

128
2010



Universidad Nacional Autónoma de México

Facultad de Ingeniería

ANÁLISIS GEOTÉCNICO PARA LA EXCAVACION DE LA ESTACION PANTITLAN DEL METRO LIGERO

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

P r e s e n t a :

Rogelio Vargas Villanueva



México, D. F.

1994

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-I-162

SR. ROGELIO VARGAS VILLANUEVA
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor Ing. Ricardo Padilla Velázquez, y que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de ingeniero civil:

ANALISIS GEOTECNICO PARA LA EXCAVACION DE LA
ESTACION PANTITLAN DEL METRO LIGERO

- I. INTRODUCCION
- II. CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS DEL VALLE DE MEXICO
- III. ASPECTOS GENERALES DE LA ESTACION PANTITLAN
- IV. INFORMACION GEOTECNICA BASICA PARA EL PROYECTO
- V. ANALISIS GEOTECNICO DE LA EXCAVACION
- VI. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y SISTEMAS AUXILIARES
- VII. CONCLUSIONES

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 se deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar examen profesional.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Ciudad Universitaria, D.F., a 18 de julio de 1989
EL DIRECTOR


DANIEL RESENDIZ NUÑEZ

DRN/MDCljrs*

DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

A la memoria de mi padre y a mi madre, quienes siempre me dieron y me han dado todo. Ellos serán seguramente una motivación permanente en mi vida.

A mis hermanos, por su apoyo moral, afectivo y material que me han brindado en las diferentes etapas de mi vida.

Agradezco al Ing. Ricardo Padilla Velázquez, su trabajo, tiempo y paciencia para el desarrollo y dirección de la Tesis Profesional. El es además sin duda, por su vocación y entrega a la docencia e investigación universitaria, un ejemplo invaluable para la Facultad de Ingeniería, de la cual tengo el más grato recuerdo de mi vida estudiantil.

Finalmente, agradezco a las empresas Colinas de Buen, S.A. de C.V., e Ingeniería Experimental, S.A. de C.V., su generosa ayuda en la elaboración de este trabajo.

**ANALISIS GEOTECNICO PARA LA EXCAVACION DE LA
ESTACION PANTITLAN DEL METRO LIGERO**

INDICE

CAPITULO I INTRODUCCION

**CAPITULO II CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y GEOTECNICAS DEL
 VALLE DE MEXICO**

- II.1** Datos generales del Valle de México.
- II.2** Características geológicas.
 - II.2.1* Eventos geológicos en la formación de la Cuenca.
- II.3** Depósitos de la Cuenca del Valle de México.
 - II.3.1* Depósitos del Lago.
 - II.3.2* Depósitos de Transición.
 - II.3.3* Depósitos de Lomas.
- II.4** Zonificación Geotécnica.
 - II.4.1* Zona de Lago.
 - II.4.1.1 Subzona Lago Virgen.
 - II.4.1.2 Subzona Lago Centro I.
 - II.4.1.3 Subzona Lago Centro II.
 - II.4.2* Zona de Transición.
 - II.4.2.1 Transición Alta.
 - II.4.2.1 Transición Baja.
 - II.4.2.3 Transición Abrupta.
 - II.4.3* Zona de Lomas.

CAPITULO III ASPECTOS GENERALES DE LA ESTACION PANTITLAN

- III.1** El Programa Maestro del Metro.
- III.2** La Línea 2 del Metro Ligero.
- III.3** La Estación "Pantitlán".

- III.3.1** *Ubicación.*
- III.3.2** *Tipo de Estructura.*
- III.3.3** *Esquema Arquitectónico.*
- III.4** *Características de la Excavación.*
- III.5** *La Estación Pantitlán de la Línea 9.*

CAPITULO IV *INFORMACION GEOTECNICA BASICA PARA EL PROYECTO*

- IV.1** *Exploración y Muestreo.*
 - IV.1.1** *Recopilación de la Información Existente.*
 - IV.1.2** *Programa de Exploración y Muestreo.*
- IV.2** *Pruebas de Laboratorio.*
- IV.3** *Estratigrafía.*

CAPITULO V *ANALISIS GEOTECNICO DE LA EXCAVACION*

- V.1** *Discusión del problema de la excavación.*
- V.2** *Falla General por fondo.*
 - V.2.1** *Criterio General.*
 - V.2.2** *Criterio de Terzaghi.*
- V.3** *Estabilidad de Taludes.*
 - V.3.1** *Estabilidad de Taludes Simples.*
 - V.3.2** *Estabilidad del Talud Global.*
- V.4** *Falla por Subpresión.*
- V.5** *Cálculo de Expansiones Inmediatas.*
 - V.5.1** *Movimiento del Fondo de Excavación.*
 - V.5.2** *Criterio del MEG*
 - V.5.3** *Criterio del Dr. L. Zeevaert.*
- V.6** *Empuje sobre Muros de Retención.*
 - V.6.1** *Empuje Activo del Suelo.*
 - V.6.1.1** *Empuje Redistribuido de Peck.*
 - V.6.1.2** *Empuje Redistribuido del Manual de Estudios Geotécnicos.*
 - V.6.2** *Empuje Pasivo del Suelo.*
- V.7** *Falla por el empotramiento de la "Pata" del Muro Milán.*
- V.8** *Cálculo de Abatimiento de Presiones de Poro.*

**CAPITULO VI *PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y SISTEMAS
AUXILIARES***

VI.1 *Procedimiento Constructivo.*

VI.1.1 Lineamientos Generales.

VI.1.2 Secuencia Constructiva.

VI.1.3 Restricciones de excavación.

VI.2 *Sistema de Instrumentación.*

VI.2.1 Programa de instrumentación.

VI.2.2 Control de Instrumentos.

VI.3 *Sistema de Bombeo.*

CAPITULO VII *CONCLUSIONES*

CAPITULO I

INTRODUCCION

Uno de los principales problemas que se presentan en la Ciudad de México y en general en cualquier ciudad del mundo con un dinamismo similar, es el desplazamiento cotidiano y colectivo de sus habitantes, ante la falta de un sistema integral de transporte masivo, capaz de movilizar a un elevado número de personas en una región tan extensa como lo es el Valle de México. Para solucionar este problema se formuló el Plan Maestro del Metro como parte del Plan Rector de Vialidad y Transporte elaborado por el Departamento del Distrito Federal, considerando al Sistema de Transporte Colectivo Metro como el eje principal de la red de transporte de la Ciudad de México.

Con el objeto de corregir la deficiente transportación actual y cumplir con las metas trazadas en el Plan Maestro del Metro, en el curso de los últimos años, se han construido nuevas líneas de Metro y prolongando las existentes hasta formar la infraestructura actual, constituida por estructuras de tipo superficial, elevado y subterráneo, bien sea en cajón o en túnel.

Al seleccionar el tipo de estructura más adecuada para una nueva línea se efectúa una evaluación cuidadosa, que toma en cuenta además del costo y tiempo de la obra otros aspectos tales como: procedimiento constructivo, obstrucción de la vía pública durante su construcción, interferencia con servicios municipales, conservación de obras y equipo, paisaje urbano, futura disponibilidad vial, libramientos perpendiculares y recientemente el impacto ecológico que produce. No obstante la realización de esta evaluación, existe la tendencia en varias de las grandes metrópolis del mundo a ubicar bajo tierra los servicios que en superficie congestionan o contaminan el medio ambiente, lo que constituye un paso trascendental, porque abre nuevas y más amplias posibilidades a la ingeniería y al urbanismo subterráneos.

Como parte del Plan Maestro del Metro, se proyecta la construcción de una nueva Línea del Sistema sobre el camellón central de la Calz. Ignacio Zaragoza, denominada Metro Ligero con estaciones terminales en Pantitlán y Santa Marta, al Oriente de la gran metrópoli, contemplándose la posibilidad de ampliar el trazo de la Línea, hasta internarse en los municipios de Los Reyes y La Paz en el Estado de México. En esta nueva Línea se utilizará un nuevo tipo de vehículo, el cual se diferenciará del prototipo normal, utilizando rueda

metálica y la alimentación de energía se hará por la su parte superior (pantógrafo).

La Estación Terminal Pantitlán del Metro Ligero, quedará alojada en una zona donde concurren actualmente las Líneas 1, 5 y 9, de tipo subterráneo, superficial y elevado respectivamente. Como resultado de la evaluación para seleccionar el tipo de estructura mas adecuada, se decidió construirla como un cajón subterráneo. Para ello es necesario efectuar una excavación máxima de 9.20 m de profundidad respecto al terreno natural, localizándose al borde de la excavación la Estación Pantitlán de la Línea 9 de tipo elevado (*en servicio*), la cual se encuentra cimentada a base de zapatas apoyadas en un campo de pilotes de fricción.

El suelo de la región (cercana al Lago de Texcoco) se caracteriza por una resistencia muy baja al esfuerzo cortante ya que se encuentra dentro de la zona del Lago, de acuerdo a la zonificación del Departamento del Distrito Federal, y particularmente en la subzona del Lago Virgen, donde los materiales que forman el subsuelo no han soportado la acción de sobrecargas importantes en la superficie; sin haberse formado tampoco el espesor adicional de costra superficial originados por la colocación de rellenos.

A la vista de lo anterior se comprenden los problemas que incluye la realización de la excavación para alojar la Estación Pantitlán del Metro Ligero; los cuales reconocen sus causas en los siguientes factores:

- a) Muy baja resistencia al esfuerzo cortante, de los materiales que forman el subsuelo.
- b) Sobrecarga permanente en el borde de la excavación generada por la Estación de la Línea 9.
- c) Riesgo de inducir movimientos horizontales y verticales en la misma Estación de Línea 9 que ya se encuentra en operación.

El objeto del presente trabajo es describir, analizar y discutir los problemas geotécnicos de la futura excavación; así como los criterios establecidos para

la revisión de su estabilidad, comentando los resultados y conclusiones obtenidos, en el análisis de la misma; los cuales pueden ser aplicables a otras obras de este tipo. En principio se describen las características geológicas y geotécnicas del Valle de México y los aspectos generales de la Estación Pantitlán; en seguida se menciona la metodología utilizada para la obtención de la información geotécnica básica de la zona en estudio.

Posteriormente se describen y analizan los diferentes criterios utilizados en el análisis geotécnico de la excavación, para evaluar los factores de seguridad contra falla por subpresión, cálculo de expansiones inmediatas y empujes sobre muros de retención; así como la definición de los niveles de puntales y el cálculo de abatimiento de presiones de poro y nivel de aguas freáticas. Finalmente se describen: los lineamientos generales que deberán seguirse para efectuar los trabajos de excavación, las técnicas para abatir las presiones de poro en el subsuelo, y la programación del sistema de instrumentación para evaluar el comportamiento de la excavación y sus efectos en la zona colindante.

Es conveniente señalar que el presente trabajo se desarrolló y concluyó en 1989. Sin embargo hasta hoy se pudo editar, por lo que los datos estadísticos y algunos comentarios corresponden al momento en que se desarrolló justamente el trabajo, sin que ello influya en su esencia y contenido general.

CAPITULO II

***CARACTERISTICAS GEOLOGICAS Y
GEOTECNICAS
DEL VALLE DE MEXICO***

II.1 Datos Generales del Valle de México

El Valle de México tiene, de acuerdo al plano general publicado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, una superficie de 7,160 km² de los cuales 3,080 corresponden a áreas montañosas y 2,050 a las partes bajas; las primeras con altitudes mayores a 200 m sobre el fondo del Valle y las segundas comprendidas entre 0 y 50 m. Actualmente la altura promedio sobre el nivel del mar de las zonas bajas (la planicie de la cuenca) es de 2,233 m. El Valle de México abarca además del Distrito Federal, una porción del Estado de México; y la zona correspondiente al Distrito Federal ocupa una superficie de 1,480 km², siendo el área urbanizada mayor a los 600 km², lo que representa el 40% de su territorio, con una tendencia muy fuerte al poblamiento de la reserva territorial. Parte de la población está distribuida en las estribaciones de la Sierra de las Cruces y el resto sobre el fondo de los ex-lagos de Texcoco, Chalco y Xochimilco; extendiéndose el crecimiento urbano a los municipios aledaños del Estado de México. La población total en el Valle de México supera hoy en día los 20 millones de habitantes.

II.2 Características Geológicas

Hasta 1789, año en que se abrió el Tajo de Nochistongo, el Valle de México era una cuenca cerrada debido a los eventos geológicos ocurridos en el Período Terciario, que cerraron el drenaje temporal que alguna vez tuvo la cuenca, antes del Plioceno, siendo los eventos geológicos ocurridos en el Terciario y en el Cuaternario los que han marcado las características más importantes del SW de la Cuenca de México, que corresponde a la región donde se erige la Capital del país.

La corteza terrestre y en general el globo terráqueo han estado en constante evolución desde su origen y después de diversos estudios geológicos, se ha podido elaborar una cronología de la Tierra que se resume en la Tabla II.1, donde se indican las eras, períodos y épocas geológicas que se mencionan en el cuerpo de este capítulo.

TABLA II.1 ERAS GEOLOGICAS

<i>ERA</i>	<i>PERIODO</i>	<i>EPOCA</i>	<i>AÑOS TRANSCURRIDOS</i>
<i>Azoica</i>			3 000,000,000
<i>Arqueozoica</i>	<i>Keewatino Timikámico</i>		2 100,000,000 1 200,000,000
<i>Proterozoica</i>	<i>Hurónico Keewenawano ó Báltico</i>		1 050,000,000 750,000,000
<i>Paleozoica</i>	<i>Cámbrico Ordovícico Silúrico Devónico Carbonífero Pérmico</i>		490,000,000 420,000,000 375,000,000 320,000,000 280,000,000 220,000,000
<i>Mezozoica</i>	<i>Triásico Jurásico Cretácico</i>		190,000,000 155,000,000 115,000,000
<i>Cenozoica</i>	<i>Terciario</i>	<i>Paleoceno Eoceno Oligoceno Mioceno Plioceno</i>	60,000,000 55,000,000 40,000,000 30,000,000 12,000,000
	<i>Cuaternario</i>	<i>Pleistoceno Reciente</i>	2,000,000 25,000

El Valle de México se localiza según E. Raisz (1964), en la porción central de la provincia fisiográfica del Eje Neovolcánico Transmexicano, cadena montañosa que atraviesa el país a la altura del paralelo 19° de Latitud Norte, desde las costas de Nayarit en el Océano Pacífico hasta el macizo de Palma Sola en Veracruz. Esta cadena montañosa se encuentra en proceso de emersión, afectada por esfuerzos distensivos que generan sistemas estructurales complejos de fosas y pilares, cuya expresión geomorfológica es el desarrollo de numerosos valles escalonados hacia el centro del cinturón, como es el caso de la Cuenca de México.

