

01121  
A 118



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA  
LÍNEA "A" DEL METRO FÉRREO**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :  
JESUS RÍOS MERLOS**

**DIRECTOR DE TESIS:  
M.I. REGINALDO HERNÁNDEZ ROMERO**



**MÉXICO D. F. 2003**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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  
AUTÓNOMA DE  
GUATEMALA

B

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/144/02

Señor  
JESÚS RÍOS MERLOS  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. REGINALDO HERNANDEZ ROMERO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN LA LÍNEA "A" DEL METRO FÉRREO"**

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ANTECEDENTES DE LA LÍNEA "A" DEL METRO FÉRREO
- III. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA
- IV. PROCEDIMIENTO
- V. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS
- VI. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 9 Octubre 2002  
EL DIRECTOR

M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/GMP/mstg.

Autorizo a la Dirección General de Bibliotecas de la UNAM a difundir en formato electrónico e impreso el contenido de mi trabajo recepcional.

NOMBRE: \_\_\_\_\_

FECHA: \_\_\_\_\_

FIRMA: \_\_\_\_\_

C

***Al Espíritu que inspiró el lema de mi Universidad***

D

**A la Roca firme que me enseña.  
Al inmenso amor que me orienta.  
Al apoyo incondicional que me sustenta.  
Mis padres**

**Luis y Rosalba.**

**A quienes han abierto brecha conmigo, mis  
hermanos Moisés y Virginia.**

**A mis familiares, cimientos firmes de mi  
educación.**

**A la sinceridad ilimitada de mis  
amigos.**

F

## **RECONOCIMIENTOS**

A mi director de tesis, M.I. Reginaldo Romero, por su paciencia, tiempo y guía en el desarrollo de este trabajo.

Al personal de la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo, por todo su apoyo para realizar este trabajo, en especial al Ing. Manuel Galindo Altamirano. De la misma manera quiero agradecer a la empresa Integración de Procesos de Ingeniería por su asesoría, particularmente al Ing. Hugo Rodríguez Olvera.

Al Ing. Victor Manuel Rojas Romero por sus valiosos comentarios y ayuda prestada.

**ÍNDICE**

<b>INTRODUCCIÓN,</b>	<b>5</b>
<b>1. ANTECEDENTES DE LA LÍNEA "A" DEL METRO FÉRREO</b>	<b>7</b>
1.1 Antecedentes históricos	7
1.2 Sistema integral de transporte	11
1.3 Capacidad del sistema	12
1.4 Longitud y trazo	12
1.5 Estaciones	13
1.6 Obra Civil	14
1.7 Vías	16
1.8 Equipo rodante	16
1.9 Características geológicas	18
1.9.1 Marco geológico general de la cuenca del Valle de México	18
1.9.2 Marco paleoclimático de la cuenca del Valle de México	19
1.9.3 Marco vulcanológico de la cuenca del Valle de México	19
1.9.4 Estratigrafía general de la cuenca del Valle de México	20
1.9.5 Depósitos del lago	22
1.9.5.1 Proceso de formación de los suelos	22
1.9.5.2 Evolución de las propiedades mecánicas	22
1.9.5.3 Características estratigráficas	23
1.9.6 Depósitos de transición	23
1.9.6.1 Características generales	23
1.9.6.2 Condición interestratificada del poniente	24
1.9.6.3 Condición abrupta cercana a los cerros	24
1.10 Zonificación geotécnica	24

---

1.10.1	Zona del Lago	26
1.10.2	Zona de Transición	28
1.11	Hundimiento de la Ciudad de México	28
1.11.1	Introducción	28
1.11.2	Extracción de agua subterránea y hundimiento histórico	29
1.11.3	Características de las arcillas	31
1.11.4	Características del acuífero	32
1.11.5	Sistema Oriente	32
<b>2.</b>	<b>DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA</b>	<b>37</b>
2.1	Panorama general	37
2.2	Guelatao – Peñón Viejo	43
2.3	Peñón Viejo – Acatitla	43
2.4	Acatitla – Santa Marta	56
2.5	Santa Marta – Los Reyes	58
<b>3.</b>	<b>PROCEDIMIENTO</b>	<b>67</b>
3.1	Introducción	67
3.2	Reglamentos, especificaciones y normas	69
3.3	Permisos	71
3.4	Información recabada	72
3.5	Topografía	73
3.5.1	Análisis de la información existente	73
3.5.2	Instrumentación	73
3.5.2.1	Bancos de nivel	73
3.5.2.2	Testigos en muros	76
3.5.2.3	Piezómetros	77

---

---

3.5.3	Levantamiento topográfico de la vía principal 1	79
3.5.4	Monitoreo de los elementos de control	85
3.6	Instalaciones hidrosanitarias	85
3.7	Geotecnia	87
3.7.1	Recopilación de la información disponible	87
3.7.2	Exploración y muestreo	89
3.7.2.1	Reconocimiento del sitio	89
3.7.2.2	Programa de exploración del subsuelo	90
3.7.2.3	Métodos semidirectos	92
a)	Sondeos de cono eléctrico (SC)	92
b)	Sondeos de avance (SA)	102
3.7.2.4	Métodos directos	102
a)	Pozos a cielo abierto (PCA)	102
b)	Sondeos mixtos (SM)	104
3.7.3	Propiedades de los suelos	118
3.7.3.1	Identificación y clasificación	118
3.7.3.2	Propiedades índice	118
a)	Contenido agua (w)	119
b)	Límites de consistencia; líquido y plástico (LL y LP)	120
c)	Densidad de sólidos o peso específico relativo ( $S_s$ )	122
d)	Granulometría	123
e)	Peso volumétrico ( $\gamma$ )	126
f)	Relación de vacíos (e)	126
g)	Grado de saturación	127
3.7.3.3	Propiedades mecánicas	129

---

---

a)	Compresibilidad en ensayos de consolidación unidimensional	129
b)	Permeabilidad	140
c)	Resistencia al esfuerzo cortante	140
3.8	Estructuras	148
3.8.1	Capacidad de carga	148
3.8.2	Movimientos verticales	151
3.9	Abatimiento por bombeo y hundimiento regional	152
<b>4.</b>	<b>INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS</b>	<b>155</b>
4.1	Introducción	155
4.1.1	Guelatao – Peñón Viejo	155
4.1.2	Peñón Viejo – Acatitla	156
4.1.3	Acatitla – Santa Marta	157
4.1.4	Santa Marta – Los Reyes	158
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONES</b>	<b>165</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>167</b>

---

**INTRODUCCIÓN**

Durante los aproximadamente once años de vida operativa de la estructura de la Línea "A" del Metro Férreo del Sistema de Transporte Colectivo Metropolitano "Metro" se han presentado deformaciones importantes, las cuales han provocado fracturamientos en la estructura propia del cajón del Metro así como cambios de pendiente de las vías, obligando al Sistema de Transporte Colectivo, organismo operador del Metro, a tomar medidas emergentes.

El presente trabajo tiene como objetivo exponer los trabajos realizados de exploración geotécnica, la revisión del estado de las estructuras, la evaluación, el diagnóstico y las medidas a seguir para solucionar la problemática de asentamientos diferenciales y deformaciones que se presentan en los intertramos Guelatao – Peñón Viejo, Peñón Viejo – Acatilla, Acatilla – Santa Marta y Santa Marta – Los Reyes, pertenecientes a la Línea "A" del Metro Férreo. Estos intertramos se ubican en la zona Oriente del Valle de México, sobre la Calzada Ignacio Zaragoza y Generalísimo Morelos.

Esta tesis esta estructurada en cinco capítulos, los cuales son: Antecedentes de la Línea "A" del Metro Férreo, Descripción de la problemática, Procedimiento, Interpretación de resultados y Conclusiones.

En el capítulo de Antecedentes de la Línea "A" se presenta a manera de investigación un resumen en primer lugar de diversas publicaciones de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, en segundo lugar de la Dirección General de Construcción Operación Hidráulica, así como información obtenida de la página de Internet del Sistema de Transporte Colectivo y por último de trabajos publicados por la Universidad Nacional Autónoma de México realizados por investigadores de dicha institución.

El segundo capítulo llamado Descripción de la problemática, se presentan los daños observados en la estructura del Metro Férreo, dichos daños se observan en el cajón tales como fisuras, agrietamientos, fuga de balasto entre otros, debidos a las deformaciones que ha sufrido el terreno desde la puesta en operación de la Línea. Este capítulo tiene como propósito bosquejar un panorama general de la problemática así como su ubicación.

El tercer capítulo denominado Procedimiento se describen los pasos seguidos para conocer el estado en que se encuentra la estructura del cajón del Metro de la Línea "A", principalmente respecto al suelo donde se encuentra desplantado. Como se puede ver implicó un fuerte trabajo en el área de geotecnia.

En el último capítulo, Interpretación de resultados, se resumen las principales características del suelo donde se encuentra la estructura del Metro Férreo de los intertramos en conflicto.

Por último en las conclusiones se presenta un análisis de los factores que intervienen en el problema así como el tipo de solución que se sugiere adoptar para resolver la problemática en la Línea "A" del Metro Férreo del Sistema de Transporte Colectivo Metropolitano, lo anterior es resultado de la interpretación de los estudios realizados.



## 1. ANTECEDENTES DE LA LÍNEA "A" DEL METRO FÉRREO

### 1.1 Antecedentes históricos

La idea de construir en la Ciudad de México un tren subterráneo aparece por primera vez en 1958, a fines de la administración del presidente Adolfo Ruiz Cortines. Entonces fue desechada no sólo por la magnitud de la inversión que hubiese requerido y las limitaciones financieras que enfrentaba el país, sino también por las dificultades técnicas de su construcción, impuestos por las características del subsuelo de la ciudad y por el hecho de encontrarse ésta asentada en una zona sísmica.

Uno de los principales promotores del proyecto para construir un Metro en la Ciudad de México fue el ingeniero Bernardo Quintana, al frente de Ingenieros Civiles y Asociados, ICA. A partir de 1958, ICA realizó una serie de estudios que permitirían elaborar un anteproyecto y más tarde el proyecto de construcción de un Metro para la Ciudad de México, entre ellos destacan los siguientes: las características y el comportamiento del subsuelo de la Ciudad de México; el hundimiento de la ciudad y la forma de contrarrestarlo en las construcciones subterráneas y de superficie; un análisis crítico de la construcción, instalaciones y operación de los 33 principales metros en el mundo, y un estudio de la situación de la red vial de la ciudad y de sus perspectivas. Al mismo tiempo, el Grupo de Empresas ICA adquiría una importante experiencia con la construcción de obras civiles en la ciudad, como el drenaje profundo, que le permitió desarrollar una serie de soluciones técnicas aplicables a la eventual construcción del Metro.

El 29 de abril de 1967 se publica en el Diario Oficial el decreto presidencial mediante el cual se crea un organismo público descentralizado, el Sistema de Transporte Colectivo, con el propósito de construir, operar y explotar un tren rápido con recorrido subterráneo y superficial para el transporte público en el Distrito Federal; el 15 de junio, se celebra el contrato de ingeniería entre el Sistema de Transporte Colectivo e Ingeniería de Sistemas de Transporte Metropolitano para el proyecto de la primera etapa del Metro de la Ciudad de México; al día siguiente, mediante boletín de prensa, el regente del Distrito Federal anuncia públicamente el inicio de las obras.

El 19 de junio de 1967, en el cruce de la avenida Chapultepec con la calle de Bucareli, el general Corona del Rosal preside la ceremonia de inauguración de las obras del Metro de la Ciudad de México. Así se da inicio a la obra civil más grande en la historia de la ciudad, tanto por su dimensión y costo, como por los beneficios que aporta a sus habitantes. Ese mismo día se celebró el contrato para las obras civiles entre el Sistema de Transporte Colectivo y el Grupo de Empresas ICA.

Dos años más tarde, el 4 de septiembre de 1969, un convoy naranja hace el recorrido inaugural, entre las estaciones de Insurgentes y Zaragoza. El 20 de noviembre de 1970 queda concluida la primera etapa de la red del Metro de la Ciudad de México y se establece la primera de muchas marcas del Metro: se había logrado construir un Kilómetro de Metro por mes, un ritmo de construcción que no ha sido igualado en ningún Metro del mundo, ni antes ni después.

Entre 1960 y 1967 se proyectan las primeras Líneas del Metro. Su construcción se llevó a cabo entre 1967 y 1970, habiéndose puesto en servicio la Línea 1, de Zaragoza a Tacubaya, la Línea 2 de Tacuba a Tasqueña y el tramo Tlatelolco-Hospital General de la Línea 3. La red inicial así lograda alcanzó 35.9 kilómetros de servicio. Lo anterior correspondió a la denominada Primera Etapa de la Red del Metro de la Ciudad de México cuyo periodo abarca



a su proyecto y construcción, adaptada a las características tan especiales del subsuelo del Valle de México.

El proyecto de la Línea "A" se inició en 1986, perteneciente a la denominada Quinta Etapa de la Red del Metro de la Ciudad de México, las obras empezaron en abril de 1987 y con un avance se suspendieron en septiembre de 1987. Posteriormente se reanudó la construcción en enero de 1990. Finalmente en agosto de 1991 se inició la operación de la Línea "A" con tramos desde Pantitlán hasta La Paz con una totalidad de 10 estaciones, 9 superficiales y 1 subterránea también se puede mencionar que de dichas 10 estaciones la estación Pantitlán es de correspondencia con las Líneas 1, 5 y 9, la estación la Paz es terminal o sea sin correspondencia y el resto de las estaciones son de paso, cubriendo una totalidad de 17.192 kilómetros de los cuales 14.893 kilómetros están en servicio y los 17.192 kilómetros en operación.

Con respecto a lo anterior se puede mencionar que al finalizar la quinta etapa de construcción del Metro a la cual pertenece la Línea "A", se había incrementado la longitud de la red en 37.1 kilómetros añadiendo dos nuevas líneas como lo fueron la ya mencionada Línea "A" así como la Línea 8 (fig. 1.2). Es decir, al finalizar 1994, la red de Metro contaba ya con, 178.1 kilómetros de longitud, 154 estaciones y diez líneas.

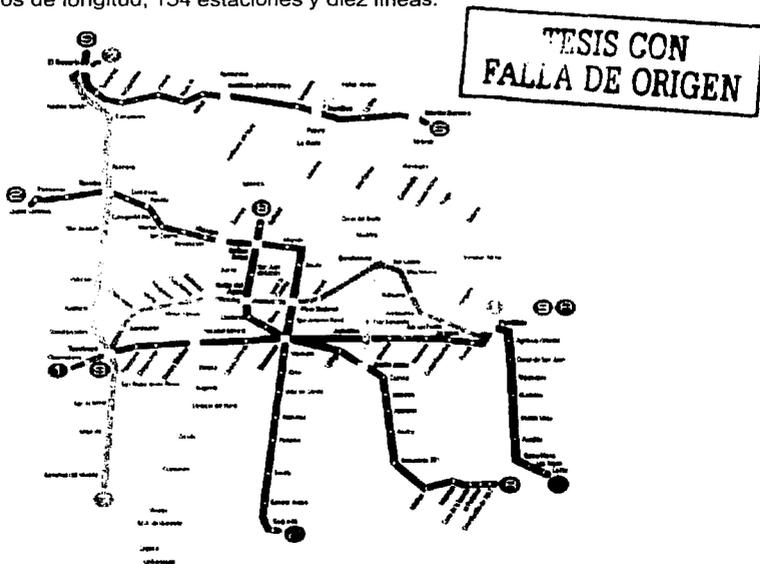


Figura 1.2. Red del Metro de la Ciudad de México hasta la construcción de la Quinta Etapa.

Actualmente tomando en cuenta la sexta etapa del Metro a la cual como se puede ver se han añadido a la red del Metro las Líneas B y 8, acumulándose ya un total de 175 estaciones en la red y un total de 201 kilómetros de la red, esto es, la Red del Metro actualmente en operación esta compuesta de 10 líneas de trenes sobre neumáticos y una de rodadura férrea como lo es la Línea "A" (fig. 1.3).

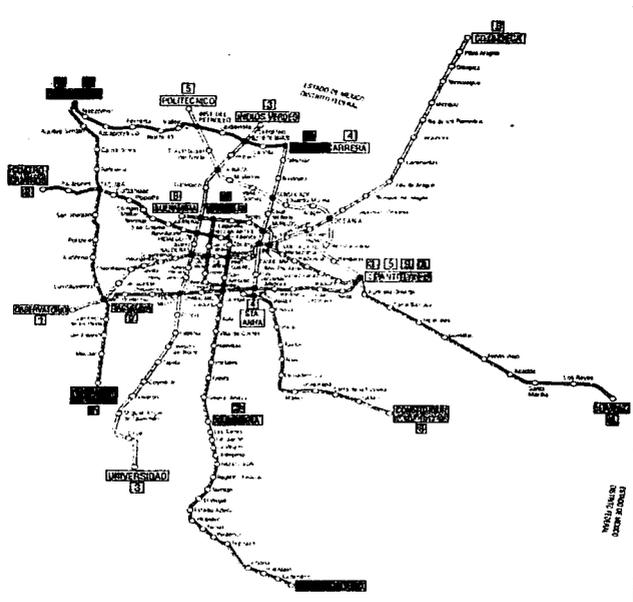


Figura 1.3. Red del Metro de la Ciudad de México actualmente en operación.

Al construir la Línea "A", de Pantitlán a La Paz, la primera extensión de la red del Metro al Estado de México. Inicialmente, se había considerado un trazo como una línea de tren suburbano; sin embargo, se optó para esta línea por una solución de superficie y trenes de ruedas férreas en lugar de neumáticos, ya que se reducirían los costos de construcción y mantenimiento. Se construyó un Puesto de Control y talleres exclusivos para la línea. La Línea "A", se inauguró el 12 de agosto de 1991, agregó diez estaciones y 17 kilómetros de longitud a la red.

El Metro Férreo o Línea "A", Pantitlán- La Paz, inaugurado en agosto de 1991, dispone de un taller propio para el mantenimiento de sus trenes ubicado detrás de la estación terminal La Paz, y un puesto de control propio a un costado de la estación Guelatao. El taller puede dar servicio a 45 carros simultáneamente y cuenta con un centro de computo, un puesto de maniobras y vías de estacionamiento y de prueba.

## 1.2 Sistema integral del transporte

El metro de la Ciudad de México transportó en 1999 la cantidad de 1'273'444'765 usuarios y brindó servicio por un tiempo total de 69 mil 591 horas y 10 minutos durante el mismo periodo, si se consideran los transbordos entre líneas diversas, el Metro capta alrededor de 2,700 millones de viajes anuales, que representan el 23 por ciento del transporte total de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (fig. 1.4).

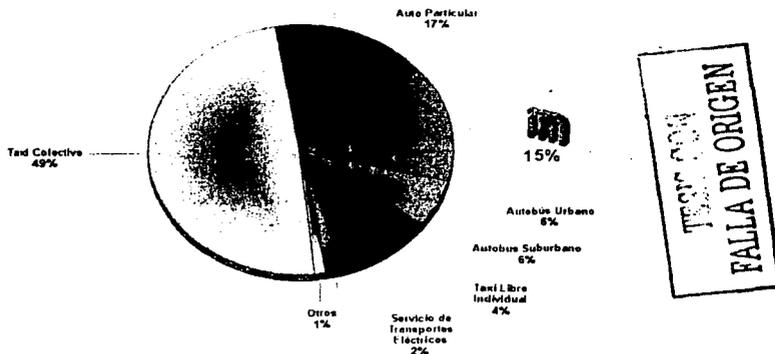


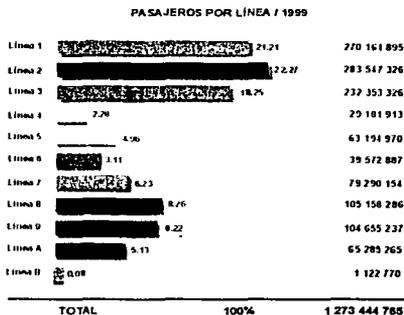
Figura 1.4. Participación del Sistema de Transporte Colectivo en el transporte de la Ciudad de México.

El consumo diario de energía eléctrica del Metro es de 2.5 millones de kilowatios/hora: fuerza superior a la que se consume en toda la península de Baja California con sus ciudades de Tijuana, Ensenada, Mexicali y La Paz.

Tres líneas del Metro concentran el 64.3 por ciento del flujo de usuarios: la Línea 2, de Cuatro Caminos a Taxqueña, con 866 mil 888 pasajeros cotidianos; la Línea 1, de Observatorio a Pantitlán, con 821 mil 640 pasajeros y la Línea 3, de Indios Verdes a Universidad, con 749 mil 492 usuarios por día.

Por los más de 4 millones de usuarios transportados al día, el Metro de la Ciudad de México se distingue en el tercer lugar entre 87 Metros del mundo, sólo superado por los subterráneos de Moscú con 7.5 millones y Tokio con 5.9 millones.

El Metro de la Ciudad de México se cuenta entre los diez más extensos y concurridos del Mundo. Es de todos ellos el más joven: 106 años menor que el de Londres (1863), y 101 años más joven que el de Nueva York (1868), los dos primeros Metros que hubo en el mundo. Sin embargo, a pesar de su mayor antigüedad transportan menos gente que nuestro Metro (Londres 2.1 millones y Nueva York 3.2 millones de pasajeros cotidianos, contra los 4.8 millones del Metro mexicano).



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

**Figura 1.5. Pasajeros por Línea del Metro de la Ciudad de México al año de 1999.**

La estación Pantitlán, donde confluyen las líneas 1, 5, 9 y A, es una de las estaciones de mayor afluencia del Metro de la Ciudad de México y recibe diariamente a más de 350 mil usuarios, esto es: tres veces más que el Metro de Monterrey completo, y casi tanto como todos los usuarios de los subterráneos de Washington, Lisboa, Copenhague, lo que también equivale a llenar más de tres veces el Estadio Azteca, cuya capacidad es de 110 mil espectadores.

La participación del proyecto de la Línea "A" en el sistema integral del transporte de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, es de suma importancia por las siguientes razones:

- ✓ Es una transición entre un Metro convencional y un ferrocarril suburbano con interestaciones de 1'200 metros, hasta 2'200 metros de separación.
- ✓ En general, los usuarios lo tomarán como parte de un traslado integrado por autobús-Metro Zaragoza-Metro líneas 1, 5 y 9.
- ✓ Se proporciona el intercambio modal en cada una de las estaciones, con las adecuaciones necesarias a la vialidad para acceso del transporte colectivo de superficie.

### 1.3 Capacidad del sistema

Al iniciar la operación se esperó atender en forma adecuada la demanda esperada del orden de 250'000 viajes persona día. En la medida que se incrementa la demanda, será factible incrementar la capacidad del sistema al aumentar tanto el número de trenes como el de vagones, que podrá ser hasta nueve por tren obteniendo con esto hasta una capacidad de 1'800 personas; con lo cual se logra la capacidad máxima del orden de 60'000 pasajeros por hora para cada sentido.

### 1.4 Longitud y trazo

La Línea "A" se ubica al oriente de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, sobre uno de los corredores de mayor demanda de transporte urbano que es la Calzada Ignacio

Zaragoza; tiene su origen en el centro urbano Pantitlán en la Delegación Iztacalco, continúa hacia el oriente y termina en el Municipio de la Paz en el Estado de México.

La longitud de la línea es de 17 kilómetros de los cuales 13 kilómetros se localizan en el Distrito Federal y 4 en el Estado de México, a partir de la Estación Pantitlán en la intersección del Eje 1 con la Av. Río Churubusco, se desplaza del orden de un kilómetro hasta llegar a la Calzada Ignacio Zaragoza en donde cambia de dirección hacia el oriente sobre el centro de dicha avenida recorriendo aproximadamente 11 kilómetros hasta el entronque de esta calzada en Santa Marta Acatitla con la Carretera Federal México - Puebla; continúa en la misma dirección por el derecho de vía del ferrocarril México - Cuautla, atraviesa la población de los Reyes y la Carretera México - Texcoco hasta terminar frente a la estación Los Reyes del ferrocarril México - Izúcar, en el Municipio de la Paz, Estado de México, (fig. 1.6).

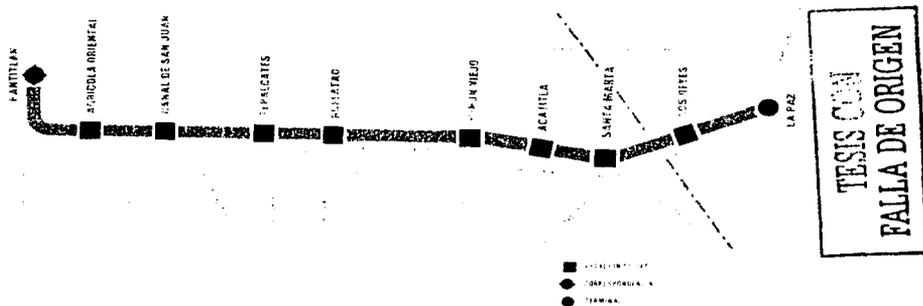


Figura 1.6. Trazo de la Línea "A". Estaciones de paso, de correspondencia y terminales de la Línea "A", así como su ubicación con respecto a las principales avenidas circundantes.

### 1.5 Estaciones

La Línea cuenta con 10 estaciones, de las cuales: dos son terminales, Pantitlán en solución subterránea de triple trasbordo con las Líneas 1, 5 y 9 del metro y La Paz de tipo superficial; tres de correspondencia a futuro en Canal de San Juan, Acatitla y Santa Marta y cinco estaciones de paso: Agrícola Oriental, Tepalcates, Guelatao, Peñón Viejo y Los Reyes (fig 1.7).

Todas las estaciones tienen una longitud aproximada de 150 metros para recibir trenes de nuevo carros aunque en la actualidad se presta servicio con sólo seis carros, en la etapa final y en particular las de tipo superficial están estructuradas sobre un basamento de concreto hidráulico que sirve de cimentación, andenes y paso de vía sobre el que se apoyan unas columnas cortas de concreto las cuales a su vez, reciben columnas metálicas donde se sustenta el nivel de vestíbulo arriba de la zona de andenes, y la techumbre son sistema autoportable que tiene forma de bóveda de cañón a base lámina acanalada estructural calibre 24.

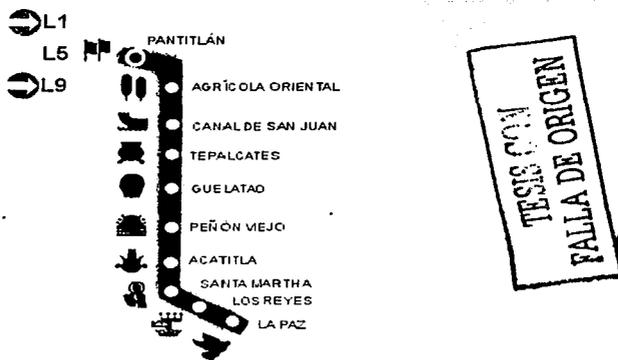


Figura 1.7. Estaciones de la Línea "A".

Los accesos a las estaciones se realizan a través de puentes peatonales equipados con puertas y servirán tanto para acceso al metro como para el cruce de la Calzada Ignacio Zaragoza. La zona de vestíbulo superior está limitado por dos líneas de torniquetes, es éste se alojan los locales para venta de códigos y algunos servicios de atención al público. Las estaciones cuentan con andén central con capacidad suficiente para recepción de usuarios en espera para el tiempo correspondiente a tras intervalos. Se cuenta con locales técnicos y subestaciones alojados en las cabeceras de las estaciones fuera del acceso a los usuarios.

Los materiales de acabados que se utilizaron en las estaciones son: pisos de mármol tipo Santo Tomás, loseta de barro esmaltado, pintura en plafones y aplanados de yeso y pintura; todos los acabados fueron seleccionados considerando su resistencia el uso y facilidad de mantenimiento.

### 1.6 Obra civil

La construcción de la Línea "A" del Metro se realizó en dos soluciones: cajón subterráneo y cajón superficial. La primera, se construyó a base de un túnel falso de sección rectangular conformado a base de muros tablaestaca y estructurales, losa de piso y techo integrado por tablaestaca prefabricadas y firme de compresión; la solución superficial, consiste en una estructura de concreto hidráulico en forma de cajón abierto, integrada por una losa de fondo la cual se construyó sobre una plantilla de concreto pobre, dos muros laterales que además sirven de confinamiento y un muro central de seguridad. Esta última solución se construyó con compensación o sin ella dependiendo de la situación que presentó el suelo durante al proyecto original.

La solución subterránea se consideró en tres tramos de la Línea, el primero de aproximadamente 1600 metros de longitud desde Pantitlán hasta la Calzada Ignacio Zaragoza; para poder cruzar por debajo de la Línea 5 del Metro y los carriles norte de la Calzada Ignacio Zaragoza; el segundo tramo de aproximadamente 500 metros de longitud se construyó entre Acatitla y Santa Marta a efecto de librar la vialidad de la propia Calzada, así

mismo, se consideró un paso deprimido del Metro en cajón subterráneo de aproximadamente 385 metros en el tramo Santa Marta - Los Reyes. Lo anterior, debido a la importancia que representa la Avenida Simón Bolívar en el Municipio de Los Reyes, Estado de México, así mismo en las figuras 1.8, 1.9 y 1.10 se presentan vistas transversales de las tres soluciones construidas a lo largo de la Línea "A".

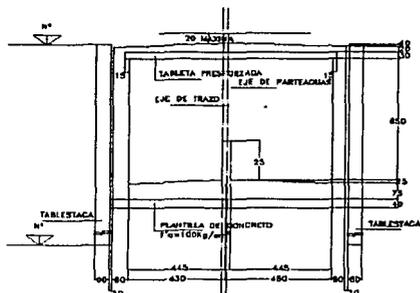


Figura 1.8. Ejemplo de sección transversal de solución subterránea: Túnel falso. Tramo Acatitla - Santa Marta, del cadenamiento 20+305.000 al 20+345.808

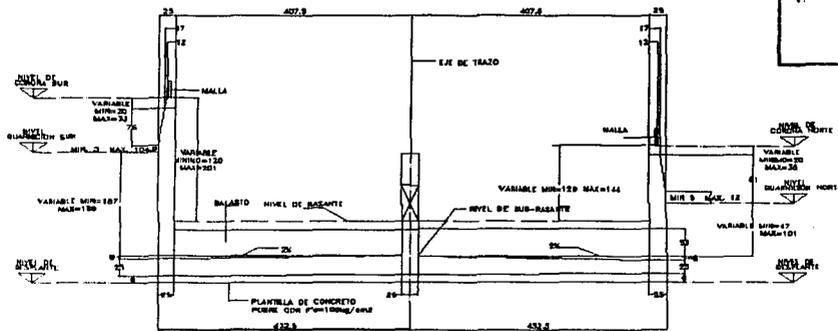
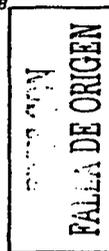
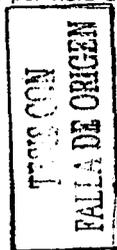


Figura 1.9. Ejemplo sección transversal de solución superficial: Cajón sin compensación. Tramo Peñón Viejo - Acatitla, del cadenamiento 18+600.825 al 18+899.832.



específicamente del Metro Férreo los trenes constan de seis carros y los vagones son semejantes a los pertenecientes a las líneas del Metro anteriormente de rodadura construidas en la Ciudad de México, siendo sus principales diferencias: la rodada metálica, la alimentación de energía eléctrica mediante pantógrafo, la velocidad de diseño o máxima de 100 kilómetros por hora y la comercial de 40 kilómetros por hora. Superiores a la velocidad de diseño de 80 kilómetros por hora y la velocidad comercial 35.5 kilómetros por hora del material rodante neumático.



*Figura 1.12. Material rodante del Metro Férreo, Modelo FM-86.*

El parque vehicular de rodadura férrea está compuesto actualmente por 26 trenes, de seis carros cada uno, de los cuales 20 son del Modelo FM-86 y 6 son de un nuevo material denominado FM-95A, que forman parte de un lote de 13 trenes en fabricación. Estos últimos cuentan con tecnología de punta, incluyéndose la tracción asíncrona.



*Figura 1.13. Material rodante del Metro Férreo, Modelo FM-95.*

Para las estadísticas que aquí se muestran no se consideran los trenes FM95A debido a que se están integrando paulatinamente al servicio, concluyéndose este proceso hasta el año 2000. El índice de fiabilidad se establece al igual que el material neumático.

El índice de disponibilidad se calcula sobre la base del cumplimiento del polígono de carga vigente actualmente en la Línea "A", que es de 18 trenes en horas punta.

En estos trenes las fallas más frecuentes se ubican principalmente en dos sistemas:

- ✓ Apertura y cierre de puertas.
- ✓ Pilotaje Automático.

### 1.9 Características geológicas

En relación con las propiedades mecánicas de los suelos, particularmente en las zonas del lago y de transición, ocurre una constante evolución, observándose una disminución de la compresibilidad y un aumento de la resistencia al esfuerzo cortante, fenómenos que ocurren en pocos años, y aún en meses, a consecuencia de, a) el bombeo profundo para el abastecimiento de agua potable, b) el efecto de sobrecarga de antiguos rellanos superficiales, c) el peso de las estructuras, y d) el abatimiento del nivel freático por bombeo superficial para la construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos. Todo esto hace que la información previa sobre las propiedades mecánicas de los suelos únicamente deba tomarse como una guía, y que siempre será necesario actualizar el conocimiento del subsuelo mediante estudios geotécnicos confiables.

#### 1.9.1 Marco geológico general de la cuenca del Valle de México

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que 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, como se muestra en la figura 1.14.

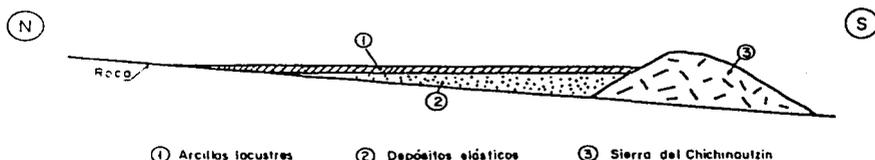


Figura 1.14. Esquema geológico del Valle de México.

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 o sea, en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconoce en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos o tobas, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados o subtropicales.

TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

### 1.9.2 Marco paleoclimático de la cuenca del Valle de México

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la Meseta Central Mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. las causa de esta mutación, que afectó a toda la Tierra hace millones de años, aún se desconocen.

De lo anterior se deriva que la cuenca de México, desde su cierre en el sur por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, ha pasado por dos períodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon, tal como se presenta en la figura 1.15.

años antes de hoy $10^4$		Holoceno - Reciente
$80-10 \times 10^3$	4a	Glaciación : Wisconsin 3 Avances
$100-80 \times 10^3$	3er	Interglacial Sangamon
$300-100 \times 10^3$	3a	Glaciación : Illinois 2 Avances
$400-600 \times 10^3$	2a	Gran Interglacial: Yarmouth
?	2a	Glaciación: Kansas
?	1er	Interglacial:
$\sim 900 \times 10^3$	1a	Glaciación: Nebraska

Figura 1.15. Períodos glaciares e interglaciares.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciares, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearaban importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse este polvo llamado loess en el Lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; con este mecanismo se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración físico-química de loess glacial.

### 1.9.3 Marco vulcanológico de la cuenca del Valle de México

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directamente o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro del Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas y de especial importancia para el trato de la presente tesis las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina, con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Aunque los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el cerro San Miguel, que se eleva al suroeste de la Ciudad de México.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancia; si el viento los deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforman en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en la Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas. Por otra parte, si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente caliente, se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos, ricos en coloides, son característicos del Interglacial Sangamón; abundan por Cuajimalpa.

#### 1.9.4 Estratigrafía general de la cuenca del Valle de México

La estratigrafía del Valle de México esta dividida en tres tipos de depósitos, estratigrafía propuesta por R. Marsal y M. Masari, denominados: depósitos de lomas, depósitos del lago y depósitos de transición, de los cuales se describe de manera general su proceso de formación, estratigrafía, evolución de sus propiedades mecánicas y zonificación geotécnica, a excepción de los depósitos de Lomas ya que la ubicación del Metro Férreo tratada en este trabajo no se encuentra ubicada en estos tipos de depósitos, aún así se dará una descripción muy breve de este tipo de zona denominada de Lomas

##### a) Depósitos de las Lomas

La zona de Las Lomas está formada por serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al Suroeste; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviales. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas y depósitos fluviglaciales más antiguos.

##### b) Depósitos del lago.

Los depósitos de la planicie del valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, se presentaron en dicha zona transgresiones y regresiones lacustres. El resultado práctico de esta alternancia fue la depositación de arcillas o formación de suelos.

En la figura 1.16 se presentan en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser.

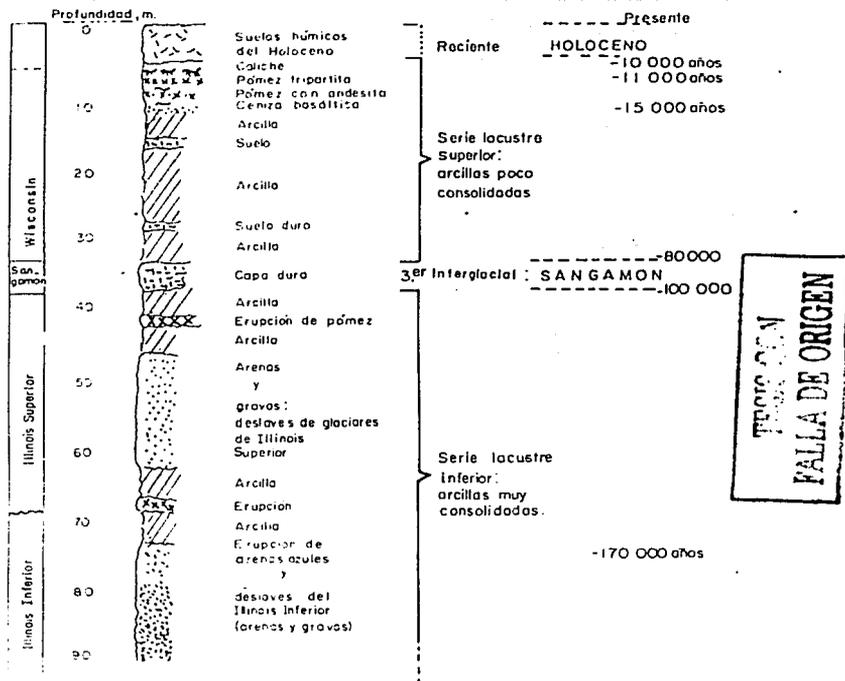


Figura 1.16. Estratigrafía de la planicie lacustre, Ciudad de México.

### c) Depósitos de transición

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, importantes depósitos de gravas y boleos. Obviamente las aportaciones fluviales de las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (fig. 1.17).

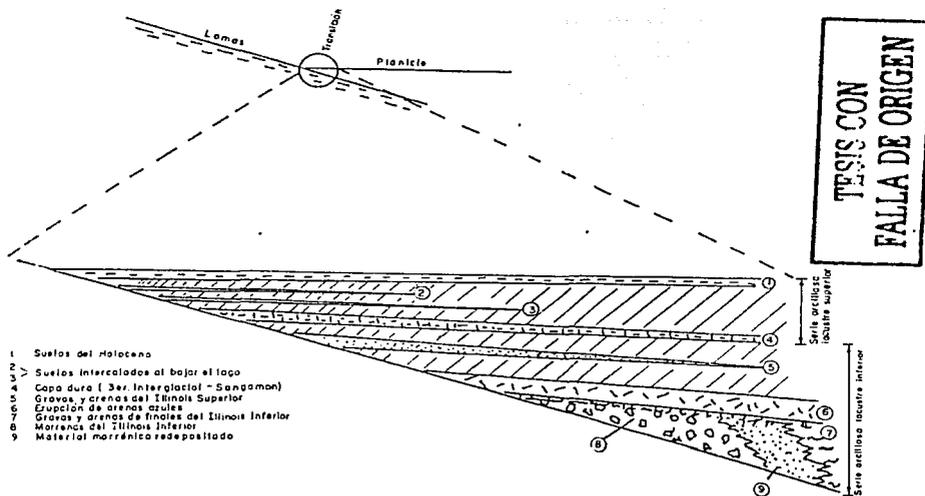


Figura 1.17. Estratigrafía de la zona de transición, Ciudad de México.

## 1.9.5 Depósitos del lago

### 1.9.5.1 Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos con la consecuencia del proceso de depósito y de alteración fisicoquímica 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 interrupciones durante los períodos de sequía y actividad volcánica describiendo una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por las arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas.

### 1.9.5.2 Evolución de las propiedades mecánicas

**a) Consolidación natural.** El proceso de formación de los implicó que se consolidaron bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior formarían una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y seguramente muy similar en cualquier punto del lago.

**b) Consolidación inducida.** Producto del desarrollo urbano con los siguientes factores de influencia:

- La construcción de viviendas, estructuras diversas y pirámides, la colocación de rellenos.
- La apertura de túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras abatiendo el nivel freático.

La extracción de agua del subsuelo que ha venido consolidando las arcillas.

c) **Resistencia al corte.** La consolidación ha implicado la evolución de la resistencia al corte de los suelos.

#### 1.9.5.3 Características estratigráficas

a) **Costra superficial.** Integrado por tres estratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con relleno artificial heterogéneo, a saber:

- ✓ Relleno artificial. Compuesto por restos de construcciones y relleno arqueológico varía entre 1 y 7 metros.
- ✓ Suelo blando. 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, se identifican cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y los efectos de consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros. A esta parte se le identifica como serie arcillosa superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 metros.

c) **Capa dura.** Es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionalmente gravas, con cementación heterogénea, espesor variable, casi imperceptible en la zona central del lago hasta alcanzar cinco metros en lo que fueron las orillas del lago.

d) **Serie arcillosa lacustre inferior.** Secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros su espesor es de unos 15 metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

e) **Depósitos profundos.** Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, debajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### 1.9.6 Depósitos de transición.

