y apuntaladas en arcilla deberán revisarse para evitar la falla de fondo por cortante, que se manifiesta por el levantamiento repentino del fondo y por el asentamiento del terreno circundante.

**GALIBO.-** Dimensión mínima de la sección transversal al eje de vía, que debe estar libre de obstáculos para permitir el paso de los trenes.

**LODO BENTONITICO.-** El lodo estabilizador es una suspensión estable de bentonita con densidad mayor a la del agua capaz de estabilizar la zanja. Los componentes del lodo bentonítico son: agua, bentonita y aditivos que incrementan su viscosidad.

**MURO MILAN -** Muro de contención de concreto armado, colado in situ en una trinchera excavada mediante una cuchara doble ( tipo almeja) y estabilizada con lodo bentonítico.

**NICHO.-** Cavidad u espacio ubicado en el muro del cajón o túnel, en el que se alojan las instalaciones electromecánicas o para proteger al personal de operación y mantenimiento al paso de los trenes.

**OBRAS INDUCIDAS.-** Conjunto de actividades programadas, relativas a dar solución a todas aquellas interferencias que se presentan para llevar a cabo la construcción de las obras del Metro, las cuales se podrán desarrollar en forma independiente o paralela a las obras.

**PILOTE.-** Elemento de concreto hidráulico que se hinca en el terreno para soportar los cimientos de una construcción.

**QUESO.-** Elemento de madera hecho con un tronco de árbol y cortado transversalmente, cuyos espesores son variables entre 40 y 60 cm. y tienen por función absorber la presión del troquel y transmitirla al muro Milan directamente.

**TABLETA.-** Elemento prefabricado de concreto de  $f'c \approx 280 \text{ kg./cm}^2$ , el objetivo de éstas tabletas es de dar un mayor avance a la obra al momento de techar un tramo o estación del metro.

**TROQUEL.-** Son fabricados a base de tubos de acero o de celosía con características determinadas, su objetivo es de ayudar a soportar el empuje del terreno provocado por la descompensación del terreno.

## **BIBLIOGRAFIA**

**\*\* GRUPO ICA. " LA PLANEACION DEL METRO DE LA CIUDAD DE MEXICO".**

**\*\* JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ. "MECANICA DE SUELOS FUNDAMENTOS DE LA MECANICA DE SUELOS. TOMO I. EDITORIAL LIMUSA, MEXICO D.F. (1992).**

**\*\* JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ. "MECANICA DE SUELOS TEORIA Y APLICACIONES DE LA MECANICA DE SUELOS. TOMO II. EDITORIAL LIMUSA, MEXICO D.F. (1992).**

**\*\* SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS, S.R.H., "MANUAL DE MECANICA DE SUELOS". MEXICO D.F. (1970).**

**\*\* COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO, COVITUR, "MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO". MEXICO D.F. (1987).**

**\*\* PROGRAMA MAESTRO DEL METRO; D.D.F., SECRETARIA GENERAL DE OBRAS MEXICO D.F. (1985).**

**\*\* ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCION DE LA LINEA B DEL METRO ICA-INGENIERIA MEXICO D.F. (1994).**