El Eje Neovolcánico es consecuencia de un desplazamiento continuo, en el que la Placa de Cocos obstaculiza el movimiento hacia el SW de la de Norteamérica, creándose una fisura cortical. En dicha zona de debilidad se manifiesta la expulsión volcánica como producto de la subducción de la Placa de Cocos, con episodios de tipo explosivo con lavas y piroclásticos de composición básica a intermedia.

En particular la condición actual del relleno Cuaternario de la Cuenca de México es el resultado de los procesos geológicos y tectónicos que se manifestaron desde el Terciario Medio (Oligoceno).

II.2.1 Eventos Geológicos en la Formación de la Cuenca

A continuación se presenta una descripción de los eventos geológicos más importantes que han ocurrido en la cuenca del Valle de México según el Ing. Federico Mooser.

A raíz de los esfuerzos tectónicos que se ejercieron durante el período Terciario (Mioceno Medio) provocados por dos sistemas de fracturas; una de ellas de SW a NE y la otra aproximadamente perpendicular, es decir, de SE a NW, se originaron aperturas de grietas por las que fluyeron lavas y se formaron grandes aparatos volcánicos. El contenido petrográfico de los materiales desplazados hacia la superficie es muy variado, encontrándose andesitas basálticas, andesitas francas con anfíbolos y piroxenas, dacitas y latitas. La Sierra de Xochitepec, ubicada al Oeste de Xochimilco y al pie del Ajusco, se compone enteramente de depósitos típicos del Terciario Medio.

Afloramientos de esta especie aparecen en la parte inferior de las sierras que limitan la cuenca al Este y al Oeste; así como también en el núcleo de la Sierra de Guadalupe.

A fines del Mioceno Superior se formaron las Sierras de Pachuca, de Tepoztlán, de Guadalupe, del Patlachique y del Tepozán, (al iniciarse el Plioceno). Esta era se caracterizó por una nueva etapa volcánica de estrato-volcanes medianos, ligados a fosas individuales de composición andesítica y dacítica; así como de domos esencialmente dacíticos. Al conjunto de estas sierras se les denomina Sierras Menores.

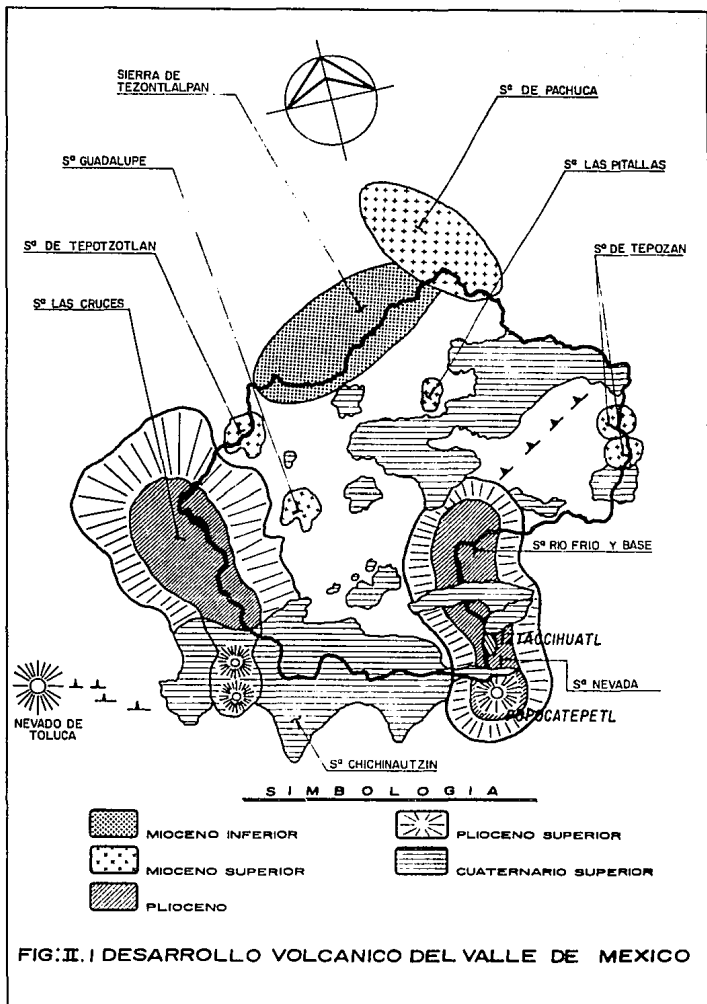
Subsecuentemente, durante el Plioceno inferior, se crearon las elevadas sierras al Este y al Oeste de la Cuenca de México, la de las Cruces y la Sierra Nevada, formadas por derrames andesíticos que fueron cubiertos por lavas de la serie andesítica del Iztlacihuatl y del Ajusco. También pertenecen a este grupo Pliocénico, los restos visibles de volcanes compuestos de andesitas oscuras como los cerros del Peñon de los Baños y El Tigre. Estas Sierras son el producto de numerosos estrato-volcanes mayores de prodigiosa eruptividad. En forma contemporánea al volcanismo del Mio-Plioceno, se originó la Formación Tarango, producto de las lluvias torrenciales en un clima semiárido que erosionaron el relieve abrupto, depositando en los flancos poniente y oriente de la cuenca, extensos abanicos aluviales. La Formación Tarango tiene una unidad muy conspicua de brecha pómez de poco más de un metro de espesor y el resto consiste en material aluvial, eólico y lacustre formado por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos, con una peculiar ausencia de lava.

Nuevos impulsos tectónicos ocurridos en el Pleistoceno, iniciaron un último ciclo volcánico, cuyas manifestaciones aún persisten en nuestros días. Al mismo tiempo, se desarrolló la red fluvial que drenaba hacia el Alto Amacuzac, labrando profundas barrancas y los valles que desaguaban por el sur, en el Río Amacuzac. Son manifestaciones de la erosión ocurrida en el Pleistoceno los cañones de Contreras y San Rafael.

Hacia fines del Plioceno cambió el régimen tectónico. Se formaron fracturas orientadas esencialmente en dirección W-E desde la zona de la Malinche hasta

el Norte de Toluca; sin embargo al centro de la cuenca la familia de fracturas mantuvo una dirección WSW-ENE. Uno de los primeros productos de este vulcanismo fue probablemente el cerro del Ajusco. Este tectonismo dió origen primero a andesitas y en seguida a andesitas basálticas y finalmente en el Cuaternario Superior abrió paso a las grandes masas de basaltos que constituyeron la mencionada Sierra Chichinautzin, con un volumen aproximado de 1,000 km³ y 2,000 m de espesor, que cerraron el drenaje hacia el sur transformando el Valle de México en cuenca cerrada. Las erupciones de la Sierra Chichinautzin se produjeron de acuerdo con mediciones paleomagnéticas en los últimos 700,000 años y a consecuencia de esta obstrucción, los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas y regularizaron rápidamente la topografía abrupta que se había generado por erosión. A estos depósitos se les denomina serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno; su rango sobresaliente es la gran cantidad de elementos redondeados incluidos en una matriz arenosa. A la vista de lo anterior es fácil comprender la existencia de potentes abanicos de gravas y arenas formados por el Río Hondo, el Río Mixcoac, el Río Contreras y el Río Fósil del Ajusco; y en otras partes de la cuenca, el Río de las Avenidas en Pachuca, el Río Cuautitlán, el Teotihuacan y el de la Compañía. Las partes centrales de la cuenca, alejadas de los bordes, eventualmente fueron rellenándose con depósitos limo-arenosos, interestratificados con suelos y capas de cenizas y pómez producto de erupciones volcánicas provenientes del sur. A medida que se rellenaba la cuenca fueron apareciendo lagos en la partes bajas y en el Sur, cuya extensión y profundidad dependían de las condiciones climáticas que prevalecían en la región. A continuación ocurrió una intensa depositación de ceniza volcánica transportada por aire o por corrientes de agua hacia los lagos de las regiones bajas que han formado los depósitos más recientes del Valle de México.

Las últimas manifestaciones de vulcanismo en la cuenca son las del pie del Ajusco, que apareció hace 2,400 años aproximadamente y la erupción del Popocatepetl en 1920. En la Figura II.1 se muestra el desarrollo volcánico de la cuenca del Valle de México.



II.3 Depósitos de la Cuenca del Valle de México

II.3.1 Depósitos del Lago

Los suelos arcillosos blandos que cubrieron la parte más baja de la cuenca del Valle de México después del cierre de la misma, son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración físico-química de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre; el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en las que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arena basáltica o pumítica. El proceso descrito formó una secuencia de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limo arcillo-arenoso, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago, alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia llegando incluso a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo Lago de Texcoco demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves períodos de sequía. Es posible que por la misma razón, en donde además el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas resultaron algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

II.3.2 Depósitos de Transición

Los depósitos de transición forman una franja que divide a los suelos lacustres de las Sierras que rodean al Valle 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 a la frecuencia de los depósitos, así, se generaron dos tipos de transiciones:

- Interestratificadas, que se presentan en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos fluviales que descendieron de las lomas a la planicie, muy parecidos a los deltas,

solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo Lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres y gravas de río. El área de estos depósitos contiene en sus partes más profundas debajo de la capa dura depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvioglaciales.

- Abrupta, que se presenta en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno. En este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca. Esta transición se presenta en el Peñon de los Baños, Peñon del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepeyac.

11.3.3 Depósitos de Lomas

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

Al Poniente de la ciudad se encuentra la Sierra de las Cruces constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos que fueron transportados por agua y hielo. En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos:

- Horizontes de ceniza volcánica
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Lahares calientes
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvioglaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos

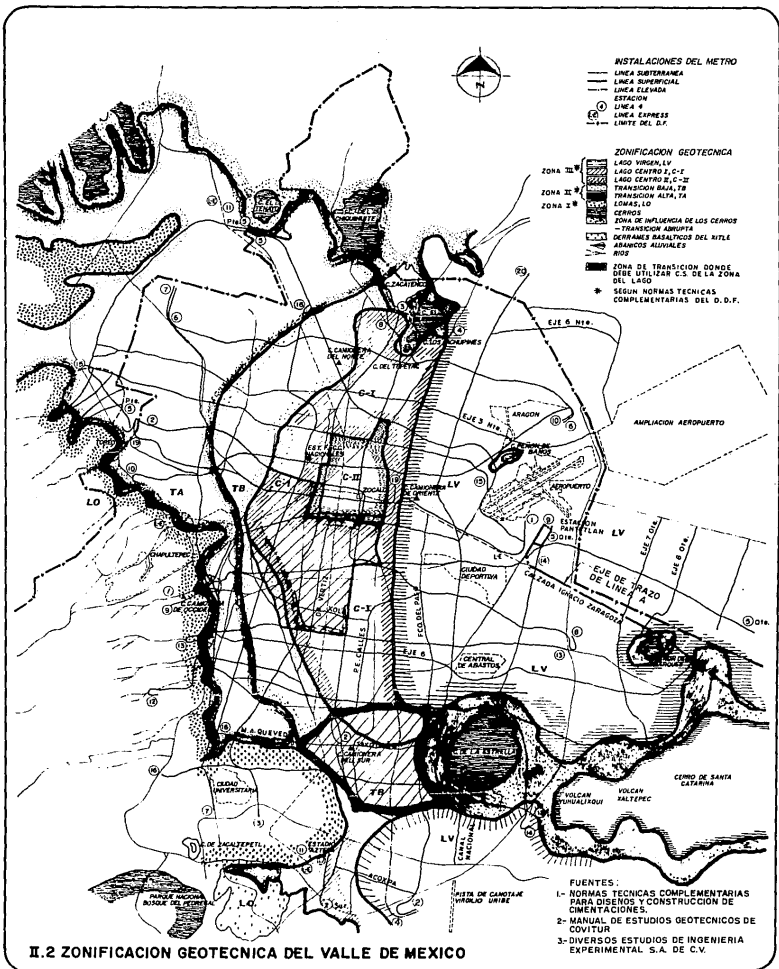
Al suroeste del Valle, descendieron del Xitle hace unos 2,000 años una extensa colada de lavas basálticas, cuyos numerosos flujos cubrieron las Lomas al pie del volcán Ajusco y alcanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel, sepultando durante su descenso dos importantes valles. A la zona cubierta por lavas se le identifica como los Pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna.

II.4 Zonificación Geotécnica

Mediante exploraciones efectuadas en su mayoría con el objeto de estudiar cimentaciones de estructuras dentro de la Ciudad de México, se ha obtenido información abundante de las características estratigráficas y mecánicas que presenta el subsuelo en gran parte del área urbana. Con base en estos datos se ha podido establecer desde 1959 por Marshall y Mazari una zonificación del área urbana del Valle de México, propuesta en la obra El Subsuelo de la Ciudad de México. Al extenderse la zona urbana hacia regiones más alejadas del primer cuadro de la ciudad y debido también al impulso para la construcción de nuevas obras de infraestructura, se ha obtenido una nueva información que ha sido ordenada e interpretada en trabajos posteriores a los de Marshall y Mazari. De esta manera ha sido posible delimitar en forma más precisa las fronteras de las zonas en las que se ha dividido la ciudad: Zona de Lago, Zona de Transición y Zona de Lomas.