#### 1.9.6.1 Características generales

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. Estos materiales, de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: interstratificada y abrupta. La segunda es de especial interés por lo que se le dará mayor énfasis a la transición abrupta ya que sobre este tipo de formación se encuentran localizados los intertramos del Metro Férreo en estudio.

### 1.9.6.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos fluviales que descendieron en 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.

### 1.9.6.3 Condición abrupta cercana a los cerros

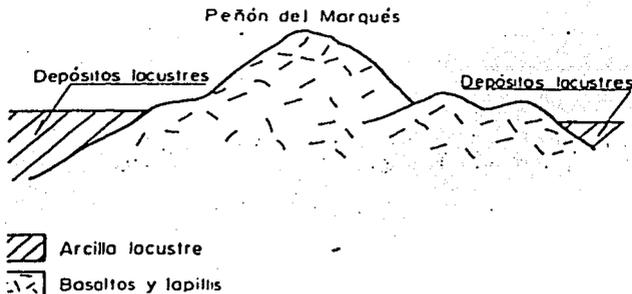


Figura 1.18. Transición abrupta de islote a depósitos lacustres.

Esta condición se identifica en 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 como se puede observar en la figura 1.18. Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el cerro de la estrella, el cerro del Tepeyac y, para especial interés de la presente tesis, el Peñón del Marqués también llamado cerro del Peñón Viejo. 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.

## 1.10 Zonificación geotécnica

Zonificación geotécnica se refiere a la zonificación del área urbana basada en las propiedades de compresibilidad y resistencia de los depósitos característicos de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la figura 1.19 se presenta la zonificación propuesta en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, el cual sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari.

Durante el estudio de una línea específica del Metro, esta zonificación debe consultarse para definir en forma preliminar los problemas geotécnicos que se pueden anticipar, relacionados con el diseño y construcción de las estaciones y tramos intermedios. La zonificación se complementa con información estratigráfica típica, la cual permitirá desarrollar las siguientes etapas iniciales del estudio:



- Realizar un análisis preliminar de las condiciones de estabilidad y comportamiento de la estructura durante la construcción y funcionamiento de la línea; así podrán identificarse las alternativas de solución factible a estudiar durante el diseño definitivo.
- Planear la campaña de exploración, identificando los sitios donde eventualmente puedan presentarse condiciones estratigráficas completas.
- Establecer las técnicas de exploración y muestreo aplicables en cada tramo de la línea.

### 1.10.1 Zona del Lago

La zona del Lago se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por tal motivo la zona del lago se ha dividido en tres subzonas: Lago Virgen, Lago Centro I y Lago Centro II, atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial, y b) la consolidación inducida en cada sitio. Dado que la los intertramos de la Línea "A" tratados en este trabajo se encuentra en la denominada subzona Lago Virgen solo se abundara en la explicación de esta.

El Lago Virgen corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

En la tabla 1.1 se presentan las propiedades medias de los estratos.

Estrato*	Espesor (m)	Peso específico (t/m <sup>3</sup> )	C (t/m <sup>2</sup> )	Angulo de fricción interna, (°)
Costra superficial	1 a 2.5	1.4	1	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1	-
Capa dura**	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

\* En orden de aparición a partir de la superficie.

\*\* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

**Tabla 1.1. Estratigrafía y propiedades del Lago Virgen.**

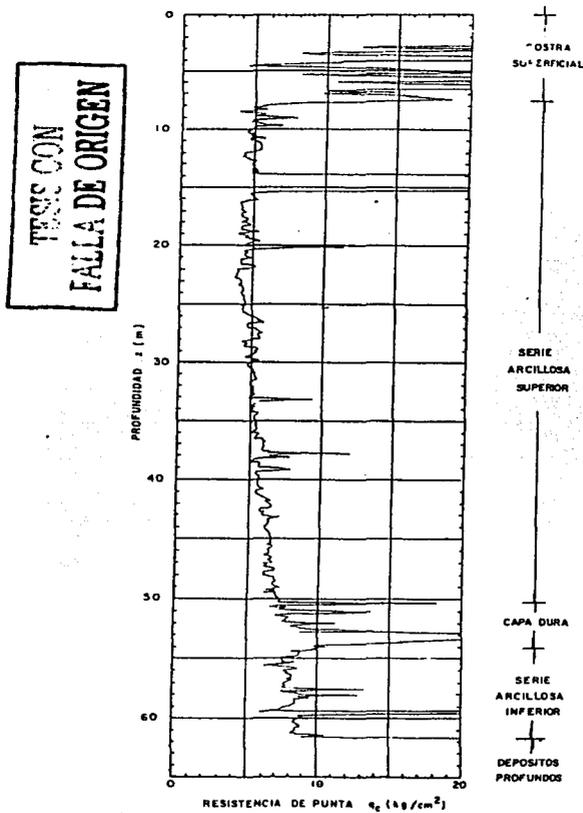


Figura 1.20. Sondeo de cono eléctrico en la zona del lago.

### 1.10.2 Zona de Transición

En la siguiente explicación acerca de las características geotécnicas de la zona de Transición se abundará solo en una breve explicación de la transición abrupta a los cerros por ser esta donde se encuentra ubicada la Línea "A" del Metro Férreo.

La transición abrupta es aquella entre la zona del lago y los cerros como el Peñón de los Baños o en su caso para el interés de este trabajo al Cerro del Peñón Viejo o del Marques. En estas zonas las arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silificado. La figura 1.21 se ilustra la complejidad estratigráfica de una de estas transiciones.

## 1.11 Hundimiento del terreno en la Ciudad de México.

### 1.11.1 Introducción

Como resumen de lo anteriormente expuesto el subsuelo de la ciudad de México se encuentra una serie de materiales aluviales, constituidos esencialmente por gravas y arenas, intercalados con productos volcánicos, principalmente lavas y escorias. Estos materiales forman el acuífero explotado para el abastecimiento de sus habitantes.

Cubriendo el acuífero, se encuentra una capa de materiales arcillosos que funcionan como acuitardo, están saturados y presentan una permeabilidad muy baja, del orden de  $10^7$  a  $10^9$  metros por segundo, por lo que permiten un flujo muy lento del agua a través de ella.

Ahora bien la mayor parte del área de la Ciudad de México presenta hundimiento del terreno que varían de una zona a otra de acuerdo con la constitución del suelo. Los hundimientos, al ser diferenciales, provocan diversos problemas, entre ellos el observado en la estructura del Metro Férreo.

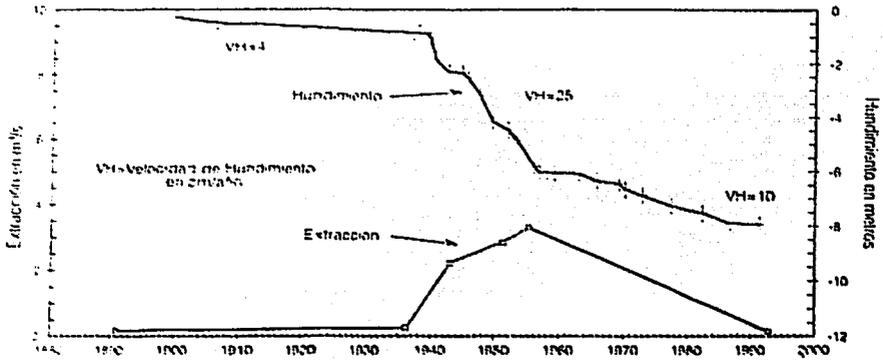


Figura 1.21. Extracción de agua subterránea y hundimientos del terreno.

### 1.11.2 Extracción de agua subterránea y hundimiento histórico

La Ciudad de México se abastecía de agua de un gran número de manantiales. Al incrementarse las demandas, se recurrió a la extracción de agua del subsuelo, primeramente con varios cientos de pozos someros (norias) que para el año de 1886 llegaron a ser más de mil. Posiblemente el hundimiento de la Ciudad de México se inició en esas fechas. Nivelaciones realizadas de 1891 a 1895 ya registraban hundimientos de 5 centímetros por año.

En el periodo de 1936 a 1944, se perforaron los primeros 93 pozos profundos que provocaron hundimientos en el centro de la Ciudad de México de hasta 18 centímetros por año. Entre los años 1938 y 1948 continuó la perforación que se extendió intermitentemente hacia los alrededores del Centro Histórico. El año de 1960 se puede marcar como la frontera en que se inició la disminución de la extracción de agua en el centro de la Ciudad de México, a su vez, el inicio de la explotación acuífera en el sur, el actualmente denominado Subsistema Chalco.

Una observación importante es que la magnitud del hundimiento total del terreno está en relación con el espesor de las arcillas.

En la figura 1.22 se observa el hundimiento histórico de varios monumentos de la Ciudad de México de 1900 a 1996, en donde se hace notar que hasta el año de 1968 el hundimiento pasó por tres etapas. En la primera, de 1898 a 1937, el hundimiento es prácticamente lineal de 4 centímetros por año. La segunda fase del proceso se marca de 1937 a 1947, donde también es de tipo lineal con un hundimiento medio de 14 centímetros por año. De 1947 a 1996, se marcó ya una tercera etapa en la que se registra velocidades de hundimiento de 40 centímetros por año o mayores al inicio de la etapa y que tienden a disminuir en forma progresiva hasta llegar al final de la etapa a valores de 10 centímetros por año.

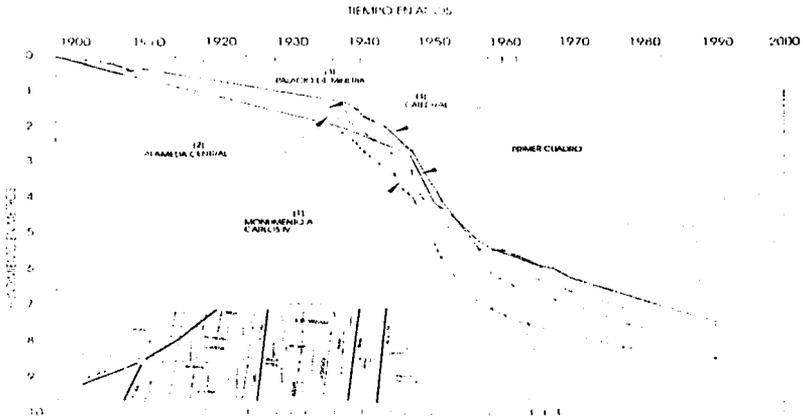
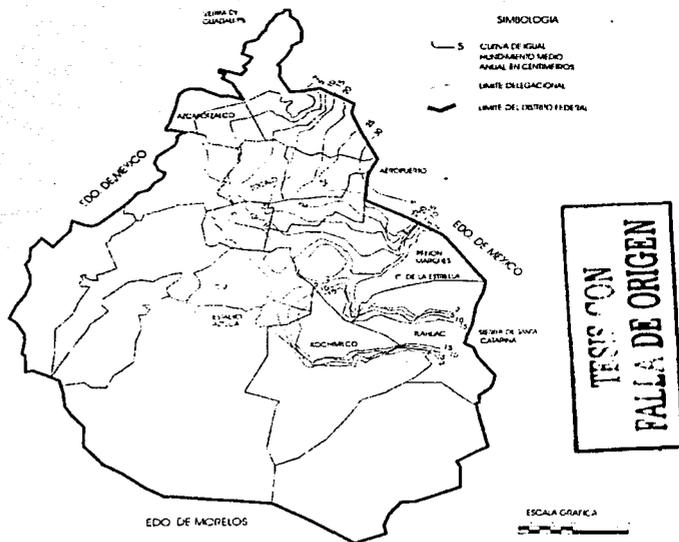


Figura 1.22. Hundimiento en varios puntos de la Ciudad de México.



**Figura 1.24. Hundimiento medio anual 1983 – 1992. Plan Maestro de agua potable 1997 – 2010.**



### 1.11.3 Características de las arcillas

Las arcillas se encuentran cubriendo la parte plana del valle de México y corresponden a sedimentos de los antiguos lagos como ya se mencionó anteriormente. Tienen un espesor que fluctúa entre 40 y 60 metros en la mayor parte del valle, el cual se acuña hacia las elevaciones topográficas como es el caso de los intertramos en estudio del Metro Férreo, de Guelatao a Los Reyes, motivo del presente trabajo.

Bajo dichas arcillas, se encuentra un acuífero que originalmente funcionaba como confinado imprimiendo una presión ascendente a la base de las arcillas. Actualmente en la mayor parte de la zona metropolitana de la Ciudad de México la explotación del acuífero ha provocado el abatimiento del nivel piezométrico, modificando el tipo de acuífero de confinado a libre y eliminando la presión hidráulica ascendente que el acuífero ejercía hacia la base de las arcillas.

La presencia de antiguos lagos en el valle de México, originó la acumulación de un sedimento arcillosos observándose que los hundimientos son proporcionales al espesor de estos.

Las arcillas están saturadas, presentado un nivel freático a 2 y 3 metros en promedio de profundidad. Bajo ellas se encuentra un acuífero que originalmente funcionaba como

semiconfinado, imprimiendo una presión ascendente en la base de las arcillas. La explotación del acuífero ha provocado el abatimiento del nivel piezométrico y eliminada la presión hidráulica que el acuífero ejercía hacia la base de las arcillas, modificando el tipo de acuífero, de confinado a libre.

#### 1.11.4 Características del acuífero

El acuífero del Valle de México ha sido subdividido en tres subsistemas de acuerdo con su ubicación y tipo de rocas que lo conforman: 1) zona metropolitana, incluyendo Xochimilco; 2) valle de Chalco y 3) ex lago de Texcoco. Los cuales se pueden observar en la figura 1.25.

El primero abarca la mayor parte de la zona urbana y coincide aproximadamente con el Distrito Federal. El segundo corresponde al Valle de Chalco y su flujo de ha independizado del resto del valle.

El tercer subsistema acuífero corresponde al área del ex lago de Texcoco, y de acuerdo con estudios recientes, podría ser geológicamente independiente del resto del valle, aunque existe una correlación hidráulica con el subsistema metropolitano. Cuenta con una recarga procedente de la sierra. La cual fluye en dirección al vaso de ex lago de Texcoco.

#### 1.11.5 Sistema Oriente

La zona oriente del Distrito Federal, en los últimos años, se ha visto afectada por una gran cantidad de asentamientos humanos en áreas que carecen de todo tipo de servicios y uno de ellos es el agua potable. Para resolver este problema el Departamento del Distrito Federal perforo nuevos pozos dentro del área urbana del Distrito Federal. Estos pozos formaron del Sistema de Pozos Municipales, pero debido a la nueva organización del Sistema de agua potable a cargo de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), parte de ellos integran lo que ahora se denomina Sistema Oriente.

Las obras hidráulicas de este sistema atendió a una población de 2'622'000 habitantes en el año de 1997, de los cuales 16% están ubicados en la delegación Iztacalco; 65.4% en Iztapalapa, y 18.6% restante en Venustiano Carranza.

1. Sistema acuíferos del Valle de México



Figura 1.25. Subsistemas acuíferos del Valle de México.

Para su abastecimiento el Sistema Oriente recibe caudales de los tanques El Peñón Viejo, La Caldera, éstos últimos pertenecientes al Sistema Poniente. Los dos primeros cuentan con una capacidad de 50'000 metros cúbicos cada uno y los tanques del Cerro de la Estrella con 130'000 metros cúbicos. Se tiene también la aportación directa a la red secundaria de los Pozos Peñón y de una parte del sistema norte, además de 48 pozos ubicados en las delegaciones.

El Sistema Oriente, como su nombre lo indica, está ubicado al oriente de la ciudad de México, a las faldas del Cerro del Peñón Viejo como se puede ver en la figura 1.26, lo cual resulta de suma importancia en lo referente a la problemática de la Línea A principalmente en lo que se refiere al intertramo Guelatao - Peñón Viejo como se podrá ver en los siguientes capítulos. Sus límites son: al norte colinda con la Delegación Gustavo A. Madero; al sur con la calzada Taxqueña; al poniente limita con la calzada de la Viga y al oriente con el límite del estado de México. Las delegaciones que están comprendidas dentro de este sistema son: Iztapalapa, Iztacalco y Venustiano Carranza.

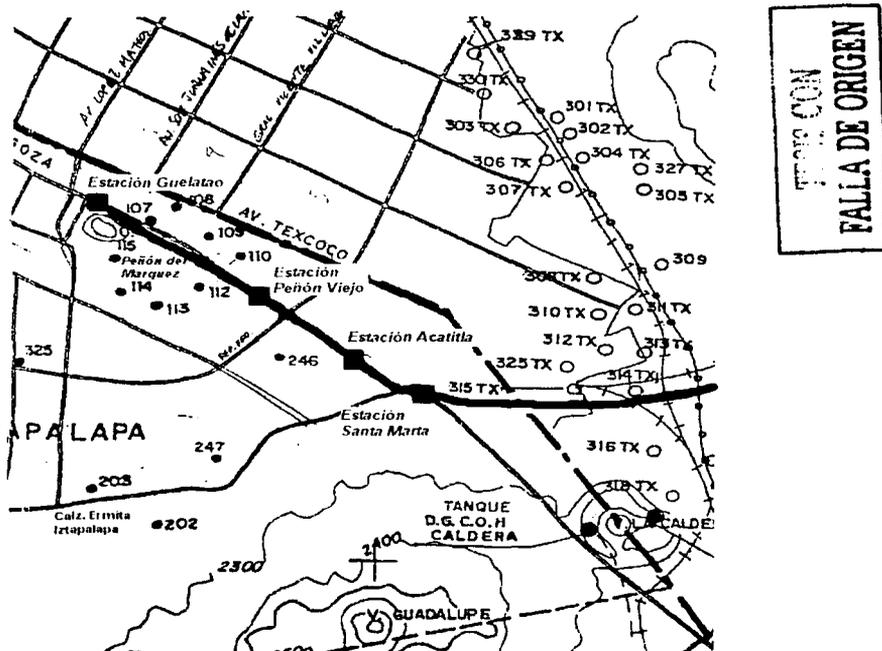


Figura 1.26. Localización del sistema de pozos del Cerro del Peñón.

Las fuentes de captación del Sistema Oriente son del tipo pozo profundo, el total de pozos perforados y que actualmente están operando es de 41, los cuales en conjunto aportan un caudal aproximado de aproximadamente 1770 litros por segundo; todos destinados al abastecimiento de agua potable. Cabe destacar que de los 41 pozos antes mencionados 9 pertenecen se encuentran ubicados en el cerro del Peñón Viejo del cual toman su nombre, estos operan de la misma forma en base a el equipo de bombeo instalado es a base de bombas verticales tipo turbina para pozo profundo.

Los nueve pozos Peñón Viejo, del número 107 al 115, que en conjunto son denominados por Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica Sistema Peñón aportan un gasto de extracción de aproximado de 600 litros por segundo.



## 2. DESCRIPCIÓN DE LA PROBLEMÁTICA

### 2.1 Panorama general.

Para empezar este capítulo se realizara la explicación de la problemática primeramente haciendo una descripción general para mas tarde abordar los casos específicos y de una manera más detallada de cada uno de los intertramos

En el mes de marzo del año 2001 el Sistema de Transporte Colectivo, organismo operador del Metro, solicitó a la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo efectuar las gestiones necesarias para iniciar los estudios correspondientes a la realización del proyecto para la solución a la problemática de asentamientos que se presenta en los intertramos Guelatao – Santa Marta de la Línea "A" del Metro Férreo, aunque posteriormente se decidió también incluir el intertramo Santa Marta – Los Reyes. Lo anterior debido a que se vio agravado el problema de deformaciones verticales producto de cambios bruscos en del terreno, que resultan en fisuras en dicho terreno, en la carpeta asfáltica y la estructura del cajón del Metro, cuestión que se manifestó desde el inicio de la operación de la Línea, lo cual dio como consecuencia que el organismo operador tomara la determinación de reducir la velocidad de los trenes así como el taponamiento de las grietas, con placas de acero, para evitar la fuga de balasto del cajón del Metro.

Durante los aproximadamente once años de vida operativa de la estructura, ya que su inicio de operación se remonta como ya se ha mencionado desde agosto de 1991, se han presentado deformaciones importantes entre las estaciones Guelatao y Peñón Viejo deformaciones mayores que en el resto de los intertramos anteriormente mencionados. Esto ha obligado a realizar nivelaciones constantes y cambios de pendiente, dichas nivelaciones se realizaron aumentando el espesor de balasto acción que evidentemente aumenta el peso del cajón del Metro.

Las deformaciones han provocado la formación de fracturas en el cajón así como desplazamientos excesivos en las juntas de expansión y constructivas existentes, lo cual requirió una reparación emergente para no poner en peligro el comportamiento de la estructura. En general estos desplazamientos se presentan en las juntas de expansión y juntas constructivas del cajón del Metro.

Se han detectado un conjunto de zonas en el intertramo Guelatao – Peñón Viejo ubicadas en las faldas del cerro del Peñón del Marqués en su lado oriente en los cadenamientos 17+020, 17+360 y 17+492, figuras 1.2, 2.2 y 2.3 respectivamente. En tales zonas se presentan claramente agrietamientos en el pavimento asfáltico, en las banquetas, en los camellones de la Calzada Ignacio Zaragoza así como en la zona donde cruza el cajón superficial del Metro el cual se encuentra fracturamiento en dicha zona.

Otra mas se detecto en el intertramo Peñón Viejo – Acatitla en el cadenamiento 19+023, figura 2.4, y finalmente una mas entre las estaciones Santa Marta – Los Reyes en el cadenamiento 22+700, figura 2.5.



TIPO DE  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.1. Intertramo Guelatao – Peñón Viejo, Cadenamiento 17+020. Agrietamiento en muro del cajón del Metro y en la carpeta asfáltica.

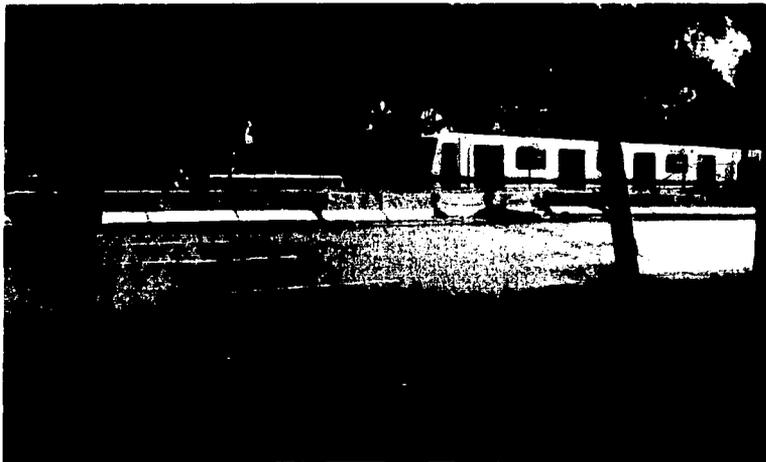
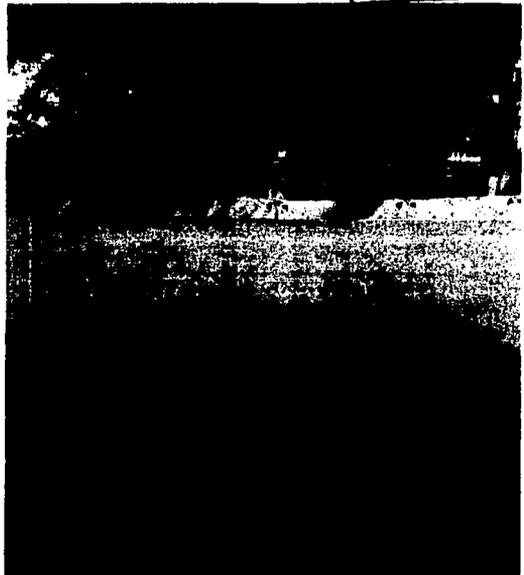


Figura 2.2. Intertramo Guelatao – Peñón Viejo, Cadenamiento 17+360. Agrietamiento en la carpeta asfáltica al oriente del cerro del Peñón del Marqués.



*Figura 2.3. Intertramo Guelatao – Peñón Viejo, Cadenamiento 17+492. Espesor de pavimento incrementado en 40 centímetros aproximadamente en Calzada Ignacio Zaragoza, dirección Puebla, en zona de ondulaciones.*

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



*Figura -2.4. Intertramo Peñón Viejo – Acatilla, cadenamiento 19+023.*



TITULO  
 FALLA DE ORIGEN

*Figura 2.5. Intertramo Santa Marta – Los Reyes, cadenamamiento 22+700.*

Se realizaron una serie de campañas para realizar calas junto al cajón superficial del Metro, esto para determinar el estado que guarda este en los lugares donde se encontraron agrietamientos que se sospecho pudieran ser debidos a la falta de apoyo de dicho cajón.

Los intertramos ya mencionados estan afectados por la influencia de la Sierra de Santa Catarina, el intertramos Guelatao – Peñón Viejo se encuentra principalmente influenciada por el Cerro del Peñón Viejo perteneciente a la ya mencionada Sierra de Santa Catarina. Dicha Sierra de origen volcánico afecta especialmente el intertramo Santa Marta los Reyes.

La zona en conflicto tiene la influencia por el abatimiento en el nivel freático de los acuíferos consecuencia del funcionamiento de los pozos de bombeo. La existencia de grupos de pozos de bombeo que actualmente continúan en operación por parte de la DGCOH, en las parte bajas del Cerro del Peñón Viejo.

Se identifican 9 pozos cercanos al intertramo Guelatao – Peñón Viejo, 5 del lado sur y 4 del lado norte.

Asimismo, dentro de la jurisdicción del Estado de México, existe una batería de 18 pozos denominados del Grupo de Chimalhuacán que tienen influencia en el intertramo Santa Marta – Los Reyes encontrándose los más cercanos a una distancia aproximadamente de 500 metros de la Línea "A".

El resto de las distancias de cada pozo a la Línea del Metro es variable, aunque los más cercanos se encuentran aproximadamente a 400 metros de distancia que es aproximadamente unas 3.6 veces la profundidad de succión o del nivel dinámico de los pozos.

Se observa la deformación tanto del subsuelo, las vías y estructuras del cajón. En dicho cajón constituido de concreto reforzado se observa que juntas constructivas y de expansión no están trabajando debidamente como se previó en el diseño original del cajón de la Línea. Así también, se han presentado agrietamientos donde no existían juntas constructivas ni juntas de expansión.

Cabe resaltar que también se han observado agrietamientos y agrietamientos en varios puntos del cajón dentro de los intertramos con problemática causados, como se puede observar, por esfuerzos de compresión franca transmitida a la estructura por parte del suelo. Claramente de este tipo de falla se tiene como ejemplo el fracturamiento causado el día 6 de marzo de 2002 en el cadenamiento 18+605, aproximadamente localizado a unos 100 metros al oriente de la estación Peñón Viejo dentro del intertramo Peñón Viejo – Acatitla, que ocasionó el descarrilamiento de 3 vagones del tren, figura 2.6, así mismo se tiene la deformación clara de las vías del lado sur.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*Figura 2.6. Descarrilamiento de tres vagones del Metro Férreo, Línea "A", provocado por la falla repentina del día 6 de marzo de 2002 en el intertramo Peñón Viejo – Acatitla, cadenamiento 18+605.*

Otro fracturamiento se produjo el día 18 de marzo del 2002 en el cadenamiento 16+635 perteneciente al intertramo Guelatao – Peñón Viejo caracterizado por estar ubicado entre la Estación Guelatao y la mencionada zona dura, ubicada aproximadamente entre los cadenamientos 19+550 al 19+620.

Finalmente otro ejemplo severo aunque no tan dramático con respecto a la parte de la estructura expuesta a compresión se presentó en el cadenamiento 22+455 en el intertramo Santa Marta – Los Reyes donde los muros del cajón se encuentran penetrados, esto se puede observar claramente en la figura 2.7.

# FALTA LAS PAGINAS

42

A

43

TRABAJA CON  
FALTA DE ORDEN

SITIO DONDE SE PRESENTA EL DAÑO	CADENAMIENTO (km)	OBSERVACIONES	CAUSA DEL DAÑO
Junta constructiva	17+341.315	Abertura de 32 centímetros	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	17+391.315	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	17+441.315	Comportamiento aceptable	
Cajón	17+485	Fisura en muro	Esfuerzos de tensión
Junta de expansión	17+491.315	Abertura de 20.7 centímetros	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	17+541.315	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	17+591.315	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	17+649.648	Abertura de 8 centímetros	Esfuerzos de tensión
Junta de expansión	17+691.315	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	17+741.315	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	17+791.315	Abertura de 7.8 centímetros	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	17+841.315	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	17+891.315	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	17+941.684	Abertura de 8.1 centímetros	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	17+991.315	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	18+091.315	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	18+191.315	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	18+297.370	Comportamiento aceptable	

Tabla 2.1 (continuación). Levantamiento de daños Intertramo Guelatao – Peñón Viejo.

Debido a la existencia del cerro del Peñón o del Marques, el cual no esta sujeto a los hundimientos regionales, en tanto que los extremos del tramo están apoyados en suelos arcillosos, que sí están sujetos a dicho hundimiento regional. Las estaciones tienen un hundimiento variable entre 45 y 50 centímetros por año.

El 18 de marzo del 2002, como ya se mencionó se presento un agrietamiento, en muros debido a esfuerzos de compresión que provocó un acortamiento del cajón (fig 2.8).

En el cajón dentro del cadenamamiento 17+020 se observa un fenómeno contrario al descrito anterior, ya que en este caso se trata de un agrietamiento en muro debido a esfuerzos de tensión como se puede observar en las figuras 2.9 y 2.10.



Figura 2.8. Falla del 18 de marzo. De izquierda a derecha, agrietamientos en muros Sur, Central y Norte del cajón superficial. Cadenamiento 16+635.



Figura 2.9. Agrietamiento en muros central y norte del cajón superficial, cadenamiento 17+020.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



Figura 2.10. Agrietamiento en muro sur del cajón superficial, cadenamiento 17+020.

En la figura 2.11 dentro del mismo cadenamiento se puede ver el fisuramiento en la carpeta asfáltica.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.11. Fisuramiento en carpeta asfáltica, cadenamiento 17+020.

Por ultimo en la figura 2.12 se puede observar en conjunto la deformación en la carpeta asfáltica y el agrietamiento en muro sur.



TRAFICO CON  
CALLE DE ORIGEN

Figura 2.12. Agrietamientos en muro y carpeta asfáltica, cadenamiento 17+020.

En lo que respecta a las juntas en la figura 2.13 perteneciente al cadenamiento 17+341.315 se observa una junta constructiva reparada en cajón del metro, mediante una placa metálica y malla de alambre debido a un alargamiento de aproximadamente 32 centímetros.



Figura 2.13. Junta constructiva cadenamiento reparada 17+341.315.

Así mismo en la figura 2.14 se observa una junta de expansión con una abertura de 20.7 centímetros en el cadenamamiento 17+191.315.

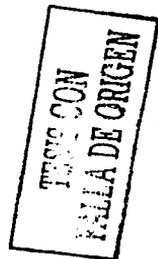


Figura 2.14. Junta de expansión con abertura de 20.7 centímetros, cadenamamiento 17+191.315.

En lo que respecta a las calas que se realizaron para determinar si el cajón del Metro estaba apoyado o no, en la tabla 2.2 se presenta un resumen de las calas realizadas dentro de este intervalo, determinado el cadenamamiento y en que condición se encontró, o sea si el cajón estaba apoyado o no.

Calas intertramo Guelatao – Peñón Viejo (km)	Estado del cajón
17+286	Cajón sin apoyo
17+305	Cajón sin apoyo
17+341	Cajón apoyado
17+361	Cajón sin apoyo
17+491	Cajón apoyado
17+500	Cajón apoyado

Tabla 2.2. Calas realizadas en el intervalo Guelatao – Peñón Viejo.

El tipo de problemas encontrados durante la realización de las calas se pueden observar en las figuras 2.15, 2.16 y 2.17. Esto se refiere al apoyo de la estructura del cajón superficial o bien la falta de este.

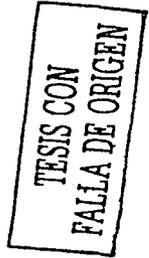


Figura 2.15. Cajón separado del terreno natural 6 centímetros, cadenamiento 17+286.



Figura 2.16. Cajón apoyado sobre el terreno natural lado sur, cadenamiento 17+305.



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 2.17. Cajón separado del terreno natural 5 centímetros, cadenamiento 17+361.

Con lo descrito hasta este momento se pueden visualizar problemática presentada en la tabla 2.1. En el resto de los cadenamientos se pudieron observar problemas similares a los que se pudieron observar con anterioridad.

### 2.3 Peñón Viejo – Acatitla

En la tabla 2.3 se resumen los cadenamientos, sitios de daño, tipo de daño y posible daño del levantamiento de daños pertenecientes al intertramo Peñón Viejo – Acatitla.

SITIO DONDE SE PRESENTA EL DAÑO	CADENAMIENTO (km)	OBSERVACIONES	CAUSA DEL DAÑO
Junta de expansión	18+447.970	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	18+567.970	Comportamiento aceptable	
Cajón	18+605	Agrietamiento súbito (Falla del 6 de marzo de 2002)	Esfuerzos de compresión
Junta de expansión	18+667.97	Abertura de 2 centímetros	
Junta constructiva	18+767.970	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	18+834.236	Comportamiento aceptable	
Cajón	18+860	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión
Cajón	18+896	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	18+909.170	Abertura de 1.6 centímetros	
Cajón	18+910	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión
Cajón	19+025	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión
Junta de expansión	19+034.236	Abertura de 1.1 centímetros	
Cajón	19+070	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	19+134.236	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	19+234.236	Abertura de 8.9 centímetros	
Cajón	19+325	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión

Tabla 2.3. Levantamiento de daños intertramo Peñón Viejo – Acatitla.

SITIO DONDE SE PRESENTA EL DAÑO	CADENAMIENTO	OBSERVACIONES	CAUSA DEL DAÑO
	(km)		
Junta constructiva	19+334.236	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	19+434.236	Abertura de 4.6 centímetros	
Junta constructiva	19+534.236	Comportamiento aceptable	
Cajón	19+580	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión
Junta de expansión	19+634.236	Abertura de 4.6 centímetros	
Junta constructiva	19+734.236	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	19+826.135	Comportamiento aceptable	

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Tabla 2.3 (continuación). Levantamiento de daños intertramo Peñón Viejo – Acatilla.

En lo que respecta a este intertramo en la vecindad de la estación Peñón Viejo se presenta mayores velocidades de hundimientos regional, por lo que esta zona es donde se presentan los mayores cambios de pendiente en las vías, así como mayores agrietamientos.

En el caso específico de este intertramo, a diferencia del que le precede, se ve afectado en menor grado por la presencia de los pozos de bombeo.

Al igual que el intertramo Guelatao-Peñón Viejo el intertramo Peñón Viejo – Acatilla están presentes agrietamientos y fallas en la estructura del cajón superficial del cajón del Metro.

Este tramo capturó una especial atención ya que el pasado 6 de marzo del 2002 se presentó un agrietamiento súbito localizado en el cadenamiento 18+605, como ya se había mencionado y observado en la figura 2.6, ubicado aproximadamente a 100 metros al oriente de la estación Peñón Viejo. En las figura 2.18 se pueden observar respectivamente los muretes dañados del lado sur, central y norte respectivamente debidos a la presencia de esfuerzos de compresión. Así mismo, en la figura 2.19 se observan los daños sufridos en los vagones del Metro Férreo, equipo rodante.

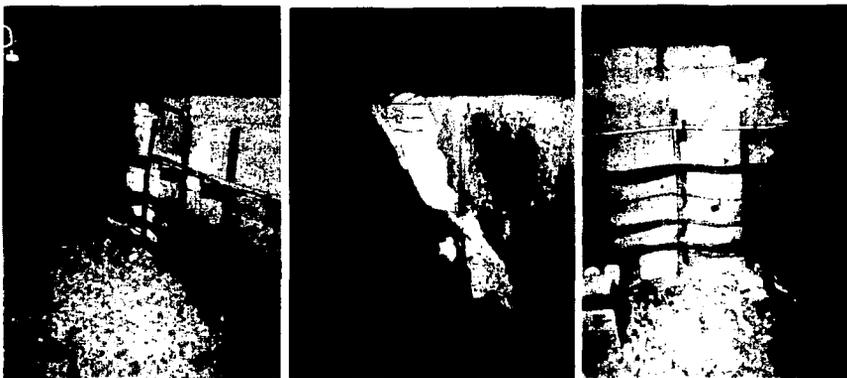
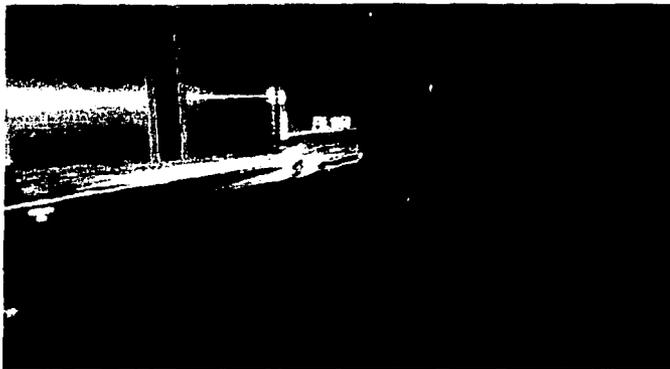


Figura 2.18. De izquierda a derecha: Murete del lado sur, central y norte, cadenamiento 18+605.



FALLA DE ORIGEN

**Figura 2.19. Vagones dañados de la Línea "A" en la falla súbita del 6 de marzo del 2002. Cadenamiento 18+605, lado norte.**

En lo que respecta a daños en el cajón del Metro en la figura 2.20 perteneciente al cadenamiento 18+895 se da un ejemplo de este tipo de daños, se observan los agrietamientos en el muro central y sur de la sección del cajón.



**Figura 2.20. Agrietamiento en muretes central y sur en sección canal superficial, cadenamiento 18+895.**

Este mismo problema se observa en el cadenamiento 19+063 en el muro sur del cajón superficial, fotografía 2.21.

En el cadenamiento 18+896, figura 2.22, se puede observar un agrietamiento en el muro sur del cajón del metro



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.21. Fisuramiento en muro sur sección cajón, cadenamiento 19+063.



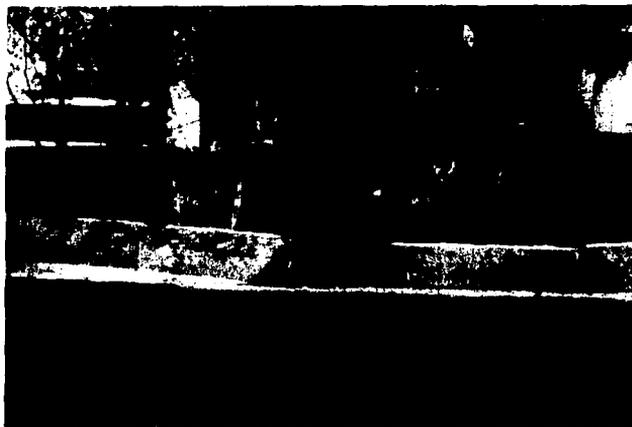
Figura 2.22. Agrietamiento en muro sur en sección cajón superficial, cadenamiento 18+896.

Así mismo en las figuras 2.23 y 2.24 se observa la ondulación del pavimento de la calzada Ignacio Zaragoza, así como un incremento del espesor de la carpeta asfáltica.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

*Figura 2.23. Ondulación en calzada Ignacio Zaragoza, sentido hacia Puebla, alrededor del cadenamiento 19+023.*



*Figura 2.24. Ondulación en calzada Ignacio Zaragoza, sentido hacia Puebla, alrededor del cadenamiento 19+060.*

En lo referente a las juntas de construcción y de expansión, en este intertramo no se observaron daños en magnitud como los presentados en el intertramo Guelatao – Peñón Viejo. Como se puede ver en la tabla 2.3, perteneciente a este intertramo, se puede observar que sólo se reporta en algunas juntas con aberturas con comportamiento no aceptable recordando que esto se refiere cuando las juntas presentan una abertura de 3 a 5 centímetros de espacio.

Por ultimo se presenta en la tabla 2.4 las calas realizadas junto al cajón para determinar el estado que guarda el cajón superficial con respecto al suelo.

Calas intertramo Peñón Viejo – Acatitla (km)	Estado del cajón
18+835	Cajón apoyado
18+896	Cajón apoyado
18+910	Cajón apoyado
19+757	Cajón apoyado

Tabla 2.4. Calas realizadas en el intervalo Peñón Viejo – Acatitla.

En este intertramo como se pudo ver en la tabla anterior no se descubrió al problema presente en el anterior intertramo y como se podrá verificar con los posteriores intertramos, solo el intertramo Peñón Viejo – Acatitla no presento el problema de la falta de apoyo del cajón superficial sobre el terreno natural, como se puede observar en las figuras 2.25 y 2.26.

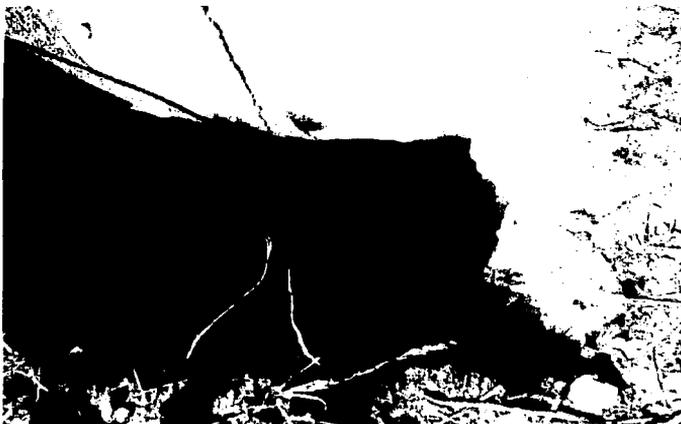


Figura 2.25. Cajón apoyado sobre el terreno natural, cadenamiento 18+910.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 2.26. Cajón apoyado sobre el terreno natural, cadenamiento 19+757.