Los nuevos trabajos publicados, siguen los lineamientos establecidos desde 1959, los cuales a raíz del enfoque geológico con que se elaboraron, han demostrado estar basados en la naturaleza de los depósitos que forman el subsuelo del Valle, lo que ha originado en forma natural la zonificación propuesta desde hace tiempo.

Recientemente, COVITUR, organismo oficial del Departamento del Distrito Federal, con base tanto en la extensa información obtenida en la construcción de las líneas del Metro ampliamente distribuidas en la región urbana, como de la recopilación e integración de la información existente del subsuelo, ha propuesto una zonificación geotécnica más refinada que las anteriores, la cual se muestra en la Figura No. II.2 y se describe enseguida.



II.4.1 Zona de Lago

Esta se caracteriza por presentar potentes estratos de arcillas blandas de alta compresibilidad y muy baja resistencia al esfuerzo cortante que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, y que en general se hayan depositado en forma muy regular debido seguramente a la extensión de la planicie del Valle. La Zona de Lago se ha subdividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de los factores independientes: a) espesor y propiedades de la costra superficial, y b) consolidación inducida en cada sitio.

II.4.1.1 Subzona Lago Virgen

Comprende al Sector Oriente del Lago, cuyos suelos han mantenido prácticamente sus propiedades mecánicas desde su formación, lo que se refleja en un espesor reducido de la costra superficial al no haberse colocado el relleno artificial, sin haber soportado tampoco la acción de sobrecargas en la superficie. Lo anterior permite que los suelos que subyacen a la costra superficial sean normalmente consolidados; Reportándose en algunos sitios, en lo referente a las condiciones hidráulicas en el subsuelo, presiones de poro mayores a la hidrostática.

II.4.2.1 Subzona Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la Ciudad que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo de esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II, al aumentar el espesor de la costra superficial y originarse suelos preconsolidados en los estratos más superficiales de la formación arcillosa superior.

II.4.1.3 Subzona Lago Centro II

Esta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas es muy variable, lo que han provocado: a) arcillas muy

consolidadas por rellenos y obras tanto prehispánicas como coloniales; b) Arcillas blandas en lugares que han alojado jardines y plazas durante largos períodos de tiempo; y c) arcillas muy blandas en el cruce de antiguos canales.

Asimismo, el intenso bombeo que ha sufrido la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia en estratos profundos de las formaciones arcillosas superior e inferior.

II.4.2 Zona de Transición

Entre las cercanías que rodean la cuenca del Valle de México y el fondo de la región lacustre se presenta la denominada Zona de Transición que presenta condiciones estratigráficas muy heterogéneas de un punto a otro de la ciudad. La frontera entre las zonas de Transición y del Lago, se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior. En la Zona de Transición se identifican dos subzonas que son las siguientes:

II.4.2.1 Transición Alta

Es la subzona de transición más próxima a las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de depósitos aluviales cruzados, cuya frecuencia y disposición depende de la cercanía a antiguas barrancas.

II.4.2.2 Transición Baja

Corresponde a la transición vecina a la zona del lago, donde se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso hizo surgir una estratificación compleja, en la cual los espesores y propiedades tienen variaciones importantes en corta distancia.

II.4.2.3 Transición Abrupta

Es la que se presenta entre zonas de lago y cerros aislados en la planicie del Valle como son el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués y el Cerro de la Estrella, donde las arcillas lacustres se encuentran intercaladas con

numerosos lentas de materiales erosionados de los cerros; sin existir formaciones aluviales al pie del cerro, presentándose un contacto directo entre arcilla lacustre y roca. Esta condición estratigráfica ha originado fuertes asentamientos diferenciales regionales en el entorno de los crestones de roca ya mencionados, debido a un cambio bastante brusco del espesor de suelos compresibles, como es en el caso del cerro del Peñon del Marqués, donde el potente espesor de arcilla volcánica de más de 70.0 m, se reduce a 5.0 m en una longitud aproximada de 120.0 m.

El hundimiento diferencial regional se manifiesta en estas zonas como: fuerte desnivel topográfico, agrietamiento en la superficie y fallas geológicas, condiciones que evolucionan rápidamente con el tiempo.

11.4.3 Zona de Lomas

En esta zona se observan los siguientes litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la Sierra de las Cruces: horizontes de ceniza volcánica, capas de erupciones pumfíticas, avalanchas ardientes, depósitos glaciales, depósitos fluvio-glaciales, depósitos fluviales y suelos. La naturaleza de estos depósitos es muy errática, por lo que las propiedades mecánicas también son muy irregulares.

Eventualmente se encuentran rellenos heterogéneos no compactados y rellenos sanitarios, utilizados para nivelar terrenos de las barrancas así como para tapar accesos y galerías de minas antiguas.

En general la nueva Línea del Metro Ligerio, debido a su gran extensión atravesará desde el punto de vista geotécnico, por zonas de Lago y Transición; donde se han reportado condiciones estratigráficas y un comportamiento geotécnico muy acorde tanto con los aspectos geológicos, como con la zonificación descrita en este capítulo. Finalmente y en particular la Estación Pantitlán de la nueva Línea, se ubica dentro de la subzona del Lago Virgen, donde se presentan las condiciones más críticas de resistencia y deformabilidad, de los materiales arcillosos que forman en su mayoría el subsuelo de la Ciudad de México.

CAPITULO III

*ASPECTOS GENERALES DE LA
ESTACION PANTITLAN*

III.1 El Programa Maestro del Metro

La Ciudad de México es en la actualidad una metrópoli gigantesca que requiere de modernos sistemas de transporte colectivo, como es el Metro, para comunicar las distintas zonas de la urbe, en donde actualmente se cuentan 4.8 millones de viajes-persona-día, con una población mayor a los 18.5 millones de habitantes, en constante crecimiento. Para resolver el problema del transporte colectivo de personas se creó el Plan Maestro del Metro que forma parte del Plan Rector de Vialidad y Transporte, elaborado por el Departamento del Distrito Federal (D.D.F.), y corresponde a la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) organismo creado por la misma dependencia, la planeación y dirección del proyecto, así como la construcción de las obras de Ingeniería, que requiere el Sistema de Transporte Colectivo Metro.

El Plan Maestro del Metro, prevé como toda herramienta de planeación, revisiones para mantenerlo actualizado y que le permitan adaptarse a las condiciones que la ciudad vaya presentando. Por tal razón el Plan Maestro del Metro ha estado sujeto a modificaciones y a una reestructuración continua, que tienen antecedentes inmediatos en revisiones sistemáticas efectuadas en los años de 1978, 1980 y 1985. A partir de la revisión más reciente, en 1985, el nuevo plan se denominó Programa Maestro del Metro (PMM) en el cual se redefinieron los objetivos del Programa, aprovechando los conocimientos y experiencias adquiridos anteriormente.

Sin embargo prevalece el objetivo principal de este instrumento de planeación, que pretende tener una base de ordenación del área urbana, que sea a su vez el punto de partida del desarrollo ininterrumpido que resuelva por una parte la deficiente transportación actual y que por otra, plantee acciones a mediano y largo plazo, adaptándolas a la dinámica de una urbe que se ha convertido en una de las más grandes del mundo. Este objetivo deberá lograrse dentro del marco que presenta hoy en día la organización económica y política de la ciudad, caracterizado por la búsqueda del equilibrio ecológico y recursos económicos limitados.

El PMM determina las etapas de construcción y ampliación de la Red, las cuales a su vez marcan la forma en la que se consolida el Plan. La primera etapa comprende las obras realizadas entre 1967 y 1970 de las Líneas 1, 2 y 3 con una longitud de 41.4 km; la segunda que se inicia en 1977 abarca el proyecto, y la construcción de las Líneas 4, 5 y 6 y la primera ampliación de la Línea 3, alcanzando la Red del STCM al término de ésta etapa una longitud de 86.1 km. La tercera etapa da principio hacia 1982 e incluye las ampliaciones de las Líneas 1, 2 y 3 y la construcción del tramo Tacuba - Barranca del Muerto de la Línea 7; de tal forma que al final de esta etapa la longitud de la Red era de 114.90 km. Finalmente la cuarta etapa corresponde a las ampliaciones de las Líneas 6 y 7, además de la construcción de la Línea 9 hasta alcanzar, a finales de 1988, una longitud total de la Red de 140.40 km.

III.2 La Línea 2 del Metro Ligero

En los últimos años (durante el desarrollo de la cuarta etapa del PMM) se ha dado un notable impulso a la construcción de nuevas Líneas de la Red de STCM, para poder satisfacer la creciente demanda de usuarios y cumplir al mismo tiempo con los objetivos marcados en el PMM. Como parte de esta estrategia sobresalen: la ampliación de la Línea 6 hasta el Oriente de la estación "Instituto Politécnico" hasta llegar a la estación "Martín Carrera"; la prolongación de la Línea 7 hacia el Norte de la estación "Tacuba" hasta la estación "El Rosario"; y la construcción de la Línea 9 que corre de Oriente a Poniente, de "Pantitlán" a "Tacubaya".

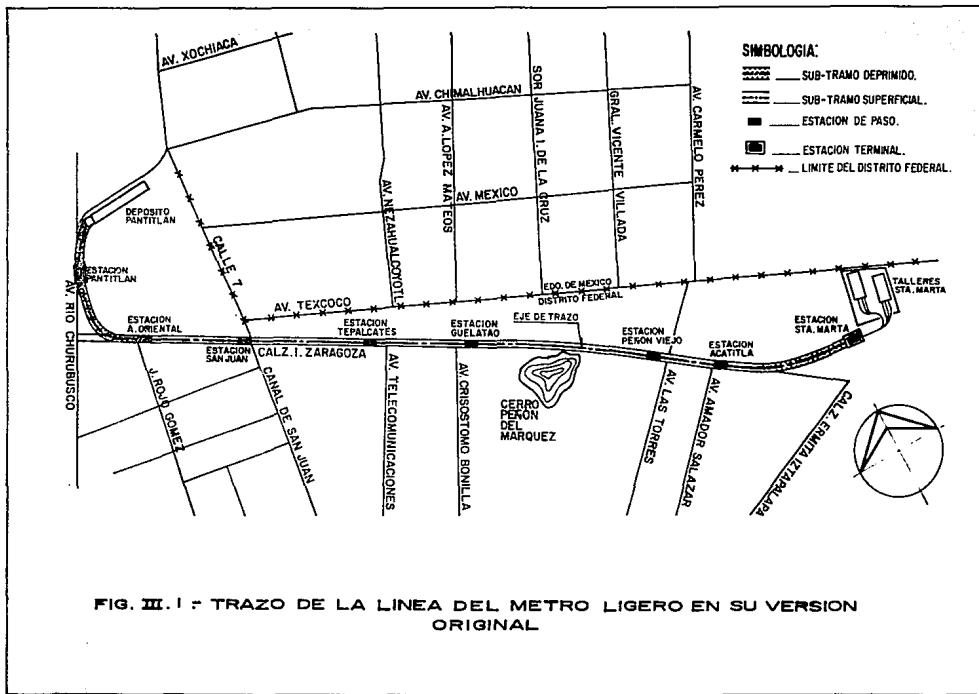
En forma paralela se ha planeado y proyectado la construcción de nuevas vías de transporte, con el fin de complementar la infraestructura existente. Así mismo se ha iniciado la construcción de una nueva Línea del STCM, denominado Metro Ligero Línea 2 que se construirá en la región SE de la Ciudad, a lo largo de la Calz. General Ignacio Zaragoza, el cual abarcará en su versión original la región comprendida entre la zona de "Pantitlán" y la zona denominada Entronque "Santa Marta", en la intersección de la Calz. Ermita Iztapalapa con la Calz. Ignacio Zaragoza; contemplándose la posibilidad de la ampliación del trazo de la nueva Línea para llegar al municipio de Los Reyes La Paz en el Estado de México. En la nueva Línea del Metro Ligero se utilizará

un nuevo vehículo de transporte con un sistema motriz a base de ruedas metálicas y un sistema de alimentación de energía llamado Pantógrafo colocado en la parte superior del vehículo.

De acuerdo a la versión original del Proyecto, el Metro Ligerero contará con 6 estaciones de paso: "Agrícola Oriental", "Canal de San Juan", "Tepalcates", "Guelatao", "Peñon Viejo" y "Acatitla"; con dos estaciones terminales, una en Pantitlán y la otra en Santa Marta, y con dos depósitos de igual nombre al de las terminales; éstas se construirán hacia los extremos de las mismas. Además contará con un tramo de vía secundaria llamado vía de enlace, que unirá la nueva Línea con los talleres de servicio y mantenimiento "Zaragoza" de la Línea 1.

La longitud de servicio del Metro Ligerero será de 11.14 km, de los cuales 9.00 km corresponden a una estructura de tipo superficial, y el resto (2.14 Km) a estructura de tipo subterráneo en cajón. El recorrido de la Línea se iniciará en la estación Pantitlán siguiendo un trazo paralelo al de la Línea 9 sobre la Av. Río Churubusco, para entroncar con la Calz. Ignacio Zaragoza, antes de la intersección con el eje vial J. Rojo Gómez y seguirá su recorrido en dirección SE sobre el camellón central de la calzada antes dicha, atravesando importantes cruces que dan origen a las estaciones de la Línea. En su parte final el trazo del Metro Ligerero deberá cruzar la circulación de la Calz. Ignacio Zaragoza en el sentido Oriente a Poniente (Puebla - Centro) para llegar a la estación terminal "Santa Marta". Del total de la Línea, son estructuras de tipo subterráneo: la Estación Pantitlán, los tramos adyacentes a ésta (hacia el Depósito Pantitlán y hacia la estación Agrícola Oriental), y el subtramo que forma cruce deprimido con la vialidad norte de la Calz. 1. Zaragoza en el tramo final Acatitla - Santa Marta de la nueva Línea, cuyo trazo en planta se muestra en la Figura III.1.

Desde el punto de vista geotécnico, el trazo de la nueva línea atravesará diferentes zonas de la ciudad: del Depósito Pantitlán hasta 900 m (aproximadamente) más allá de la Cabecera SE de la Estación "Guelatao", la Línea se desarrolla en la Zona de Lago, (subzona de Lago Virgen) caracterizada por el aumento de espesores de las formaciones arcillosas superior e inferior y por la desaparición en forma gradual de la primera capa



dura. El subtramo de la Línea que se encuentra al pie del Cerro del Peñon del Marqués, del tramo "Guelatao - Peñon Viejo", corresponde a una zona de transición abrupta; y siguiendo el trazo de la Línea, se presenta una zona de lago hasta la estación "Peñon Viejo".

En los dos tramos finales de la Línea, desde la última estación mencionada, hasta el Depósito Santa Marta, se presenta una configuración estratigráfica muy errática debido a la naturaleza sumamente heterogénea de los depósitos aluviales y lacustres originados al pie de la Sierra de Santa Catarina, de modo que el trazo del Metro cruza en una longitud aproximada de 3.5 km en forma alternada, por zonas de transición baja (a veces abrupta) y por zonas de lago (subzona de Lago Virgen y subzona de Lago Centro I).

Por otra parte, con el objeto de resolver los cruces vehiculares transversales a la Calz. Ignacio Zaragoza, los cuales por efecto de la construcción del Metro Ligero no podrán realizarse al nivel de la superficie, se planeó la construcción de 6 puentes elevados que de acuerdo a la versión definitiva serán de tipo atirantado; ubicándose estos puentes en las avenidas: Javier Rojo Gómez, Canal de San Juan, Telecomunicaciones, Crisóstomo Bonilla, República Federal y Amador Salazar. Asimismo, se proyectó la rehabilitación de la Calz. Ignacio Zaragoza corrigiendo su trazo geométrico, mejorando las condiciones de alumbrado público, colocando una señalización adecuada, ampliando las áreas verdes y reconstruyendo en su totalidad el pavimento de la calzada, analizándose también la posibilidad de construir el nuevo pavimento con concreto compactado con rodillos.

De esta forma la región SE de la ciudad, en el entorno de la Calz. Ignacio Zaragoza se convierte en una zona de alto desarrollo urbano.

III.3 La Estación "Pantitlán"

III.3.1 Ubicación

La Estación "Pantitlán" del Metro Ligero, que será una de las terminales, quedará ubicada dentro de la colonia del mismo nombre; limitada ésta última

por la Av. Río Churubusco, la Calz. I. Zaragoza y la Av. Central. La nueva edificación se construirá en el área adyacente al lado Sureste de la estación "Pantitlán" de la Línea 9, obteniéndose dicho predio mediante indemnizaciones de las casas habitación que abarcaban parte de la misma área.

La estación estará limitada hacia el Suroeste por el Eje Vial 1 Norte, recientemente ampliado; al Noroeste (NE) por la Av. J. G. Villasana cuyo trazo geométrico será adecuado y ampliado para formar un circuito en el perímetro de la Estación en proyecto, con la finalidad de incorporar la vialidad de esta avenida a la circulación del eje 1 Norte; y finalmente al Noroeste (NW) limitará con la Estación "Pantitlán" de la Línea 9.

La ubicación de la Estación Pantitlán del Metro Ligero se muestra en la Fig. III.2.

El área donde se construirá la nueva terminal corresponde de acuerdo a la reciente Zonificación Geotécnica del Área Urbana de la Ciudad de México propuesta por COVITUR, a la denominada Zona de Lago, y particularmente a la subzona del Lago Virgen, lo cual se pudo ratificar con los resultados obtenidos durante las etapas de exploración y laboratorio, reportándose valores críticos de resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad. Estas propiedades, que varían con el tiempo, están influidas en este caso, por la cercanía de la Estación al Lago de Texcoco, mientras que en el resto de la Línea que se desarrolla sobre la Calz. I. Zaragoza, el subsuelo presenta propiedades mecánicas ligeramente menos desfavorables debido a la mayor densidad de edificaciones nuevas, que han inducido sobrecargas al terreno, así como a la formación de rellenos artificiales.

III.3.2 Tipo de Estructura

En la zona de Pantitlán concurren hoy en día, las Líneas 1, 5 y 9 de la Red del Metro, con estaciones terminales del mismo nombre, los cuales se encuentran actualmente en operación. A estas terminales se sumará la Estación Pantitlán de la Línea 2 del Metro Ligero, convirtiéndose de este modo el conjunto de Estaciones "Pantitlán", en el centro de distribución de pasajeros más

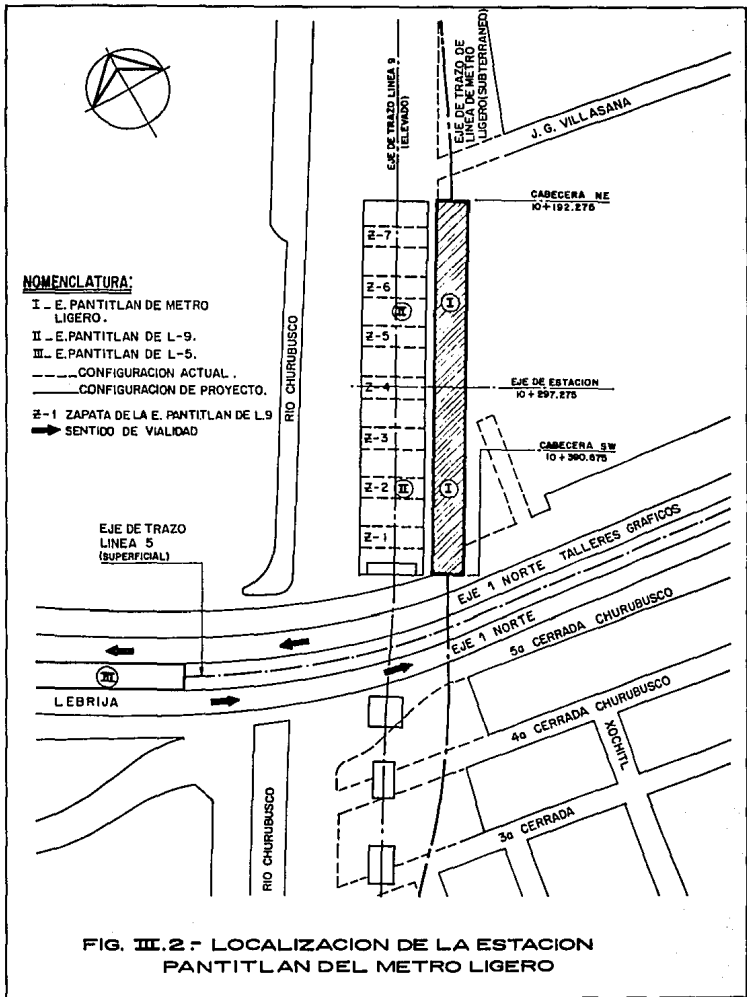


FIG. III.2: LOCALIZACION DE LA ESTACION PANTITLAN DEL METRO LIGERO

importante del Oriente de la Ciudad; formando junto con la serie de Estaciones "Tacubaya", en el lado opuesto de la Metrópoli, los polos de convergencia de los enlaces transversales del sistema.

El trazo de la Línea 2 del Metro Ligero en el tramo "Pantitlán - Agrícola Oriental", deberá cruzar la Línea 5 en su tramo final, ("Pantitlán - Depósito"), construido como una estructura de tipo superficial; así como la vialidad del Eje 1 Norte, cuyo trazo geométrico se desarrolló a ambos lados de la Línea 5. Por esta razón se descartó desde el principio la posibilidad de construir la nueva Estación Pantitlán como una estructura superficial. Para seleccionar el tipo de estructura más adecuado de esta Estación (ya fuera elevada o subterránea), se efectuó una evaluación técnica cuidadosa que tomó en cuenta además del costo y tiempo de la obra, aspectos tales como: obstrucción de la vía pública durante su construcción, interferencia con servicios municipales, conservación de obras y equipo, mantenimiento de la vía, paisaje urbano, futura disponibilidad vial, libramientos viales inducidos y procedimiento constructivo. *Resolviéndose que el tipo de estructura más conveniente, era un cajón subterráneo.*

Tras seleccionar el tipo de estructura, la construcción de la Estación planteó desde el punto de vista geotécnico dos problemas a resolver: a) La selección de un procedimiento constructivo adecuado que permita efectuar en forma segura los trabajos de excavación y; b) el comportamiento del cajón sobrecompensado en interacción con la cimentación profunda de la Estación Pantitlán de la Línea 9.

III.3.3 Esquema Arquitectónico

Tal como se mencionó anteriormente, la Estación "Pantitlán" del Metro Ligero se construirá en el área adyacente al borde SE de la Estación "Pantitlán" de la Línea elevada y para facilitar su diseño arquitectónico, los ejes transversales de las dos estaciones deberán ser colineales. La nueva terminal será de forma aproximadamente rectangular, de 198.9 m de largo y un ancho en su parte más amplia de 27.9 m. Abarcará un área total de 4,870 m² de los cuales 3,750 m² corresponden a la zona de andenes y 1,120 m² a la de servicios

complementarios. Tendrá dos andenes para llegada y salida de trenes y contará con dos niveles arquitectónicos: planta de andén y vestíbulo.

En la planta de andén (N+0.00, nivel arquitectónico) que se destinará en su mayor parte al ascenso y descenso de personas a los trenes, se alojarán los servicios e instalaciones auxiliares que forman en su conjunto la Estación. En la cabecera SW se ubicará la subestación eléctrica, los cuartos de tableros, descanso de conductores, control de limpieza y el cuarto de aseo. En el otro extremo de la estación en la cabecera Noroeste, se localizarán: el local técnico, sanitarios, cuartos de cisterna y bombas, la subjefatura de la Línea, telefonía y otro cuarto de aseo, (ver Figura III.3). De la planta de andén arrancarán seis escaleras, cuatro en el andén de salida y dos en el andén de llegada que convergen hacia las tres pasarelas (puentes para circulación de usuarios) que se construirán al nivel vestíbulo (N+4.65, nivel arquitectónico) para comunicar las escaleras con el vestíbulo propiamente dicho.

Este nivel arquitectónico se hallará ampliamente distribuido en parte del área de la estación en proyecto y en toda el área que comprende la estación vecina de la Línea 9, en el nivel inmediato inferior del vestíbulo de esta última, (ver Fig. III.3 y III.4).

En la parte del nivel vestíbulo correspondiente a la Estación del Metro Ligeró, se construirán, además de las pasarelas, el cuarto de tableros y el de supervisión. En la porción del mismo nivel que pertenece a la Línea 9 se dará cabida al área de retención de la Línea 1 (en la zona NW), y al de la Línea 5 (en la zona SE).

Al centro de la nueva terminal, sobre el borde NE, y al nivel arquitectónico en cuestión, se encuentra la salida de usuarios. A través de dos escaleras paralelas al trazo del Metro Ligeró, aquellos son conducidos a la Plaza de salida de la Estación, la cual estará delimitada por una franja intermedia entre el contorno de la estructura y la plaza de salida formada por un talud, donde se plantará vegetación.

La línea 2 del Metro Ligeró, en la nueva Estación "Pantitlán" tendrá correspondencia directa con la Línea 9; y con las líneas 1 y 5 la