#### 2.4 Acatitla – Santa Marta

Dentro de este intertramo la estructura del Metro esta apoyada sobre espesores de arcilla blanda compresible no se localizo ninguna zona dura que provocara en el futuro hundimientos diferenciales.

Las velocidades de hundimiento regional varían entre 15 y 20 centímetros aproximadamente por año. Por lo anteriormente expuesto, o sea los movimientos diferenciales, se predice que no existen agrietamientos importantes en la estructura del Metro.

Sin embargo también están presentes problemas que se encuentran resumidos en la tabla 2.5.

SITIO DONDE SE PRESENTA EL DAÑO	CADENAMIENTO (km)	OBSERVACIONES	CAUSA DEL DAÑO
Junta de expansión	19+976.735	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	20+076.435	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	20+178.267	Abertura de 0 centímetros	Esfuerzos de compresión
Inicia subterráneo	20+305.000		
Cajón	20+662.000	Agrietamiento en el subterráneo	Alta velocidad
Termina subterráneo	20+810.000		
Junta de expansión	21+060.920	Comportamiento aceptable	

Tabla 2.5. Levantamiento de daños intertramo Acatitla – Santa Marta.

En la tabla anteriormente presentada se puede observar que existen problemas, al igual que los demás intertramos, daños en juntas de expansión dentro del cajón de sección canal.

En lo que respecta a las juntas de expansión tal es el caso observado en el cadenamiento 20+178.257 que puede observarse en la figura 27.

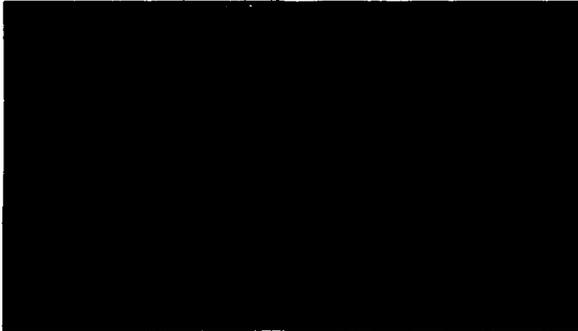


TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.27. Junta de expansión, cadenamiento 20+178.257.

Dentro de este intertramo existe una zona deprimida de aproximadamente 500 metros, como se pudo ver en los antecedentes el cajón subterráneo se construyó para librar la Calzada Ignacio Zaragoza, dicho cajón se encuentra dañado, lo cual se puede ver en la figura 2.28. Donde se observa un agrietamiento que se prolonga desde el muro sur hasta la losa de techo.

En este intertramo no se considero la realización de calas para la determinación del estado del cajón.



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 2.28. Agrietamiento en losa de techo y muro sur, cadenamiento 22+665.

### 2.5 Santa Marta – Los Reyes

En este tramo se presenta una situación similar a la del intertramo Acatitla – Santa Marta ya que la estructura también está apoyada en su totalidad sobre espesores de arcilla blanda compresible con la ausencia de zonas duras. La velocidad de hundimiento regional también varía entre 15 y 20 centímetros por año aproximadamente.

Los movimientos diferenciales no ocasionan agrietamientos importantes, sin embargo en este último intertramo existe una presencia de pozos de bombeo, perteneciente al denominado Grupo de Chimalhuacán en el Estado de México, figura 2.29, teniendo una influencia en el presente tramo. Dichos pozos como se puede ver se encuentran a distancias variables, los más cercanos están aproximadamente a unos 500 metros de distancia de la Línea A del Metro.

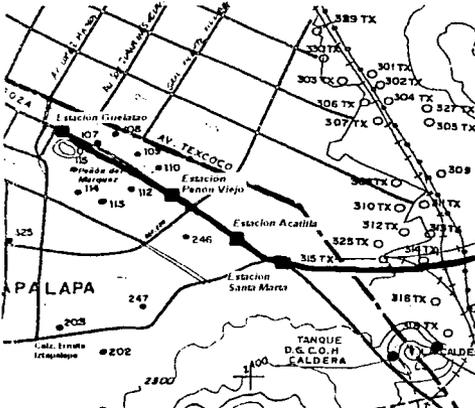


Figura 2.29. Batería de pozos del Grupo de Chimalhuacán.

De la misma manera que en los intertramos anteriores se presenta en una tabla un levantamiento de los daños encontrados, tabla 2.6.

SITIO DONDE SE PRESENTA EL DAÑO	CADENAMIENTO (km)	OBSERVACIONES	CAUSA DEL DAÑO
Junta de expansión	21+225.608	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+286.000	Abertura de 6.5 centímetros	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	21+310.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+337.000	Abertura de 7.2 centímetros	Esfuerzos de tensión
Cajón	21+355	Fisuras en muro	Esfuerzos de tensión
Junta de expansión	21+370.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+400.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	21+450.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+576.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+600.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	21+651.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+730.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	21+799.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+825.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	21+850.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	21+900.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	21+945.000	Comportamiento aceptable	
Cajón	22+253.000	Agrietamiento	Esfuerzos de tensión
Junta constructiva	22+300.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	22+350.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	22+400.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	22+455.000	Abertura de 0 centímetros	Esfuerzos de compresión
Junta de expansión	22+550.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	22+600.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	22+650.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	22+700.000	Abertura de 7.6 centímetros con agrietamiento	Esfuerzos de tensión
Cajón	22+725.000	Agrietamiento	Esfuerzos de tensión
Junta de expansión	22+750.000	Abertura de 7.3 centímetros	
Junta constructiva	22+800.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	22+850.000	Comportamiento aceptable	
Junta constructiva	22+900.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	22+950.000	Comportamiento aceptable	
Junta de expansión	23+009.854	Comportamiento aceptable	

Tabla 2.6. Levantamiento de daños intertramo Santa Marta – Los Reyes.

Como se puede ver en la tabla anterior de la misma manera que en los anteriores intertramos existen daños en la juntas constructivas, juntas de expansión así como en el cajón del Metro.

Con respecto a los daños en el cajón en la figura 2.30 se observa el agrietamiento producido en el muro norte del cajón en el cadenamiento 22+700. En este mismo cadenamiento dentro de la figura 2.31 se observa la vista del lado sur en la cual se puede observar que el agrietamiento cruza por completo el cajón superficial del Metro e incluso se ven daños en la carpeta asfáltica colindante con dicho cajón.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.30. Agrietamiento en el muro norte del cajón superficial, cadenamiento 22+700.



Figura 2.31. Agrietamiento en la carpeta asfáltica, cadenamiento 22+700.

En lo que respecta a los daños en las juntas de expansión en las figuras 2.32 y 2.33 se puede ver la falla de una de estas dentro del cadenamiento 22+455.



TESIS COM  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.32. Falla de junta de expansión sobre el muro central y norte del cajón superficial, cadenamiento 22+455.



Figura 2.33. Acercamiento a falla en junta de expansión sobre el muro del lado sur, cadenamiento 22+455.

En las figuras 2.34 y 2.35 se presentan una junta de expansión con comportamiento aceptable.



Figura 2.34. Muro norte de junta de expansión con comportamiento aceptable, cadenamiento 21+370.000.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.35. Muro sur de junta de expansión con comportamiento aceptable, cadenamiento 21+370.000.

Ahora bien un ejemplo referente a las juntas constructivas se observa en las figuras 2.36 y 2.37. Donde se puede ver la falla de una junta dentro del cadenamiento 22+700.000.

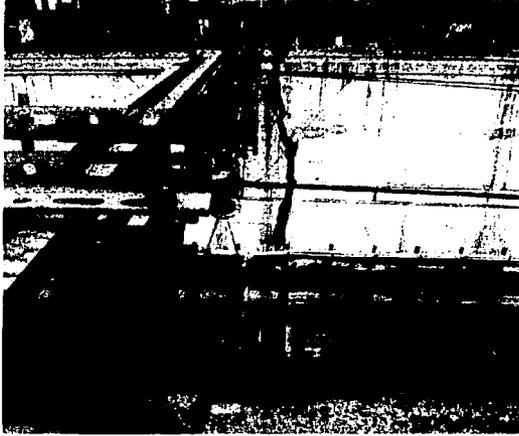


Figura 2.36. Agrietamiento en muro norte de junta constructiva, cadenamiento 22+700.000.



Figura 2.37. Agrietamiento en muro sur de junta constructiva, cadenamiento 22+700.000.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Ahora bien en lo que respecta a las calas realizadas en este intertramo el resultado se puede observar en la tabla 2.7, que a continuación se presenta.

Calas intertramo Santa Marta – Los Reyes (km)	Estado del cajón
21+337	Cajón sin apoyo
21+370	Cajón sin apoyo

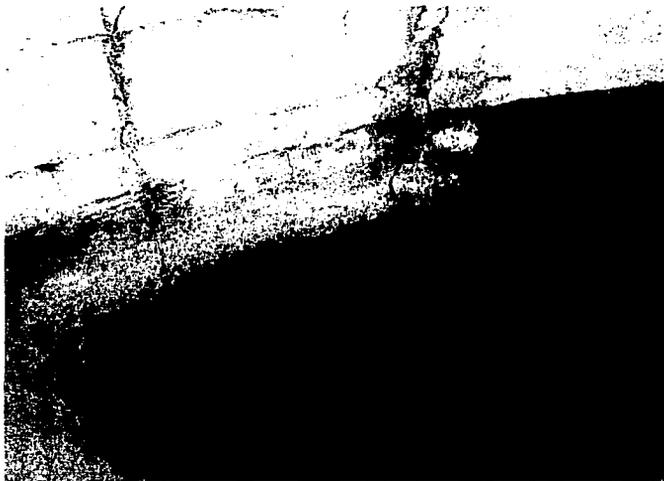
Tabla 2.7. Calas realizadas en el intervalo Santa Marta – Los Reyes.

En las figura 2.38 y 2.39 se observa la situación del cajón presentada en la tabla 2.7, que en ambos casos resulta el cajón estar separado del terreno natural.



TRINCHERAS  
TUBERIAS  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.38. Cajón separado del terreno natural 12 centímetros, cadenamamiento 21+337.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 2.39. Cajón separado del terreno natural 12 centímetros, cadenamamiento 21+370.

Las causas que provocan la problemática expuesta anteriormente no son fácilmente identificables sin embargo en los siguientes capítulos se explicara la forma en que se abordó el problema así como su solución.



## PROCEDIMIENTO

### 3.1 Introducción

En este capítulo se dará un panorama general de los pasos seguidos en la realización del proyecto ejecutivo para dar solución a la problemática presente en la Línea "A" del Metro Férreo, esto es, los pasos que se llevaron a cabo para dar solución a la problemática que se describió en el capítulo anterior. Con el objetivo de visualizar el panorama general de cómo se abordó el problema, las acciones que se llevaron a cabo, como lo fueron; la normatividad a cumplir, los estudios, análisis, interpretación y trabajos realizados.

En el mes de marzo del año 2001 el Sistema de Transporte Colectivo, organismo operador del Metro, solicitó a la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC) efectuar las gestiones necesarias para iniciar los estudios correspondientes a la realización del proyecto para la solución a la problemática de asentamientos y deformaciones que se presenta en los intertramos de la estación Guelatao hasta la estación Santa Marta de la Línea "A" del Metro Férreo, aunque posteriormente se decidió también incluir el intertramo Santa Marta – Los Reyes ya que este también presentaba una problemática ha considerar.

Con la solicitud realizada por parte del Sistema de Transporte Colectivo Metro la siguiente acción por parte de la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo fue realizar una visita a la zona afectada para posteriormente evaluar y trazar los objetivos que debían tratarse en un contrato y de esta manera lanzar la convocatoria para que una empresa se encargase de la exploración geotécnica, revisión del estado actual de las estructuras, evaluación, diagnóstico y proyecto ejecutivo para la solución a la problemática descrita en el capítulo anterior debida a asentamientos diferenciales y deformaciones. En este caso la empresa que resultó ganadora para realizar el proyecto fue la empresa Integración de Procesos de Ingeniería S.A. de C.V. que en lo consiguiente se denominara por sus siglas IPISA. Con respecto a lo anterior no se profundizará en la forma en que se realizó la licitación ni el fallo para la asignación del contrato, ya que no es objetivo de este trabajo la descripción de dichos tramites y requisitos.

Como parte de lo anterior se planteó el objetivo de dar solución a la problemática que a largo plazo se han manifestado en el cajón del Metro Férreo en los intertramos anteriormente mencionados del Metro Férreo. A continuación se transcribirá dicho objetivo tal como fue expresado en el contrato anteriormente mencionado:

"Solucionar la problemática que se manifiesta en la zona del cajón del Metro y la zona de transición en el tramo superficial, donde actualmente se han presentado desplazamientos relativos entre secciones completas del cajón estructural. Lo que ha generado fisuras, grietas, y deformaciones en muros y losas. En general estos desplazamientos se presentan en las juntas de expansión y juntas de contracción de la sección del Metro; lo anterior garantizando la estabilidad de la estructura y cumplimiento de las normas y reglamentos vigentes.

Para resolver lo anterior se deberán considerar los asentamientos diferenciales del suelo, su interacción con la estructura del Metro. Los resultados de las nivelaciones efectuadas a la fecha así como las realizadas durante el proceso del contrato, la investigación del suelo mediante la ejecución de sondeos, muestreo y ensayos de laboratorio, la revisión de la estructura bajo condiciones de reforzamiento y reestructuración y las condiciones de carga actuales y las condiciones de reforzamiento y reestructuración, con objeto de evaluar y definir

el comportamiento de las estructuras a corto, mediano y largo plazo, así como el impacto social, económico y operativo que representa la solución establecida."

Dentro del contrato para la reparación de la Línea "A" se plantearon objetivos específicos o alcances como fueron llamados en el contrato, dentro de cada una de las áreas que tendrían participación como lo fueron topografía, instalaciones hidrosanitarias, geotecnia y estructuras, a los cuales se hará referencia más adelante.

Cabe aclarar que dentro de este trabajo de tesis sólo se tiene como objeto describir lo referente a la obra civil y en las ocasiones que se mencione la obra electromecánica será únicamente lo necesario para el entendimiento y/o justificación del procedimiento obtenido dentro de la obra civil.

A continuación se mencionará a groso modo como la empresa encargada de realizar el proyecto llevo a cabo de manera consecutiva las siguientes acciones, después de haber obtenido los permisos previos necesarios para realizar los trabajos. Posteriormente se abundara en cada una de las acciones y áreas involucradas, la siguiente explicación tiene como propósito visualizar en conjunto las acciones que se llevaron a cabo:

- De manera paralela se comenzó la revisión de la información disponible, el levantamiento del perfil topográfico así como el monitoreo de las zonas reportadas como dañadas del cajón superficial del Metro.
- Después de realizar la revisión de la información existente se procedió a realizar la exploración geotécnica y en la medida que se obtenían las muestras se iban realizando las pruebas y estudios de laboratorio.
- Como paso consecuente se realizó el trabajo de gabinete o análisis geotécnico, topográfico y de monitoreo con la información recabada y disponible.
- Como consecuencia del paso anterior se plantearon las soluciones a corto y largo plazos.
- Finalmente se elaboró el proyecto ejecutivo constituido por catálogos de conceptos, planos, especificaciones, memorias de cálculo así como documentos y datos complementarios a los cuales debe sujetarse la obra, bajo lineamientos del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, de las Especificaciones para el Proyecto y Construcción de la Líneas del Metro de la Ciudad de México de COVITUR y los necesarios.

Al principio de cada subcapítulo perteneciente a las áreas de topografía, instalaciones hidrosanitarias, geotecnia y estructuras, que como ya se marco anteriormente son propiamente las áreas en que se marcaron los alcances en el contrato de reparación, que en lo sucesivo se referirá a este simplemente como Contrato. Ahora bien se hará referencia al Contrato de la mano con las Especificaciones, con esto se pretende dar un panorama de los fundamentos fijados para la realización de este proyecto, ahora no se pretende presentara todos los Alcances del Contrato. Aunque ya se presento su objetivo, el cual se transcribió literalmente, por considerar que aporta claridad fundamental para el entendimiento del presenta trabajo; sin embargo, no se lleva a cabo esta acción en lo referente a los objetivos propios de cada área o alcances como fueron llamados en dicho documento y sólo se marcaran aquellas partes para poder explicar el rumbo que llevaron los estudios o bien para explicar aquellas partes en que no existió compatibilidad y el manejo que se le dio.

### 3.2 Reglamentos, especificaciones y normas

Primeramente y como parte esencial se menciona que el principal documento que se utilizó tanto para su cumplimiento, así como guía fueron las Especificaciones para el Proyecto y Construcción de la Líneas del Metro de la Ciudad de México así como al Manual de Estudios Geotécnicos (MEG) de la ya mencionada en el capítulo de Antecedentes Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) que actualmente es Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC) dependencia de la Secretaría de Obras y Servicios del Gobierno del Distrito Federal (GDF). A continuación se describe el uso y propósito de dichas especificaciones dentro de los proyectos del Metro y en específico aquellas partes que fueron utilizadas para la realización del proyecto de reparación de la Línea "A".

Las Especificaciones para el Proyecto y Construcción de la Líneas del Metro de la Ciudad de México, que en lo sucesivo se referirá a ellas simplemente como Especificaciones, es un documento que reglamenta técnica, legal y administrativamente el proyecto y construcción del Metro, en cumplimiento a lo dispuesto en la Ley de Obras Públicas y cumpliendo con las Reglas para Formulación e Integración de las Normas y Especificaciones de las Obras Públicas editadas en el Diario Oficial.

Las Especificaciones constituyen propiamente una integración de las que se han venido utilizando en el proyecto y construcción de la líneas del Metro hasta la fecha de su publicación, normas y reglamentos elaborados por el entonces Departamento del Distrito Federal que en la actualidad es el Gobierno del Distrito Federal .

Esta obra esta dividida en tres volúmenes cuyo contenido es:

#### VOLUMEN 1:

Libro 1. Generalidades y Terminología.

Libro 2. Proyecto, Obra Civil y Obra Electromecánica.

#### VOLUMEN 2:

Libro 3. Construcción e Instalaciones. Obra Civil y Obra Electromecánica.

#### VOLUMEN 3:

Libro 4: Calidad de Materiales. Obra Civil y Obra Electromecánica.

Libro 5. Calidad de Equipos y Sistema. Obra Electromecánica.

Los Libros de esta obra se dividen en partes, por ejemplo PARTE 2.01 OBRA CIVIL, dichas partes se dividen a su vez en secciones, por ejemplo SECCIÓN 2.01.03 MECÁNICA DE SUELOS, Las secciones se dividen en capítulos, por ejemplo CAPITULO 2.01.03.007 Instrumentación..

En el párrafo anterior se puede aclarar que esta desglosada la ubicación del Capítulo 2.01.03.007 Instrumentación. La anterior descripción obedece a lo que se puede observar en el Índice General de las Especificaciones. Dentro de los índices de cada Volumen aparecen más subdivisiones como lo son las Cláusulas y así sucesivamente, para evitar referencias engorrosas solo se mencionaran, cuando se requiera sustentar alguna parte del presente trabajo solo se mencionaran los capítulos entendiéndose que estos pertenecen a su vez a una clasificación de mayor jerarquía.

En dichas Especificaciones se aprovechan también las especificaciones y normas preparadas por diferentes dependencias gubernamentales como la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial (SECOFI), la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT), Petróleos Mexicanos (PEMEX), la Comisión Federal de Electricidad (CFE), etc. Para aspectos no cubiertos en las publicaciones editadas por el Departamento del Distrito Federal (DDF) y del ahora Gobierno del Distrito Federal. Como última instancia se acude a instituciones extranjeras como la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales "American Society for Testing and Materials" (ASTM), Asociación Americana de Autopistas Estatales y Transporte Oficial "American Association of State Highway and Transportation Officials" (AASHTO), la Sociedad Americana de Soldadura "American Welding Society" (AWS), el Instituto Americano del Concreto "American Concrete Institute" (ACI), etc.

El objetivo de las Especificaciones es complementar las estipulaciones contenidas en los contratos, sobre la base de establecer en los aspectos previsibles, además de los lineamientos que se marcan a las declaraciones y cláusulas de los contratos, las obligaciones que deberán normar la actuación de las partes contratantes.

Dichas Especificaciones presentan los lineamientos que deberán seguirse para el proyecto y construcción de las obras en sus especialidades de Obra Civil y Obra Electromecánica. Con respecto a lo anterior en el presente trabajo se hará referencia a los Libros, Partes, Secciones y Capítulos de las Especificaciones que fueron utilizados en el proyecto de reparación, según sea el caso.

Debe aclararse que cuando se modifiquen las leyes de Obra Pública por parte del Gobierno Federal que sirvieron de fundamento para las presentes Especificaciones deberán cancelarse la parte de las Especificaciones que se contrapongan con las modificaciones de la ley ya que en todo momento las Especificaciones deben cumplir con las leyes vigentes publicadas en el Diario Oficial de la Federación. Por lo tanto los casos en que allá ocurrido lo anteriormente expuesto se hará notar.

Las disposiciones, requisitos, condiciones e instrucciones que en su momento la COVITUR estableció en sus especificaciones, para la ejecución de las obras del Metro, cumplieron con las leyes y ordenamientos que el Gobierno Federal puso en vigor para la ejecución de las obras públicas. Las nuevas modificaciones realizadas a la Ley de Obra Pública siempre prevalecerán sobre las que sirvieron de fundamento a dichas Especificaciones ya que siempre se deberá cumplir en todo momento con las leyes vigentes publicadas en el Diario Oficial de la Federación. En los casos que sucediera lo anterior se hará mención en las partes del proyecto que así se requiriera.

Las especificaciones en su parte técnica se basan en primer lugar en las Normas Generales de Construcción (NGC) del Departamento del Distrito Federal (DDF); a falta de éstas, se recurre a las Normas Oficiales Mexicanas (NOM) de la Dirección General de Normas de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, a las normas y/o especificaciones de entidades u organismos nacionales y por último, a normas de organismos extranjeros.

Las Especificaciones cumplieron al momento de su publicación con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) vigente, sin embargo como se ha aclarado anteriormente en el caso de el cumplimiento de la Ley de Obras Publicas también se debieron revisar los aspectos concernientes a las nuevas modificaciones que ha recibido

este reglamento ya que también se debe cumplir en todo momento como ya se ha mencionado con las leyes vigentes publicadas en el Diario Oficial de la Federación las cuales se harán notar al igual que todas aquellas que ya se han mencionado con anterioridad.

En lo que respecta al Manual de Estudios Geotécnicos (MEG), al que se hace referencia en las Especificaciones, se hará referencia a sus fichas para describir métodos y criterios. Así como una descripción de lo más importante de dichas fichas o en su caso de la parte que sea de atención para este trabajo de tesis, esta descripción tiene como propósito explicar sin llegar a detalle la manera en que se llevaron a cabo las acciones para la rehabilitación del Metro Férreo ya que no se pretende transcribir a detalle las fichas referenciadas.

Debe aclararse que dentro de las Especificaciones en la introducción de la sección concerniente a mecánica de suelos se señala que puede utilizarse cualquier otro método cuya confiabilidad haya sido probada, por lo que en diversos casos no se cumplió rigurosamente lo indicado en las fichas del MEG, pero siempre cumpliendo con el objetivo y propósitos que debían cumplir cada tipo de trabajo de campo y gabinete a criterio de los ingenieros encargados del proyecto, y como ya se menciono anteriormente bajo la responsabilidad de probar su confiabilidad.

### 3.3 Permisos

En lo que respecta a los permisos y autorizaciones que debieron obtenerse en este proyecto para la no afectación de instalaciones ajenas al Metro, el procedimiento fue el siguiente:

La Unidad Administrativa de la DGCOSTC mediante la Dirección de Obras Inducidas que es la encargada de las actividades programadas relativas a la solución de todas aquellas interferencias para llevar a cabo la construcción de las obras del Metro ya sea antes o durante la obra siendo el primero de estos el presentado, como se puede estudiar en la PARTE 2.05 OBRAS INDUCIDAS de las Especificaciones. La recién mencionada Dirección envió oficios de respuesta para la realización de los estudios de la exploración geotécnica y trabajos a realizar a los siguientes involucrados:

1. Subdirección General Técnica del Sistema de Transporte Colectivo (STC).
2. Dirección de Obras Públicas Municipales pertenecientes al Municipio de los Reyes la Paz dentro de la jurisdicción del Estado de México.
3. Dirección General de Protección Civil.
4. Subdirección de Ingeniería Hidráulica de la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH).
5. Dirección General de Obras y Desarrollo Urbano de la Delegación Iztapalapa.
6. Dirección General de Servicios de Transporte Eléctricos.
7. MCM Telecomunicaciones.
8. Teléfonos de México (TELMEX).

En respuesta los involucrados, anteriormente listados, no tuvieron inconvenientes en que se realizaran los trabajos, siempre y cuando se cumpliera con la normatividad indicada por cada uno de ellos, esto con el fin de que la elaboración de los sondeos no afectaran sus instalaciones.

En los casos especiales de la DGCOH y TELMEX también se tuvo que realizar la revisión de planos por parte del personal de la empresa contratista IPISA así como de la DGCOSTC después de los cual se realizó una visita de campo para obtener la ubicación exacta de los puntos donde se realizaría la exploración.

Entre las referencias que se utilizaron para la ubicación de los sondeos destacan los planos de drenaje y agua potable residencial aledaños a la Línea en estudio, también se necesito otro plano para la localización del colector Balbuena el cual cruza el tramo Guelatao – Peñón Viejo, dichos documentos fueron facilitados por la DGCOH.

### 3.4 Información recabada

La información consultada por parte de la empresa encargada del proyecto de reparación, IPISA, fue proporcionada por los diversos actores en la construcción de esta Línea del Metro, entre los cuales destacan en primer termino la DGCOSTC que estuvo encargada de la coordinación de dicha obra en su construcción original.

Desde luego otra fuente de información fue el propio STC, organismo encargado de la operación del Metro.

Otra instancia consultada fue la empresa Colinas de Buen encargada del diseño así como de la elaboración del proyecto ejecutivo original para la construcción de la Línea "A" del Metro. Así mismo, se obtuvo de las personas y empresas que participaron en la construcción de esta Línea.

A continuación se hará énfasis en la información proporcionada por parte de la DGCOSTC por cada uno de los tramos desde la estación Guelatao a la estación Los Reyes.

En primer termino se dirá que en lo referente a la información facilitada por la DGCOSTC se destaca un conjunto de planos del proyecto original realizado por la empresa Colinas de Buen que en general consistieron de los siguientes:

- ✓ Perfiles estratigráficos
- ✓ Proyecto de gálibos
- ✓ Perfiles de implantación de las vías
- ✓ Proyecto de renivelación de vías realizado en el año de 1995
- ✓ Plantas generales
- ✓ Cruce del colector Balbuena con la Línea "A"
- ✓ Juntas constructivas
- ✓ Juntas de expansión
- ✓ Dimensiones generales de los armados de los cajones superficiales y subterráneo
- ✓ Tabletas presforzadas del cajón del Metro.

Planos adicionales constaron del levantamiento topográfico realizado en 1995 así como el proyecto de nivelación topográfica del hongo del riel hecho en el 2001.

La descripción de las información y conceptos necesarios para entender el proyecto se hará en los siguientes subcapítulos de acuerdo al área correspondiente.

### 3.5 Topografía

Ahora bien, como se puede ver en el alcance de topografía del contrato, se determinó lo siguiente:

Recopilar la información del proyecto original, dar continuidad a los trabajos de monitoreo que realiza el SCT y complementar los puntos de control para monitorear el comportamiento de la estructura. El levantamiento detallado de los daños existentes en lo referente a fisuras, agrietamientos deslomes. La interpretación de las lecturas para detectar las tendencias, velocidades y perfiles de deformación.

Por lo anterior dentro de esta etapa la empresa IPISA planteó y siguió un programa de control topográfico consistente en la nivelación del hongo del riel en la vía 1, levantamiento de una poligonal en la zona, la instalación de referencias de control en las juntas dañadas y el monitoreo de dichos elementos de control, para finalmente realizar la elaboración de los perfiles de las vías a lo largo de su vida operativa, para finalmente realizar la interpretación de las información recabada.

Cada uno de los puntos anteriormente mencionados se detallan a continuación.

#### 3.5.1 Análisis de la información existente

Como ya se mencionó anteriormente IPISA obtuvo los planos por parte de la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo de la implantación de las vías 1 y 2 del proyecto original del año 1991 y la nivelación efectuada en el año de 1996 de las mismas vías. Estos levantamientos topográficos se realizaron con respecto a los mismos bancos de nivel ubicados en las cercanías del Cerro del Peñón del Marqués y se describen a continuación detalladamente.

#### 3.5.2 Instrumentación

En el Capítulo 2.01.03.007 Instrumentación de las Especificaciones se plantea como objetivo de la instrumentación y su programa de observaciones el conocer y registrar el comportamiento de las estructuras principales y vecinas del Metro, tanto durante su construcción y vida útil, como cuando se presente algún evento que pudiera afectar su estabilidad. Ahora bien la precisión de los instrumentos y el periodo de observaciones están condicionados a las características geotécnicas del subsuelo y el tipo de solución que en este caso se trata de cajón superficial y cajón subterráneo.

En el caso de la solución superficial su propósito es detectar la evolución de los movimientos superficiales y los niveles piezométricos inducidos por las obras para ayudar a fundamentar el proceso de consolidación provocado por el cambio en los esfuerzos efectivos, inducidos por el peso de la estructura.

Ahora bien de manera similar al caso anterior en el caso de la solución en cajón subterráneo la instrumentación tendrá como finalidad detectar los movimientos y la variación de los niveles piezométricos durante y después de su construcción.

##### 3.5.2.1 Bancos de nivel

De acuerdo a lo especificado en Capítulo 2.01.03.007 Instrumentación que a su vez hace referencia a la ficha FIC-06, los bancos de nivel profundo utilizados en las obras del Metro se les deberá asignar su elevación con respecto al Banco de Nivel Profundo Atzacualco, ser instalados dentro de los depósitos profundos para que no sufra los asentamientos regionales que ocurren en la superficie del terreno y servirán de referencia de apoyo para la nivelación

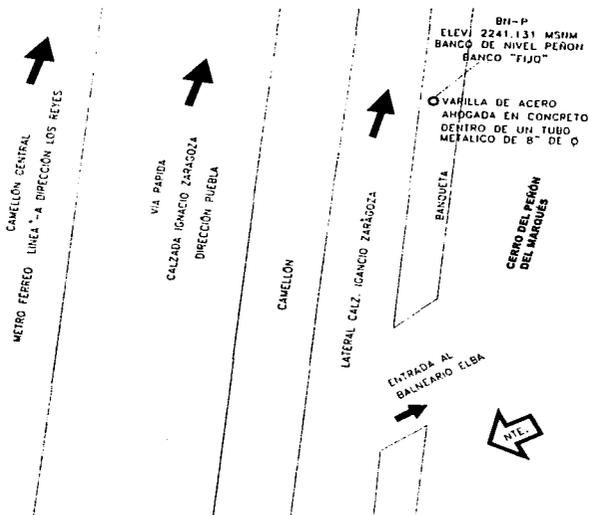
de líneas de colimación, referencias superficiales ya sean testigos superficiales o sobre muros y los bancos de nivel semiprofundos.

Con respecto a los bancos de nivel se dirá que como parte del control topográfico se utilizaron los dos bancos de nivel ubicados frente al cerro del Peñón del Marqués una ubicación en planta de dichos bancos de nivel se puede observar en la figura 3.1.



**Figura 3.1. Localización en planta de los bancos de nivel BN-P y BN3 GP.**

El primero denominado BN-P se trata de un banco de nivel profundo, figura 3.2, se empleó como referencia para realizar la instrumentación, monitoreo y levantamiento topográfico del hongo del riel de la vía 1, localizado a las faldas del Cerro del Peñón del Marqués a la altura del cadenamiento 17+341.900 en el intertramo Guelatao – Peñón Viejo con una elevación de 2241.131 metros sobre el nivel del mar.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 3.2. Banco de nivel profundo o fijo BN-P.

El segundo se trata de un banco de nivel dentro del cajón del metro nombrado BN3 GP esta localizado a la altura del cadenamamiento 17+191.903 también en el intertramo Guelatao – Peñón Viejo con una elevación de 2240.606 metros sobre el nivel del mar y el objetivo principal de dicho banco fue medir las expansiones y asentamientos que le han ocurrido a la estructura del cajón del Metro. El banco de nivel mencionado se observa a continuación en la figura 3.3.

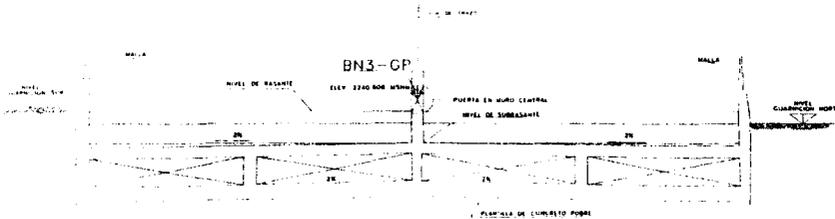


Figura 3.3. Ubicación dentro del cajón del Banco de Nivel BN3 GP, cadenamamiento 17+191.903 dentro del tramo Guelatao – Peñón Viejo.

### 3.5.2.2 Testigos en muros

Ahora bien el Programa de instrumentación, ficha FDG-11 del MEG, sigue para su diseño aspectos como la precisión de los instrumentos en función de las variables a medir. Cabe recalcar que criterios importantes para determinar el número de instrumentos son su costo y el no obtener información irrelevante, por lo que el número y ubicación de estos quedó a criterio de los ingenieros de la empresa encargada del proyecto, la DGCOSTC y del propio STC en común acuerdo

Las referencias superficiales son puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en la estructura del cajón y debieron cumplir con lo especificado en la ficha FIC-05 del MEG. El propósito de estos dentro del proyecto de reparación del Metro Férreo fue medir los desplazamientos horizontales y verticales, los cuales se describen a continuación.

Testigos en muros. Son referencias de nivel horizontal formadas por un triángulo que se localizaron sobre los muros del cajón del Metro.

El arreglo de los sitios instrumentados consistió en colocar cuatro testigos en muros o también llamadas palomas en cada sitio de interés como lo fueron las juntas de expansión, juntas constructivas y alrededor de las fisuras del cajón. Esto arreglos se pueden observar en la figuras 3.4 y 3.5.

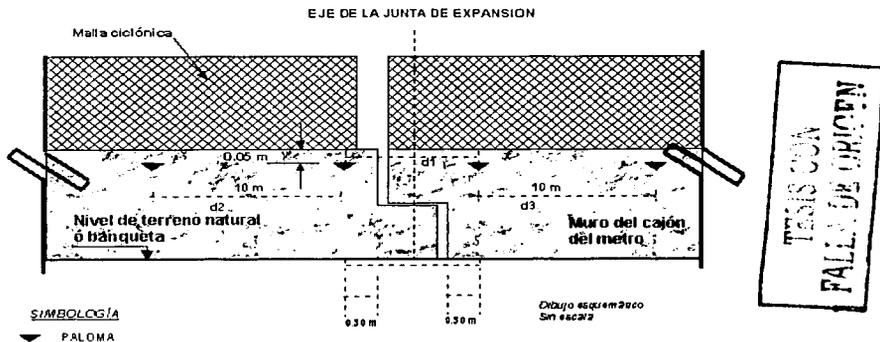


Figura 3.4. Arreglo de testigos en muros o palomas para instrumentar las juntas de expansión.

El criterio que se siguió para elegir a las juntas que se les daría seguimiento de su comportamiento fue: En juntas con separaciones mayores a las especificadas en el proyecto original, 5 centímetros, y las que tuvieron una separación menor de 2 centímetros, así como las indicadas por el personal del STC.

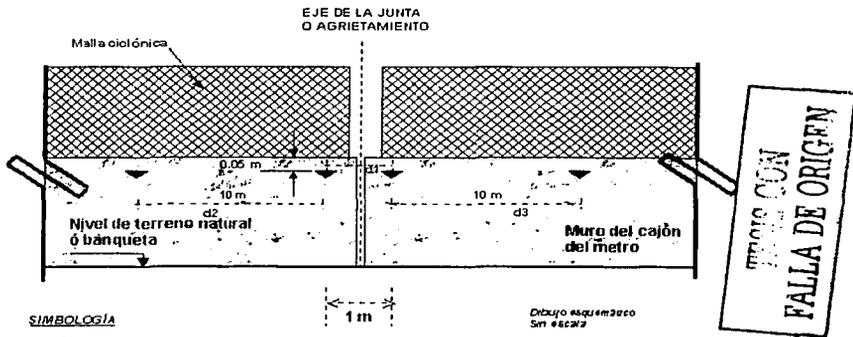


Figura 3.5. Arreglo de testigos en muros o palomas para instrumentar las juntas constructivas y en zona de cajón fisurado.

En la tabla siguiente, tabla 3.1, se presentan el número de puntos instrumentados por intertramo.

Intertramo de la Línea A	Número de puntos instrumentados
Guelatao – Peñón Viejo	15 puntos de interés
Peñón Viejo – Acatilla	12 puntos de interés
Acatilla – Santa Marta	7 puntos de interés
Santa Marta – Los Reyes	5 puntos de interés

Tabla 3.1. Instrumentación del cajón del Metro Férreo por intertramo.

Ahora bien de manera especial, a petición también del personal del SCT, en el caso de juntas ya instrumentadas con anterioridad por el STC se emplearon los mismos puntos de referencia que dicho sistema ya había instalado con anterioridad, los cuales consistían en clavos metálicos instalados a cada lado de la junta, tanto constructiva como de expansión, de manera similar a la configuración de las palomas, figuras 3.5 y 3.6, y que se instalaron en el resto de los intertramos.

### 3.5.2.3 Estaciones piezométricas

Las estaciones piezométricas se realizaron con el fin de conocer el estado de presiones del agua del subsuelo y posición del nivel freático en la cercanía de los sondeos SM-4 y SM-5.

Dichos piezómetros se plantearon ser del tipo Casagrande, piezómetro abierto FIC-02, así mismo se pretendió ubicar dichos instrumentos en barrenos independientes en estratos permeables contemplándose profundidades de 10, 20 y 30 metros aproximadamente, ya que su posición definitiva dependía de la exploración. En un principio se tenía previsto la instalación de solo una estación piezométrica de tres puntas tipo Casagrande para establecer las condiciones hidrostáticas y en su caso, hidrodinámica que se tuvieran en el sitio. Sin embargo se concilió la colocación de dos estaciones piezométricas con base a la exploración

geotécnica, denominadas EPZ-1 y EPZ-1-1. La construcción de dos estaciones piezométricas se debió a que el bulbo número tres, BULBO-3, que se pretendía hincar a una profundidad de 30 metros de profundidad en el cadenamiento 22+440 se reubicó al cadenamiento 22+253 a una profundidad de 31.0 metros, debido a que en la estratigrafía encontrada en el lugar original, cadenamiento 22+440, no se detectó ningún estrato permeable a la profundidad de 30 metros.

Así también el bulbo número dos del cadenamiento 22+440, BULBO-2, de la estación piezométrica EPZ-1 se ubicó a una profundidad de 17.00 metros, o sea 3 metros arriba de la profundidad proyectada, esto debido a que a la profundidad de 20 metros no se hallaron lente permeables que permitieran la colocación del bulbo a dicha profundidad.

En la tabla 3.2 se observan los bulbos colocados así como a la estación piezométrica a la que pertenecen.

BULBO	ESTACIÓN PIEZOMETRICA	CADENAMIENTO (km)	LOCALIZACIÓN (Intertramo de Línea "A")	PROFUNDIDAD PROYECTADA (m)	PROFUNDIDAD DE UBICACIÓN DEFINITIVA AL CENTRO DE LAS CELDAS (m)
BULBO-1	EPZ-1	22+440	Santa Marta – Los Reyes	10	9.7
BULBO-2	EPZ-1	22+440	Santa Marta – Los Reyes	20	17
BULBO-3	EPZ-2	22+253	Santa Marta – Los Reyes	30	31.2

**Tabla 3.2. Estaciones piezométricas (EZP).**

Finalmente las estaciones piezométricas se instalaron en perforaciones por separado. La estación EPZ-1 esta formada por dos piezómetros abiertos, tipo Casagrande, denominados BULBO-1 y BULBO-2, y por un tubo ranurado de observación (TO), para medir la profundidad del nivel freático. La estación EPZ-1-1 esta constituida por un piezómetro, BULBO-3, y un tubo ranurado de observación (TO).

La ubicación de los tubos de observación, FIC-04, se pueden observar en la tabla 3.3.

TUBO DE OBSERVACIÓN	ESTACIÓN PIEZOMETRICA	CADENAMIENTO (km)	LOCALIZACIÓN (Intertramo de Línea "A")	PROFUNDIDAD PROYECTADA (m)	PROFUNDIDAD DE UBICACIÓN DEFINITIVA (m)
TO-1	EPZ-1	22+440	Santa Marta – Los Reyes	6	6
TO-2	EPZ-2	22+253	Santa Marta – Los Reyes	6	6

**Tabla 3.3. Tubos de Observación (TO).**

La tabla 3.4 resume las fechas de instalación, profundidad definitiva, medición y un grupo de lecturas piezométricas.

PROFUNDIDAD DE NIVELES PIEZOMETRICOS (m)					
Fecha	EPZ-1			EPZ-1-1	
	TO-1	BULBO-1	BULBO-2	TO-2	BULBO-3
4 enero 2002	Instalación	-	-	-	-
5 enero 2002	-	Instalación	-	-	-
7 enero 2002	-	-	-	Instalación	Instalación
15 enero 2002	2.56	3.36	3.09	3.18	8.20
21 enero 2002	3.85	3.25	3.18	3.18	7.77
29 enero 2002	2.44	2.44	3.22	3.16	8.35
29 enero 2002	Limpieza	Limpieza	Limpieza	Limpieza	Limpieza
29 enero 2002	-	10.00	16.97	5.70	30.70
1 febrero 2002	2.53	3.43	3.52	3.16	7.18
12 febrero 2002	2.48	3.32	3.48	3.17	8.60

**Tabla 3.4. Fechas de instalación, limpieza y medición de estaciones piezométricas y de tubos de observación.**

En la tabla 3.4 se observa que los piezómetros registran abatimientos de la presión de poro con respecto al nivel freático detectado en cada sitio. El piezómetro P-1 de la estación EPZ-1, instalado a 10 metros de profundidad, registro un abatimiento de la presión de poro de 0.84 toneladas por metro cuadrado y en el P-2, instalado a 17 metros de profundidad registro un abatimiento de 1.0 toneladas por metro cuadrado. En la estación EPZ1-1, el piezómetro P-1 instalado a 31.0 metros de profundidad experimenta un abatimientos de la presión de poro de 5.33 toneladas por metro cuadrado, para el nivel freático detectado de 3.17 metros por debajo del nivel del terreno natural.

### 3.5.3 Levantamiento topográfico de la vía principal 1

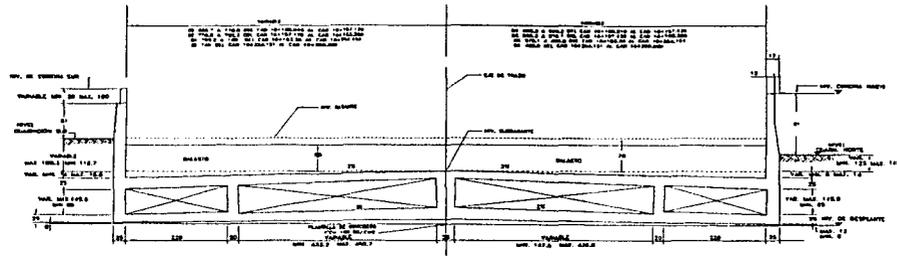
Se realizó un tercer levantamiento del perfil del hongo de riel de la vía 1 esto para complementar a las realizadas en el año de 1991 y 1996 de las vías 1 y 2, con el fin de realizar un historial de dichos perfiles y conocer su comportamiento al paso del tiempo y así predecir su futuro comportamiento. Todos los levantamientos se refirieron al mismo banco de nivel ya descrito ubicado en las cercanías del Peñón Viejo.

Los perfiles obtenidos, anteriormente mencionados, se pueden observar en las figuras 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9, pertenecientes a los intertramos Guelatao – Peñón Viejo, Peñón Viejo – Acatilla, Acatilla – Santa Marta y Santa Marta – Los Reyes respectivamente.

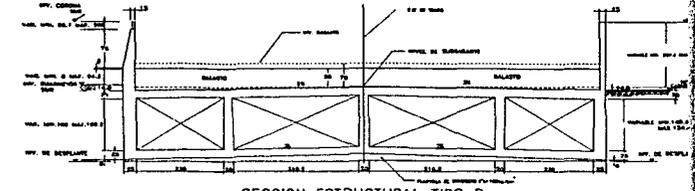


**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

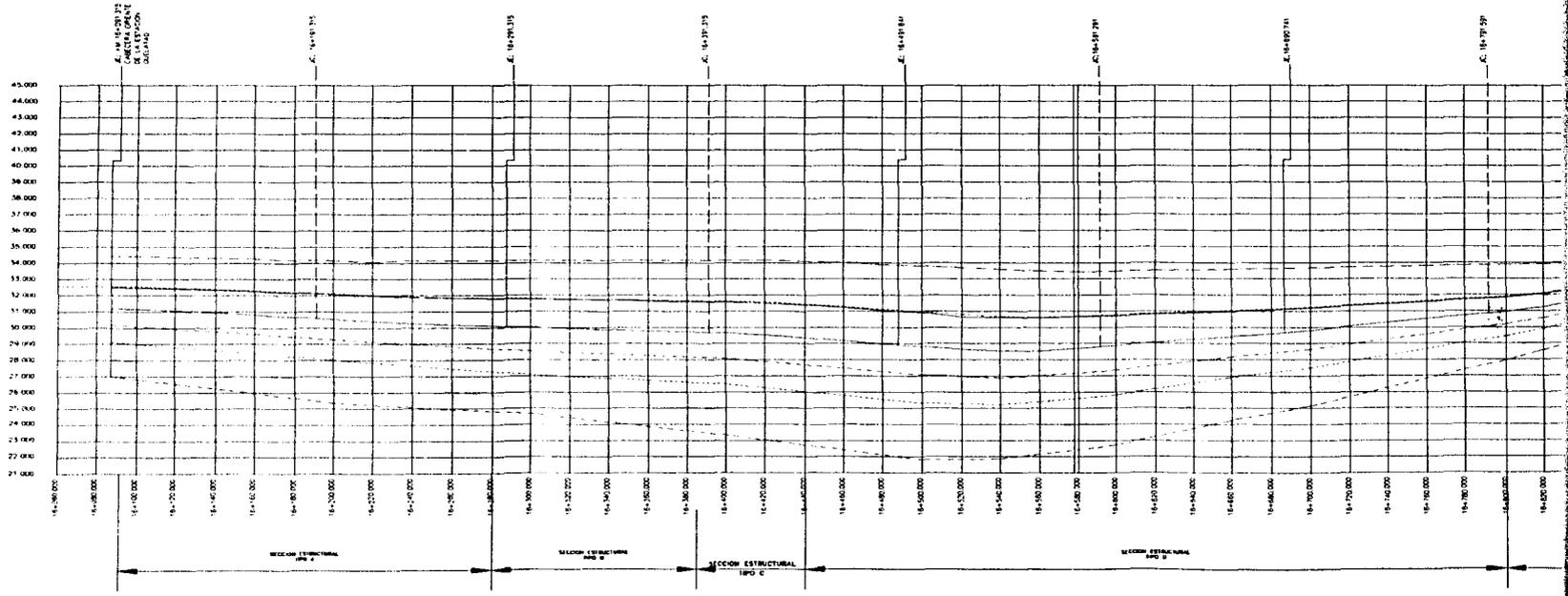
81



**SECCION ESTRUCTURAL TIPO A**  
N.I. CAL. 10-1000-200 AL CAL. 10-200-200

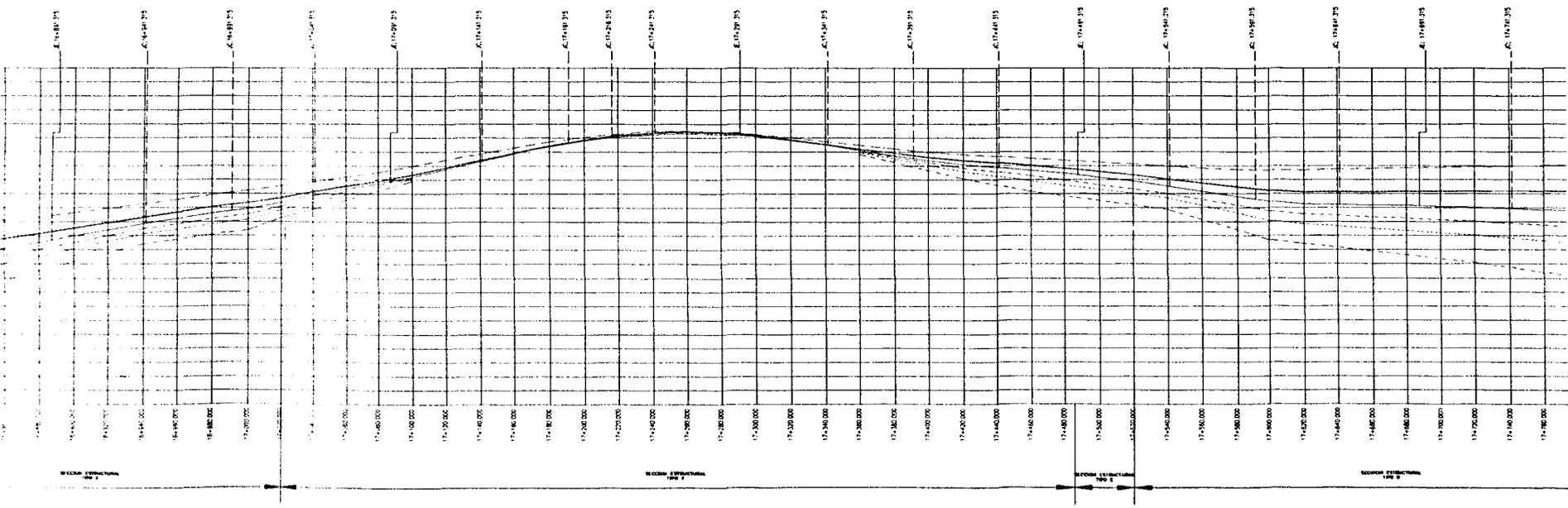
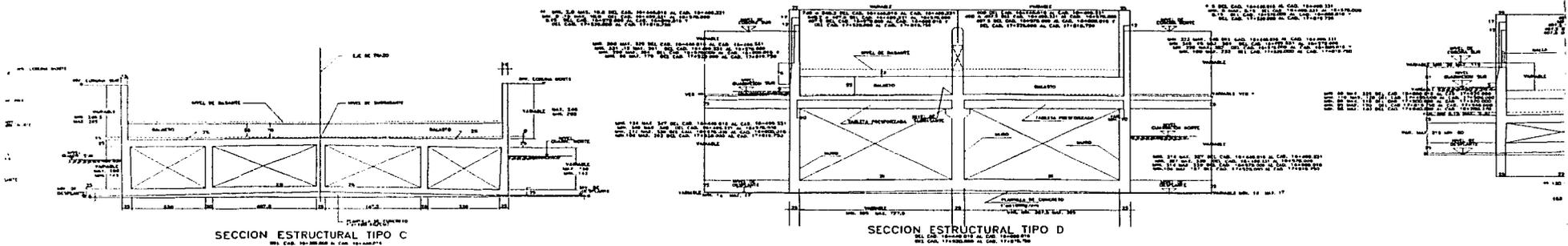


**SECCION ESTRUCTURAL TIPO B**  
N.I. CAL. 10-1000-200 AL 10-200-200



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

81-2  
TESIS CON FALLA DE ORIGEN



**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

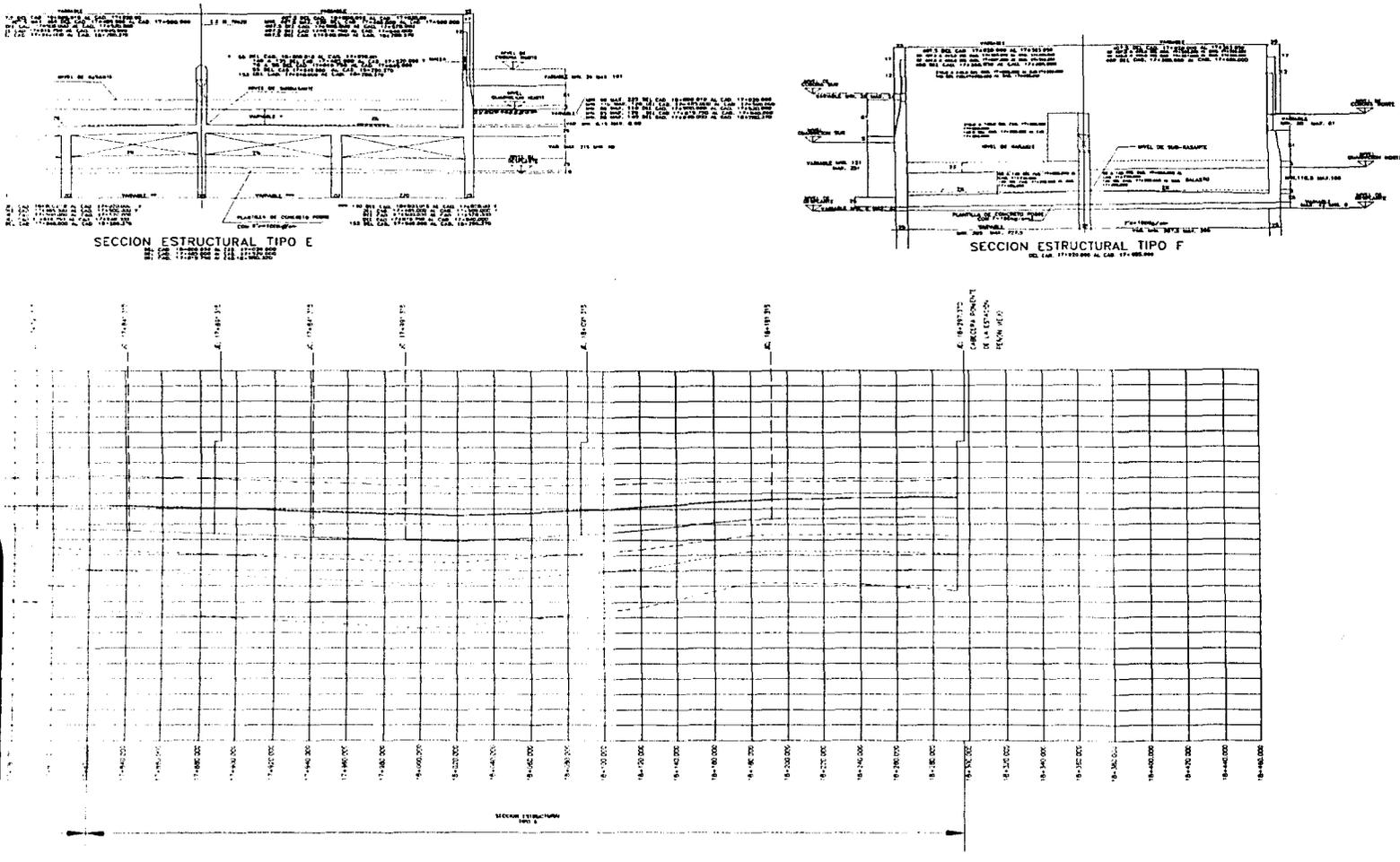
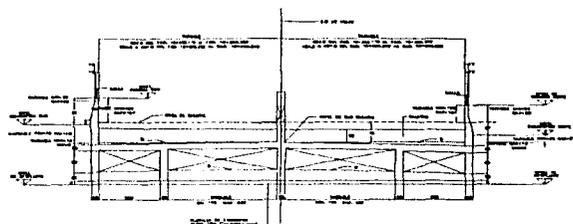


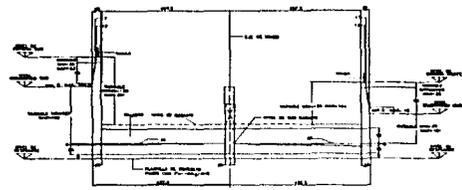
Figura 3.6. Secciones estructurales, nivel de rasante actual y comportamiento a futuro. Intertramo Guelatao - Peñón Viejo.

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

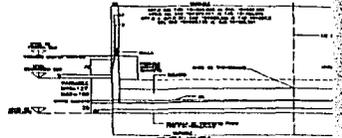
87



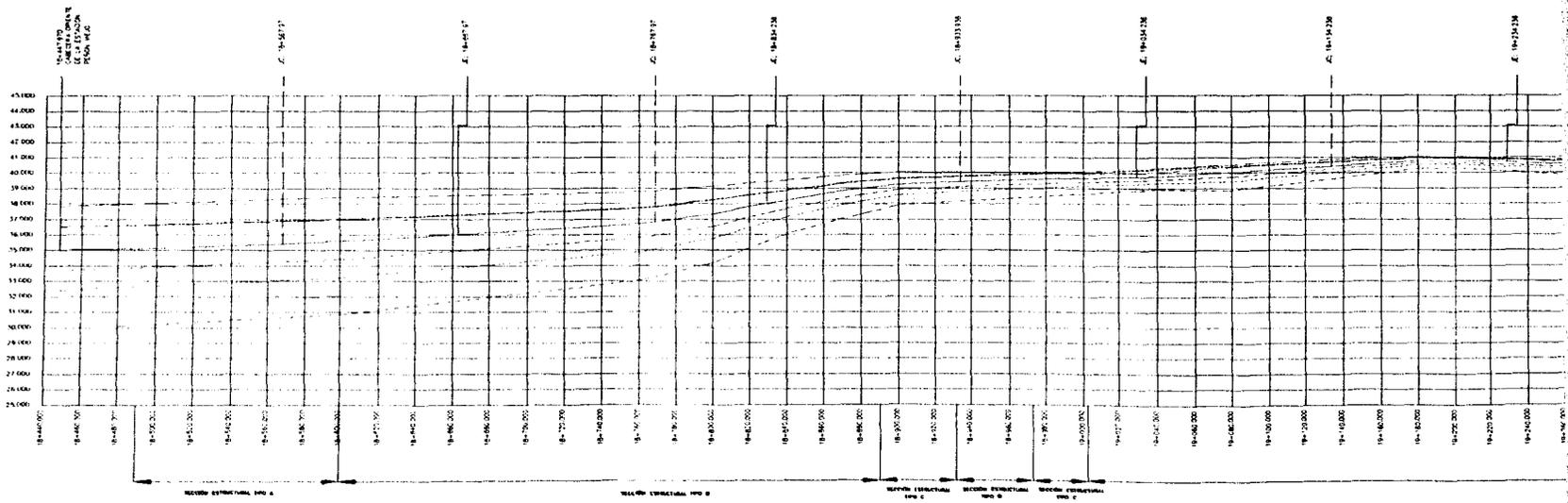
SECCIÓN ESTRUCTURAL TIPO A



SECCIÓN ESTRUCTURAL TIPO B



SECCIÓN ESTRUCTURAL TIPO C



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN  
Procedimiento

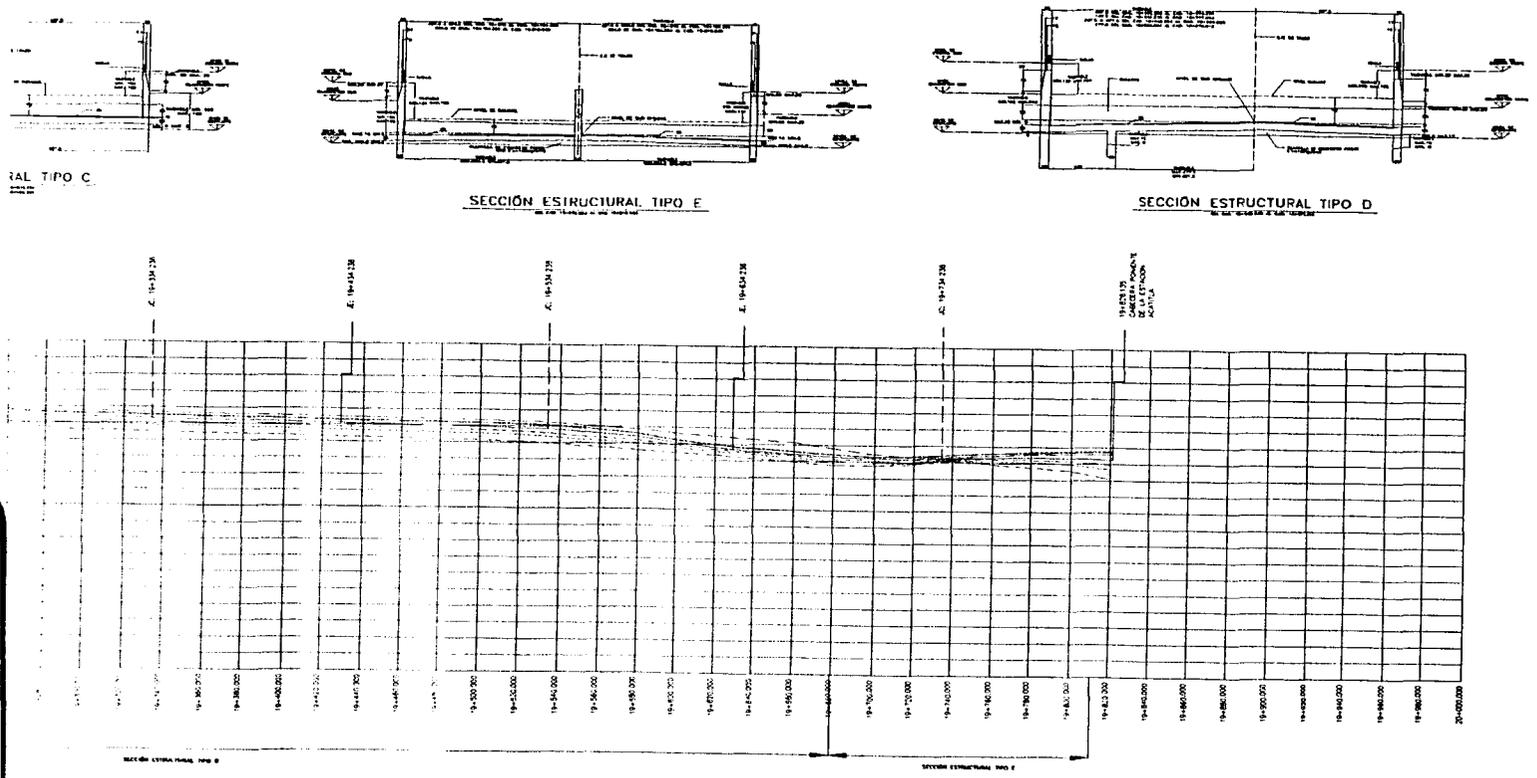
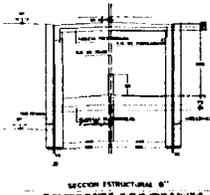
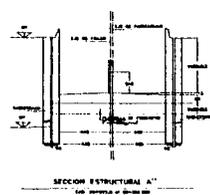
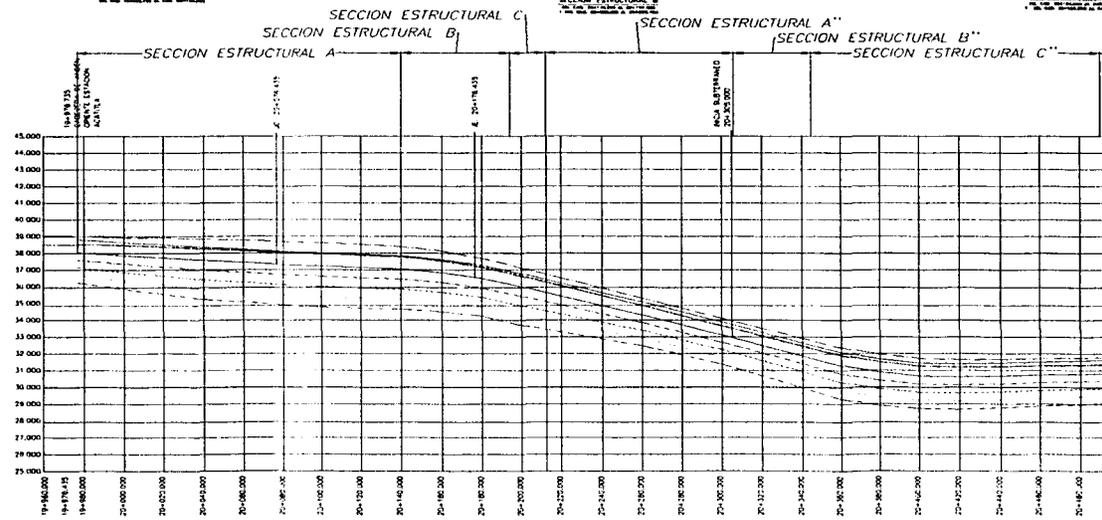
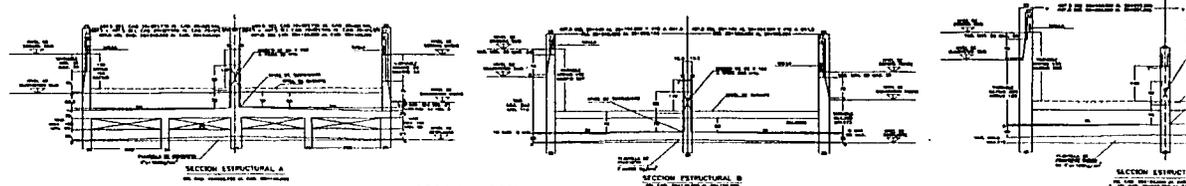


Figura 3.7. Secciones estructurales, nivel de rasante actual y comportamiento a futuro. IntertramoPeñón Viejo - Acatilla.

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

3



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Procedimiento

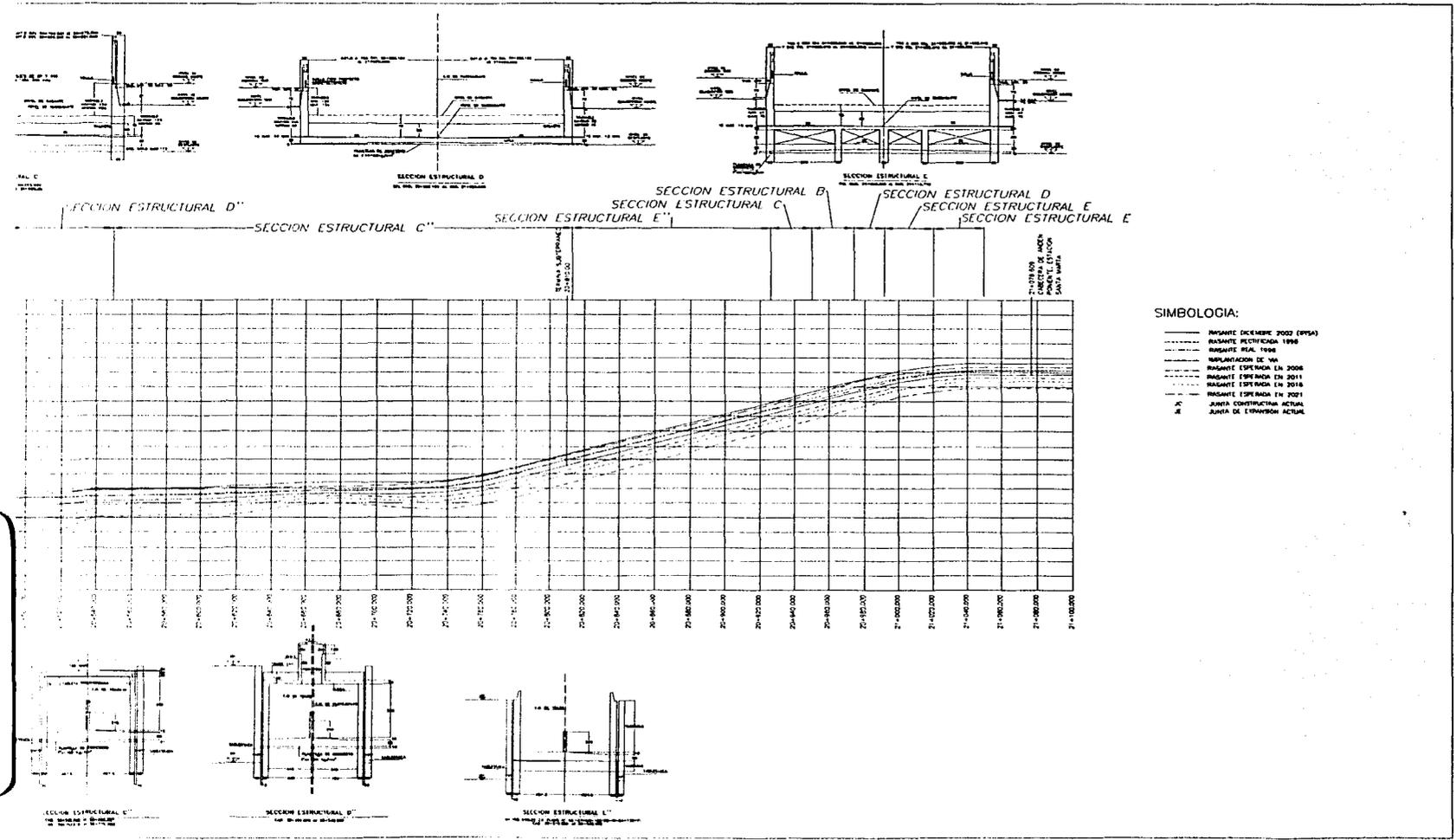


Figura 3.8. Secciones estructurales, nivel de rasante actual y comportamiento a futuro. Intertramo Acaillita - Santa Marta.





### 3.5.4 Monitoreo de los elementos de control

El monitoreo consistió en la realización de 6 campañas en las que se midieron las distancias entre referencias y sus elevaciones, para determinar la magnitud de cierre o apertura de las juntas o agrietamiento, para verificar el movimiento de ambos lados del cajón y eventuales giros o torsiones. Cada campaña estuvo espaciada 15 días.

Con lo anterior se obtuvieron los puntos de interés a lo largo del perfil en los muros del cajón y su referencia para seguir los movimientos de la estructura durante los 6 monitores que se realizaron durante los estudios.

Ahora bien los trabajos de monitoreo del comportamiento de las estructuras del Metro en los intertramos en estudio. El seguimiento fue realizado con una periodicidad de 15 días, con un total de 6 nivelaciones realizadas.

### 3.6 Instalaciones hidrosanitarias

En lo que se refiere a esta área de estudio se aboco a realizar la recopilación de la información existente referente al drenaje de plataforma, descargo del sistema municipal y obras inducidas, cómo se puede ver en los alcances en lo que a esta área se refiere.

Como se pudo ver en el subcapítulo 3.3 Permisos, la recabación de la información fue proporcionada por la Subdirección de Ingeniería Hidráulica de la DGCOH y la Dirección de Obras Públicas Municipales pertenecientes al Municipio de los Reyes la Paz dentro de la jurisdicción del Estado de México.

Dichos organismos mencionados proporcionaron información referente a los sistemas de agua potable y de alcantarillado. Destaca los planos para la ubicación del colector Balbuena del sistema de drenaje el cual cruza la Línea "A" en su intertramo Guelatao – Peñón Viejo como se puede observar en la figura 3.10.

Estas acciones se hicieron con el propósito de no intervenir durante los trabajos de campo principalmente en lo que se refiere a los trabajos de exploración y muestreo geotécnico con las instalaciones antes mencionadas.

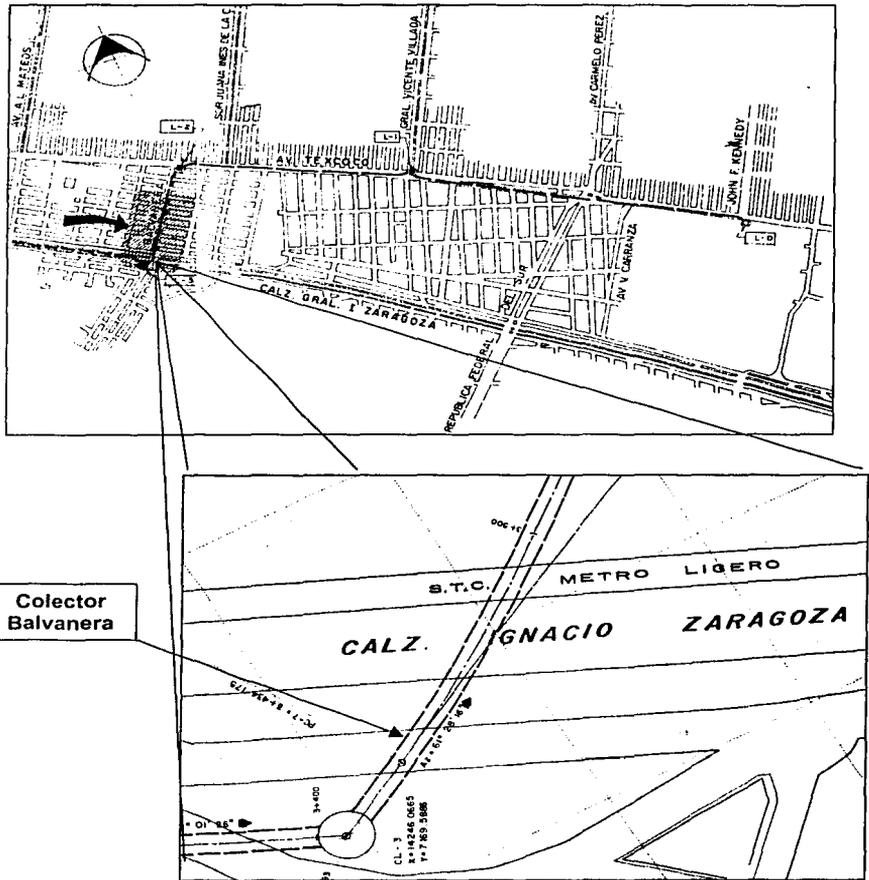


Figura 3.10. Trazo del colector Balvanera con respecto a la Línea "A" del Metro Férreo.

### 3.7 Geotecnia

Las especificaciones de diseño para las estructuras del Metro deben tomar en cuenta los métodos teóricos y prácticos más actualizados de la mecánica de suelos, como lo son la exploración, el muestreo en campo, ensayos de laboratorio y la instrumentación para control del comportamiento de las obras durante su construcción y durante su vida útil, para ser aplicados en los tres tipos principales de suelos de la Ciudad de México, como son los suelos arcillosos compresibles de la Zona del Lago, los suelos arenosos compactos y roca en la Zona de Lomas, y una combinación de ambas en la Zona de Transición. Por dicha razón se tuvo que tener especial énfasis en los métodos y prácticas del RCDF.

Esta etapa fue fundamental y ardua para determinar la situación en que se encuentra actualmente el suelo sobre el cual esta construida la estructura del Metro Férreo. Los alcances fueron extensos dentro de todas las áreas de trabajo de campo que se refiere a la exploración, muestreo y trabajos de laboratorio. Esta revisión tiene un fuerte fundamento para conocer el estado actual y definir la reparación de la estructura del Metro Férreo.

Una aclaración referente a las estaciones piezométricas, es que los estudios y trabajos respecto a este punto están ubicados en las Especificaciones dentro del Capítulo de Monitoreo; sin embargo, estos se ubicaron en el Contrato dentro de los alcances de Geotecnia por lo que en este trabajo se ha optado por incorporarlos dentro del presente subcapítulo.

#### 3.7.1 Recopilación de la información disponible

Dentro de los estudios que se realizaron de manera paralela está la recopilación de la información existente del proyecto original, el cual fue elaborado por la empresa Colinas de Buen, así como su análisis e interpretación.

La información consultada fue proporcionada por los diversos actores en la construcción de esta Línea del Metro, entre los cuales destacan en primer término la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo que estuvo encargada de la coordinación de dicha obra en su construcción original. Así como el SCT, organismo encargado de la operación del Metro.

Debió recopilarse, analizarse y sintetizarse toda la información geológica y geotécnica existente a lo largo de la Línea "A" del Metro. La información que se reunió se presentó en secciones y perfiles estratigráficos que permitieron identificar de manera preliminar las condiciones del subsuelo que prevalecieron en el sitio de proyecto. La anterior información se obtuvo del proyecto original realizado por la empresa Colinas de Buen.

En la figura 3.11 se observa un fragmento de las cartas geológicas de Chalco E14B31 y E14A39 de la Coordinación General del Sistema Nacional de Información de la Secretaría de Programación y Presupuesto, específicamente de la zona aledaña a la Línea "A" del Metro Férreo.



Figura 3.11. Carta geológica, zona aledaña a la Línea "A" del Metro Férreo.

### 3.7.2 Exploración y muestreo.

La DGCOSTC de acuerdo con lo dispuesto en las Especificaciones para el proyecto y construcción de las Líneas del Metro de la Ciudad de México en su Sección 2.01.03 Mecánica de Suelos, el número de dichos sondeos y muestreos para cada intertramo así como la localización definitiva de cada uno de estos, se efectuó en común acuerdo entre personal de la empresa contratista en este caso IPISA y el personal de la DGCOSTC. Dichos sondeos y muestreos consistieron en; Sondeos de Avance (SA), Sondeos de Cono (SC), Pozos a Cielo Abierto (PCA) y Sondeos Mixtos. También dentro de los estudios de campo se instalaron un conjunto de estaciones piezométricas y tubos de observación.

Con respecto a los trabajos señalados anteriormente se debieron de cumplir las Especificaciones especificaciones en señaladas en el Capítulo 2.01.03.002 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio. La investigación del suelo se llevó a cabo mediante la ejecución de sondeos, muestreo y ensayos de laboratorio. Lo cual consistió en realizar sondeos de cono, sondeos mixtos selectivos, pozos a cielo abierto, la instalación estaciones piezométricas, esto con objeto de verificar las condiciones actuales del subsuelo y la zona de transición.

La explicación del muestreo, exploración y pruebas de laboratorio que se presenta esta basada en lo determinado en las Especificaciones y en los Alcances del contrato de reparación. En aquellos casos en que no existió una compatibilidad entre estos dos documentos se harán notar así como la justificación de dichas acciones.

En el presente se hace mención a fichas pertenecientes al Manual de Diseño Geotécnico (MEG); sin embargo, se realiza una explicación a grosso modo de lo descrito en dichas fichas conforme a la secuencia de este trabajo, suficiente para la comprensión del presente trabajo.

A continuación se presenta una descripción de la metodología seguida para la exploración geotécnica de cada uno de los tipos de sondeos realizados, así como de las estaciones piezométricas y tubos de observación. Cabe mencionar que dichos sondeos y muestreos definitivos realizados incluyen aquellos que de manera extraordinaria se añadieron a criterio de los ingenieros durante el proceso del proyecto.

#### 3.7.2.1 Reconocimiento del sitio

El reconocimiento geológico superficial del sitio para obtener información preliminar debió hacerse por uno o varios especialistas en geotecnia (ficha FEG-01). En el caso particular de este proyecto dicho reconocimiento lo realizaron personal especializado tanto de la DGCOSTC en común acuerdo con la empresa contratista que en este caso se trató de la empresa IPISA.

Como se puede verificar en la ficha citada se debe revisar para el caso del proyecto de la Línea "A" construida en zonas del Lago y Transición, la información geológica y geotécnica para determinar origen y características de los estratos significativos. Así mismo la geomorfología, o sea, la evolución geológica de cauces y barrancas en dichas condiciones de suelo. Por último la hidrología para conocer las condiciones de flujo superficial y subterráneo.

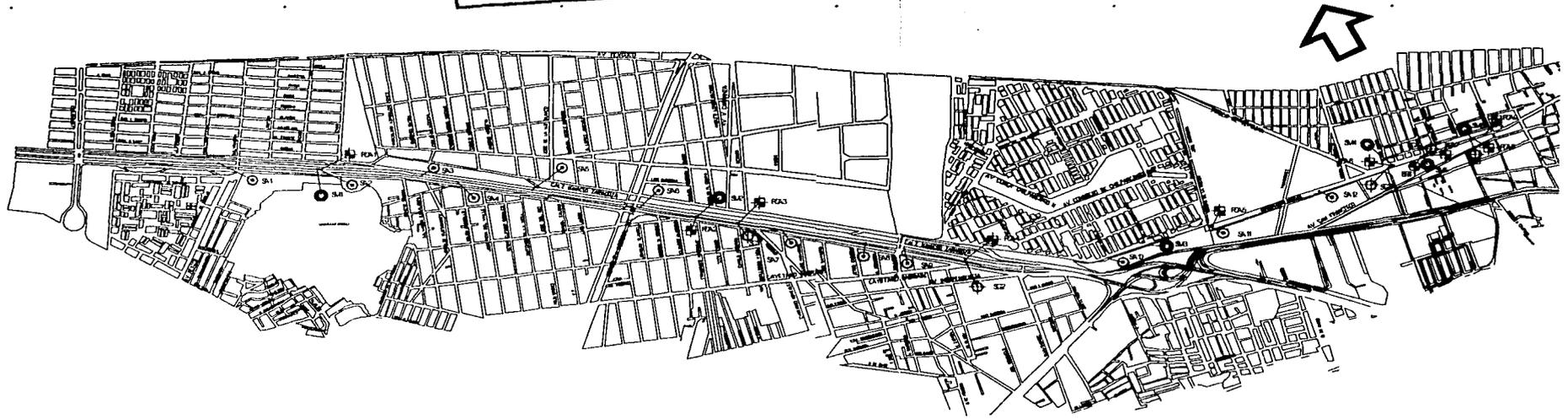
Este reconocimiento, que se realizó en su mayoría en zonas urbanas y consistió, siempre que fue posible, de un recorrido de campo, recolectando muestras y realizando observaciones en corte, afloramientos y pozos existentes; asimismo, se efectuó foto

interpresentación, con fotografías aéreas. Además, se tomó nota del comportamiento de las estructuras construidas en la cercanía al sitio.

### **3.7.2.2 Programa de exploración del subsuelo**

Con base en el reconocimiento geológico superficial del sitio y en la revisión de la información existente, se elaboró un programa de exploración del subsuelo aplicando métodos directos y semidirectos. Este programa de exploración tuvo como objetivo complementar la información preliminar y conocer con detalle las propiedades índice y mecánicas de los materiales que constituyen el subsuelo, a partir de pruebas de laboratorio realizadas en las muestras recuperadas y de los diversos trabajos de campo realizados. La ubicación de cada uno de los tipos de sondeos y estaciones piezométricas se muestra en la figura 3.12.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN



SIMBOLOGÍA

-  PCA-1 Pozo a Cielo Abierto
-  SA-1 Sondeo de Avance
-  SM-1 Sondeo Mixto
-  SC-2 Sondeo de Cono Eléctrico
-  EPZ-1 Estación Piezométrica (Incluye tubos de Observación)

Figura 3.12. Ubicación de los sondeos y estaciones piezométricas.