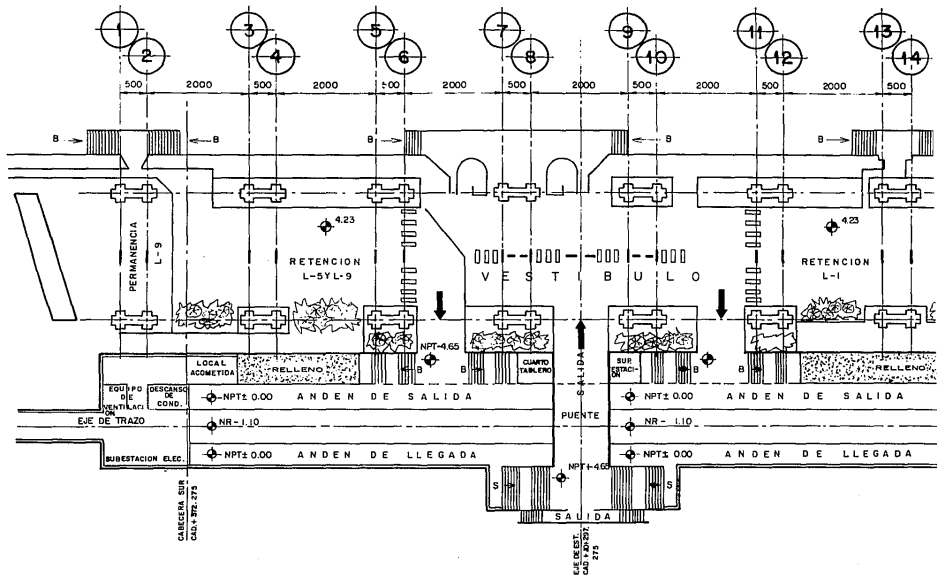


FIG. III. 3 PLANTA DE CONJUNTO ESTACION PANTITLAN

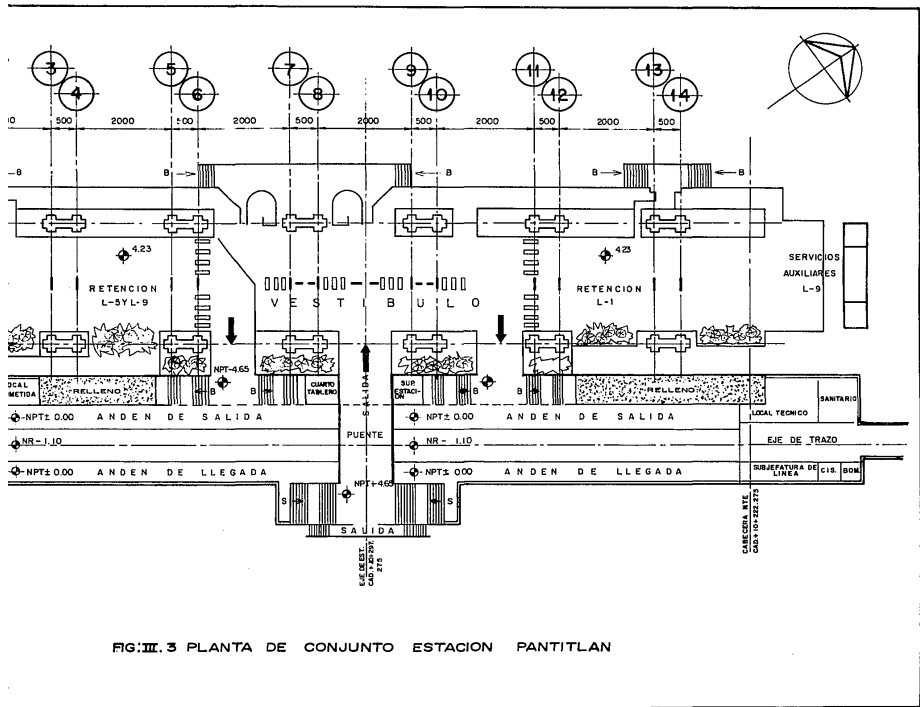


FIG. III. 3 PLANTA DE CONJUNTO ESTACION PANTITLAN

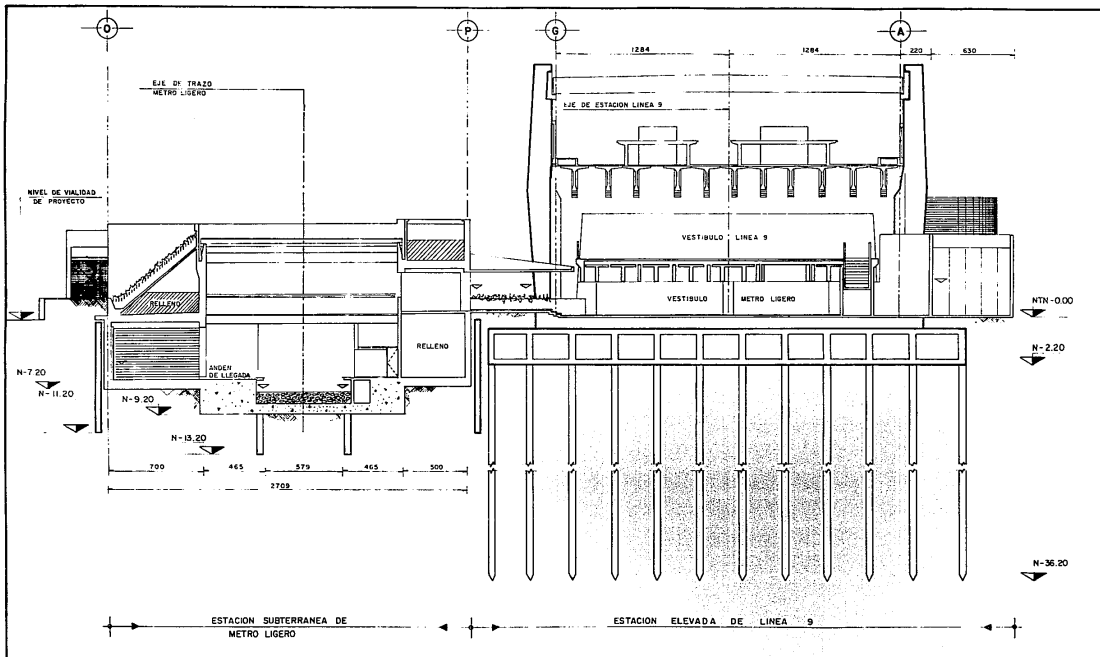


FIG. III. 4 CORTE TRANSVERSAL ESQUEMATICO

ACOTACIONES EN CM.
NIVELES EN METROS.

correspondencia se hará a través de corredores largos para los usuarios que comunican el vestíbulo del Metro Ligero con los andenes de éstas dos Líneas. Es importante comentar que a causa de la gran cantidad de usuarios derivada del intercambio de medios de transporte, se ha generado la necesidad de considerar en las estaciones terminales y de correspondencia de la Red del Metro (como la estación en estudio) nuevos espacios, cuya finalidad es retener temporalmente a las personas, graduando así de manera conveniente su acceso a los trenes. Estos espacios de retención se localizan junto a los vestíbulos exteriores y representan importantes avances tanto en operación, como en el confort y la seguridad de quienes utilizan el Metro.

III. 4 Características de la Excavación

Para construir la Estación "Pantitlán" del Metro Ligero, será necesario efectuar una excavación a cielo abierto, hasta una *profundidad máxima de 9.20 m* respecto al nivel de terreno natural, la cual deberá efectuarse en etapas restringidas, para no inducir movimientos excesivos verticales y horizontales en la Estación de Línea 9. En el sentido transversal, el nivel de excavación varía, definiéndose una franja central y dos laterales, donde en general, los niveles excavados son constantes a todo lo largo de la estación (ver Fig. III.4).

La franja central tendrá un ancho de 16.89 m, alcanzará una profundidad máxima de 9.20 m y abarcará el gálibo horizontal para la circulación de los trenes y el área correspondiente a los dos andenes de la estación. La franja de excavación, adyacente a la Línea 9, tendrá 4.50 m de ancho y la otra franja lateral tendrá un ancho variable entre 4.50 y 5.50 m, donde se construirán servicios auxiliares y las escaleras, alcanzando ambas franjas una profundidad de 7.05 m respecto al terreno natural. (ver Fig. III.5).

Además se prevé la excavación de cepas en zonas aisladas, por debajo del nivel de desplante de plantilla del cajón, para alojar instalaciones electromagnéticas y cárcamos de bombeo, las cuales podrán realizarse una vez que se hayan colado los muros de acompañamiento, demoliendo parte de

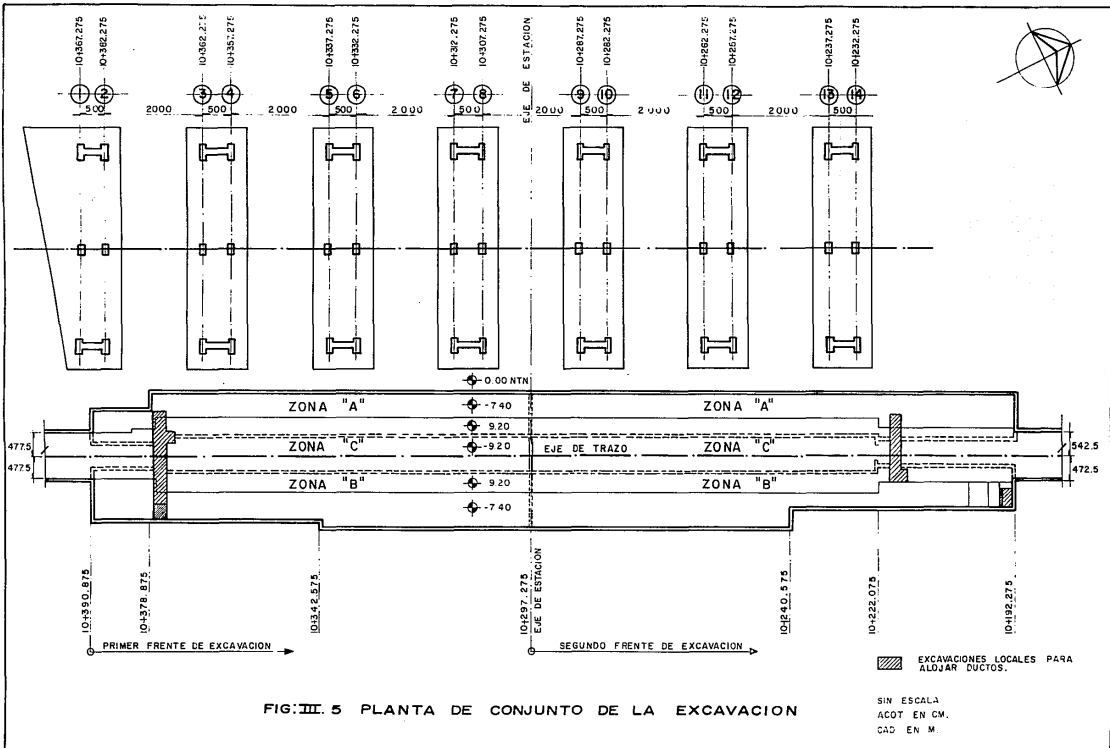


FIG. III. 5 PLANTA DE CONJUNTO DE LA EXCAVACION

la losa de fondo, para reducir el efecto de la descarga total, que se produciría al efectuar dichas excavaciones, en forma paralela a la excavación general.

La excavación para alojar la *nueva estructura subterránea* se hará en forma convencional a las obras de este tipo, empleando muros milán como estructura de retención, sobre los cuales se apoyarán los troqueles metálicos que forman el sistema de apuntalamiento, debiéndose efectuar la excavación con el auxilio de un sistema de bombeo y un sistema de instrumentación, que se describen más adelante en el Capítulo VI.

La pantalla de retención que formarán los muros milán, seguirá la forma aproximadamente rectangular, que define la configuración arquitectónica, dejando una separación de 10 cm entre el paño inferior de la tablestaca y el paño exterior de muros definitivos (estructurales), para absorber cualquier irregularidad en la geometría del muro durante su construcción. Asimismo, debido al gran ancho de la estación, se puede anticipar desde este momento que para garantizar la estabilidad de la excavación y reducir la longitud de los puntales, será preciso construir dos ejes longitudinales de muros milán, definiéndose tres zonas largas de excavación las cuales no es necesario que coincidan con las franjas con diferentes niveles de excavación.

III.5 La Estación Pantitlán de la Línea 9

Uno de los aspectos que más dificulta la ejecución de la excavación de la nueva terminal del Metro Ligero del STCM, es su cercanía de la Estación "Pantitlán" de la Línea 9. Esta estación es una estructura de tipo elevado de concreto, que cuenta con dos niveles, cuyos elementos estructurales son muy robustos. El plano vertical que delimita su extensión en el borde SE, se encuentra definido escasamente a 1.00 m de la configuración arquitectónica de la futura Estación del Metro Ligero.

La cimentación de la estación "Pantitlán" de la Línea 9 es mixta, formada por siete grandes zapatas huecas cuya distribución se muestra en la Figura III.3, combinadas con pilotes de fricción. Las cargas de la superestructura son transmitidas a la cimentación a través de dos muros de carga que se localizan

cerca del borde de las zapatas, sobre los ejes arquitectónicos A y B; a través de dos columnas, que se encuentran entre los muros sobre el eje longitudinal de la Estación. Las zapatas son de forma rectangular de 12.0 x 35.0 m, y forman un cajón de cimentación de 2.20 m de peralte. Cada zapata tiene 99 pilotes de fricción de 30 x 30 cm y 34.0 m de longitud, es decir, su nivel de desplante corresponde a la cota 36.20 m respecto al paño superior de la losa tapa del cajón. La separación entre ejes de zapatas es de 25.0 m y el área existente entre aquellas, está cubierta por una losa que se apoya en traveses secundarias, las cuales se ligaron a las zapatas.

CAPITULO IV

*INFORMACION GEOTECNICA BASICA
PARA EL PROYECTO*

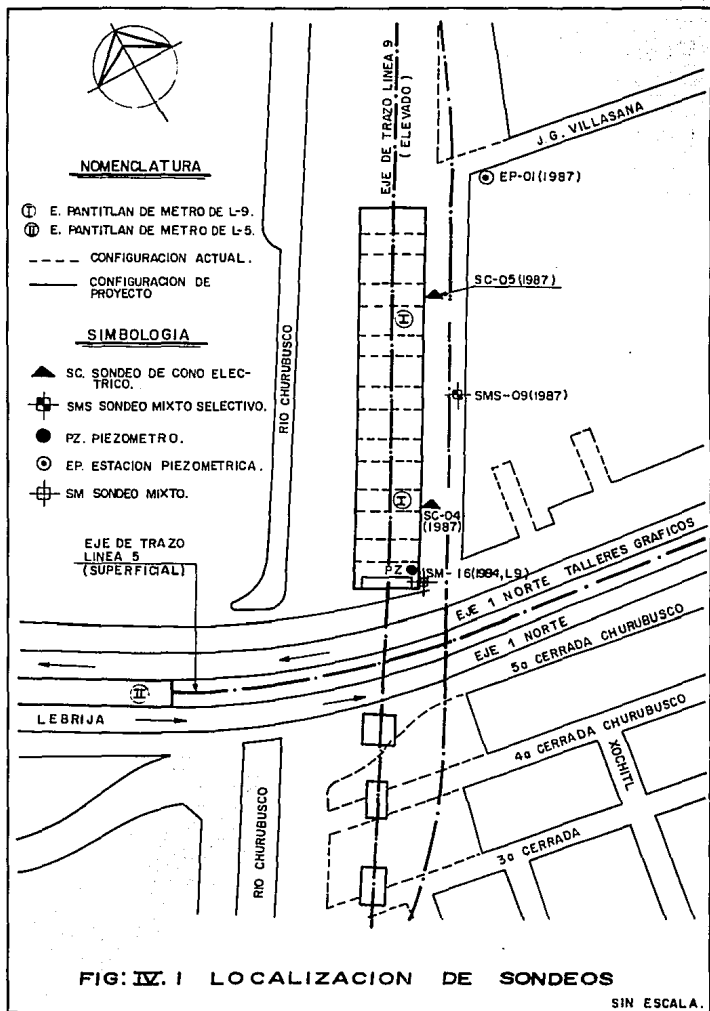
IV.1 Exploración y Muestreo

IV.1.1 Recopilación de la Información Existente

Una vez definido el tipo de estructura más adecuado para la Estación Pantitlán del Metro Ligero, se iniciaron los trabajos de exploración con una visita de reconocimiento al sitio, el cual era utilizado como bodega y zona de maniobras para los trabajos de construcción de la Estación "Pantitlán" de la Línea 9. Durante la visita se detectaron vestigios de guarniciones y banquetas que delimitaban el trazo de la antigua calle llamada Talleres Gráficos que atravesaba parte del área en estudio, además se pudo saber, que en el resto del predio, se hallaban construidas casas habitación de uno y dos niveles.