### 3.7.2.3 Métodos Semidirectos

Los métodos de exploración directa empleados en las obras del Metro para fines de muestreo y reconocimiento del subsuelo deberán ajustarse a las indicaciones descritas en el Manual de Estudios Geotécnicos, ficha FEG-08 Técnicas de perforación. En dicha ficha se mencionan las características que deben cumplir los equipos de acuerdo al tipo de sondeo a realizar, así como procedimientos y operación de dicho equipo.

#### a) Sondeos de cono eléctrico (SC).

El penetrómetro eléctrico de cono se utilizó antes de efectuar la exploración definitiva para definir los cambios de compacidad o consistencia y para la programación de muestreos selectivos en lugares en los que se alternan suelos blandos y resistentes como los de las Zonas del Lago y de transición de la Ciudad de México, ficha FEG-05 del MEG. En suelos de alta resistencia que excedieron la capacidad del cono eléctrico se utilizó el penetrómetro estándar.

Los sondeos de cono eléctrico se realizaron inicialmente para ser interpretados su registro de campo y de manera programar la profundidad del muestreo inalterado de los pozos a cielo abierto y los obtenidos con cono eléctrico de la superficie hasta los depósitos profundos, atravesando los lentes duros. Estos sondeos denominados SC-1 a SC-5 se presentan en la tabla 3.5, donde se indican las profundidades de proyecto y las explorada, así como su ubicación (cadenamamiento e intertramo) por cada uno los sondeos.

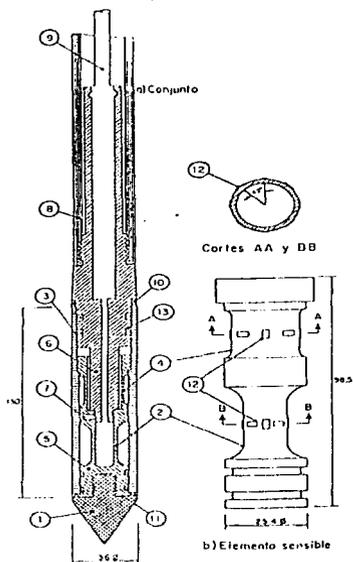
SONDEO DE CONO	CADENAMIENTO (km)	LOCALIZACIÓN (Intertramo de Línea "A")	PROFUNDIDAD PROYECTADA (m)	PROFUNDIDAD ALCANZADA (m)
SC-1	19+068	Guelatao - Peñón Viejo	30	30.20
SC-2	20+303	Peñón Viejo - Acatilla	30	32.00
SC-3	22+253	Acatilla - Santa Marta	50	45.00
SC-4	22+440	Santa Marta - Los Reyes	40	40.80
SC-5	22+700	Santa Marta - Los Reyes	40	40.45

Tabla 3.5. Sondeos de cono eléctrico (SC).

El objetivo de este tipo de sondeo, descrito en la ficha FEG-05, es definir las condiciones estratigráficas y determinar la resistencia al corte mediante correlaciones empíricas, esto a partir de la resistencia a la penetración de punta a diferentes profundidades.

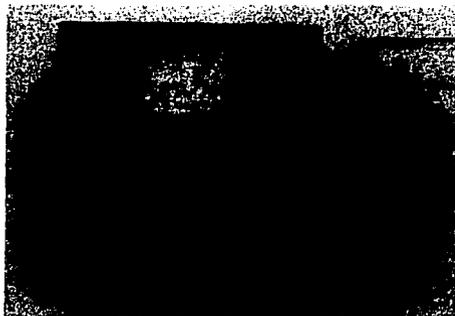
Dicha herramienta se observa en la figura 3.13 y consta de una celda de dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages), en dicha figura se observa un cono de 36 milímetros de diámetro exterior, aunque en la ficha mencionada anteriormente se tienen previsto la utilización de otros diámetros dependiendo del tipo de suelo y criterio de los ingenieros. En el caso de la exploración descrita en este trabajo se utilizó un cono de 41 milímetros de diámetro exterior, con área en la punta de 13.2 centímetros cuadrados.

La velocidad de hincado usualmente utilizada es de 2 centímetros por segundo, sin embargo también se tienen previstas menores velocidades para un mejor control de pruebas en la Ciudad de México. La exploración mantuvo una velocidad de hincado constante de 0.5 centímetros por segundo igual a 30 centímetros por minuto. Cada sondeo consistió en el hincado del cono eléctrico en la masa de suelo mediante la aplicación de carga a través de un sistema hidráulico de la maquina de perforación a una velocidad constantes, obteniéndose un registro de la resistencia de punta que opone el suelo al ser penetrado.



1. Cono (ED<sup>2</sup>, Ø 11 mm, 10.18 cm<sup>3</sup>)
2. Celula de punta
3. Funda de fricción (Ø 15 mm, 147.02 cm<sup>3</sup>)
4. Celula de fricción
5. Elemento sensible (Bunce SAE - 64)
6. Pieza de enlace
7. Perno de sujeción (3 x 4 (20°))
8. Copie conector a tubería EW
9. Cable conductor emilitado de B hilos
10. Selló de silicon elastó
11. Rondana de fricción
12. Deformómetros eléctricos
13. Anillo selló

Acotaciones, en mm



PRUEBAS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 3.13. Como eléctrico utilizado y corte transversal del mismo.

Los conos utilizados debieron estar y ser calibrados de manera periódica, así como contar con una curva de calibración emitida por un laboratorio certificado.

Así mismo en las figuras 3.14, 3.15, 3.16a, 3.16b, 3.17a, 3.17b, 3.18a y 3.18b se muestran los registros de cada uno de los cinco sondeos de cono nombrados del SC-1 al SC-5, mostrándose la resistencia de punta en kilogramos por centímetro cuadrado correspondiente a cada 10 centímetros de profundidad. Dichos resultados fueron vaclados a escalas de 20 y 100 kilogramos por centímetros en el eje de resistencia ( $q_c$ ).

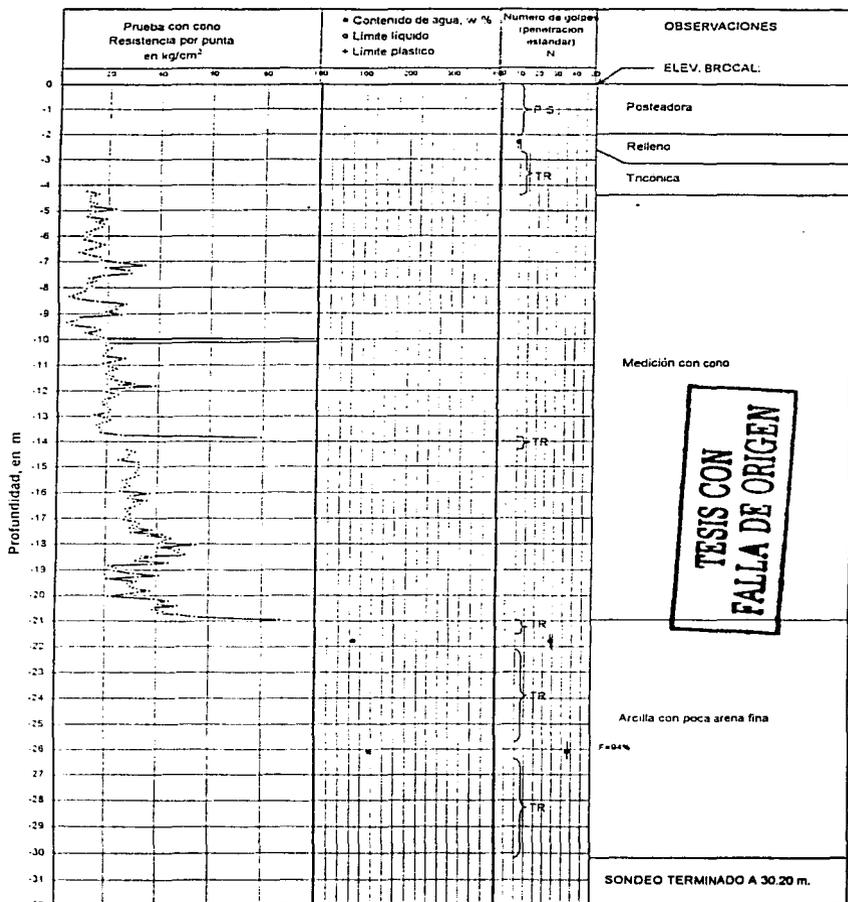


Figura 3.14. Registro de sondeo de cono número 1 (SC-1).

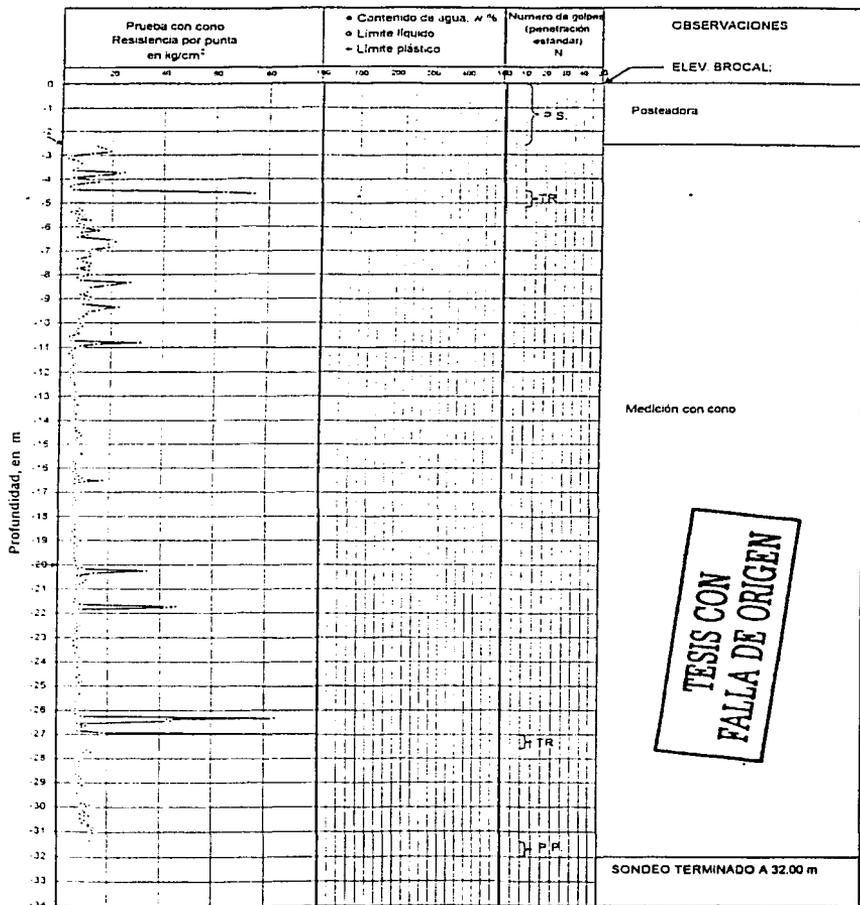


Figura 3.15. Registro de sondeo de cono número 2 (SC-2).

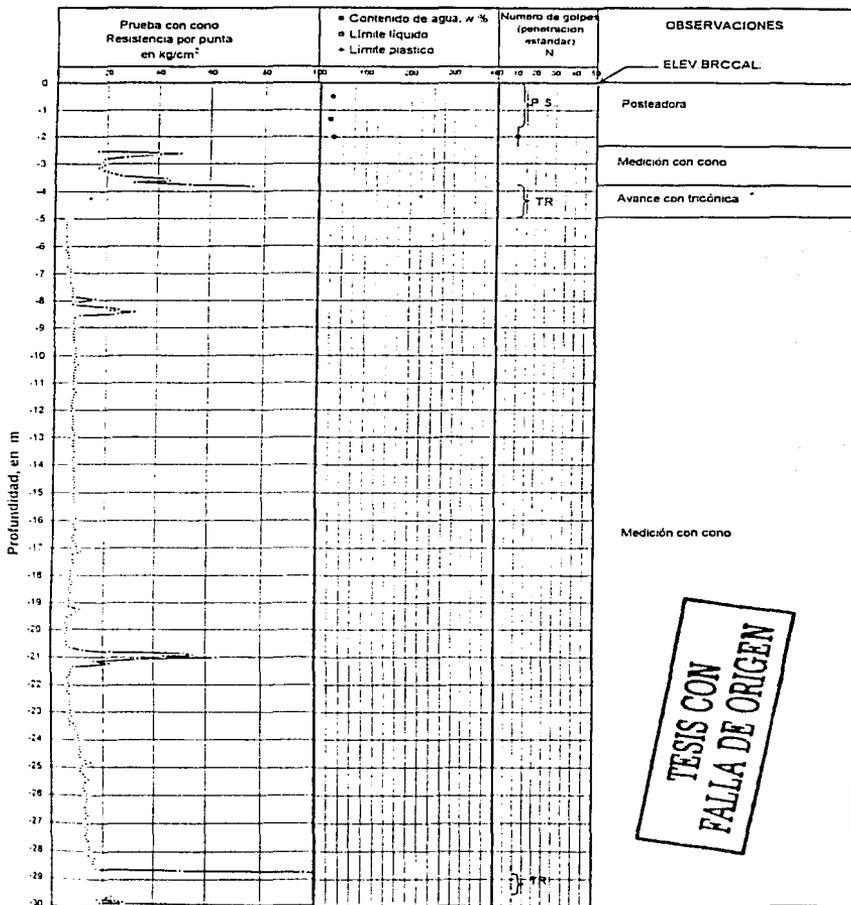


Figura 3.16a. Registro de sondeo de cono número 3 (SC-3).

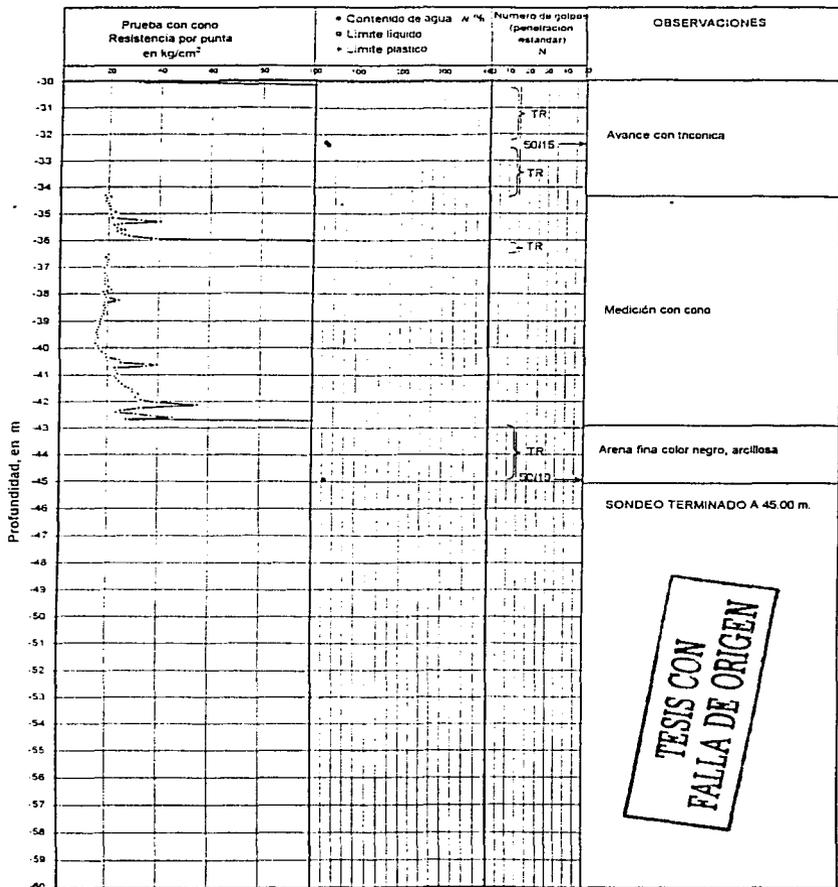


Figura 3.16b. Registro de sondeo de cono número 3 (SC-3).

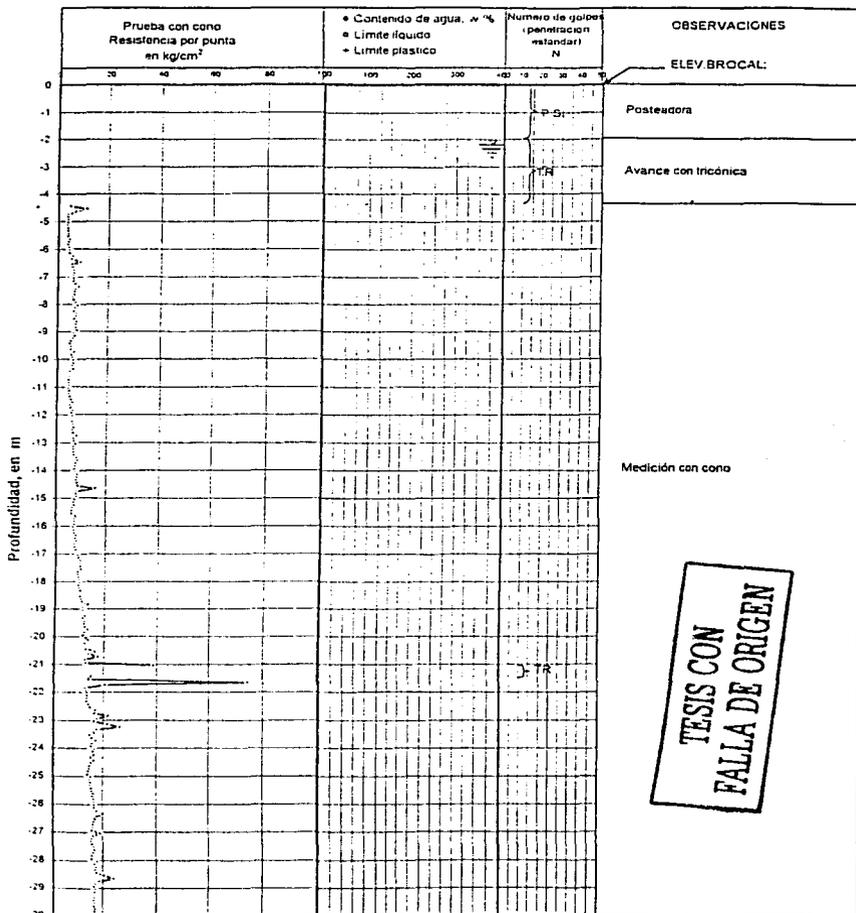


Figura 3.17a. Registro de sondeo de cono número 4 (SC-4).

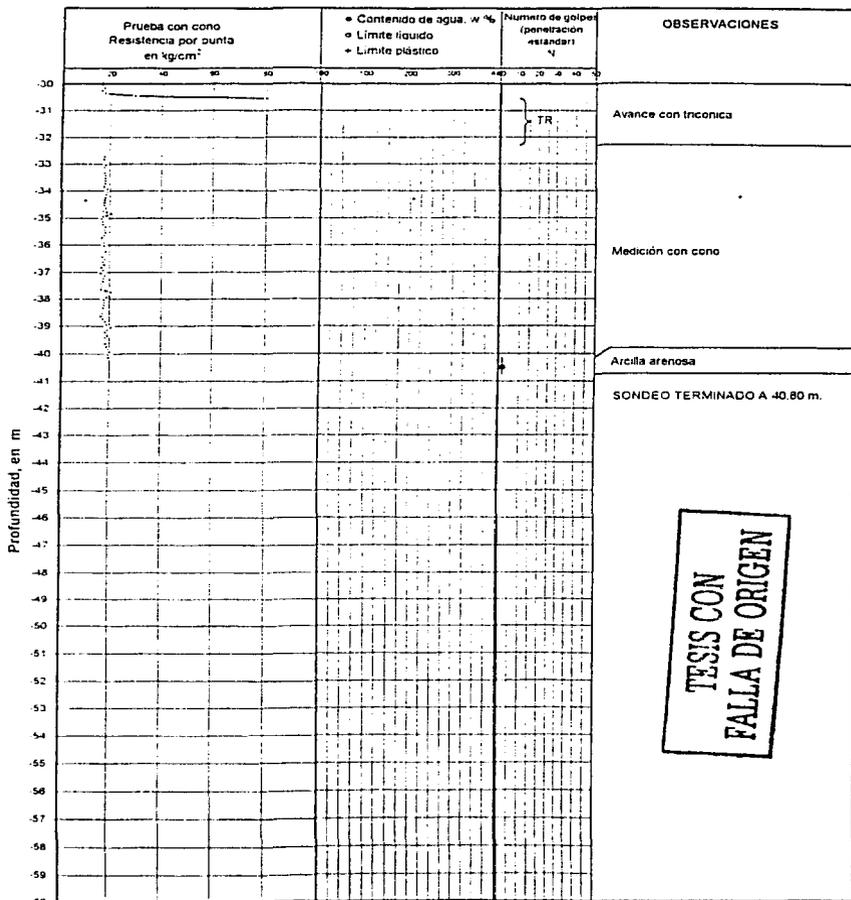


Figura 3.17b. Registro de sondeo de cono número 4 (SC-4).

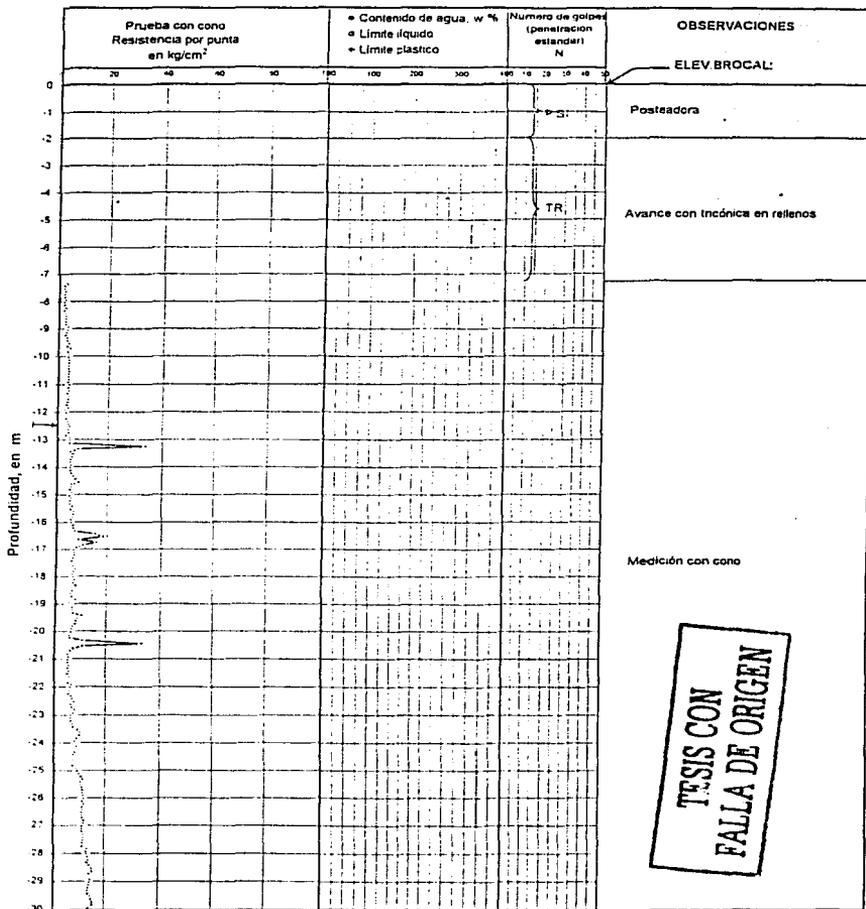


Figura 3.18a. Registro de sondeo de cono número 5 (SC-5).

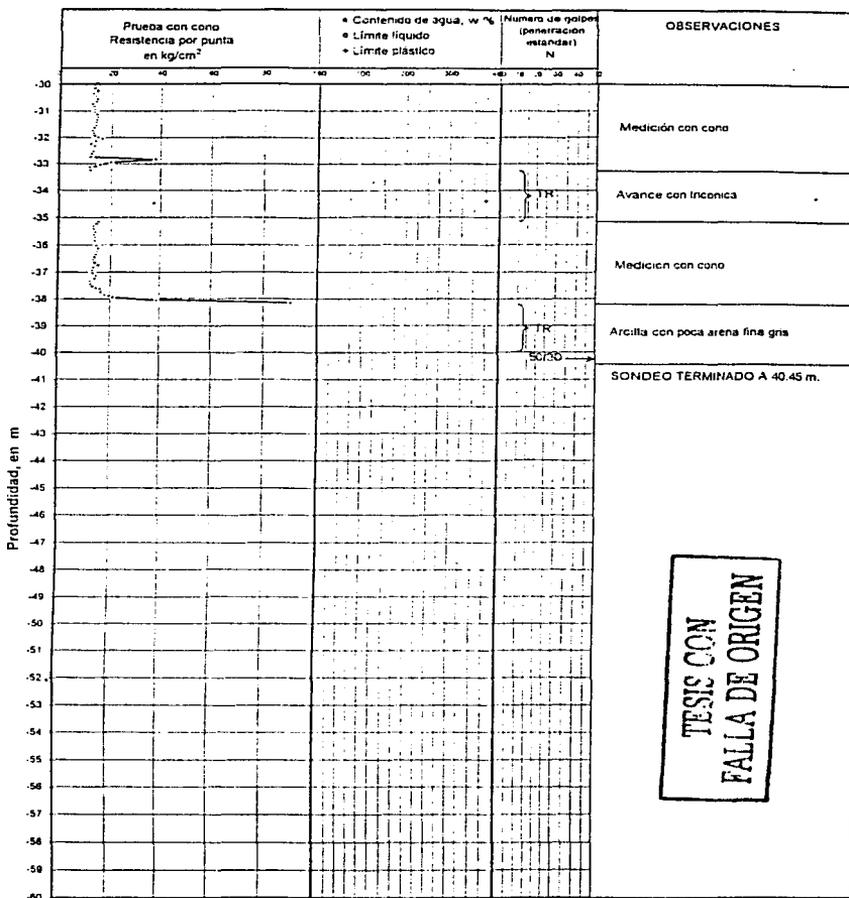


Figura 3.18b. Registro de sondeo de cono número 5 (SC-5).

### b) Sondeo de avance (SA)

Se realizaron doce sondeos nombrados del SA-1 al SA-12, planeados en un principio para penetrar 3 metros en la roca, ya que el principal objetivo de estos tipos sondeos era encontrar la profundidad de los estratos profundos, que solo se pudo tener en tres sondeos, SA-2, SA-11 y SA-12. La tabla 3.6 resume la profundidad proyectada así como la alcanzada, su ubicación (cadenamiento e intertramo) y el material perforado a la máxima profundidad explorada.

SONDEO DE AVANCE	CADENAMIENTO (km)	LOCALIZACIÓN (Intertramo de Línea "A")	Profundidad proyectada (m)	Profundidad alcanzada (m)	Material a la máxima profundidad explorada
SA-1	16+680	Guelatao – Peñón Viejo	30	64.00	Arcilla
SA-2	17+020	Guelatao – Peñón Viejo	30	35.80	Basalto
SA-3	17+494	Guelatao – Peñón Viejo	30	37.00	Arcilla
SA-4	17+695	Guelatao – Peñón Viejo	30	31.00	Arcilla
SA-5	18+130	Peñón Viejo – Acatilla	30	30.60	Arcilla
SA-6	18+595	Peñón Viejo – Acatilla	30	30.80	Arcilla
SA-7	19+303	Peñón Viejo – Acatilla	30	40.26	Limo arenoso
SA-8	19+594	Peñón Viejo – Acatilla	30	30.35	Limo arenoso
SA-9	19+725	Acatilla – Santa Marta	30	41.20	Arcilla
SA-10	20+827	Acatilla – Santa Marta	50	50.60	Arcilla
SA-11	21+370	Santa Marta – Los Reyes	40	25.05	Basalto
SA-12	21+900	Santa Marta – Los Reyes	40	18.15	Basalto

Tabla 3.6. Sondeos de avance (SA).

Este tipo de sondeo tuvo como objetivo el determinar los espesores y profundidad de los estratos de arcilla hasta la primera capa dura.

#### 3.7.2.4 Métodos directos

De igual manera que en los métodos semidirectos, los métodos directos deben basarse en ficha FEG-08 del MEG.

#### a) Pozos a cielo abierto (PCA)

Los pozos a cielo abierto se debieron excavar para la observación directa de la estratigrafía, discontinuidades (fallas, fracturas, etc.), y posibles cavernas u otros tipos de cavidades, de preferencia arriba del nivel freático, y para la obtención de muestras alteradas e inalteradas, cuidando de eliminar la capa de suelo superficial intemperizada antes de obtener las muestras ya sean alteradas o inalteradas, ficha FEG-04 del MEG.

Las condiciones del subsuelo observadas durante la excavación tanto en las paredes como en el piso del pozo terminado se anotaron en un registro de campo, incluyó la identificación y clasificación preliminar de los materiales encontrados, e indicando gráficamente la profundidad de las muestras. Asimismo, se deberán anotar mediante el torcómetro, ficha FAC-08 del MEG. El propósito de la prueba con torcómetro es la de obtener la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos arcillosos, en el caso del presente muestreo se obtuvo dicha resistencia en el laboratorio a partir de las muestras arcillosas saturadas contenidas en tubos Shelby. En la figura 3.19 se observa el tipo de torcómetro utilizado en laboratorio en las muestras obtenidas en tubos Shelby.



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 3.19. Torcómetro utilizado en laboratorio.

Se ejecutaron pozos a cielo abierto hasta una profundidad máxima de 3 metros, como se previó en el contrato, con el fin de obtener muestras cúbicas inalteradas de los estratos representativos también se realizaron mediciones con penetrómetro y torcómetro a cada 50 centímetros de las paredes del pozo. En la tabla 3.7 que a continuación se presenta están resumidas las características de los sondeos de este tipo que fueron realizados durante los trabajos de campo.

Pozos a cielo abierto	Cadenamiento (km)	Localización (Intertramo de Línea "A")	Profundidad alcanzada (m)
PCA-1	17+020	Guelatao – Peñón Viejo	3.00
PCA-2	18+872	Peñón Viejo – Acatilla	3.00
PCA-3	19+063	Peñón Viejo – Acatilla	3.00
PCA-4	20+303	Acatilla – Santa Marta	3.00
PCA-5	21+370	Santa Marta – Los Reyes	3.00
PCA-6	22+253	Santa Marta – Los Reyes	3.00
PCA-7	22+402	Santa Marta – Los Reyes	3.00
PCA-8	22+686	Santa Marta – Los Reyes	3.00
PCA-9	20+600	Acatilla – Santa Marta	3.00
PCA-10	19+025	Peñón Viejo – Acatilla	4.00
PCA-11	19+036	Peñón Viejo – Acatilla	5.00

Tabla 3.7. Pozos a cielo abierto (PCA).

En el caso de los pozos PCA-10 y PCA-11 se debe mencionar que se tratan de muestreos adicionales, cuyo fin fue descubrir el cajón del Metro y así conocer las condiciones de apoyo en estos dos sitios en particular dentro del intertramo.

Cabe también mencionar que las muestras del suelo extraídas fueron identificadas y empaçadas debidamente para su envío al laboratorio señalando el número de sondeo, profundidad de la muestra, lugar de donde se extrajo, así como cual es la cara superior y orientación de los ejes cardinales, lo anterior a petición expuesta en contrato por parte de la DGCOSTC, con el fin de garantizar la inalteración de las muestras y así obtener las propiedades propias del suelo en dichos sitios.

#### b) Sondeos mixtos

Estos sondeos denominados del SM-1 al SM-6 se realizaron combinando muestreo inalterado (Sondeo de penetrómetro estandar) y alterado (utilizando como herramienta el tubo Shelby). Como ya se mencionó anteriormente para realizar este tipo de sondeos previamente se realizaron los sondeos de avance así como los sondeos de cono.

En la tabla 3.5 se presentan los seis sondeos mixtos que se realizaron, su ubicación, o sea los intertramos en que se realizaron así como sus respectivos cadenamientos, profundidad proyectada y la alcanzada.

Sondeo mixto	Cadenamiento (km)	Localización (Intertramo de Línea "A")	Profundidad proyectada (m)	Profundidad alcanzada (m)
SM-1	17+020	Guelatao – Peñón Viejo	30.00	35.00
SM-2	18+880	Peñón Viejo – Acatilla	30.00	30.60
SM-3	21+010	Acatilla – Santa Marta	50.00	44.05
SM-4	22+253	Santa Marta – Los Reyes	40.00	40.60
SM-5	22+440	Santa Marta – Los Reyes	40.00	40.30
SM-6	22+700	Santa Marta – Los Reyes	40.00	40.60

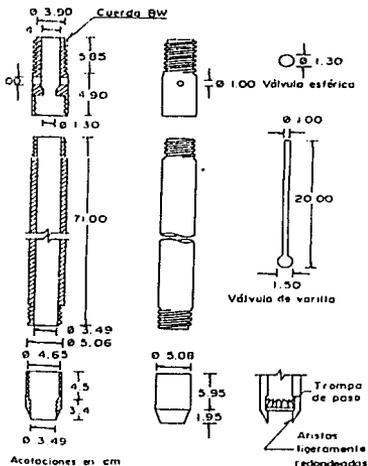
Tabla 3.8. Sondeos mixtos (SM).

La penetración estándar se plantea usar sola o combinada con el muestreo inalterado en los suelos arcillosos blandos o poco resistentes y en los arenosos compactos, donde sea útil el doble propósito de este tipo de método que es el método alterado o representativo y la medida indirecta de la resistencia al corte del suelo en función del número de golpes aplicados para hincar el penetrómetro, ficha FEG-07 del MEG. En el caso de este proyecto se utilizó una combinación de muestreo alterado e inalterado. Ahora bien este tipo de muestreo se advierte evitar su uso en suelos con gravas o boleros que impiden el muestreo y alteran el resultado del sondeo.

Los objetivos de la prueba de penetración estándar (SPT por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro estándar, y muestras alteradas para identificar los suelos del sitio.

El penetrómetro estándar es un tubo de acero con extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la figura 3.20; dicho tubo debe estar cortado longitudinalmente par facilitar la observación de la muestra. Así mismo en la figura 3.21 se observa el arreglo mas convencional del equipo para la realización de la prueba de penetración estándar, en dicha figura cabe destacar que la masa golpeadora consta de un martinete de 64 kilogramos con

una caída de 75 centímetros sobre el yunque de golpeo produciendo un trabajo de 4800 kilogramos centímetro.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.20. Penetrómetro estándar utilizado y corte transversal de dicha herramienta.

Esta prueba consiste básicamente en hincar el penetrómetro 45 centímetros con la masa de 64 kilogramos contando el número de golpes que corresponde a cada uno de los tres avances de 15 centímetros. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar los últimos 30 centímetros (de 15 a 45 centímetros); despreciando los primeros 15 centímetros, por que se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la penetración.

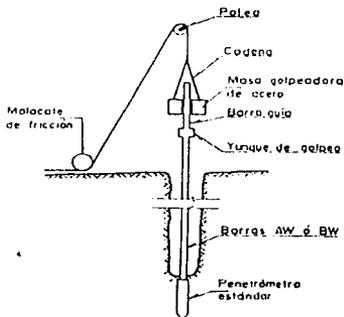


Figura 3.21. Arreglo mas convencional del equipo para la realización de la prueba de penetración estándar.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado, hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba. Las muestras se conservaron en bolsas herméticas protegidas de los rayos del sol para mantener constante el contenido de agua.

En caso de verificarse la presencia de antiguos cauces de canales, estructuras importantes próximos al Metro (edificios, sitio, puentes, colectores, etc) y cruces con otras Líneas del Metro o vialidades, se tiene previsto la ejecución de un sondeo adicional en el lugar y con la profundidad que proyectista juzgue necesaria. Tal es el caso que se presentó en el cruce de las Línea "A" dentro del tramo Guelatao - Peñón Viejo, por el cual cruza el interceptor denominado Oriente - Oriente perteneciente a la DGCOH de 5 metros de diámetro a una profundidad del terreno natural de aproximadamente de 10 metros. Dicho interceptor cruza la Avenida Ignacio Zaragoza a la altura de la calle C. Balbanera.

El muestreo inalterado previsto principalmente para suelos blandos en los que resulta de especial importancia el conocimiento preciso de algunas de sus propiedades mecánicas como son su deformabilidad bajo cargas a corto y largo plazo, y su resistencia al corte.

En suelos cohesivos blandos a firmes se utilizó conforme a lo especificado el tubo de pared delgada o tubo Shelby de 10 centímetros de diámetro mínimo (ficha FAG-01); en suelos firmes y semiduros se puede emplear una variante del mismo muestreador que cuenta con una arista dentada en su extremo inferior y que se hincan a rotación y presión (ficha FAG-02); en suelos granulares cementados como arenas y limos cementados con pocas gravas y arcillas duras localizadas abajo del nivel freático se utilizará el barril Denison (ficha FAG-03).

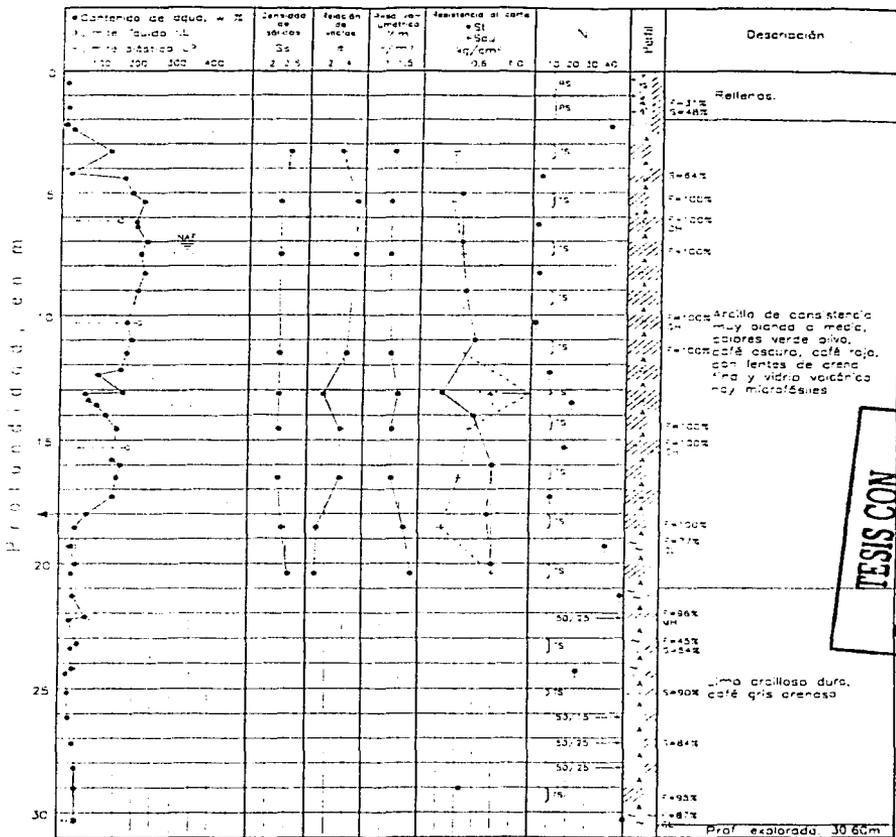
En suelos la perforación debe efectuarse sin utilizar agua ni lodo bentonítico como fluido de perforación, para evitar que las muestras sufran cambios en sus propiedades mecánicas debido a la humedad que se puede inducir en éstos.

Con base en la exploración preliminar, se definió el programa de muestreo selectivo cuyos requisitos.

Así mismo en las figuras 3.22a, 3.22b, 3.23, 3.24a, 3.25b, 3.26a, 3.26b, 3.27a y 3.27b se muestran las estratigrafías y propiedades del subsuelo de cada uno de los sondeos mixtos, mostrándose los contenidos de agua (w%), límites líquidos (LL), límites plásticos (LP), densidad de sólidos (Ss), Relación de vacíos (e), Peso volumétrico ( $\gamma_m$ ), resistencia al corte (St y Squ), el número de golpes obtenidos en la penetración estándar (N), así como un perfil y descripción de la exploración correspondiente a cada profundidad en que se obtuvieron muestras.