En forma paralela se procedió a recabar información referente al subsuelo de las obras cercanas a la nueva estación, obteniéndose información de los sondeos 5-CC-4 y 5-CC-5, realizados en 1981 para la construcción de la Línea 5 de tipo superficial; y los sondeos SM-16 y SM-17, efectuados en 1984 para la construcción de la Línea 9 de tipo elevado. En ambos casos los sondeos se localizaron muy cerca o sobre el área de las respectivas estaciones terminales de cada Línea y la localización de los mismos se muestra en la Figura IV.1.

Los sondeos 5-CC-4 y 5-CC-5, de tipo mixto, se efectuaron, alternando el uso del penetrómetro estándar con el hincado de tubos Shelby de pared delgada para obtener muestras inalteradas del suelo; y alcanzaron una profundidad de 35.30 m y 36.00 m respectivamente. Es importante comentar que la información de estos sondeos resultó un poco limitada, para el tipo de estructura que se piensa construir, debido a que presentan una densidad muy baja de pruebas de laboratorio para la determinación de las propiedades mecánicas, existiendo además incertidumbre sobre la utilidad de las gráficas que se mostraban en los sondeos, las cuales se deberían emplear para el análisis y diseño geotécnico de la excavación. Una de las razones por las que se consideró de escasa utilidad la información citada, es el tipo de estructura por construir, en virtud de que para la ejecución del nuevo proyecto se requiere efectuar un análisis geotécnico más amplio y refinado, siendo indispensable una evaluación más precisa de las propiedades mecánicas del suelo que rigen el comportamiento de la excavación.



El sondeo SM-16i de tipo mixto es la continuación del sondeo 5-CC-4, que se efectuó muy cerca de éste, alcanzó una profundidad máxima de exploración de 63.00 m, iniciándose el muestreo a partir de los 40.0 m. El sondeo SM-17, también de tipo mixto se efectuó a partir del terreno natural y hasta una profundidad de 61.5 m. A diferencia de los primeros sondeos, éste último ofreció una información más amplia del subsuelo, con una densidad de pruebas de laboratorio mayor que los sondeos de Línea 5, reportándose valores de las propiedades índice y mecánicas del subsuelo más prudentes y acordes con el tipo de suelo que caracteriza a la zona en estudio.

En resumen, la información recopilada de los sondeos cercanos al lugar, y principalmente la de los sondeos SM-16 y SM-17 efectuados para el proyecto de la Línea 9 permitieron: confirmar que el subsuelo de la zona corresponde a la subzona del Lago Virgen -de acuerdo a la zonificación propuesta por COVITUR- y elaborar un perfil estratigráfico preliminar del subsuelo donde se construirá la nueva estación "Pantitlán". Sin embargo no fué posible conocer con precisión las propiedades mecánicas de los materiales que forman el subsuelo, debido a la diferencia del tipo de estructuras y al muestreo poco representativo llevado a cabo durante la realización de los sondeos descritos anteriormente.

IV.1.2 Programa de Exploración y Muestreo

Para poder realizar el diseño geotécnico de una nueva obra es necesario contar tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo que se está tratando y corresponde a las actividades de exploración y muestreo proporcionar las muestras de suelo representativas para la realización de las diversas pruebas en el laboratorio; y así poder determinar las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los materiales. Para cumplir con los objetivos anteriores, se programó la ejecución de una primera etapa de exploración, consistente en la ejecución de un sondeo selectivo denominado SMS-09 al centro del área que abarcará la nueva terminal, sobre el borde SE de la misma.

Es conveniente comentar que el tipo de sondeo escogido, además de tener el objetivo principal de obtener muestras inalteradas de buena calidad, buscó también reducir el costo de la exploración, gracias a que con base en la información recibida se pudo suprimir la etapa preliminar de exploración y racionalizar el muestreo; reduciéndose en consecuencia el costo de los trabajos de exploración.

El sondeo selectivo 09 consistió en el hincado de tubos de pared delgada llamados Shelby, en los substratos más representativos del subsuelo, alternando el hincado de tubos, con la perforación rotatoria con broca tricónica y utilizando lodo bentonítico como fluido de perforación, para enfriar la broca y arrastrar el material cortado hacia la superficie. El uso de los tubos de pared delgada ha demostrado ser la técnica más adecuada para el muestreo inalterado de suelos blandos y cohesivos, muy propios de los depósitos lacustres del Valle de México, entendiéndose que la muestra así obtenida presenta un grado de alteración que puede aceptarse provisionalmente, hasta no contar con una nueva técnica que mejore la calidad del muestreo.

El hincado de tubos Shelby se efectuó a cada 4.0 m, hincando dos tubos en forma consecutiva a modo de contar en el laboratorio con material suficiente para la ejecución de las pruebas correspondientes, cubriendo a la vez cualquier irregularidad que se presente durante los trabajos de campo, traslado y manejo de los tubos, extracción de la muestra, así como irregularidades del propio suelo. Antes de iniciar los trabajos de campo se verificó que la densidad del muestreo normalizada a cada 4.0 m, permitiera muestrear los substratos más representativos del suelo y particularmente aquellos con contenido de agua mayores que se pueden correlacionar con los estratos más blandos, según lo reportado en el sondeo SM-17. El sondeo selectivo se inició a los 2.0 m de profundidad a fin de obtener muestras del material que forma el manto superficial, y se concluyó a los 47.20 m de profundidad, logrando sacar 24 tubos Shelby con muestras inalteradas de material que en general tuvieron una longitud de 60 cm cada una. El resumen de propiedades del sondeo selectivo SMS-09 se indica en la Tabla IV.1.

TABLA IV.1 RESUMEN DE PROPIEDADES DEL SONDEO MIXTO SELECTIVO 09

MUESTRA	PROF. (M)	W* (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	qu (tf/m ²)	γ_h (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (o)	Ss	eo
M-1	2.00-3-20	105	101	49	52	12.20	1.44	3.50	23	2.52	1.80
M-2	6.00-7.20	375	435	64	371	4.80	1.18	1.50	---	2.23	9.6
M-3	10.00-11.20	458	475	81	394	2.50	1.17	1.70	---	2.35	10.9
M-4	14.00-15.20	525	329	56	273	2.46	1.05	1.60	---	2.46	11.30
M-5	18.00-19.20	275	213	58	155	5.724	1.204	1.90	5	2.44	6.88
M-6	22.00-23.20	195	286	49	237	4.46	1.11	2.00	---	2.40	6.35
M-7	26.00-27.20	552	363	74	287	---	---	---	---	2.37	12.11
M-8	30.00-31-20	225	200	59	141	5.404	1.304	2.10	6	2.36	3.21
M-9	34.00-35-20	375	264	52	212	6.68	1.16	2.30	---	2.53	11.29
M-10	38.00-39.20	275	219	55	164	8.505	1.23	2.70	6	2.64	5.96
M-11	42.00-43-20	385	292	66	226	10.00	1.17	2.20	---	2.46	8.11

NOTAS:

1. El resto del sondeo se efectuó realizando avance con broca tricónica y lavado.
2. Cada muestra está constituida por dos tubos Shelby de 60 cm cada uno.
3. El contenido de agua señalado, corresponde al promedio de 4 determinaciones del mismo en cada muestra.
4. Prueba realizada en lente duro.
5. Estratos preconsolidados cerca de la frontera con la primera cada dura.

Conforme se avanzó en el proceso de análisis y diseño geotécnico, y especialmente durante la revisión de la estabilidad de la excavación, que se llevó a cabo utilizando los parámetros del suelo determinados en pruebas de laboratorio de los sondeos SM-17 y SMS-09, se calcularon los factores de seguridad contra falla general por el fondo y falla de la base del talud frontal de excavación. Obteniéndose valores muy críticos en estos factores de seguridad, cercanos o iguales a la unidad; es decir, próximos al estado de falla, lo que puso en duda inclusive la factibilidad del proyecto subterráneo de la estación. Al mismo tiempo se revaloró la importancia del procedimiento constructivo, debido al riesgo de inducir movimiento horizontales y verticales sobre la estación Pantitlán de la Línea 9, por efecto de la excavación, que pudiera afectar las condiciones de falla y de servicios de la misma estación.

Bajo estas circunstancias, se puso de manifiesto la necesidad de conocer en forma más detallada las características del suelo en el entorno de las zapatas sobre las cuales se apoya la estación de la Línea 9, cuya existencia planteaba mayores problemas técnicos, debiéndose aumentar los factores de seguridad admisibles para justificar la factibilidad de la excavación. Por tanto se procedió a programar una segunda etapa de exploración de detalle, consistente en la ejecución de dos sondeos de cono eléctrico, (SC-04 y SC-05) llevados a una profundidad de 25.80 m, profundidad hasta la cual se extiende en forma aproximada la influencia del mecanismo de falla general por el fondo. El objetivo principal de estos sondeos fue correlacionar la resistencia de punta (q_c), obtenida en forma continua en dichos sondeos con la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; así como conocer en forma más precisa la configuración estratigráfica. Los sondeos se ubicaron sobre el borde imaginario de excavación en el lado adyacente a las zapatas de la estación de Línea 9, cerca de las cabeceras de la misma. En las Figuras IV.2 y IV.3 se muestran las gráficas de resistencia de punta (q_c), profundidades que se obtuvieron en los sondeos de cono SC-4 y SC-5.

Por otra lado, con la finalidad de evaluar las presiones de poro en la fase líquida del subsuelo, se instaló una estación piezométrica formada por cuatro celdas de tipo abierto, a las profundidades de 8.80, 19.40, 30.00 y 41.00 m, de modo que la punta de cada piezómetro quedara alojada en los lentes arenosos reportados en el sondeo SM-17. Conviene comentar que dentro del

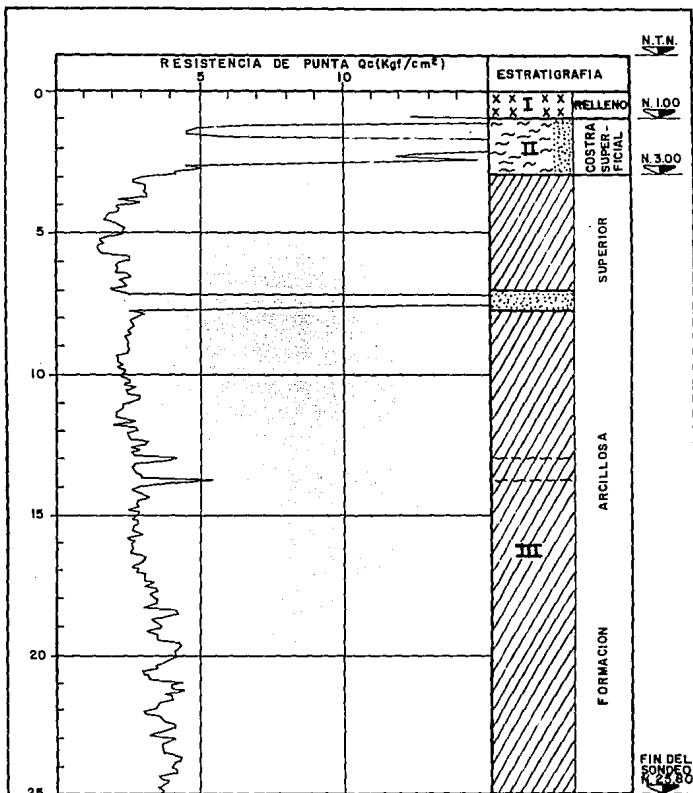


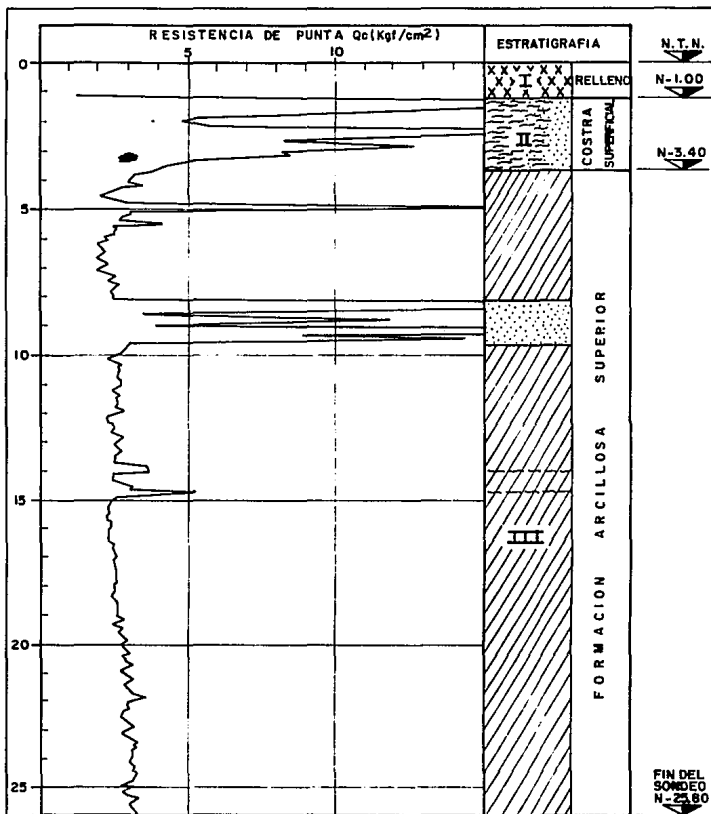
FIG. IV.2 SONDEO DE CONO O4

DESCRIPCION:

- I.- RELLENO ARTIFICIAL CONSTITUIDO POR ARCILLA ARENOSA Y CASCAJO.
- II.- LIMO ARENOSO, CAFE Y GRIS DE ALTA PLASTICIDAD (MH) Y CONSISTENCIA BLANDA A DURA CON LENTES INTERCALADOS DE ARENA.
- III.- ARCILLA VOLCANICA, CAFE, VERDE, CAFE AMARILLENTO Y ROJIZA DE ALTA PLASTICIDAD (CH) DE CONSISTENCIA BLANDA, CON LENTES INTERCALADOS DE FOSILES, VIDRIO VOLCANICO Y ARENA

SIMBOLOGIA:

- RELLENO
 ARCILLA
- NIVELES EN MTS.
- LIMO
 ARENA



DESCRIPCION:

- I.- RELLENO ARTIFICIAL CONSTITUIDO POR ARCILLA ARENOSA Y CASCAJO.
- II.- LIMO ARENOSO, CAFE Y GRIS, DE ALTA PLASTICIDAD (MH) Y CONSISTENCIA BLANDA A DURA CON LENTES INTERCALADOS DE ARENA
- III.- ARCILLA VOLCANICA, GRIS CLARO, CAFE ROJIZO DE ALTA PLASTICIDAD (CH) DE CONSISTENCIA BLANDA CON LENTES INTERCALADOS DE FOSILES, VIDRIO VOLCANICO Y ARENA.