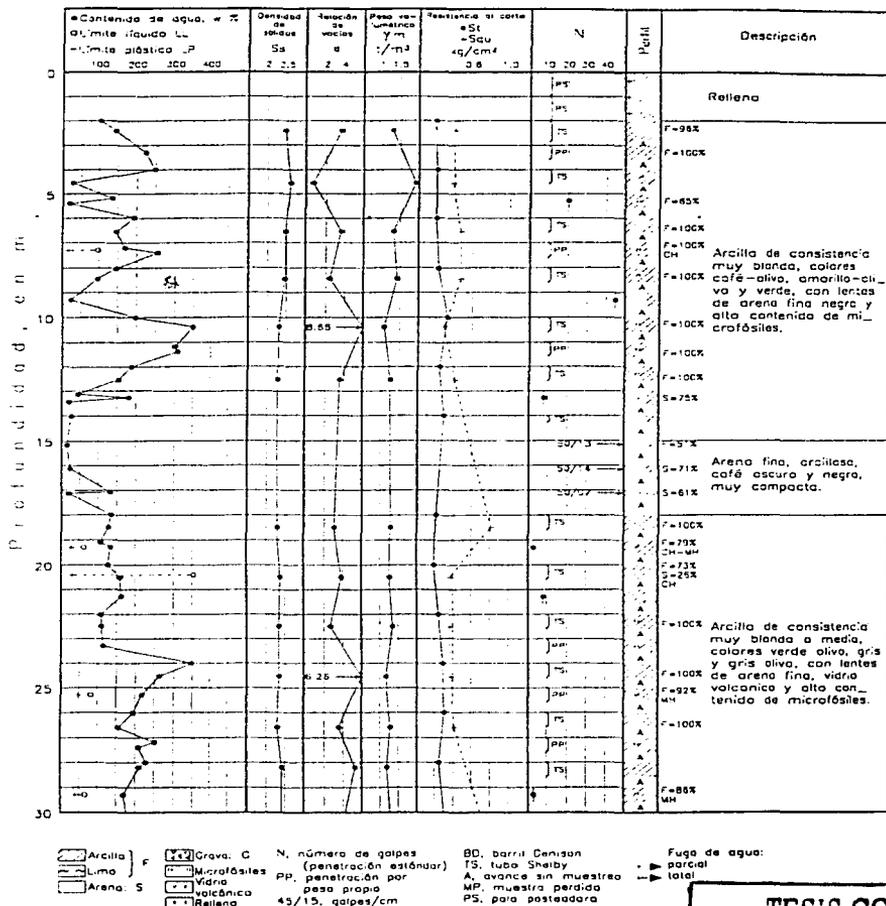




TESIS CON FALLA DE ORIGEN

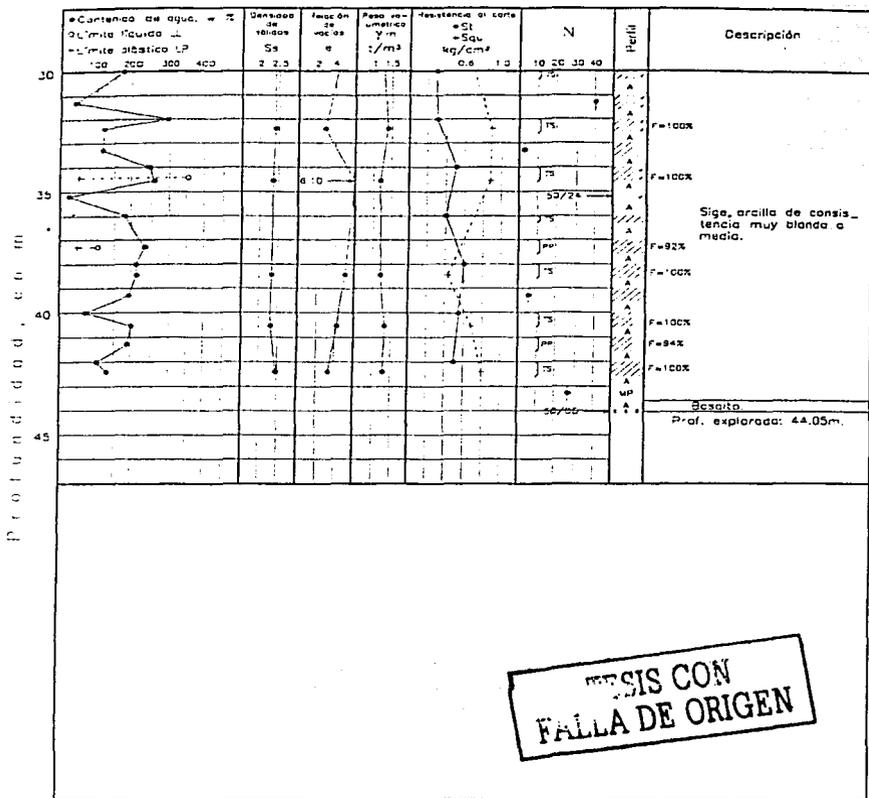
- Arcilla
- Grava
- Microfásicas
- Volc. (arenosa)
- Volc. (volcánica)
- N. Número de golpes (penetración estándar)
- RP. Penetración por peso propio
- 45/15. golpes/cm
- BD. Baril Denison
- TS. Tuba Shelby
- A. Avance sin muestra
- MP. Muestra perdida
- PS. Pula postestadora
- Fuga de agua.
  - ▶ parcial
  - ▶ total

Figura 3.23. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-2.



**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

Figura 3.24a. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-3.



Arcilla } F  
 Limo }  
 Arena } S

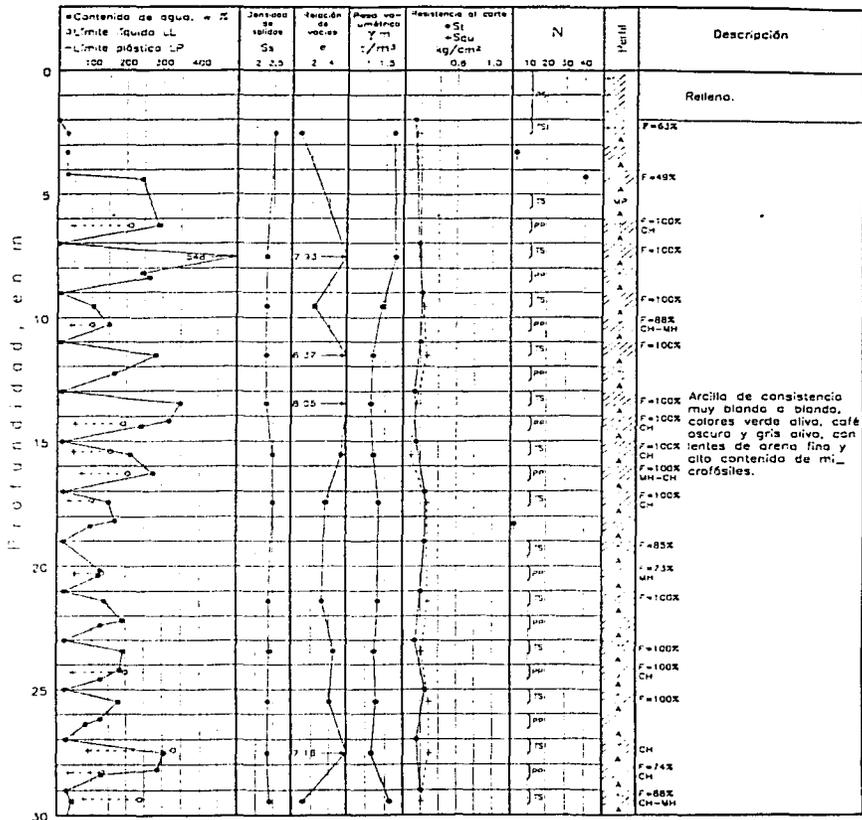
Grava: G  
 Microfósiles  
 Vidrio  
 volcánico

N, número de golpes (penetración estándar)  
 pp, penetración por peso propio  
 45/15, golpes/cm

BD, barril Denison  
 15, tubo Shelby  
 A, avance sin muestreo  
 MP, muestra perdida  
 /, prof. de ademe

Fuga de agua:  
 ● parcial  
 → total

Figura 3.24b. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-3.



  Arcilla  
  Limo  
  Arena  
  Grava G  
  microbasaltos  
  Volcánicos  
  Relleno

N, número de golpes (penetración estándar)  
 ap, penetración por peso propio  
 45/15, golpes/cm

BD, barra Denison  
 IS, tubo Shelby  
 A, avance sin muestreo  
 MP, muestra perdida  
 PS, pala postadora

Fuga de agua:  
 -> parcial  
 -> total

**TESIS CON FALLA DE ORIGEN**

Figura 3.25a. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-4.

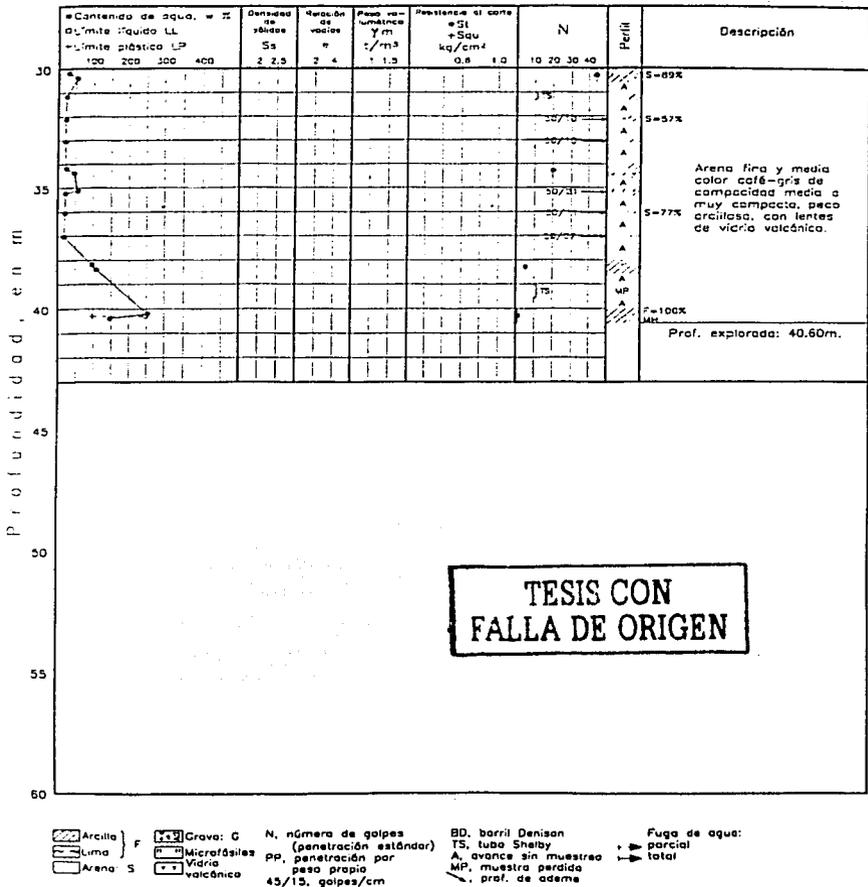


Figura 3.25b. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-4.

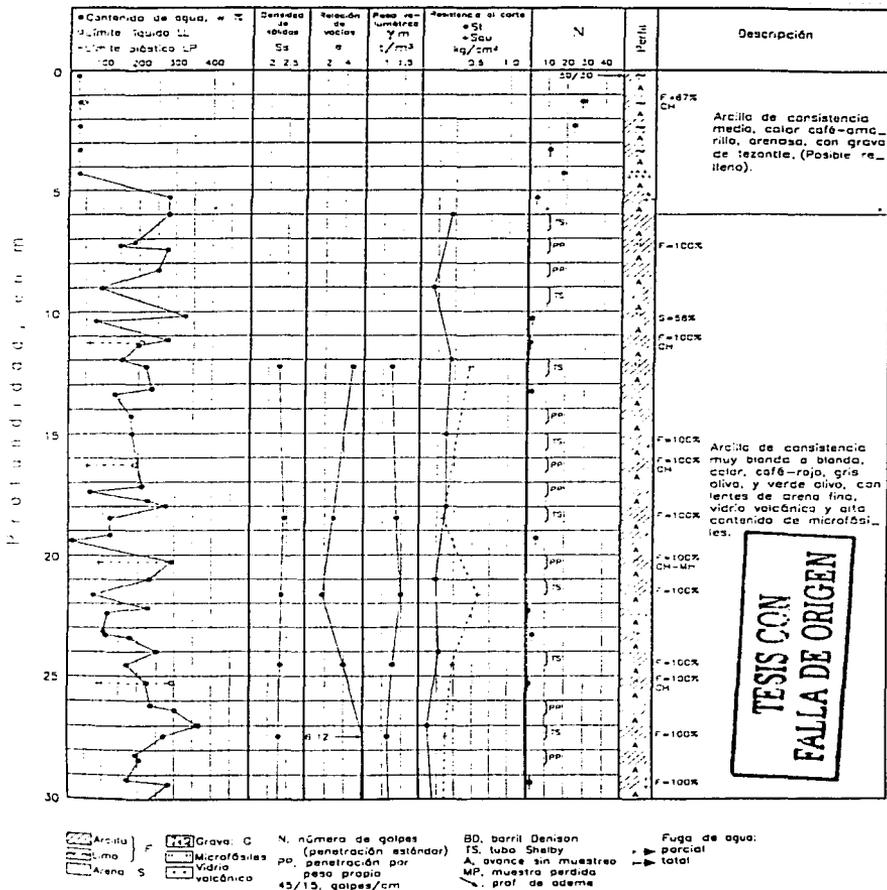
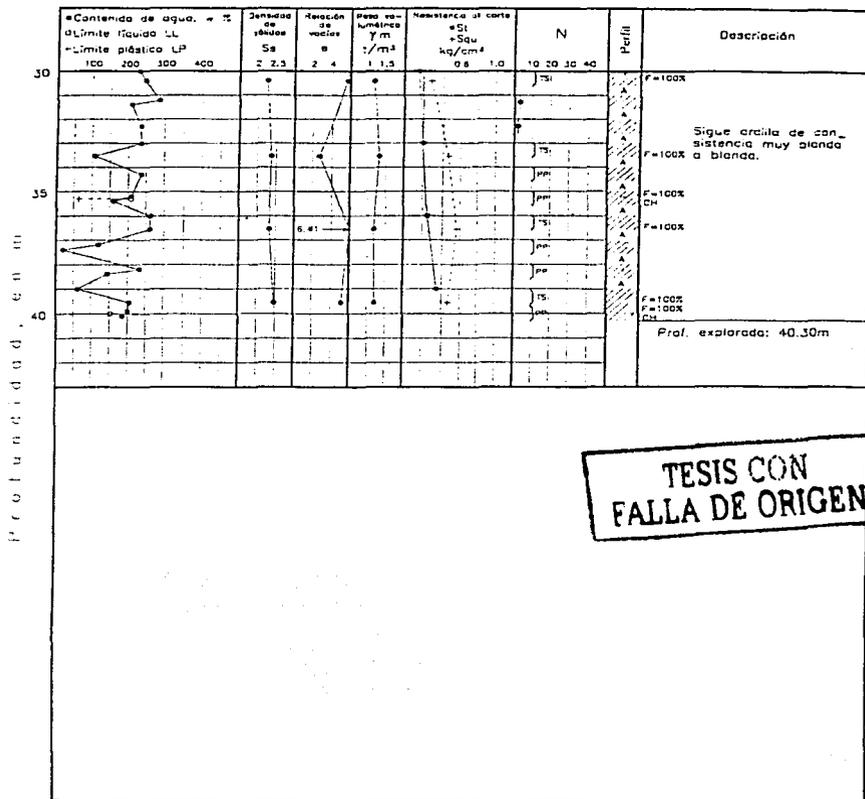
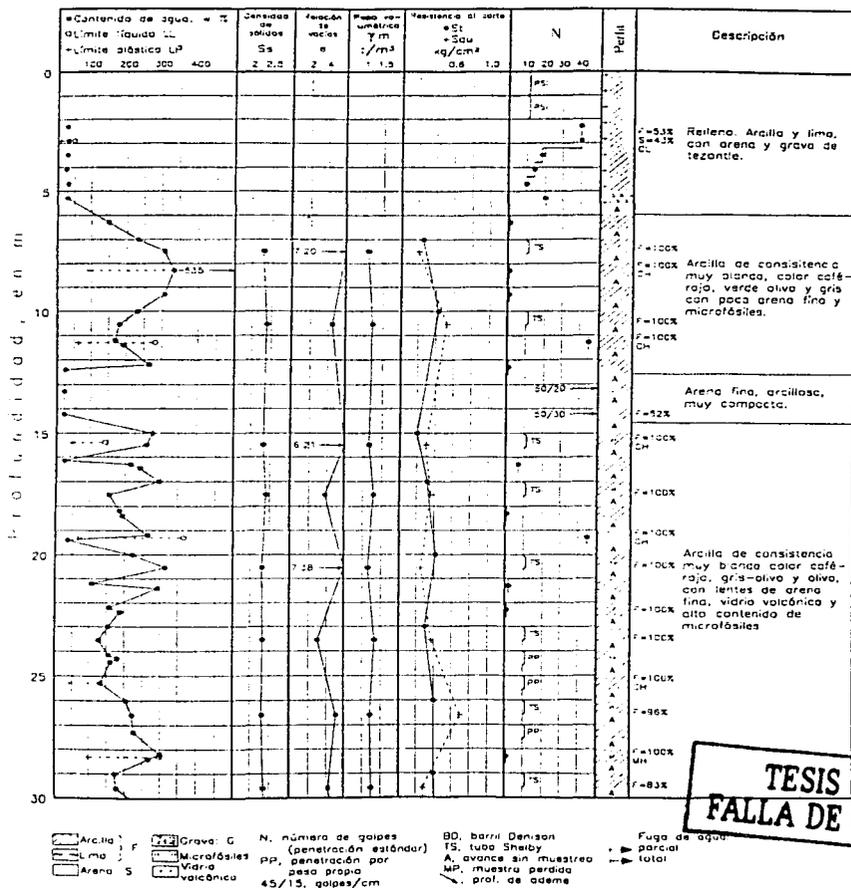


Figura 3.26a. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-5.



- Arcilla } F
- Lima } F
- Arena. S
- Grava. G
- Microfósiles
- Vidrio
- Volcánico
- N, número de golpes (penetración estándar)
- PP, penetración por peso propio
- 45/15, golpes/cm
- 80, barril Denison
- TS, tubo Shelby
- A, avanza sin muestreo
- MP, muestra perdida
- ∩, prof. de ademe
- Fuga de agua:
  - parcial
  - total

Figura 3.26b. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-5.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 3.27a. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-6.

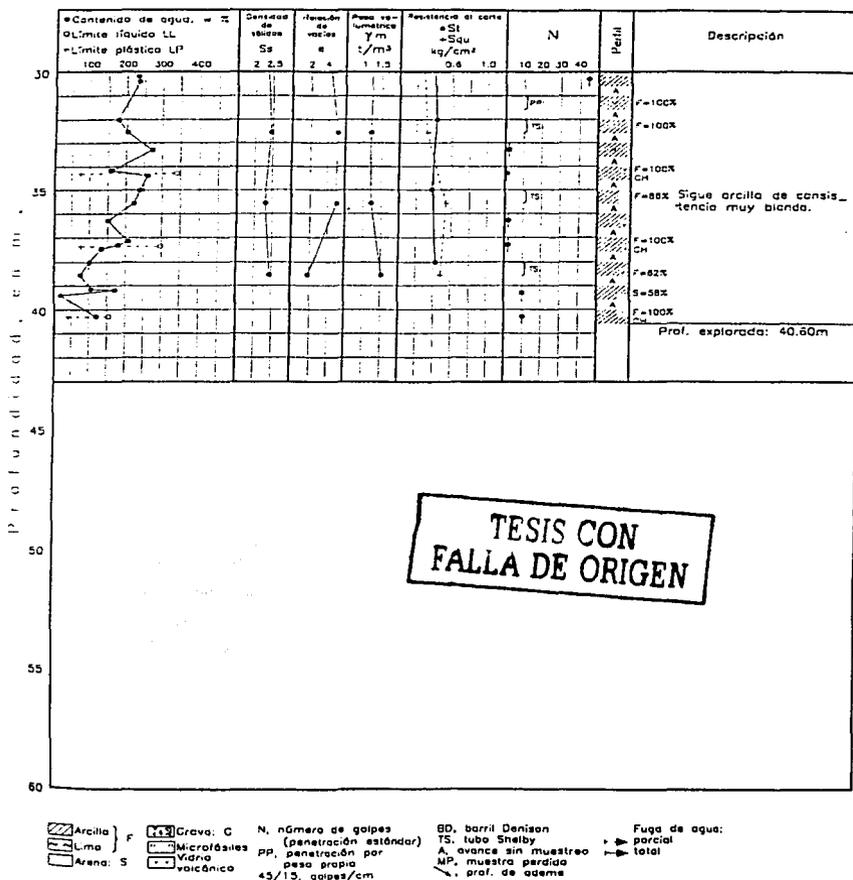


Figura 3.27b. Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el sondeo mixto SM-6.

### 3.7.3 Propiedades de los suelos.

En lo que se refiere a la obtención de las propiedades de los suelos las especificaciones para su obtención se pueden ver de igual manera en el Capítulo 2.01.03.002 Exploración, muestreo y pruebas de laboratorio de las Especificaciones. Cabe destacar que dichas propiedades se obtuvieron al realizar pruebas de laboratorio, no se utilizaron pruebas directas de campo.

Las pruebas de laboratorio de las muestras obtenidas consistieron en determinar las propiedades índice y mecánicas, lo anterior se realizó en conciliación con el Departamento de Geotecnia de la DGCOSTC.

A todas las muestras obtenidas de los trabajos de exploración se les realizó pruebas de laboratorio y así obtener las propiedades Índice y mecánicas siguientes:

- Clasificación conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- Contenido de agua.
- Porcentaje de partículas finas.

En las muestras inalteradas, además de los ensayos anteriores, se realizaron los siguientes.

- Compresión simple (resistencia al esfuerzo Cortante en pruebas de compresión no confinadas(UU)
- Compresión triaxial No consolidada No drenada(resistencia al corte en pruebas de comp. Triaxial).
- Consolidación unidimensional.

Para las pruebas anteriores se determinaron

- Densidad de sólidos o peso específico relativo (Ss)
- Peso volumétrico ( $\gamma$ ).
- Relación de vacíos (e).
- Grado de saturación (Gi).

#### 3.7.3.1 Identificación y clasificación

Esto consistió en realizar la identificación y clasificación de los suelos a partir de las muestras enviadas al laboratorio debidamente marcadas y protegidas contra la pérdida del contenido natural de agua, en la ficha FAG-04 se detallan los cuidados necesarios para el control y protección de las muestras obtenidas. Dicha clasificación se efectuó en húmedo y en seco de acuerdo con el criterio del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Los resultados de la clasificación realizada se observó en las figuras pertenecientes a los sondeos mixtos, de la figura 3.22a a la 3.27b.

#### 3.7.3.2 Propiedades índice

A partir de la identificación y clasificación de las diferentes capas de suelos exploradas en los sondeos mixtos y pozos a cielo abierto, se determinaron las propiedades índice de cada tipo de suelo encontrado, realizando una determinación de las propiedades índice por cada

0.25 metros de las muestras extraídas tal como se especifica. Las propiedades índice obtenidas fueron las siguientes:

**a) Contenido agua (w)**

El contenido de agua de un suelo es el coeficiente del peso del agua que contiene, entre el peso de su fracción sólida. Se identifica con el símbolo w, y usualmente se expresa en porcentaje, ficha FAG-05 del MEG.

Los contenidos de agua, w, obtenidos en laboratorio se pueden observar en las de la figura de la figura 3.22a a la figura 3.27b pertenecientes a los sondeos mixtos

La importancia de conocer esta propiedad es que el comportamiento de los suelos está fuertemente influenciado por el contenido de agua, ya que este da una idea acerca de sus probables propiedades mecánicas. Particularmente en los suelos finos y junto con los límites de plasticidad, el contenido de agua constituyen un buen índice de la consistencia del suelo en estudio.

El método convencional consiste en determinar el peso de agua removida por secado en un horno con temperatura constante de  $110^{\circ}\pm 5^{\circ}\text{C}$ , por diferencia del peso inicial del espécimen húmedo y su peso seco. Con esta temperatura y después de secar una porción de suelo hasta alcanzar peso constante, lo cual generalmente toma un día, el agua que queda en el suelo se considera como constituyente de las partículas coloidales sólidas.

En formaciones estratificadas, como es el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la zona del lago, la variación del contenido de agua facilita la detección de los cambios estratigráficos. Los valores bajos del contenido de agua, deben corresponder a las capas limo arenosas o de vidrio volcánico; por el contrario, en las capas compresibles arcillo limosas se tendrán valores altos de contenido de agua y bajas resistencias. Lo anterior únicamente puede observarse cuando se cuenta con abundante número de determinaciones del contenido de agua, por lo menos cada 25 centímetros. Un mejor procedimiento para definir la estratigrafía se tiene con la variación de la resistencia de punta del cono eléctrico, que como se muestra en la figura 3.28, lo hace con una definición más precisa; con las ventajas adicionales de hacerlo en un tiempo más corto y con menor costo.

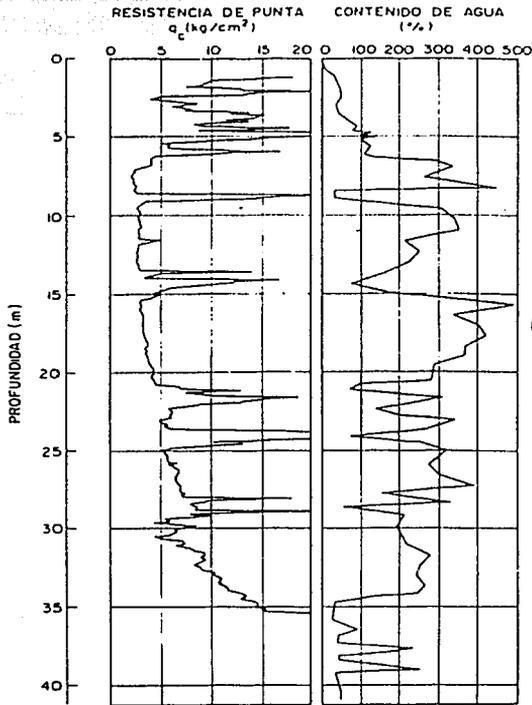


Figura 3.28. Correlación del contenido de agua con la resistencia de punta "qu" obtenida con cono eléctrico (zona del Lago).

**b) Límites de consistencia; líquido y plástico (LL y LP)**

Los resultados de los límites de consistencia obtenidos en el laboratorio a partir de las muestras obtenidas de la exploración al igual que en el caso del contenido de agua se encuentran de la figura 3.22a a la figura 3.27b pertenecientes a los sondeos mixtos. En dichas figuras se grafican los límites consistencia respecto a su profundidad.

La consistencia de los suelos finos, entendiéndose como el grado de rigidez y plasticidad que estos exhiben en estado remoldeado, cambia en el contenido de agua, desarrollándose diferentes estados de consistencia. Los contenidos de agua que definen las transiciones entre un estado de consistencia y otro, se llaman límites de consistencia, siendo los mas importantes desde el punto de vista de ingeniería los límites líquido y plástico, figura 3.29



**Límite plástico (LP).** Ficha FAG-07 del MEG. El límite plástico es por definición el contenido de agua a partir del cual el suelo se empieza a grietarse y a desmontarse cuando se remoldea manualmente en forma de rollito de 3 milímetros de diámetro.

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

La preparación de los especímenes es el mismo al presentado en el caso del límite líquido. Del material remoldeado preparado para determinar el límite líquido se toma una porción de 20 a 40 gramos y se extiende en una placa de vidrio para que pierda agua. Cuando el espécimen alcanza una consistencia plástica no pegajosa, se levanta y se divide en dos o tres porciones, con cada una de las cuales se forma un cilindro de 3 milímetros de diámetro. A fin de predecir más rápido el contenido de agua, cada espécimen se puede envolver en papel limpio, con tal de que éste no suelte pelusa. El rollado debe hacerse con movimiento de la mano hacia atrás y hacia delante, de tal forma que todo el rollito alcance el diámetro uniforme; además, la presión se debe ajustar para reducir el diámetro del rollito.

El procedimiento anterior se repite hasta que el suelo se haya secado al punto en que habiendo alcanzado el diámetro de 3 milímetros, se agriete y disgregue en pedazos. En estas condiciones, se recogen los pedazos y se determina su contenido de agua, que corresponde precisamente con el límite plástico.

Los descritos se repite con otras porciones plásticas iniciales, el valor promedio de tales determinaciones resulta ser el valor del límite plástico, siempre y cuando estos valores no difieran entre sí más de 5 por ciento del promedio

### c) Densidad de sólidos o peso específico relativo ( $S_s$ )

Se define como densidad de fase sólida de un suelo, la relación entre el peso específico de la materia que constituye las partículas del suelo y el peso específico del agua destilada a 4°C.

La densidad de sólidos se obtiene en la práctica como la relación entre el peso de sólidos y el volumen de agua que desalojan a la temperatura ambiente. Al valor obtenido se le hace una corrección por temperatura.

$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}$$

Los resultados de estas pruebas también son presentados de la figura 3.22a a la figura 3.27b pertenecientes a los sondeos mixtos.

En el caso de las muestras obtenidas se trataron de suelos finos, como se puede ver en la columna Descripción de las figuras antes citadas, por los que la determinación de esta propiedad se aboca a emplear un método para la determinación de la densidad de sólidos en suelos arenas y suelos finos.

Por tratarse de un procedimiento laborioso en su explicación y no siendo propósito del presente trabajo la explicación exhaustiva de los métodos para la determinación de propiedades en laboratorio, sólo se mencionará que una descripción detallada de los métodos de obtención de la densidad de sólidos se puede obtener en el manual de mecánica de suelos de la ya desaparecida Secretaría de Recursos Hidráulicos, cuya referencia más detallada se encuentra en la bibliografía de este trabajo.

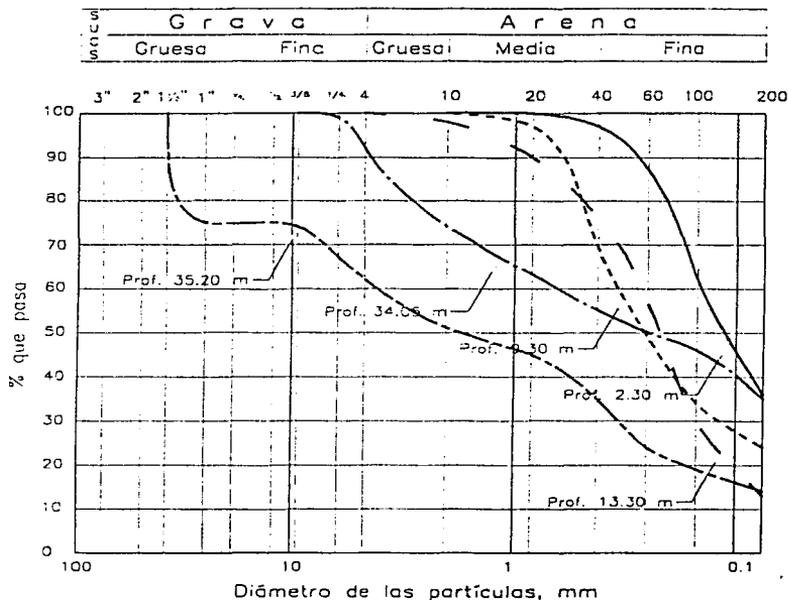
## d) Granulometría

El análisis granulométrico del suelo de cada uno de los sondeos consistió en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. Las proporciones de los diferentes tipos de tamaños de granos presentes en el suelo se determinó en laboratorio, mediante cribado.

El análisis por mallas se concreta a segregar el suelo mediante una serie de mallas que definen el tamaño de la partícula.

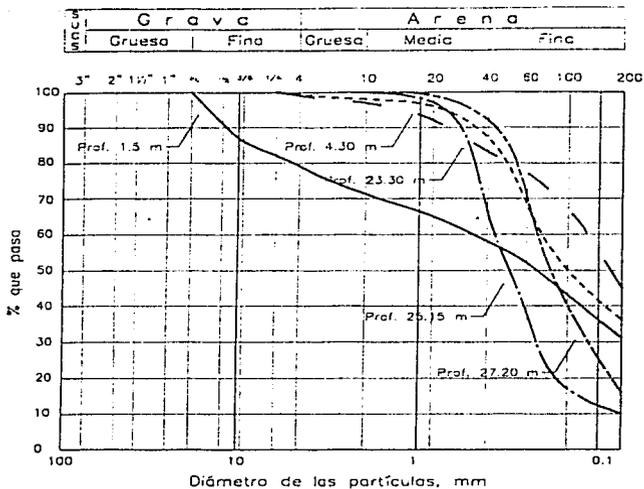
Las composiciones de distribución granulométrica se puede observar en las figuras 3.31, 3.32, 3.33, 3.34, 3.35 y 3.36 correspondientes a los sondeos mixtos. En dichas figuras se pueden observar las curvas acumulativas de tamaños así como la predominancia de las arenas, o sea que pasa la malla No. 4, y finos, o sea que pasa la malla No. 200.

El método para el análisis granulométrico se puede observar en la tercera referencia de este capítulo.



TESIS CON  
FALTA DE ORIGEN

Figura 3.31. Curva de distribución granulométrica, sondeo mixto SM-1.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.32. Curva de distribución granulométrica, sondeo mixto SM-2.

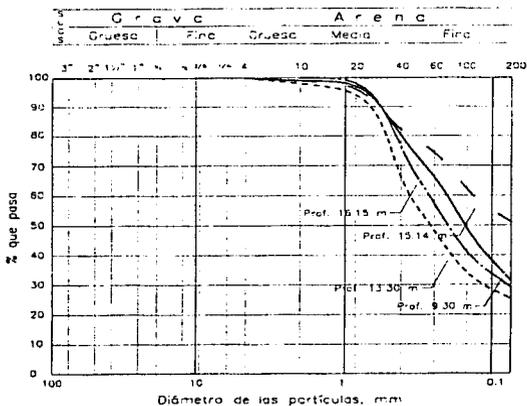
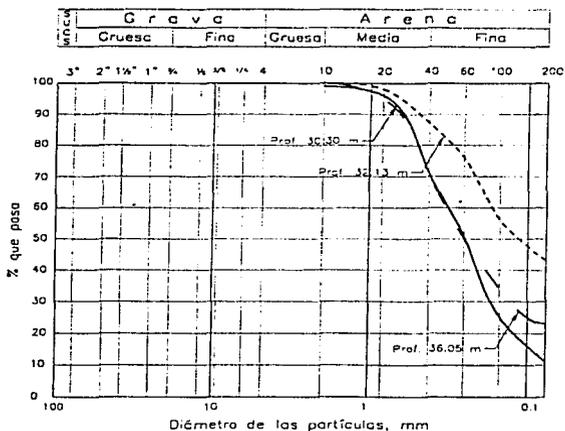


Figura 3.33. Curva de distribución granulométrica, sondeo mixto SM-3.



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 3.34. Curva de distribución granulométrica, sondeo mixto SM-4.

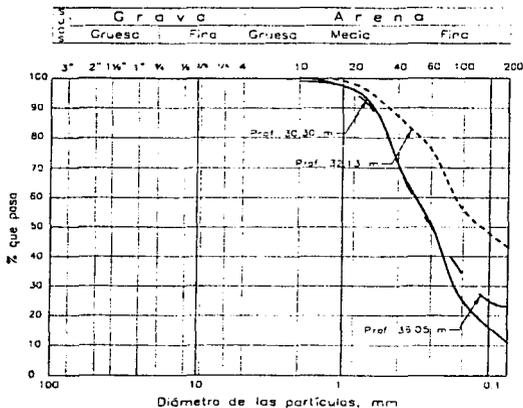
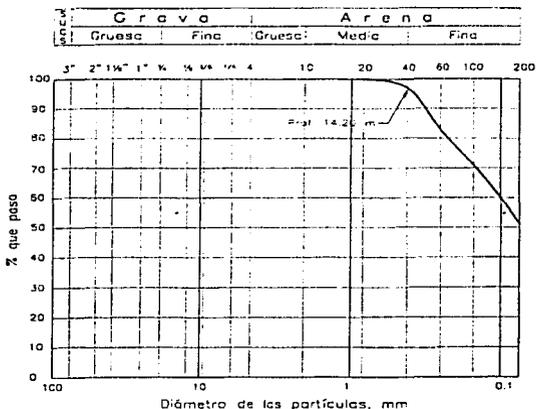


Figura 3.35. Curva de distribución granulométrica, sondeo mixto SM-5.



TESIS CON  
 FALLA DE ORIGEN

Figura 3.36. Curva de distribución granulométrica, sondeo mixto SM-6.

#### e) Peso volumétrico ( $\gamma$ )

Por definición el peso específico de la masa de un suelo es igual al cociente entre dos magnitudes el peso de dicho suelo entre el volumen que ocupa este, como se escribe a continuación:

$$\gamma = \frac{W_m}{V_m}$$

Los resultados obtenidos en laboratorio de esta propiedad se puede observar de la figura 3.22a a la figura de la figura 3.27b.

El procedimiento utilizado para la determinación de esta propiedad fue muy sencillo, para cada muestra, el peso se obtuvo mediante una balanza y el volumen de dichas muestra por inmersión en mercurio, el peso del mercurio desalojado entre el peso específico del elemento da el volumen desplazado, igual al volumen de la muestra. Finalmente es realizado el coeficiente definido anteriormente.

En otras ocasiones esta propiedad se obtuvo indirectamente mediante la aplicación de alguna fórmula en la que interviene el peso volumétrico.

#### f) Relación de vacíos ( $e$ )

La relación de vacíos, oquedad o índice de poros se define como la relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos de un suelo, o sea:

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Para su obtención en laboratorio, dada la muestra natural se determina su volumen  $V_m$ ; secada en horno se pesa y se tiene  $W_s$ ; ahora aplicando:

$$V_s = \frac{W_s}{S_s \gamma_o} \text{ y } V_v = V_m - V_s$$

Finalmente se realiza el cociente definido anteriormente para obtener la relación de vacíos.

Los resultado de dichas pruebas se observan de la figura 3.22a a la figura 3.27b, correspondientes a los sondeos mixtos.

**g) Grado de saturación (Gi)**

Se denomina grado de saturación de un suelo ala relación entre su volumen de agua y el volumen de vacíos. Se expresa como un porcentaje y varía de 0 (suelo seco) a 100% (suelo totalmente saturado):

$$G_i(\%) = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100$$

En las tabla 3.9, 3.10, 3.11, 3.12, 3.13 y 3.14 se presentan resumidos los resultados de los grados de saturación obtenidos en los ensayos de consolidación unidimensional de cada sondeo mixto.

Profundidad (m)	Grado de saturación, Gi (%)
Sondeo mixto SM-1	
4.41	97
6.25	100
8.31	100
10.3	100
12.35	100
14.31	100
16.3	100
20.165	98
22.15	100
24.91	96
26.4	100
28.45	98

Tabla 3.9. Grados de saturación, Gi, obtenidos en ensayos consolidación unidimensional del sondeo mixto SM-1.

Profundidad (m)	Grado de saturación, Gi (%)
Sondeo mixto SM-2	
3.2	93
5.26	99
7.42	99
9.45	99
11.39	99
13.05	98
14.45	97
16.45	99
18.44	100
20.3	97
29.41	100

Tabla 3.10. Grados de saturación, Gi, obtenidos en ensayos consolidación unidimensional del sondeo mixto SM-2.

Profundidad (m)	Grado de saturación, $G_i$ (%)
<b>Sondeo mixto SM-3</b>	
2.3	95
6.45	100
8.35	100
10.3	100
12.45	100
18.4	100
20.4	99
22.4	100
24.45	99
26.5	100
32.3	100
34.45	100
38.35	100
40.45	100
42.3	99

Tabla 3.11. Grados de saturación,  $G_i$ , obtenidos en ensayos consolidación unidimensional del sondeo mixto SM-3.

Profundidad (m)	Grado de saturación, $G_i$ (%)
<b>Sondeo mixto SM-4</b>	
2.25	79
7.3	94
9.3	55
11.15	96
13.4	97
15.4	99
17.35	100
19.2	99
21.3	98
23.35	100
25.4	99
27.39	99
29.35	100

Tabla 3.12. Grados de saturación,  $G_i$ , obtenidos en ensayos consolidación unidimensional del sondeo mixto SM-4.

Profundidad (m)	Grado de saturación, $G_i$ (%)
<b>Sondeo mixto SM-5</b>	
6.25	98
9.3	97
12.2	98
15.25	98
18.4	100
21.3	99
24.45	100
27.35	98
30.3	100
33.45	99
36.5	99
39.5	100

Tabla 3.13. Grados de saturación,  $G_i$ , obtenidos en ensayos consolidación unidimensional del sondeo mixto SM-5.

Profundidad (m)	Grado de saturación, $G_i$ (%)
<b>Sondeo mixto SM-6</b>	
7.4	97
10.45	98
15.45	99
17.45	98
20.45	99
23.48	98
26.5	100
29.47	99
32.25	95
35.5	98
38.45	100

Tabla 3.14. Grados de saturación,  $G_i$ , obtenidos en ensayos consolidación unidimensional del sondeo mixto SM-6.

### 3.7.3.3 Propiedades mecánicas

Estas propiedades son obtenidas mediante pruebas estándar de laboratorio a partir de las muestras inalteradas y consistieron de las pruebas de compresibilidad y la de resistencia al esfuerzo cortante. Cabe remarcar que a criterio y por común acuerdo de los ingenieros encargados del proyecto, esto es tanto los de la empresa encargada del proyecto de reparación como por parte de la DG COSTC no se realizaron pruebas de permeabilidad.

La determinación de las propiedades mecánicas se realizaron en cada estrato identificable que se consideró pudiera afectar la estabilidad de la construcción. Así mismo se realizó por lo menos una determinación de dichas propiedades por cada 4 metros de sondeo tal como es especificado, a excepción de la prueba con torcómetro de la que debieron realizarse por lo menos dos determinaciones de la resistencia al corte en la cara inferior recién cortada de cada tramo de 0.25 metros de tubo Shelby cuyos valores no debieron diferir entre sí más de 10 por ciento.

#### a) Compresibilidad en ensayos de consolidación unidimensional.

Las pruebas de consolidación unidimensional, FAG-11, se realizaron para obtener las curvas de compresibilidad (presión aplicada vs relación de vacíos) y las curvas de consolidación (deformación vs tiempo), los incrementos de carga se realizaron cada 24 horas y estos fueron: 0.125, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 4, 2, 1, 0.5, 0.25 y 0.125 kilogramos.

Para este caso se sometieron los especímenes, en los ensayos, a esfuerzos dentro de los cuales se considero estará el suelo en el campo. Estos especímenes fueron labrados de las muestras inalteradas obtenidas en los tubos Shelby de los muestreos mixtos.

Los especímenes se labraron de 2 centímetros de altura por 7.5 centímetros de diámetro, esto es una relación diámetro interno vs altura de 3.75 que se encuentra dentro de los rangos determinados por el MEG, figuras 3.37 y 3.40. Dichos especímenes fueron ensayados en consolidómetros neumáticos y mecánicos como los mostrados en las figuras 3.38, 3.39 y 3.41.

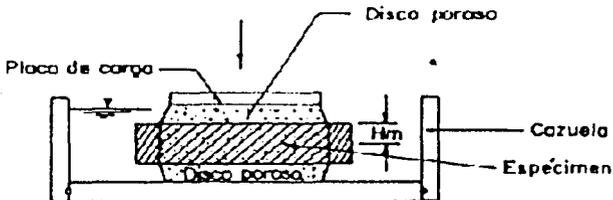
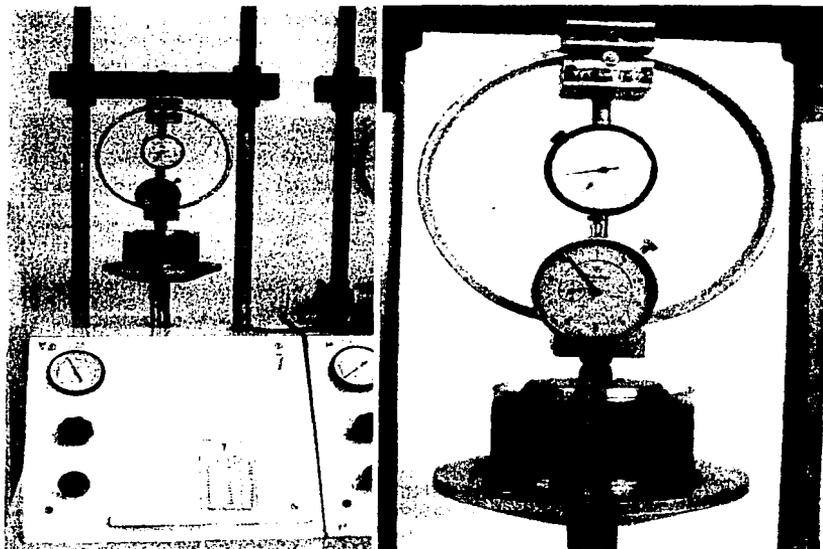


Figura 3.37. Esquema de un consolidómetro de anillo flotante.

TEMA CON  
FALLA DE ORIGEN



CON  
FALTA DE ORIGEN

Figura 3.38. Consolidómetros neumáticos de anillo flotante utilizados.



Figura 3.39. Consolidómetros mecánicos de anillo flotante utilizados.

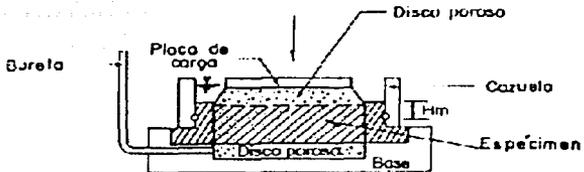


Figura 3.40. Esquema de un consolidómetro de anillo fijo.

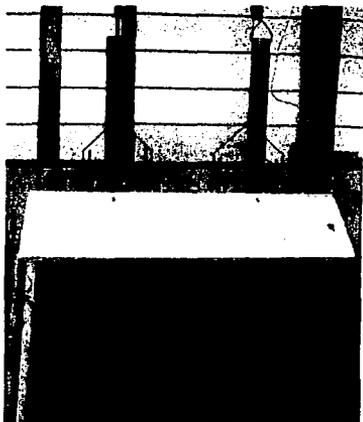


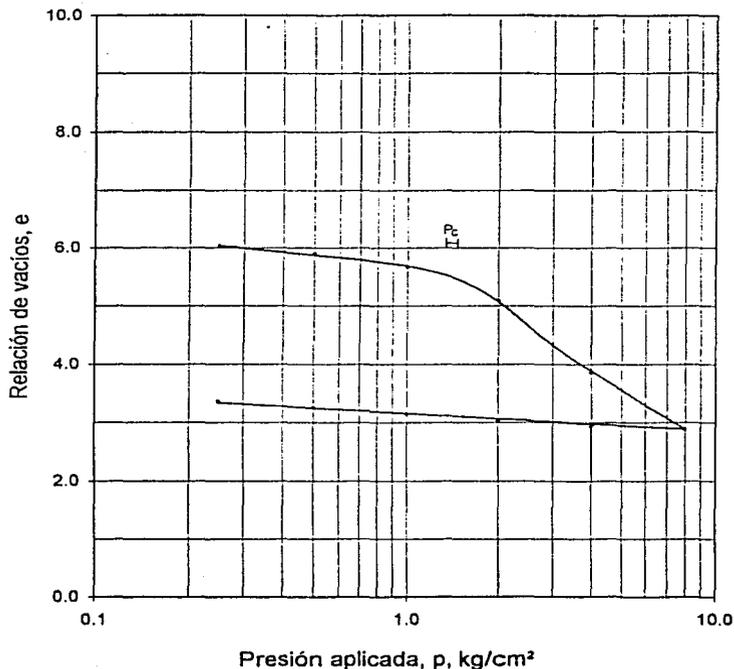
Figura 3.41. Consolidómetros mecánicos de anillo fijo utilizados.

Los resultados de los ensayos se presentaron en curvas de compresibilidad, presión aplicada ( $p$ ) vs relación de vacíos ( $e$ ), como la mostrada en la figura 3.42, perteneciente a un ensayo del muestreo mixto número uno, SM-1, a una profundidad de 20.165 metros.

TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Sondeo	Prof. (m)	$w_p$	$w_l$	$a$	$G_s$	$\gamma_m$ (gr/ cm <sup>3</sup> )
SM - 01	20.165	2.28	272	6.31	98	1.16

Descripción: Arcilla color café grisáceo con arena fina.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.42. Curva de compresibilidad del ensayo del sondeo mixto número 1 a una profundidad de 20.165 metros.

Debido al número de ensayos realizados y por lo tanto a las curvas de compresibilidad y consolidación obtenidas aquí solo se presentan en la figura 3.43 una curva de consolidación (deformación vs tiempo) del ensayo del sondeo mixto número 4 entre los 27.39 y 27.47

metros de profundidad. Sin embargo, en las figuras 3.44, 3.45, 3.46, 3.47, 3.48 y 3.49 pertenecientes a los sondeos mixtos SM-1, SM-2, SM-3, SM-4, SM-5, SM-6 respectivamente se presentan los esfuerzos críticos, esto se refieren a la esfuerzos de preconsolidación calculados a las partir de las curvas de consolidación obtenidas de las pruebas de consolidación realizadas a las muestras inalteradas de los muestreos mixtos anteriormente mencionados, así mismo se indica el nivel de aguas freáticas, NAF, encontrado durante la exploración y muestreo.

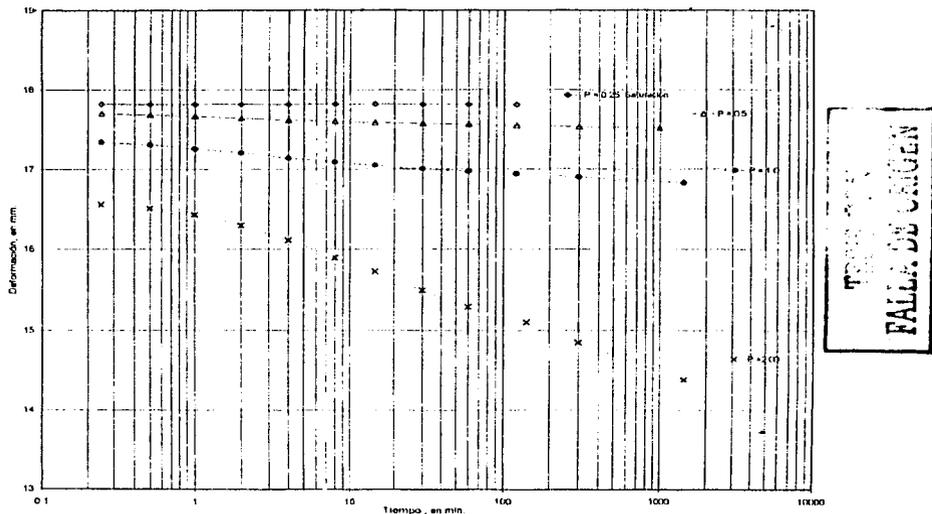
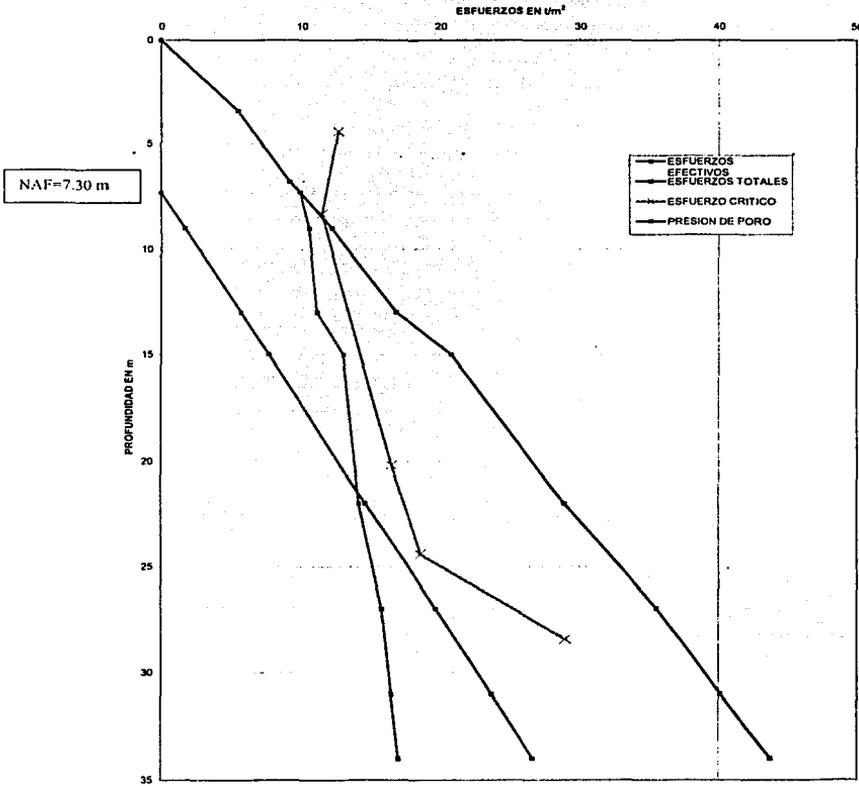


Figura 3.43. Curva de consolidación del ensayo del sondeo mixto SM-4 entre los 27.39 y 27.47 metros de profundidad, con los incrementos de carga 0.25, 0.5, 1.0 y 2.0.

ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO  
SM-1



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

Figura 3.44. Gráfica de Esfuerzos del sondeo mixto número 1, SM-1.

ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO  
SM-2

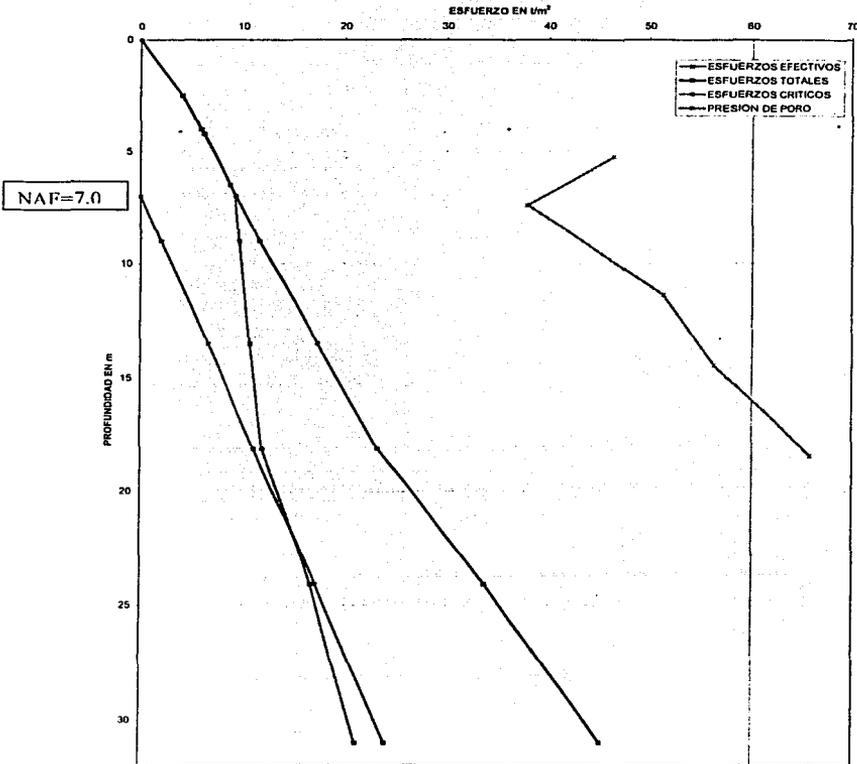
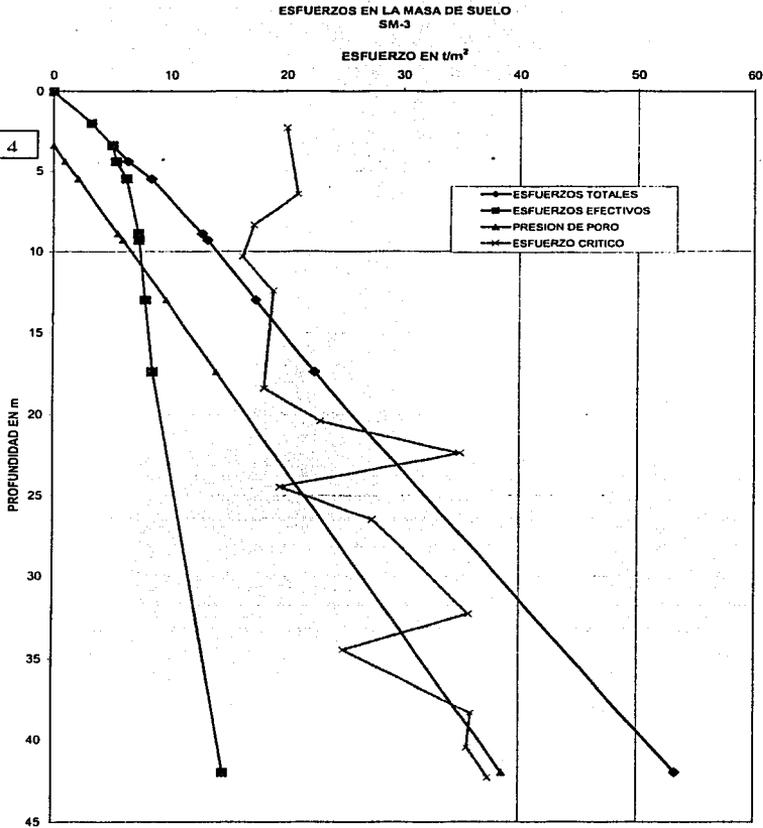


Figura 3.45. Gráfica de Esfuerzos del sondeo mixto número 2, SM-2.



TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Figura 3.46. Gráfica de Esfuerzos del sondeo mixto número 3, SM-3.

ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO  
SM-4

ESFUERZO EN  $\text{t/m}^2$

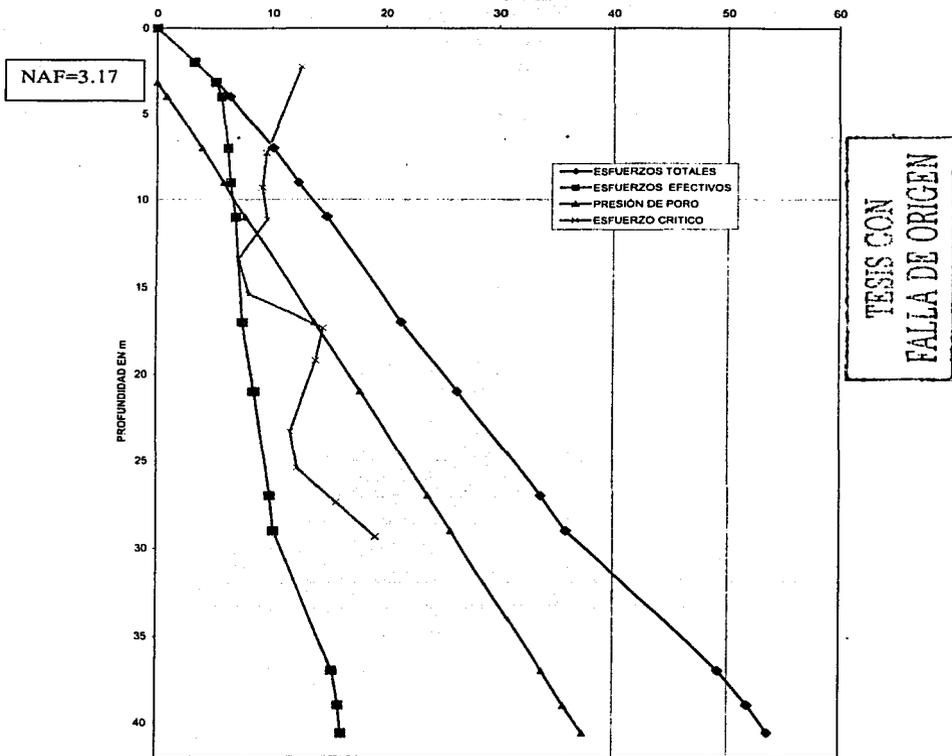


Figura 3.47. Gráfica de Esfuerzos del sondeo mixto número 4, SM-4.

ESFUERZOS EN LA MASA DE SUELO  
SM-5

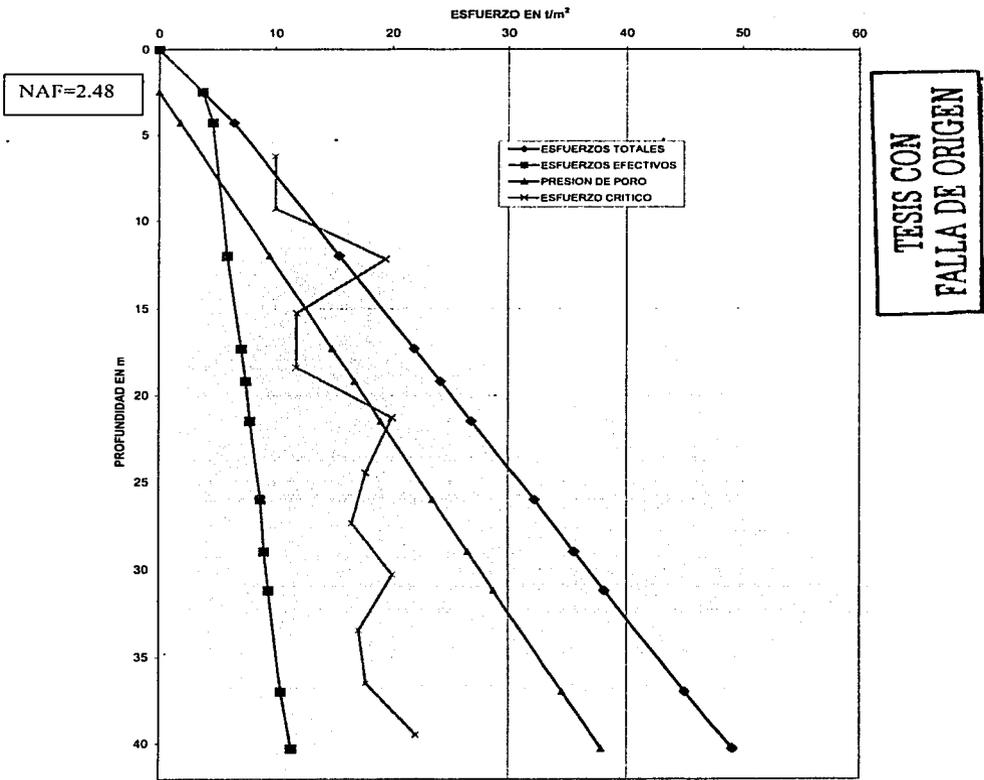


Figura 3.48. Gráfica de Esfuerzos del sondeo mixto número 5, SM-5.

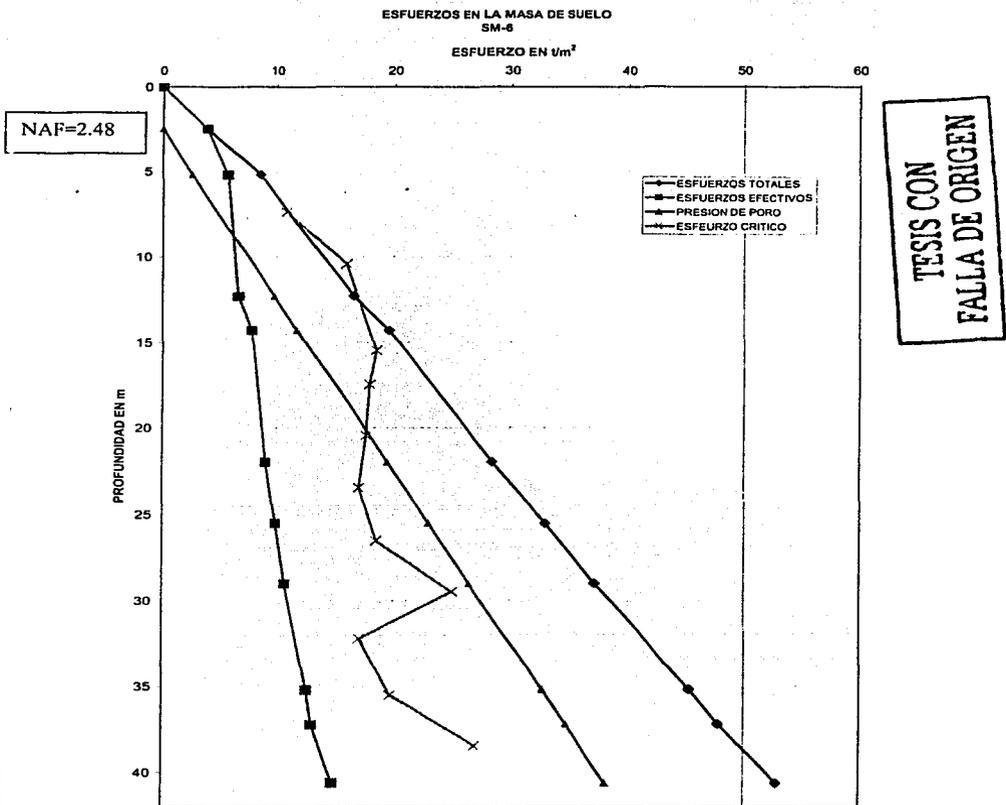


Figura 3.49. Gráfica de Esfuerzos del sondeo mixto número 6, SM-6.

**b) Permeabilidad**

En este caso particular no se considero la obtención de la permeabilidad del suelo. El coeficiente de permeabilidad se puede obtener indirectamente mediante relaciones volumétricas y gravimétricas.

**c) Resistencia al esfuerzo cortante**

En lo referente a la resistencia al esfuerzo cortante se realizaron tres variedades de pruebas las primeras fueron obtenidas en pruebas con torcómetro, las segundas fueron pruebas de compresión no confinadas y finalmente las pruebas de compresión triaxial, cada una de las cuales se describe a continuación.

**Pruebas de torcómetro.** El objetivo expedito de esta prueba de torcómetro, FAG-08 del MEG, es estimar la resistencia al esfuerzo cortante no drenada de suelos arcillosos en el laboratorio.

El torcómetro utilizado en el laboratorio fue como el mostrado en la figura 3.49, provisto de un juego de navajas, que por el momento torcionante aplicado manualmente provocan la falla del suelo en la superficie que generan las orillas de las navajas.

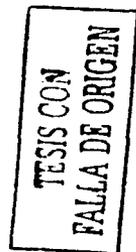
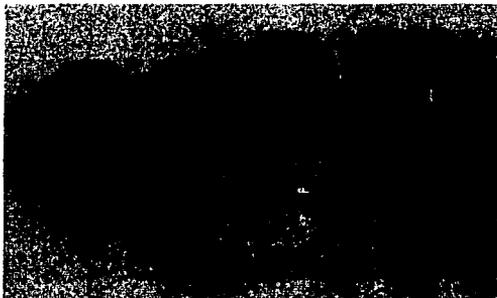


Figura 3.50. Torcómetro utilizado.

Estas pruebas se realizaron en los extremos de las muestras obtenidas en los tubos Shelby de los sondeos mixtos, la figura 3.22a a la figura 3.27b, los resultados se distinguen en las columnas de resistencia el corte por su símbolo  $S_t$  y estar dibujadas dichas resistencia por puntos y líneas continuas.

**Pruebas de compresión no confinada.** Dichas pruebas consistieron en cargar verticalmente los especímenes cilíndricos labrados, utilizando el método de deformación controlada a una velocidad aproximada de 1 milímetro por minuto, de las muestras obtenidas en los tubos Shelby de los sondeos mixtos, sin proporcionarles ningún soporte lateral o sea sin confinamiento. Estas pruebas se asemejan a las triaxiales en las cuales el esfuerzo principal mayor fuera igual al vertical y los esfuerzos principales intermedio y menor fueran nulos. Los especímenes antes mencionados se labraron para que tuviesen como dimensiones 8.5 centímetros de altura y 3.6 de diámetro resultando en una relación altura vs diámetro de 2.4.

Para una explicación más detallada se puede consultar la tercera referencia de este capítulo.

Los resultados de estas pruebas se presentan en las mismas figuras así como en las columnas de resistencia al corte solo que su símbolo es  $S_{qu}$  y están graficados dichos resultados con cruces y líneas discontinuas.

**Pruebas de compresión triaxial no consolidada – no drenada (UU).** El objetivo de realizar pruebas de resistencia al corte no consolidadas – no drenadas, ficha FAG-09 del MEG, como ya se mencionó anteriormente determinar la resistencia al corte de especímenes arcillosos inalterados labrados a partir de las muestras obtenidas de los tubos Shelby de los sondeos mixtos así como sus características esfuerzo – deformación mediante ensayos triaxiales identificadas como UU.

El procedimiento de ensaye de los especímenes en el laboratorio se diseñó para reproducir el estado de esfuerzos a que esta sometida la masa de suelo, así como las condiciones de drenaje que se pronostican tendrá en las siguientes etapas de su vida útil. En el caso particular de este proyecto estos ensayos se realizaron con las presiones confinantes de 0.5, 1, 2 y 4 kilogramos por centímetro cuadrado, también se utilizó el método de deformación controlada con velocidad aproximada de 1 milímetro por minuto.

Cada uno de los ensayos consistieron en ensayar un total de tres especímenes similares sometidos a diferentes presiones confinantes dentro de una cámara triaxial, tal como la mostrada en la figura 3.50.

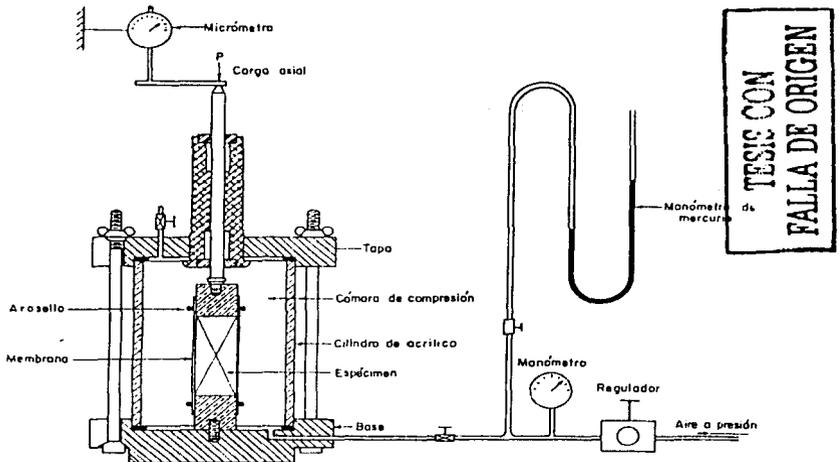


Figura 3.51. Esquema de cámara triaxial y sistemas de aplicación de presión y carga. Cámara, MEG.

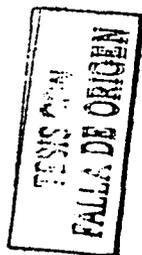
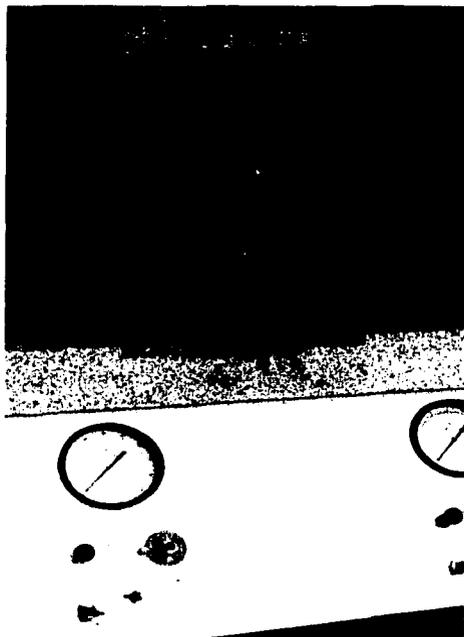
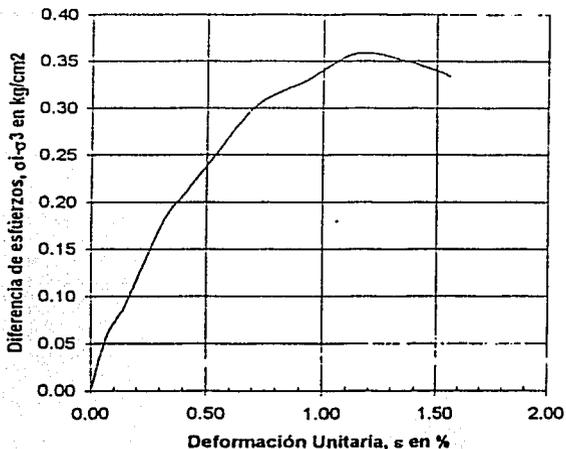


Figura 3.52. Cámara triaxial.

Esta cámara triaxial transmite el esfuerzo desviador mediante un pistón que desliza a través de la tapa de la cámara. Consta de base y tapa metálica y cilindro de acrílico que confina el espécimen cilíndrico de suelo mediante aire a presión; el conjunto de tapa y base se mantienen unidos con barras de acero.

Los especímenes de suelos se labraron para ser de 3.6 centímetros de diámetro y una altura de 8.5 centímetros dando como resultado una relación de esbeltez de 2.4. Estos especímenes se aislaron del agua de confinamiento mediante membranas de hule cuyo sello con el pedestal y el cabezal se resuelve con un aro sello de hule de 6.5 centímetros de diámetro interior.

La etapa de falla de los especímenes se realizó aplicando las cargas mediante pesas, utilizando el método de esfuerzo controlado lo cual permitió observar características de fluencia a diferentes niveles de esfuerzo cortante. Esto se pudo dibujar en curvas esfuerzo - deformación tal como la mostrada en la figura 3.52 perteneciente a la muestra del sondeo mixto SM-4 a una profundidad de 9.35 metros con la presión confinante de 0.5 kilogramos por centímetro cuadrado.



TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN

**Figura 3.53. Curva esfuerzo – deformación de ensayo triaxial no consolidada – no drenada (UU), perteneciente a la muestra del sondeo mixto SM-4 a una profundidad de 9.35 metros.**

Así mismo en la figura 3.53 se observan los círculos de Mohr del ensayo completo de los tres especímenes de la misma muestra.

Sondeo: SM-1

Profundidad: 26.35 m

Prueba triaxial: No consolidada - no drenaje

Descripción: Arcilla café con microfósiles.

PRUEBAS CON  
 FALLA DE ORIGEN

a) propiedades

Probeta	$\sigma_{1c}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\varepsilon_r$ %	$E_{33}$ kg/cm <sup>2</sup>	$S_s$	$e_i$	$\varepsilon_r$	$w_i$ %	$w_f$ %	$G_i$ %	$G_f$ %	$\gamma_w$ g/cm <sup>3</sup>
1	1.00	1.70	5.01	97	2.32	3.64	-	157	-	100	-	1.28
2	2.00	2.86	6.60	70	2.32	3.61	-	154	-	99	-	1.28
3	4.00	5.39	5.15	90	2.32	3.45	-	149	-	100	-	1.30

b) diagrama de Mohr

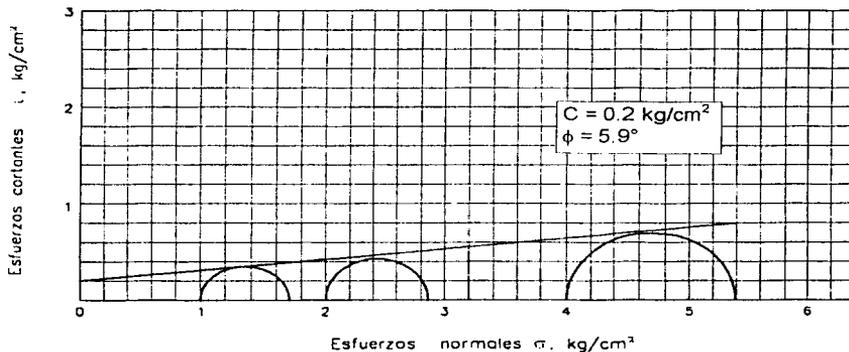


Figura 3.54. Círculos de Mohr, perteneciente a la muestra del sondeo mixto número 1 a una profundidad de 26.35 metros.

Se presentan en las tablas 3.6, 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11 la cohesión aparente no drenada,  $C_u$ , y el ángulo de fricción interna,  $\phi$ , correspondientes a las muestras obtenidas de los seis sondeos mixtos en función de la profundidad.

<b>Sondeo mixto No. 1 (SM_1)</b>		
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Cohesión (kg/cm)</b>	<b>Angulo de fricción interna (°)</b>
4.31	0.19	8
6.35	0.04	16
8.21	0.31	11
10.2	0.34	27
12.25	0.3	1.6
14.21	0.29	3
16.2	0.24	3.6
18.3	0.1	2.7
20.06	0.24	3
22.05	0.39	2
24.31	0.4	4.2
26.35	0.2	5.9
28.35	0.64	6
32.08	0.58	12

Tabla 3.6. Cohesión aparente no drenada y ángulo de fricción interna de las muestras de suelo obtenidas en el sondeo mixto número 1, SM-1.

<b>Sondeo mixto No. 2 (SM_2)</b>		
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Cohesión (kg/cm)</b>	<b>Angulo de fricción interna (°)</b>
3.1	0.23	20
5.1	0.13	35
7.32	0.61	5.7
9.35	0.18	0
11.33	0.05	19
14.35	1.3	10
16.35	1.1	10
18.37	0.02	16.1
20.02	0.6	20
29.31	1	16.1

Tabla 3.7. Cohesión aparente no drenada y ángulo de fricción interna de las muestras de suelo obtenidas en el sondeo mixto número 2, SM-2.

Sondeo mixto No. 3 (SM 3)		
Profundidad (m)	Cohesión (kg/cm)	Angulo de fricción interna (°)
2.2	0.7	12
4.4	0.22	7
6.35	0.34	4
8.25	0.25	18
10.2	0.56	1
13.35	0.69	2
18.3	0.64	5.5
20.3	0.85	4.5
22.3	0.22	14.2
24.45	5.1	1
26.4	0.3	7.5
28.1	0.42	8
30.1	0.15	5.8
32.2	0.4	7.8
34.35	0.21	11
36.1	0.3	4
38.25	0.3	9
40.35	0.4	9.8
42.2	0.1	31

Tabla 3.8. Cohesión aparente no drenada y ángulo de fricción interna de las muestras de suelo obtenidas en el sondeo mixto número 3, SM-3.

Sondeo mixto No. 4 (SM 4)		
Profundidad (m)	Cohesión (kg/cm)	Angulo de fricción interna (°)
2.35	0.7	22
7.35	0.12	5.2
9.35	0.13	5
11.35	0.12	3
13.36	0.2	1
15.35	0.14	5
17.25	0.15	3
19.05	0.3	1
21.2	0.16	3
23.25	0.23	2
25.3	0.3	2.7
27.35	0.25	5.2
29.25	0.49	2.5

Tabla 3.9. Cohesión aparente no drenada y ángulo de fricción interna de las muestras de suelo obtenidas en el sondeo mixto número 4, SM-4.

<b>Sondeo mixto No. 5 (SM_5)</b>		
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Cohesión (kg/cm)</b>	<b>Angulo de fricción interna (°)</b>
6.15	0.24	5
9.2	0.25	5
12.1	0.24	3.5
15.2	0.34	3.5
18.3	0.41	3.1
21.45	0.3	7.5
24.35	0.39	2.6
27.25	0.52	0.5
30.2	0.14	7.4
33.35	0.3	8.5
36.35	0.25	4.6
39.35	0.21	8.1

Tabla 3.10. Cohesión aparente no drenada y ángulo de fricción interna de las muestras de suelo obtenidas en el sondeo mixto número 5, SM-5.

<b>Sondeo mixto No. 6 (SM_6)</b>		
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Cohesión (kg/cm)</b>	<b>Angulo de fricción interna (°)</b>
7.3	0.16	5
10.35	0.4	2
15.3	0.43	3
17.4	0.3	2
20.35	0.39	2
23.35	0.4	4.6
26.4	0.41	2
29.35	0.85	4
32.35	0.6	4
35.4	0.48	4.8
38.35	0.69	5

Tabla 3.11. Cohesión aparente no drenada y ángulo de fricción interna de las muestras de suelo obtenidas en el sondeo mixto número 6, SM-6.

### 3.7 Estructuras

En lo que respecta a esta parte se refiere básicamente a los trabajos de gabinete realizados para determinar el estado que guarda la estructura, o sea el cajón de la Línea "A" en estudio.

Primeramente se debió seguir los lineamientos establecidos en las Normas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC) del RCDF. Específicamente en su parte referente a la verificación de la seguridad de las cimentaciones.

Los criterios, solicitudes y requisitos generales para el diseño y análisis de estructuras aplicables a las construcciones, ampliaciones y modificaciones para el Ferrocarril Metropolitano de la Ciudad de México se encuentran contenidos en la SECCION 2.01.04 PROYECTO ESTRUCTURAL, cabe mencionar que esta sección a su vez hace referencia a la SECCIÓN 2.01.03 MECÁNICA DE SUELOS principalmente al CAPITULO 2.01.03.003 Cimentaciones.

Los tipos de soluciones construidas en los tramos en estudio desde la estación Guelatao a la estación Los Reyes, como ya se ha mencionado, se tratan del tipo superficial y en cajón subterráneo, estas secciones estructurales se pueden observar de la figura 3.6 a la 3.9 .

#### 3.8.1 Capacidad de carga

En relación a la revisión de los estados límite de falla se revisó la capacidad de carga. Primeramente se dirá que en las Especificaciones se indica que en los casos en que exista sobrecompensación en el cajón del Metro no será necesaria la revisión de la capacidad de carga, esto porque al realizar la compensación el peso del material extraído en la excavación durante la construcción es mayor al de dicho cajón, por lo que el incremento neto de carga aplicado por la estructura del Metro resulta negativo dando como resultado una transmisión de esfuerzos menor.

Con respecto a lo anterior en las tablas 3.12, 3.13, 3.14 y 3.15 se presentan los resúmenes de las compensaciones que presentaron los tramos en estudio. En dichas tablas se pueden observar los valores de compensación calculados con el espesor de balasto del proyecto original así como con los espesores de balasto actuales, los valores positivos indican que la sección esta sobrecompensada y en el caso de los negativos la sección esta parcialmente compensada, en las casillas que indican "SIN DATO" se refiere a que no se pudo calcular la compensación del cajón con el balastro actual por carecer del dato del espesor de este.

Por lo explicado en los dos párrafos anteriores solo se realizó la revisión en aquellos cadenamientos donde la estructura resultó parcialmente compensada con los espesores de balasto actual.

**TRAMO: GUELATAO - PEÑÓN VIEJO**

TIPO DE SECCIÓN	CADENAMIENTO		SOBRECOMPENSACION	
	INICIO (km)	FIN (km)	PROYECTO ORIGINAL (t/m <sup>2</sup> )	CON BALASTRO ACTUAL (t/m <sup>2</sup> )
SECCIÓN A	16+106.516	16+280.000	2.12	SIN DATO
SECCIÓN B	16+280.000	16+385.000	0.85	SIN DATO
SECCIÓN C	16+385.000	16+440.016	1.7	SIN DATO
SECCIÓN D	16+440.016	16+800.016	2.66	2.43
SECCIÓN E	16+800.016	17+020.000	1.24	SIN DATO
SECCIÓN F	17+020.000	17+485.000	-0.93	SIN DATO
SECCIÓN E	17+485.000	17+520.000	1.24	0.86
SECCIÓN D	17+520.000	17+819.750	2.66	SIN DATO
SECCIÓN E	17+819.750	18+280.370	1.24	SIN DATO

Tabla 3.12. Resumen de análisis de compensaciones tramo Guelatao – Peñón Viejo.

**TRAMO: PEÑÓN VIEJO – ACATITLA**

TIPO DE SECCIÓN	CADENAMIENTO		SOBRECOMPENSACION	
	INICIO (km)	FIN (km)	PROYECTO ORIGINAL (t/m <sup>2</sup> )	CON BALASTRO ACTUAL (t/m <sup>2</sup> )
SECCIÓN A-1	18+447.670	18+490.252	1.54	SIN DATO
SECCIÓN A	18+490.252	18+600.825	0.6	SIN DATO
SECCIÓN B	18+600.825	18+899.832	0.45	-0.13
SECCIÓN C	18+899.832	18+932.236	0.44	SIN DATO
SECCIÓN D	18+932.236	18+972.613	0.81	SIN DATO
SECCIÓN C	18+972.613	19+002.361	0.44	SIN DATO
SECCIÓN B	19+002.361	19+044.600	0.07	-0.84
SECCIÓN B	19+044.600	19+088.100	0.57	0
SECCIÓN B	19+088.100	19+628.000	0.45	SIN DATO
SECCIÓN B	19+628.000	19+656.000	-0.26	-1.09
SECCIÓN B	19+656.000	19+679.000	0.45	SIN DATO
SECCIÓN E	19+679.000	19+784.500	0.19	-0.73
SECCIÓN E-1	19+784.500	19+810.935	0.27	SIN DATO

Tabla 3.13. Resumen de análisis de compensaciones tramo Peñón Viejo – Acatitla.