SIMBOLOGIA

- RELLENO
 - ARCILLA
 - LIMO
 - ARENA
- NIVELES EN MTS.

FIG: IV. 3 SONDEO DE CONO 05

paquete de información recabada, se obtuvo la correspondiente a los piezómetros colocados durante las campañas de exploración para la construcción de la Línea 9, al contar con el control de lecturas de cuatro piezómetros abiertos colocados en los sondeos SM-16, SM-17 y SM-18, reportándose en algunos piezómetros valores muy dispersos de la presión de poro, aún en celdas colocadas a la misma profundidad. Por ello se decidió instalar en un solo lugar una nueva estación piezométrica con las cuatro celdas mencionadas anteriormente. Para verificar la distribución de presión de poro en el subsuelo, la estación piezométrica se colocó cerca de la cabecera NE de la nueva estación, en la guarnición de la calle J.G. Villasana y fuera del área que ocupará el trazo del Metro Ligerero con el propósito de que los piezómetros continuaran en operación una vez que la nueva Línea se haya construido.

La ubicación de los sondeos efectuados en las dos etapas de exploración, de la estación piezométrica y en general la de todos los sondeos de otras obras se muestran en la Figura IV.1.

IV.2 Pruebas de Laboratorio

Los trabajos de laboratorio que se realizaron en las muestras inalteradas provenientes del sondeo selectivo 09, se iniciaron con una clasificación macroscópica visual y al tacto de cada muestra, tomando en cuenta la textura, color, olor, resistencia en estado seco (tenacidad) y movilidad del agua por agitado (dilatancia).

Las propiedades índice obtenidas fueron: contenido de agua, límites de Atterberg, índice plástico, consistencia relativa, densidad de sólidos, relación de vacíos y grado de saturación. Además se realizaron análisis por vía húmeda para conocer el porcentaje de partículas finas y gruesas para poder correlacionar algunas propiedades hidráulicas del suelo.

Para valuar las propiedades mecánicas, que es necesario conocer al llevar a cabo el análisis geotécnico tanto durante la construcción como durante la vida útil de la estación, a los ensayos ordinarios de compresión simple y

compresión triaxial UU, (no consolidada - no drenada) que se efectúan para determinar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; se agregaron pruebas de compresión simple con rebote elástico, esto se obtiene con un ciclo de histéresis en compresión simple y el módulo de expansibilidad bajo absorción de agua (expansión a largo plazo) respectivamente. De este modo se pudieron conocer las características esfuerzo-deformación de los materiales para evaluar las expansiones inmediatas de tipo elástico y a largo plazo, que se presentan en este tipo de obras.

Asimismo, a partir de los resultados obtenidos en las últimas pruebas mencionadas, se determinó el peso volumétrico tanto en estado húmedo como en estado seco, grado de saturación y relación de vacíos.

Los resultados de las pruebas realizadas en el laboratorio que revisten mayor interés para el presente trabajo se muestran en la Tabla IV.1 mencionada anteriormente.

IV.3 Estratigrafía

A partir de los resultados de exploración y laboratorio descritos anteriormente así como de la información proveniente de los sondeos cercanos al lugar, se definieron seis estratos que se indican en la Tabla IV.2, y una interpretación general de las condiciones estratigráficas se muestran en la Figura IV.4.

En términos generales la descripción de los materiales se da a continuación:

- a) *Relleño Artificial*.- Constituido por arcilla arenosa café claro y cascajo producto de obras recientemente demolidas. También se encontraron en parte del predio, vestigios de guarniciones, banquetas y capas de estructuras de pavimentos flexible de la antigua calle. El espesor promedio de esta capa es de 1.0 m.
- b) *Manto Superficial*.- Formado por un limo arenoso de alta plasticidad (MH), de color café y gris de consistencia media, con humedad inferior al 100%, peso volumétrico de 1.44 tfn/m^3 , mismo

TABLA IV.2 SECUENCIA ESTRATIGRAFICA

<i>ESTRATO</i>	<i>P R O F U N D I D A D (M) * *</i>				
	<i>SM-16 (1984)</i>	<i>SM-17 (1984)</i>	<i>SS-09 (1986)</i>	<i>SC-4 (1987)</i>	<i>SC-5 (1987)</i>
<i>a) Relleno artificial</i>	-----	0.00 - 1.20	0.00 - 1.20	0.00 - 1.00	0.0 - 1.00
<i>b) Manto superficial</i>	-----	1.20 - 3.50	1.20 - 3.20	1.00 - 3.40	1.0 - 3.00
<i>c) Formación arcillosa superior</i>	-----	3.50 - 40.20	3.20 - 40.30	3.40 - 25.80*	3.00 - 25.80*
<i>d) Primera capa dura</i>	40.0 - 41.20	40.20 - 41.80	40.20 - 41.80	-----	-----
<i>e) Formación arcillosa inferior</i>	41.20 - 58.80	41.80 - 58.50	41.80 - 58.50	-----	-----
<i>f) Depósitos profundos</i>	58.80 - 63.00*	58.50 - 61.50*	58.50 - 61.50*	-----	-----

* *Profundidad máxima de exploración.*

** *Respecto al terreno natural.*

que presenta un lente de arcilla blanda. Su resistencia al esfuerzo cortante medida en prueba triaxial rápida UU, es de 4.8 tf/m^2 de cohesión, y 23° de ángulo de fricción interna y su frontera inferior se encuentra entre 3.0 y 3.5 m de profundidad según se muestra en la Tabla IV.2.

- c) *Formación Arcillosa Superior.*- Constituida por arcilla volcánica gris claro, oscuro y verdoso, café y rojiza de alta plasticidad (CH), de consistencia muy blanda, con lentes intercalados de fósiles, vidrio volcánico y arena, siendo el más importante el que se encuentra entre los 7.5 y 9.0 m de profundidad. El contenido de agua varía de 200 a 500%, disminuyendo hacia la base donde además aumenta la consistencia del material a compacta. El peso volumétrico promedio del material es de 1.15 tf/m^3 excepto en los lentes duros; y la resistencia al esfuerzo cortante de naturaleza cohesiva medida en prueba triaxial rápida varía entre 1.4 y 3.1 tf/m^2 , presentándose hacia la base valores extremos de 6.0 tf/m^2 debido a la influencia de la primera capa dura.

La formación arcillosa superior se encuentra bien definida entre 3.25 y 40.10 m de profundidad, de tal forma que su espesor es de 36.85 m; y con base en la información proporcionada por los sondeos de cono eléctrico se pudieron definir dos grandes estratos:

- Abajo del manto superficial, y hasta la profundidad de 15.0 m se presenta un estrato donde se reportaron en su mayoría substratos normalmente consolidados y otros ligeramente preconsolidados por efecto de las sobrecargas en superficie, inducidas por construcciones ligeras y por el aumento de espesor del relleno artificial.
- Siguiendo la secuencia estratigráfica se localiza un segundo estrato arcilloso normalmente consolidado que se extiende hasta una profundidad mayor a los 25.0 m, y posiblemente hasta el substrato de arcilla preconsolidada que sobreyace al

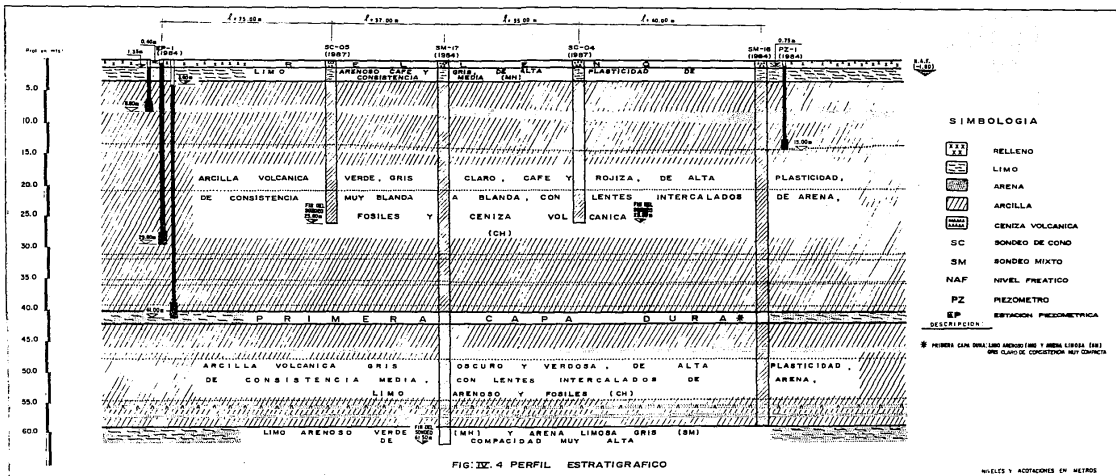


FIG. IV. 4 PERFIL ESTRATIGRAFICO

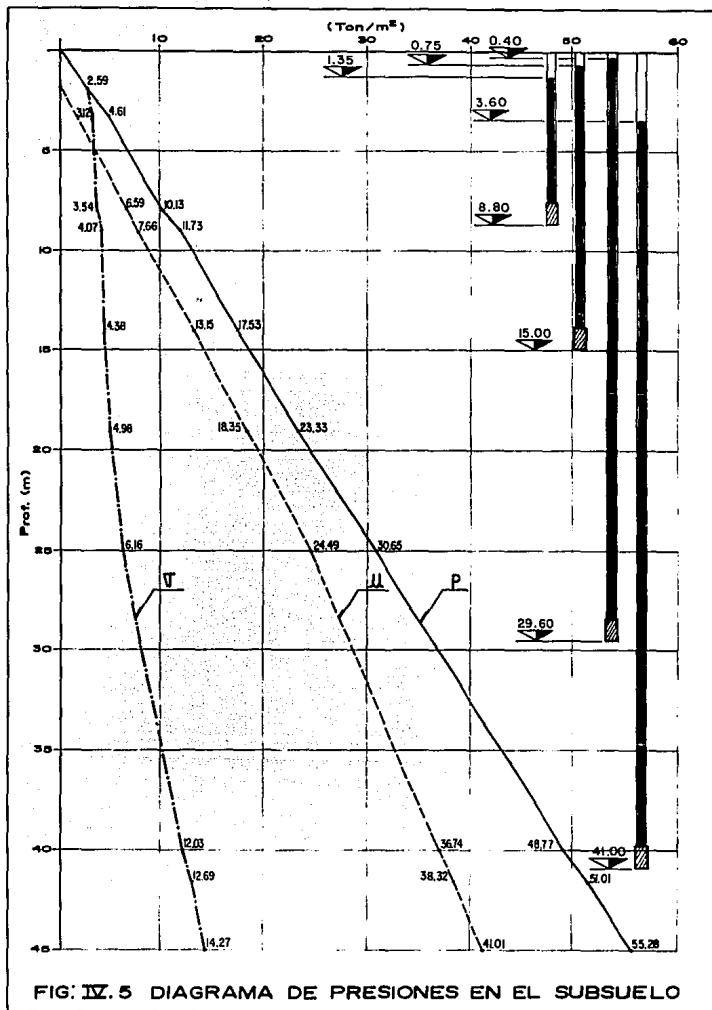
estrato permeable y duro de limo arenoso, que forma la primera capa dura.

- d) *Primera Capa Dura.-* Subyaciendo a la formación arcillosa superior se encuentra la denominada capa dura, constituida por una mezcla de limo arenoso (MH) y arena fina limosa (SM) gris claro de consistencia variable de muy compacta a dura, con una resistencia a la penetración estándar de 25 golpes. El contenido de agua promedio es de 45%.

Es importante señalar que esta unidad geológica se caracteriza en esta región de la Ciudad, y en general en las cercanías del ex-Lago de Texcoco, por una reducción importante tanto en espesor como en resistencia; llegando a desaparecer inclusive en algunos sitios. Ello se debe posiblemente a un PH más elevado que evitó la precipitación del carbonato de calcio o a una batimetría más profunda durante el proceso de depositación de las cenizas volcánicas, que originaron dicha unidad.

- e) *Formación Arcillosa Inferior.-* Abajo de la capa dura y hasta 58.50 m de profundidad se encuentra la segunda formación arcillosa de origen volcánico, de alta plasticidad (CH), de color gris oscuro verdoso, de consistencia media con fósiles y lentes intercalados de arena fina y arena limosa, siendo los más importantes los que se localizan a 44.0, 46.0 y 56.0 m de profundidad. El contenido de agua promedio es de 250% y el peso específico de 1.22 tf/m^3 . La resistencia al esfuerzo cortante de naturaleza cohesiva varía de 3.5 a 5.0 tf/m^2 y su espesor es de 16.70 m.
- f) *Depósitos Profundos.-* Subyaciendo a la segunda formación y hasta 61.50 m que es la profundidad máxima de exploración se encuentran los depósitos profundos formados por un limo arenoso (MH), gris verde y arena limosa (SM) de compactidad muy alta. El contenido de agua es menor del 40%, y la resistencia a la penetración estándar es mayor de 50 golpes.