**TRAMO: ACATITLA - SANTA MARTA**

TIPO DE SECCIÓN	CADENAMIENTO		SOBRECOMPENSACION	
	INICIO (km)	FIN (km)	PROYECTO ORIGINAL (t/m <sup>2</sup> )	CON BALASTRO ACTUAL (t/m <sup>2</sup> )
SECCIÓN A	19+976.435	20+140.000	0.36	SIN DATO
SECCIÓN B	20+140.000	20+194.500	0.69	SIN DATO
SECCIÓN C	20+194.500	20+212.500	2.41	SIN DATO
DEPRIMIDO				
SECCIÓN C	20+926.500	20+950.000	3.0	SIN DATO
SECCIÓN B	20+950.000	20+992.154	0.55	SIN DATO

SECCIÓN D	20+992.154	21+020.000	-0.55	SIN DATO
SECCIÓN E	21+020.000	21+033.416	-0.41	SIN DATO
SECCIÓN E-1	21+033.416	21+059.608	-0.21	SIN DATO

Tabla 3.14. Resumen de análisis de compensaciones tramo Acatitla – Santa Marta.

**TRAMO: SANTA MARTA - LOS REYES**

TIPO DE SECCIÓN	CADENAMIENTO		SOBRECOMPENSACION	
	INICIO (km)	FIN (km)	PROYECTO ORIGINAL (t/m <sup>2</sup> )	CON BALASTRO ACTUAL (t/m <sup>2</sup> )
SECCIÓN A	21+225.608	21+700.000	0.12	-0.29
SECCIÓN B	21+700.000	21+980.000	-0.04	SIN DATO
SECCIÓN B	22+160.000	22+458.021	-0.04	SIN DATO
SECCIÓN C	22+458.021	22+580.000	1.39	1.02
SECCIÓN D	22+580.000	22+749.711	2.86	2.79
SECCIÓN E	22+749.711	22+771.570	4.72	4.64
SECCIÓN F	22+771.570	22+785.642	5.03	4.95

Tabla 3.15. Resumen de análisis de compensaciones tramo Santa Marta – Los Reyes.

Las dimensiones de las secciones estructurales indicadas en las tablas anteriores se pueden obtener en las figuras 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9, pertenecientes a cada uno de los tramos desde el intertramo Guelatao – Peñón Viejo hasta el intertramo Santa Marta – Los Reyes.

Esta parte referente a la revisión de la compensación del cajón de la Línea "A" fue básica para visualizar como se esta comportando la estructura, y que condiciones presenta en la actualidad.

Al realizar la revisión se siguieron los lineamientos indicados en las NTCDDC del RCDF en su subcapitulo 3.3 VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE CIMENTACIONES SOMERASA (ZAPATAS).

Se revisó el estado límite de falla utilizando la desigualdad para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\sum Q F_c / A < C_u N_c F_R + p_v$$

Para la primera combinación de carga, acciones permanentes y variables, indicada en el subcapitulo 3.1 ACCIONES DE DISEÑO de las NTCDDC se utilizó el factor de carga igual a 1.5 para estructuras del Grupo A y el factor de resistencia de 0.7, en lo que respecta al resto de las variables se utilizaron las condiciones mas desfavorables para la estructura del cajón y por lo tanto también para la desigualdad.

De la revisión anteriormente expuesta se obtuvo como resultado que el cajón paso satisfactoriamente, como se puede ver en la tabla 3.16.

En lo que se refiere a la segunda combinación, acciones permanentes, variables y accidentales, no se realizó la revisión considerando que la primera combinación de carga con sus factores de carga resultan mas desfavorables para la estructura que la segunda combinación con su respectivo factor de carga igual a 1.1. Lo anterior debido a que el cajón del Metro no se trata de una estructura de altura considerable por lo que las acciones de sismo y viento no provocan grandes de momentos de volteo. La revisión considerando la segunda combinación de cargas se puede realizar haciendo un análisis más refinado considerando valores más precisos de coeficientes sísmicos, recordando que estos varían

dependiendo de la profundidad de los estratos de suelo deformable, la cercanía a cerros y peñones, entre otros.

También se obtuvo el factor de seguridad utilizando la fórmula para cimentaciones compensadas desplantadas en arcillas saturadas

$$FS = \frac{5.14 C_u \left( 1 + \frac{0.195 B}{L} \right) \left( 1 + 0.4 \frac{D_f}{B} \right)}{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}$$

Los resultados se pueden observar también en la tabla-3.16, donde se puede observar que esta revisión de la estructura resultó satisfactoria excepto en un caso donde el factor de seguridad calculado fue menor a tres. Cabe recordar que en el proyecto original se realizó el diseño del cajón para cumplir los lineamientos establecidos en su momento, por lo que la revisión presentada estuvo principalmente a revisar los estados límite de falla en aquellas entre aquellos cadenamientos donde la estructura resulto parcialmente compensada debido a un aumento del espesor del balastro, el cual ha sido adherido durante su vida para renivelar las vías.

INTERTRAMO	TIPO DE SECCIÓN	CADENAMIENTO		SOBRE-COMPENSACIÓN CON BALASTO ACTUAL (t/m <sup>2</sup> )	RCDF ΣQ Fc/A<CuNcFR+pv	FACTOR DE SEGURIDAD
		INICIO (km)	FIN (km)			
ión Viejo - Acatilla	SECCIÓN B	18+600.825	18+899.832	-0.13	6.39 < 7.13	3.42
	SECCIÓN B	19+002.361	19+044.600	-0.84	5.48 < 7.13	4.48
	SECCIÓN B	19+628.000	19+656.000	-1.09	5.46 < 6.02	2.81
	SECCIÓN E	19+679.000	19+784.500	-0.73	5.75 < 6.48	3.11
ta Marta - s Reyes	SECCIÓN A	21+225.608	21+700.000	-0.29	4.47 < 6.31	5.32

Tabla 3.16. Resumen de resultados de la revisión por estados límite de falla de la estructura del cajón del Metró Férreo de la Línea "A" entre los intertramos de la estación Guelatao a la estación Los Reyes.

### 3.8.2 Movimientos verticales

En lo concerniente a la revisión por estados límite de servicio, se debieron revisar los dos aspectos indicados tanto en las NTCDC y en las Especificaciones, estos fueron los movimientos de hundimiento tanto en el cajón superficial como en el subterráneo y la flotación en el caso del cajón subterráneo.

Con respecto a los movimientos verticales, como se puede observar en las figuras 3.6, 3.7, 3.8 y 3.9, se obtuvieron velocidades de hundimiento en los intertramos entre los 14 y 42 centímetros al año, esto se trata mas ampliamente en el siguiente subcapitulo. Aunque el cajón en estudio de la línea "A" esta sobrecompensada en la mayor parte de su longitud no se realizó un calculo de las expansiones ya que esto no proporcionaba un buen criterio, debido que el cajón del Metró Férreo presenta un hundimiento regional y no se detectaron expansiones.

Respecto a la revisión por flotación en los cadenamamientos en el cajón subterráneo, esta no se realizó debido a que durante la vida operativa de la Línea "A" no se han presentado este tipo de problema.

### 3.9 Abatimiento por bombeo y hundimiento regional

La zona en estudio tiene la influencia del funcionamiento de los pozos de bombeo, para analizar la problemática del abatimiento de los acuíferos de la zona y su impacto en los tramos analizados de la Línea "A" del Metro Férreo se contó con la siguiente información:

- Planos de la DGCOH con la ubicación de todos los pozos de bombeo de la zona, figura 3.55.
- Planos de comparación entre la nivelaciones del hongo del riel hechas en 1991, en 1996, así como la nivelación del hongo del riel de la vía hechas por la empresa IPISA en diciembre de 2001, desde la estación Guelatao hasta el tramo Santa Marta Los Reyes, todas referidas al banco fijo ubicado en el Peñón Viejo ya anteriormente visto.

Figura 3.55. Planta de localización de pozos de bombeo profundo para abastecimiento de agua potable en la zona de la Línea "A".

- Croquis de la DGCOH con la estratigrafía obtenida durante la perforación de los Pozos ubicados en la zona de influencia del Tramo Guelatao – Peñón Viejo, así como la profundidad de cada pozo y su nivel dinámico.
- Planos de la DGCOH con las curvas de nivel de la velocidad de hundimiento regional en la zona en estudio, figuras de la 3.56 a la 3.61.

Figura 3.56. Curvas de nivel estático al año de 1991 cercanas a la Línea "A".

Figura 3.57. Curvas de nivel estático al año de 1996, cercanas a la Línea "A".

Figura 3.58. Evolución del nivel estático en el periodo de 1985 a 1996, manifestándose abatimientos de 10 metros en dicho periodo.

Figura 3.59. evolución del nivel estático en el periodo de 1986 a 1991, manifestándose abatimientos de 3 a 4 metros en dicho periodo.

Figura 3.60. Hundimiento medio anual en el distrito federal, periodo comprendido del año 1983 al año 1992.

Figura 3.61. Hundimiento medio anual entorno al cerro del Marques, periodo comprendido del año 1983 al año 1992.

En la zona vecina a la Línea "A", desde la estación Peñón Viejo hasta la estación Los Reyes, existen varios Sistemas de Pozos de Bombeo que actualmente están en explotación por parte de la DGOH del GDF y que extraen agua de los acuíferos del subsuelo desde hace varios años.

Uno de los tramos de la Línea "A" del Metro más afectados por el bombeo es el de Guelatao – Peñón Viejo, pues este tramo está ubicado en las cercanías del Cerro del mismo nombre a orillas del cual han sido construidos del orden de 13 pozos, del N° 103 al N°116, algunos de ellos muy próximos al Metro. Estos pozos de bombeo, se localizan en las partes bajas del Cerro del Peñón Viejo, cercanos al tramo Guelatao – Peñón Viejo, 9 de ellos del lado sur y 4 del lado norte.

Asimismo existe un pozo, el N° 113, ubicado en el tramo Peñón Viejo – Acatitla, como a 400 m al sur de la Estación Peñón Viejo.

El siguiente tramo más afectado por el bombeo, después del ya mencionado, es el Santa Marta-Los Reyes; en esa zona existe una batería del orden de 18 pozos, denominados del Grupo de Chimalhuacán, en el Estado de México, que tienen influencia en el tramo Santa Marta – Los Reyes y que se localizan a distancias variables al Metro, aunque los más cercanos se encuentran aproximadamente a 500 metros de la Línea "A" del Metro.

También se sabe que los pozos han sido perforados a profundidades variables entre 110 y 120 metros, y sus niveles dinámicos se localizan aproximadamente a 100 metros de profundidad. En la mayoría de los Pozos que afectan a los tramos de la Línea "A" en la Calzada Ignacio Zaragoza, se ha encontrado que a los 70 metros de profundidad promedio se encuentran ya los depósitos profundos, constituidos por limos y arenas compactos, por lo que el abatimiento se ha propagado con el tiempo hacia los estratos blandos de la arcilla del Lago que descansa en estos depósitos.

Por lo que respecta a la información obtenida a partir de las nivelaciones provenientes del hongo del riel de los cuatro tramos del Metro analizados y referidas a un banco de nivel fijo ubicado en el Cerro del Peñón Viejo, se pueden inferir las Velocidades de Hundimiento Regional que se indican en la siguiente tabla, tabla 3.17.

NÚMERO POR TRAMO	CADENAMIENTO (km)	VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO PERIODO 1991-1996 (cm/año)	VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO PERIODO 1996-2001 (cm/año)	VELOCIDAD DE HUNDIMIENTO PERIODO 1996-2001 (cm/año)
<b>TRAMO GUELATAO PEÑÓN-VIEJO</b>				
1	19+320	32.6	29.4	33.7
2	19+520	30.4	28.2	31.7
3	19+720	29.2	22.5	27.1
4	19+920	12.1	8.2	10.4
5	20+120 ("zona dura")	0	0	0
6	20+320	32.6	28.4	31.6
<b>TRAMO PEÑÓN VIEJO-ACATITLA</b>				
1	20+410	28.2	25.3	26.4
2	20+610	20.2	18.2	19.4
3	20+810	14.3	10.2	12.4
4	21+010	10.3	8.6	9.5
5	21+210	8.3	5.2	6.9
<b>TRAMO ACATITLA-SANTA MARTA</b>				
1	21+380	5.2	4.3	4.9
2	21+580	4.7	3.9	4.2
3	21+780	3.9	2.8	4.2
4	21+980	3.5	3.0	32.9
5	22+180	2.8	2.1	2
<b>TRAMO SANTA MARTA-LOS REYES</b>				
1	22+340	2.1	1.9	1.8
2	22+540	3.2	3.0	2.9
3	22+740	1.9	1.5	1.8

Tabla 3.17. Velocidades de hundimiento inferidas de las nivelaciones realizadas al hongo del riel numero 1, en los cuatro tramos del Metro en estudio.

## 4. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS,

### 4.1 Introducción

Los tramos en estudio de la Línea "A" del Metro Férreo se ubican de acuerdo con la Zonificación estratigráfica de la Ciudad, propuesta por R. Marsal y M. Mazari, y la zonificación propuesta por el Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal en la denominada Zona del Lago, aunque también esta presente una Zona de transición abrupta por la presencia del Cerro del Peñón del Marqués en la parte intermedia del tramo Guelatao – Peñón Viejo, hace que la estratigrafía tenga condiciones especiales marcadas específicamente por la presencia de una zona dura y dos zonas alledañas, hacia la Estación Guelatao y hacia Peñón Viejo, que sufren el hundimiento regional del Valle. Lo anterior se pudo observar en la figura 3.11, donde se presenta la un fragmento de un conjunto de cartas geológicas de la Dirección General de Estudios del Territorio Nacional.

Asimismo en la parte intermedia del tramo Peñón Viejo – Acatitla se ubica una zona que puede considerarse como punto duro y que corresponde al derrame de la brecha volcánica basáltica que tiene origen en la Sierra de Santa Catarina y cuya altura es mucho menor que la del cerro del Peñón del Marqués.

Debido a que los tramos en estudio se ubican en la Zona de Lago, la problemática de los movimientos afecta no solo al comportamiento del Metro sino al de las vialidades adyacentes que con el tiempo han ido presentando cambios de pendiente cada vez mayores.

A continuación se describen las propiedades estratigráficas del terreno, como resultado del programa de sondeos efectuado a lo largo de los intertramos,

Así mismo se presentan al final de este capítulo los perfiles estratigráficos de los intertramos Guelatao – Peñón Viejo, Peñón Viejo – Acatitla, Acatitla – Santa Marta y Santa Marta – Los Reyes en las figuras 4.1, 4.2, 4.3 y 4.4 respectivamente. Con respecto a estas figuras se comenta que las fronteras de los estratos están inferidas de los sondeos ejecutados en el 2002 y extrapoladas con los sondeos más antiguos pertenecientes al proyecto original

#### 4.1.1 Guelatao – Peñón Viejo

En este tramo se realizaron el sondeo mixto SM-1 así como los sondeos de avance SA-1, SA-2, SA-3 SA-4 y SA-5.

##### Sondeo mixto SM-1.

El sondeo mixto SM-1 se realizó aproximadamente en la parte media del tramo Guelatao – Peñón Viejo, en la falda poniente del cerro del Marqués, en el cadenamamiento perteneciente al kilómetro 17+020, del lado sur del cajón del metro, obteniéndose un muestreo inalterado y alterado con las propiedades estratigráficas siguientes:

Desde el nivel del terreno natural hasta 2 metros de profundidad, se encuentra el relleno superficial constituido por limos arenosos, comúnmente llamados tepetates, de color café y con un 20% de contenido de agua, w.

Entre 2 y 3.6 metros de profundidad, se encuentra un estrato de arena fina, arcilla compacta con contenido de agua de 40%.

Ahora bien desde la profundidad de 3.6 metros hasta los 33.4 metros correspondiente a la profundidad del sondeo SM-1 se ubica un estrato de arcillas de consistencia muy blanda a blanda, colores verde olivo, café oscuro, gris olivo, café rojo, intercalados por lentes de arena fina, gris y vidrio volcánico. En toda la formación se encontró la presencia de microfósiles. Este estrato presenta un contenido de agua que varía entre 100% y 370%.

El nivel de aguas freáticas, NAF, se detectó a 7.3 metros de profundidad.

Esta condición indica que las arcillas están preconsolidadas entre los 3 y 12 metros de profundidad y muy preconsolidadas entre los 20 y 28 metros, lo que es causado por el efecto del bombeo. Asimismo están muy preconsolidado en la parte superficial entre 4 y 8 metros lo que indica los efectos de la desecación superficial como se puede observar en la figura 3.44.

En dicha figura se encuentran dibujados los esfuerzos totales, los esfuerzos efectivos y la presión de poro de la masa de suelo, también se presentan los esfuerzos concernientes a los esfuerzos críticos.

Con lo explicado en el párrafo anterior se puede determinar en que situación se encuentra actualmente el suelo, en el caso particular del sondeo mixto SM-1 se encuentra preconsolidado.

De los 33.40 metros a los 35.50 metros de profundidad se encontró un limo arenoso, color gris, con un porcentaje de finos de 35%, un porcentaje de arena del orden de 37% a 48% y un contenido de gravas de 38%.

Los sondeos ciegos SA-1, SA-3, SA-4 y SA-5 no detectaron la roca a 62.0, 37.0, 31.0 y 30.6 metros de profundidad respectivamente; donde el material encontrado a dichas profundidades de exploración fue Arcilla. Ahora bien el sondeo SA-2 detectó basalto a 35.80 metros de profundidad.

#### **4.1.2 Peñon Viejo – Acatitla,**

En este tramo se realizó el sondeo mixto SM-2, así como los sondeos de avance SA-6, SA-7, SA-8, SA-9 y el sondeo de cono eléctrico SC-1.

##### **Sondeo mixto SM-2.**

Desde la superficie del terreno hasta una profundidad aproximada de 2.0 metros se encontró el relleno superficial constituido por limos arenosos, tepetate de color café y con un 20% de contenido natural de agua.

De los 2.0 metros hasta 18.00 metros se encontró un estrato de arcilla de consistencia muy blanda a media, colores verde olivo, café oscuro, café rojo, con lentes de arena fina y vidrio volcánico, conteniendo microfósiles. El contenido natural de agua varía entre 15% y 230%.

En la figura 3.45 se dibujaron los Esfuerzos Efectivos contra la profundidad, mostrando que el terreno está normalmente consolidado, condición indica que la carga de preconsolidación que resisten estas arcillas tiene un rango muy alto, así mismo el Nivel de Aguas Freáticas se localizó a 7.0 metros de profundidad.

Entre los 18.0 y 30.6 metros de profundidad se encontró un limo arcillosos

duro, café gris arenosos, con un contenido de agua entre 20% y 80%. Dicha lente hace que la arcilla presente valores bajos de hundimientos ante la presencia de cargas externas, comparadas con las arcillas normalmente consolidadas de la zona del tramo Guelatao – Peñón Viejo.

Los sondeos ciegos SA-6, SA-8 y SA-9 a las profundidades de 30.8, 30.8 y 40,6 metros no detectaron la presencia de roca, donde el material encontrado a la profundidad explorada es Arcilla. Sin embargo el sondeo ciego SA-7 detectó a la profundidad de 40.8 metros, limo arenoso.

El sondeo de cono SC-1 se efectuó hasta la profundidad de 30.8 metros y obtuvo las resistencias en los estratos de suelo.

#### **4.1.3 Acatitla – Santa Marta,**

En este tramo se realizaron los sondeos siguientes, el sondeo ciego SA-10, el sondeo de cono eléctrico SC-2, el pozo a cielo abierto PCA-4 y el sondeo mixto SM-3.

##### **Sondeo mixto SM-3.**

Desde la superficie del terreno hasta una profundidad aproximada de 2.0 metros se encontró el relleno superficial constituido por limos arenosos, tepetate, de color café.

Desde los 2.0 metros hasta los 15.00 metros de profundidad se encontró un estrato de arcilla de consistencia muy blanda, colores café olivo, amarillo – olivo y verde, con lentes de arena fina negra y alto contenido de microfósiles. El contenido natural de agua varía entre 10% y 350%.

Entre los 15.0 y 18.0 metros de profundidad se ubica un estrato de arena fina, arcillosa, café oscuro y negra, muy compacta, con un contenido de agua entre 15% y 140%.

Desde los 18.0 metros hasta una profundidad de 44.05 metros se encontró un estrato de arcilla de consistencia muy blanda a media, colores verde olivo, gris y gris olivo, con lentes de arena fina, vidrio volcánico y alto contenido de microfósiles, con contenido de agua que varía entre un 40% hasta los 350%.

A la profundidad de 44.00 m, se encontró basalto negro, como capa dura dando final a este sondeo.

El Nivel de Aguas Freáticas se localizó a 3.4m de profundidad.

En la figura 3.46 se dibujaron los esfuerzos en la masa del suelo contra la profundidad, mostrando que las arcillas encontradas hasta la profundidad explorada están preconsolidadas.

El sondeo ciegos SA-10 se efectuó hasta la profundidad de 50.8 metros sin detectarse la presencia de roca y/o basalto; el material encontrado a la profundidad explorada fue Arcilla.

El sondeo de cono eléctrico SC-2 llegó a la profundidad de 32.0 metros y midió las resistencias en los estratos de suelo.

#### **4.1.4 Santa Marta – Los Reyes,**

En este tramo se encuentran ubicados los sondeos ciegos SA-11, SA-12, los sondeos mixtos SM-4, SM-5 y SM-6, los sondeos de cono eléctrico SC-3, SC-4 y SC-5, así como 3 estaciones piezométricas y 2 tubos de observación.

#### Sondeo mixto SM-4.

El sondeo mixto número 4, SM-4, cuya ubicación es la Avenida Generalísimo Morelos, presenta la estratigrafía siguiente:

Desde la superficie del terreno hasta una profundidad aproximada de 2.0 m se encontró el relleno superficial constituido por limos arenosos (tepetate) de color café.

Desde los 2.0 hasta los 30.0 metros de profundidad se encontró un estrato de arcilla de consistencia muy blanda a blanda, colores verde olivo, café oscuro y gris olivo, con lentes de arena fina y alto contenido de microfósiles, con contenidos naturales de agua que variaron entre 10% hasta 350%, con un promedio general de 200%.

A mayor profundidad desde los 30.0 metros y hasta el final del sondeo esto es a los 40.60 metros, se encontró un estrato de arena fina y media color café-gris de compacidad media a muy compacta, poco arcillosa, con lentes de vidrio volcánico. El contenido de agua varía de 10% hasta 250%, siendo el promedio general del orden de 20%.

El Nivel de Aguas Freáticas se detectó a una profundidad de 3.17 metros de profundidad.

En la figura 3.47 están dibujados los esfuerzos en la masa del suelo contra la profundidad, mostrando que: las arcillas localizadas entre los 12.00 y 15.70 metros se encuentran normalmente consolidadas, mientras que los estratos arcillosos que se encuentran desde la superficie del terreno, esto es desde los 0.00 hasta los 12.00 metros de profundidad y de los 15.70 metros en adelante se encuentran preconsolidadas.

#### Sondeo mixto SM-5.

Desde la superficie del terreno hasta una profundidad de 5.0 metros se encontró el relleno formado por Arcilla de consistencia media, color café - amarillo, arenosa, con grava de tezontle, con un contenido de agua que varía desde 20% hasta 360%.

Ahora bien a partir de una profundidad de 5.0 metros y hasta el final del sondeo esto es a 40.3 metros de profundidad se encontró un estrato de Arcilla de consistencia muy blanda a blanda, color, café - rojo, gris olivo y verde olivo, con lentes de arena fina, vidrio volcánico y alto contenido de microfósiles. El contenido de agua varía entre 10% hasta 350%, con un promedio general de 200%.

El Nivel de Aguas Freáticas se detectó a 2.48 metros de profundidad.

En la figura 3.48 se dibujaron los esfuerzos en la masa del suelo contra la profundidad, mostrando que las arcillas localizadas en toda la profundidad explorada se encuentran preconsolidadas.

#### Sondeo mixto SM-6.

Desde la superficie del terreno hasta la profundidad de 5.5 metros se encontró el relleno formado por Arcilla y limo, con arena y grava de tezontle, con un contenido de agua alrededor de 35%.

Desde los 5.5 metros hasta los 12.5 metros de profundidad se encontró un estrato de arcilla de consistencia muy blanda, color café – rojo, verde olivo y gris, con poca arena fina y microfósiles, con contenido de agua variable entre 30% hasta 535%, con un promedio general de 225%.

Ahora bien de los 12.5 a los 14.6 metros se encontró una lente de Arena fina, arcillosa, muy compacta, con un contenido de agua de 20%.

A partir de la profundidad de 14.6 metros y hasta el final del sondeo a 40.6 metros, se encontró un estrato de Arcilla de consistencia muy blanda color café – rojo, gris – olivo y olivo, con lentes de arena fina, vidrio volcánico y alto contenido de microfósiles. El contenido de agua varía de 20% hasta 340%, siendo el promedio general del orden de 200%.

El Nivel de Aguas Freáticas se detectó a los 2.48 metros de profundidad.

En la figura 3.49 se dibujaron los esfuerzos en la masa del suelo contra la profundidad, mostrando que las arcillas localizadas en toda la profundidad explorada se encuentran preconsolidadas.

Los sondeos ciegos SA-11 y SA-12 detectaron la presencia de basalto a las profundidades de 25.05 y 18.0 metros de profundidad respectivamente.

Los sondeos de cono eléctrico SC-3, SC-4 y SC-5 se efectuaron a las profundidades de 45.0, 40.8 y 40.6 metros respectivamente, obteniendo las resistencias de los estratos de suelo.

Se instalaron 2 estaciones piezométricas a las profundidades de 9.70 y 17.0 metros en el cadenamiento 22+440 y una más a 31.2 metros de profundidad en el cadenamiento perteneciente al kilómetro 22+253 con el fin de conocer el estado de presiones del agua del subsuelo y la posición del nivel freático. También se instalaron 2 tubos de observación a 6.0 metros de profundidad en los kilómetros pertenecientes a los cadenamientos 22+253 y 22+440, para verificar la posición del nivel freático, tabla 3.4.

En la tabla 3.4 se observa que los piezómetros registran abatimientos de la presión de poro con respecto al nivel freático detectado en cada sitio. El piezómetro P-1 de la estación EPZ-1, instalado a 10 metros de profundidad, registro un abatimiento de la presión de poro de 0.84  $\text{t/m}^2$  y en el P-2, instalado a 17 metros de profundidad registro un abatimiento de 1.0  $\text{t/m}^2$ . En la estación EPZ1-1, el piezómetro P-1 instalado a 31.0 metros de profundidad experimenta un abatimientos de la presión de poro de 5.33  $\text{t/m}^2$ , para el nivel freático detectado de 3.17 metros por debajo del nivel del terreno natural.

Con la información obtenida en el subcapítulo 3.9 Abatimiento por bombeo y hundimiento regional se desprende lo siguiente:

La explotación de los sistemas de pozos ha causado el abatimiento de las presiones piezométricas en los acuíferos permeables del subsuelo ubicados más allá de los 70 metros de profundidad, y por tanto hundimientos regionales generalizados de la zona que causan movimientos diferenciales en la Línea "A"

del Metro por la propia ubicación de los pozos y por la topografía heterogénea de los mantos duros del fondo del Lago.

De acuerdo con los planos de las curvas de igual velocidad de hundimiento Regional, elaborados por la DGCOH, la información más reciente obtenida del año 1998 indica que las velocidades de hundimiento en el interramo Guelatao – Peñón Viejo varían entre 35 y 4 centímetros por año, presentando una zona dura entre los cadenamientos 19+320 y 19 +510, que corresponde al afloramiento del Cerro.

En el tramo Peñón Viejo – Acatilla, las velocidades de hundimiento son menores y, de acuerdo con la información referida, varían entre 14 y 28 centímetros por año, con la presencia de una parte del interramo muy cercano a una zona dura, donde las velocidades de hundimiento son muy bajas, alrededor de 3 centímetros por año aproximadamente.

De la tabla 3.17 se desprende que para el tramo Guelatao – Peñón Viejo, las velocidades de hundimiento regional varían entre 46 y 53 centímetros por año, lo que significa que en los 10 años que tiene la Línea "A" de operar lleva un hundimiento regional total del orden de 5.30 metros aproximadamente, esto con respecto a la zona dura del Cerro del Peñón Viejo comprendida entre los cadenamientos 19+220 y 19+300. Lo anterior se traduce en que si los patrones de abatimiento y bombeo continúan como hasta ahora en los próximos 10 años es de esperarse, un hundimiento de la estructura del Metro y de las vías de cuando menos otros 5 metros en relación con la zona dura ya mencionada.





TESIS CON FALLA DE ORIGEN

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

Interpretación de resultados

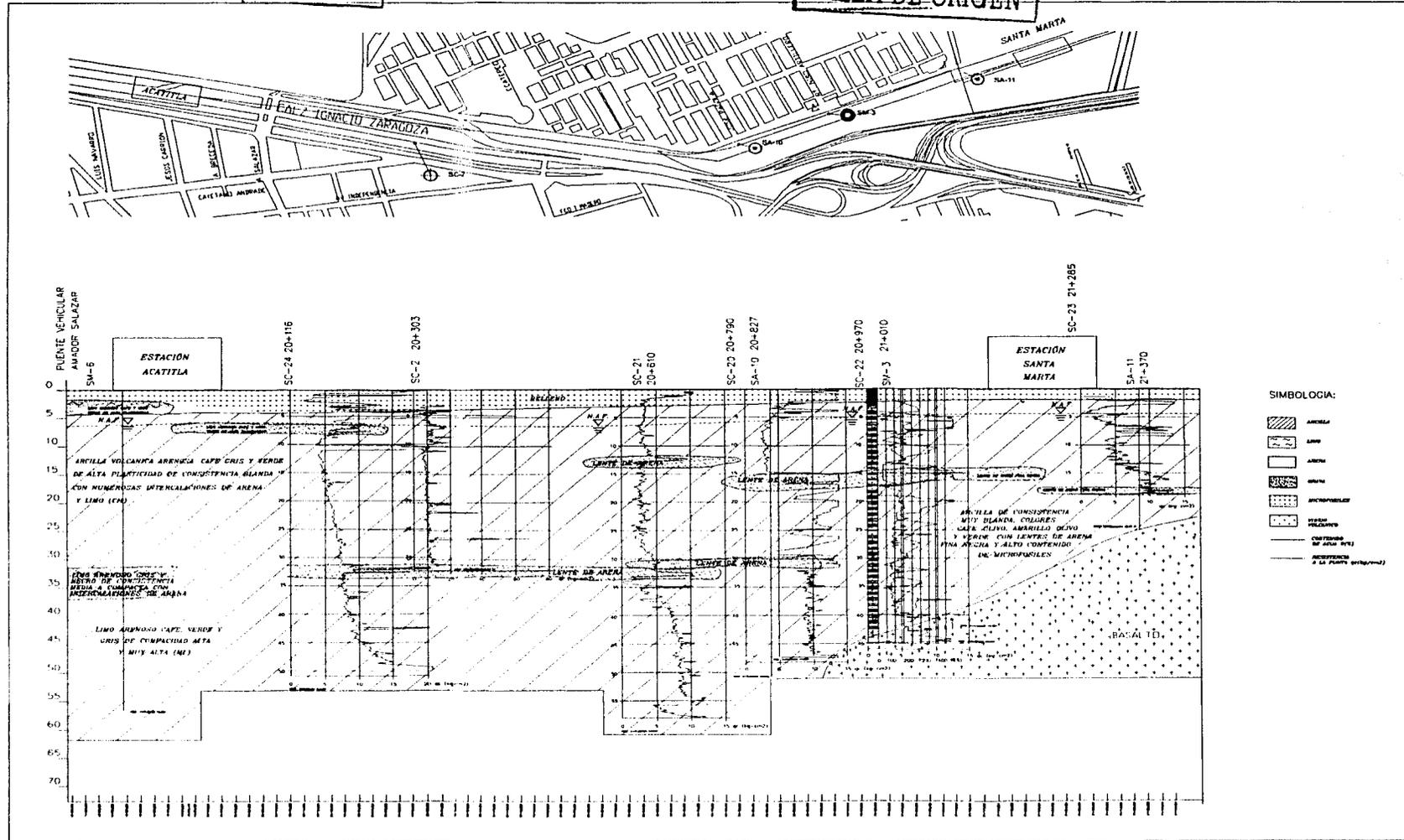
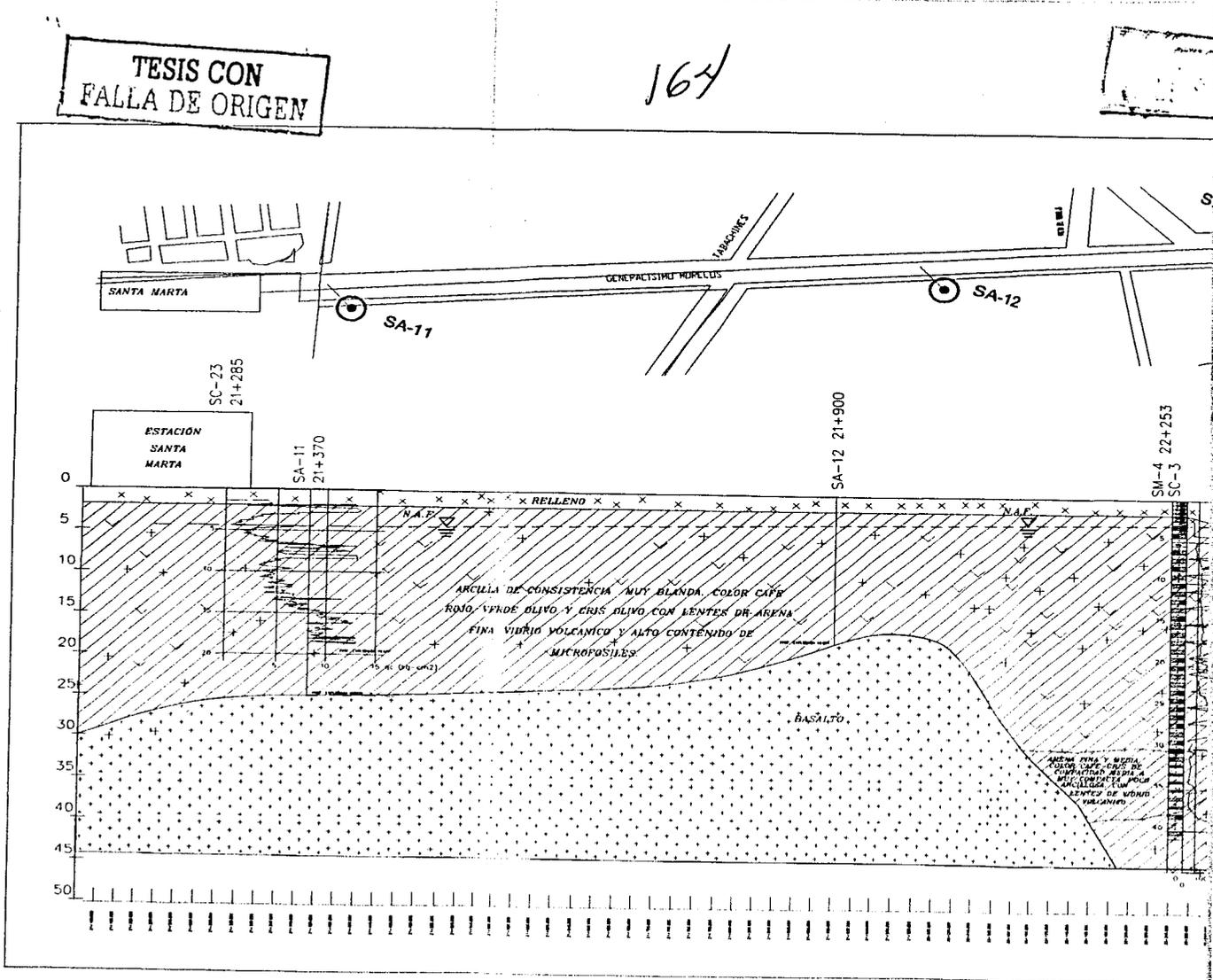


Figura 4.3. Estratigrafía Intertramo Acatitla - Santa Marta.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN

164





## Conclusiones

De acuerdo con la información recopilada del proyecto original realizado hace poco más de diez años, los resultados del programa de exploración ejecutado, nivelaciones realizadas por el Sistema de Transporte Colectivo, información obtenida en la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica y la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo así como información adicional, tal como; fotografías aéreas, cartas geológicas del área, se pueden destacar los siguientes puntos importantes:

- Los tramos en estudio se ubican en la Zona de Lago y de Transición abrupta y su comportamiento está regido por el hundimiento regional del Valle de México.
- Superficialmente existe un sistema de grietas cuya trazas son paralelas a las curvas de nivel del cerro del Peñón del Marqués, asociadas al cambio abrupto de espesores de suelo blando en las proximidades de dicho cerro. Por el trazo del Línea "A" del Metro y patrón de agrietamiento se tienen zonas del cajón apoyadas en suelos con espesores variables.
- Las grietas que se observan en los muretes del cajón del Metro, a lo largo de los tramos, ocurren por el hundimiento regional del suelo del Valle de México, el cual es acelerado por el abatimiento piezométrico regional provocado por el bombeo.
- Los asentamientos diferenciales que se generan por los factores descritos en párrafos anteriores inducen esfuerzos al cajón del Metro, reflejados mediante los agrietamientos en los muros así como apertura y cerramiento de las juntas de dicha estructura.
- La estratigrafía general del subsuelo, desde la estación Guelatao y hasta la estación Santa Marta, está constituida por arcillas con altos contenidos de agua que varían desde los 100% hasta los 370%, intercaladas por lentes de arena limosa de espesor variable que fueron producto de los depósitos aluviales producidos en diferentes épocas. El intertramo Guelatao – Peñón Viejo presenta la influencia del cerro del Marqués, de la misma manera en el intertramo Acatilla – Santa Marta aparecen suelos de espesores variable por la presencia de la sierra de Santa Catarina y de roca en el distribuidor Vial México – Puebla.
- Actualmente el bombeo de los estratos permeables ha abatido los niveles piezométricos a tal grado que la zona permeable y agrietada debe funcionar como zona de absorción, abatiendo localmente las presiones de poro. Lo anterior genera que el hundimiento regional en la arcilla sea mayor en los intertramos Guelatao – Peñón Viejo, Peñón Viejo – Acatilla y disminuye hacia los intertramos del oriente
- Otro factor que influye en la generación de los asentamientos es la desecación de las arcillas superficiales sobre las que se apoya el cajón del metro, efecto producido por el bombeo de los nueve pozos operados en forma continua en la zona circundante al cerro del Peñón del Marqués.

- También se debe de considerar las oquedades ubicadas debajo de la estructura del cajón, descubiertas durante las campañas de calas llevadas a cabo a exprofeso. Dichas oquedades son muy locales con profundidades que llegaron a ser en los casos mas desfavorables de aproximadamente dos centímetros de espesor.

La problemática que se presenta en los intertramos entre las estaciones Guelatao, Peñón Viejo, Acatitla y Santa Marta de la Línea "A", está constituida principalmente por los asentamientos diferenciales provocados por el hundimiento regional a lo largo de la Línea, por la presencia de estratos de espesores variables del subsuelo donde se apoya el cajón y por el hundimiento regional provocado por el bombeo de los acuíferos profundos. Estos problemas se presentan en mayor medida en el intertramo Guelatao – Peñón Viejo debido a la presencia del Cerro del Marqués y la batería de pozos instalada alrededor de dicho cerro, y en el intertramo Santa Martha – Los Reyes por el bombeo intenso de esa zona. Estos hundimientos no se pueden detener en el corto plazo, por lo que es previsible que continuarán por muchos años, aún cuando la operación de estos pozos sea suspendida.

De acuerdo con lo anterior, la solución a la problemática de asentamientos diferenciales en la Línea "A" del Metro Férreo, se sugiere basarse en las siguientes premisas:

1. Que el cajón de cimentación del Metro sea capaz de tomar las deformaciones que seguirán presentándose, sin sufrir daños importantes que afecten su estabilidad. Esto se podría lograr adaptando las juntas actuales y construyendo nuevas con objeto de que las separaciones de las juntas sean menores creando longitudes de cajón de Metro más cortas, de tal manera que los efectos generados se reduzcan.
2. La solución a base de juntas en el cajón de Metro deberá considerar que las vías no sufran deformaciones verticales considerables, que provoquen el descarrilamiento de los trenes y en la medida de lo posible quitar balasto a fin de mantener las condiciones originales de sobrecompensación de la cimentación y considerar las pendientes de las vías de proyecto.
3. Deberán adoptarse medidas para rellenar las oquedades encontradas debajo de la estructura del cajón del Metro, con el fin que el cajón trabaje bajo las condiciones para las que fue diseñado y evitar posibles fallas en un futuro.

---

**BIBLIOGRAFÍA**

1. ARNAL SIMÓN, LUIS Y MAX BETANCOURT SUÁREZ. Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Editorial Trillas. Cuarta edición. México, 1999.
  2. Especificaciones para el proyecto y construcción de la Líneas del Metro de la Ciudad de México. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. México, 1986.
  3. Manual de diseño geotécnico, Volumen 1. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano. México, 1987.
  4. Manual de mecánica de suelos. Secretaría de Recursos Hidráulicos. Quinta edición. México, D.F 1970.
  5. BRAJA M. DAS. Cimentaciones. Editorial Thomson. Cuarta edición. México, 2001.
-