Por otra parte, en lo referente a las condiciones hidráulicas del lugar, el nivel medio de aguas freáticas se encontró a 1.80 m a partir del terreno natural. El piezómetro colocado a 8.8 m de profundidad reportó un ligero incremento de presión, por arriba de la hidrostática de 0.40 tf/m^2 , y el instalado a 41.0 m reportó una pérdida de 1.8 tf/m^2 respecto a la misma presión hidrostática. Las otras celdas que se instalaron en la estación piezométrica en 1986 se obstruyeron y no se logró tomar lecturas confiables, posiblemente porque no se confirmó en campo durante su instalación que las puntas quedaron alojadas en lentos permeables; por lo que se debió utilizar la información de los piezómetros colocados en 1984, los cuales afortunadamente reportaron lecturas consistentes y valores acordes a las mismas profundidades. Con estos resultados y tomando en cuenta los datos proporcionados por el laboratorio se calcularon los diagramas de presión total, presión de poro y presión efectiva que se muestra en la Figura IV.5.



CAPITULO V

ANALISIS GEOTECNICO DE LA EXCAVACION

V.1 Discusión del Problema de la Excavación

La construcción del cajón subterráneo donde se alojará la Estación Pantitlán del Metro Ligero, planteó desde el punto de vista geotécnico dos problemas a resolver: a) La selección de un procedimiento constructivo adecuado que permitiera efectuar en forma segura los trabajos de excavación y, b) El comportamiento del cajón sobrecompensado en interacción con la cimentación profunda de la Estación Pantitlán de la Línea 9. Los dos problemas reconocen sus causas en las condiciones críticas de resistencia y deformabilidad que presenta el subsuelo; así como la cercanía de la Estación Pantitlán de la Línea 9.

La descripción de los materiales que forman el subsuelo y sus propiedades mecánicas ya se mencionaron en el capítulo IV, y las características de la excavación y el contexto general de la misma se describieron en el Capítulo III.

Por otra parte, es conveniente comentar que durante la ejecución del proyecto de la nueva estación y hasta el momento de iniciar su construcción, se habían reportado hundimientos de gran magnitud de hasta varios decímetros en la cimentación de la estación elevada y en general, en todos los tramos y estaciones de tipo elevado de la Línea 9. Y no obstante haberse observado una reducción en la velocidad de hundimiento en dichos tramos, la mayoría de las zapatas no acusaban una tendencia a la estabilidad. En la estación terminal de Línea 9, este problema se agudizó antes de iniciar la construcción de la nueva terminal, manifestándose una tendencia de asentamiento diferencial en la estructura, con mayor velocidad de asentamiento en dirección SE donde se proyectó realizar la excavación.

En lo referente a la estabilidad de la excavación, la magnitud de los factores de seguridad obtenidos contra la falla general por el fondo y falla del talud frontal, resultaron iguales o menores a los factores de seguridad mínimos admisibles; situación que podría reflejarse en deformaciones por flujo plástico en el fondo de la excavación, lo que induce naturalmente deformaciones verticales fuera de la zona excavada incluyendo el área de cimentación de la Línea 9.

A la luz de lo dicho en los párrafos anteriores y en los capítulos III y IV se puede comprender la complejidad de los problemas de estabilidad de la excavación y el comportamiento del cajón sobrecompensado. Por tanto, la factibilidad de la excavación dependerá fundamentalmente de lo siguiente:

- a) Avances de excavación horizontales y verticales restringidos para mantener los factores de seguridad, que se determinan más adelante, dentro de un rango admisible.
- b) Agilidad y celeridad en los trabajos de excavación y estructuración del cajón subterráneo para restituir rápidamente parte de la carga en el fondo de excavación y reducir las deformaciones plásticas en el prisma del fondo, inducidas por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo por efecto de las expansiones en el fondo de la excavación, y el aumento de esfuerzos cortantes en las paredes del prisma del fondo, originados por el cambio de esfuerzos en el suelo.
- c) Además debido al gran ancho de la estación terminal que en su parte más amplia mide 27.89 m, para garantizar la estabilidad de la excavación y evitar la colocación de puntales de gran longitud, será necesario construir dos ejes longitudinales de muros milán, adicionales a la pantalla perimetral que forma la tablestaca. De este modo se definen tres franjas de excavación, las cuales podrán atacarse de manera aislada.

Por otra parte, los aspectos que se revisaron en el análisis geotécnico para la excavación de la Estación Pantitlán del Metro Ligero fueron los siguientes:

- a) Falla de fondo general
- b) Estabilidad de taludes
- c) Falla por subpresión
- d) Cálculo de expansiones
- e) Empuje sobre muros de retención
- f) Niveles de apuntalamiento
- g) Cálculo de abatimiento de presión de poro

V.1.1 Manual de Estudios Geotécnicos

Con el fin de racionalizar las soluciones de diseño y construcción empleadas para el Metro, el Departamento del Distrito Federal implementó un proyecto de investigación denominado "Estudio para la Tipificación del Metro de la Ciudad de México". Con este trabajo se pretendió definir y unificar los criterios de diseño estructural, geotécnico y topográfico, actualizar y complementar las Normas y Reglamentos Técnicos de COVITUR; mejorar las soluciones estructurales; y reducir costo y tiempo utilizados para el diseño y construcción del Metro.

Como parte de este "Estudio de Tipificación", se publicó en 1987, el "Manual de Estudios Geotécnicos" (MEG), que trata los siguientes temas: identificación de los problemas del subsuelo, metodología de diseño geotécnico; alcance de las etapas del diseño geotécnico y recopilación de la información básica. Asimismo el manual aspira a unificar los criterios, técnicas e instrumentos que se aplican y utilizan en esta rama de la Ingeniería Civil.

A continuación se describen los aspectos estudiados en el análisis geotécnico para la estabilidad de la excavación.

V.2 Falla General por el Fondo

V.2.1 Criterio General

La expresión propuesta en el MEG está basada en la teoría de capacidad de carga de Skempton, la cual es aplicable a suelos con comportamiento cohesivo. Haciendo consideraciones teóricas, Skempton supone que la capacidad de carga de una arcilla, con una sobrecarga de magnitud q , en superficie está dada por:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f + q \quad (5.1)$$

En el segundo miembro de la ecuación (5.1), el término $C N_c$ representa la resistencia del suelo a lo largo de una superficie de falla multiplicada por un

factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B y de la relación largo-ancho en planta. En tanto que el término $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo al nivel de desplante (nivel máximo de excavación) debido al peso del suelo suprayacente y a la sobrecarga que hubiere. Es evidente que, en el instante de falla incipiente, se tendría:

$$C_{Nc} = \gamma D_{\max} + q \quad (5.2)$$

De modo que el factor de seguridad se puede calcular como:

$$F.S. = \frac{\bar{C} N_c}{\gamma D_f + q} \quad (5.3)$$

Donde:

\bar{C} = Es el valor de la resistencia al corte no drenada de la arcilla, asignable como promedio pesado para una profundidad B medida a partir del fondo de la excavación, y en lo sucesivo la designaremos como \bar{C}_o , para la revisión de los otros criterios aplicados para el cálculo del factor de seguridad contra falla general por el fondo.

N_c = Factor de capacidad de carga que depende de la geometría particular del problema y está dado por la siguiente expresión:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H_m}{B} \right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad (5.3.1)$$

H_m = Profundidad de desplante de zapata hipotética

B = Ancho de la excavación

L = Longitud por excavar

γD_f = Esfuerzo vertical total inicial al nivel máximo de excavación.

q = Sobrecarga actuando en la superficie

Este criterio de revisión, basado en el cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de la posible superficie de falla, supuesta en la teoría, tiene la desventaja de no tomar en cuenta la resistencia que se desarrolla en las paredes transversales del prisma del suelo suprayacente a la "zapata

hipotética" desplantada al nivel máximo de excavación debido al efecto tridimensional. Asimismo, es lógico pensar, que en las paredes transversales del prisma de suelo ubicado dentro del área excavada, entre el fondo de excavación y el plano horizontal definido por la cota de desplante de los muros milán y cuya altura vale H_p , se desarrolla también una resistencia al esfuerzos cortante debida al efecto tridimensional, sobre todo considerando que en el caso de las excavaciones para la construcción del SCTM, los avances son de longitud limitada.

Esta última observación fue tomada en cuenta durante la revisión final del MEG, de tal forma que la expresión propuesta originalmente se modificó a fin de tomar en cuenta el efecto tridimensional del mecanismo de falla, evaluando la resistencia al esfuerzo cortante en el prisma del fondo de la excavación. Ahora el factor de seguridad se obtiene aplicando la siguiente expresión:

$$F.S. = \frac{\bar{C}_0 \left(N_c + \frac{2H_p}{L} \right)}{\gamma D_f + q} \quad (5.4)$$

Donde según el MEG, el término $2 H_p/L$ al multiplicarse por \bar{C}_0 , representa la resistencia desarrollada por unidad de longitud, en las paredes transversales al eje de la excavación del prisma del fondo; discriminando la resistencia que se desarrolla entre el muro y dicho prisma en las otras caras, debido a que en el momento del colapso el muro milán forma parte del mecanismo de falla.

En rigor la ecuación 5.4 debe transformarse en:

$$F.S. = \frac{\bar{C}_0 N_c + C_2 \frac{H_p}{L}}{\gamma D_f + q} \quad (5.4.1)$$

y en donde C_2 es la cohesión del estrato donde se localiza el prisma resistente dentro de la excavación descrito con anterioridad.

V.2.2 Criterio de Terzaghi

A partir de la teoría de Capacidad de Carga propuesta por K. Terzaghi se puede demostrar que la capacidad para zapatas de longitud muy grande en un suelo cohesivo es:

$$q_c = 5.7 C + \gamma D_f + q \quad (5.5)$$

Y procediendo en forma análoga al subinciso anterior el factor de seguridad contra falla general por el fondo se expresa:

$$F.S. = \frac{5.7 \bar{C}_0}{\gamma D_f + q} \quad (5.6)$$

Sin embargo, para evaluar las fuerzas motoras que actúan sobre la zapata hipotética, desplantada al nivel del fondo de la excavación, Terzaghi considera que en la cara del prisma de falla paralelo al muro de retención se desarrolla una resistencia al esfuerzo cortante, (ver Fig. V.1). De tal forma que el factor de seguridad para excavaciones muy largas se obtiene de la siguiente manera:

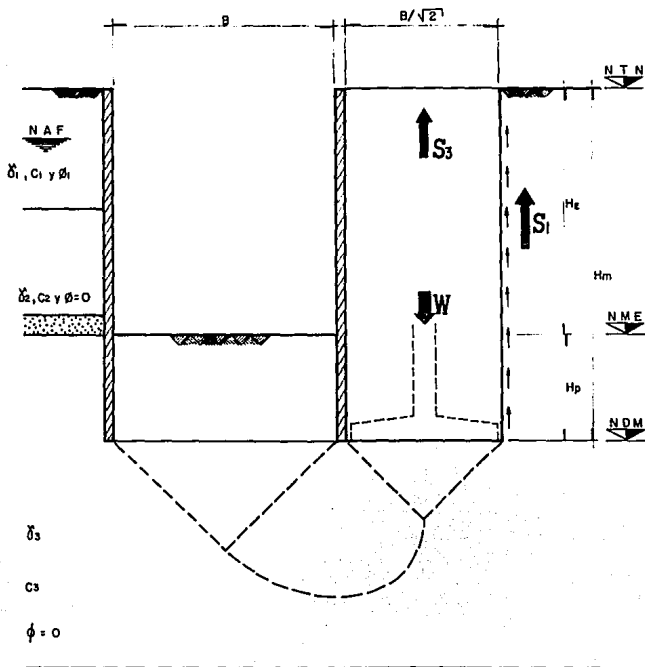
$$F.S. = \frac{5.7 \bar{C}_0}{Hm \left(\bar{\gamma}_0 - \frac{\bar{C}_1 \sqrt{2}}{B} \right) + q} \quad (5.7)$$

Donde:

5.7 = Es el factor de capacidad de carga propuesto por Terzaghi para suelos cohesivos y cimiento de longitud infinita.

$\frac{\bar{C}_1 \sqrt{2}}{B}$ = Multiplicada por Hm representa la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en la cara externa del prisma de falla, paralela al muro de retención. Y donde es importante acotar que \bar{C}_1 es el promedio de las cohesiones de los estratos de suelo localizados arriba del fondo de excavación.

$\bar{\gamma}_0$ = Promedio pesado del peso específico del suelo arriba del fondo de la excavación.



$$F.S. = \frac{5.7 \bar{c}_0 + H_p(\bar{\gamma}_0 + \frac{c_2}{H_p})}{H_m(\bar{\gamma}_0 - \frac{c_2}{H_p} - \frac{1}{2}\bar{\gamma}_1) + q} = \dots (5.9)$$

\bar{c}_0 — PROMEDIO PESADO DE COHESION EN LA SUPERFICIE POTENCIAL DE FALLA DE LA ZAPATA.

\bar{c}_1 — PROMEDIO PESADO DE COHESION ARRIBA DEL FONDO DE EXCAVACION.

$\bar{\gamma}_0$ — PROMEDIO PESADO DEL PESO ESPECIFICO DEL SUELO ARRIBA DEL FONDO DE EXCAVACION.

FIG. V.1— MECANISMO PROPUESTO DE FALLA GENERAL POR EL FONDO

SIN ESCALA

Discriminando la resistencia que se desarrolla en el contacto de la pared externa del muro y el suelo, por la razón ya mencionada. Este criterio tiene la ventaja de que hace un análisis de fuerzas más completo, ya que es razonable pensar que la resistencia en las paredes del prisma debe desarrollarse para poder concebir un mecanismo de falla cinemáticamente admisible. De esta manera se evalúa en forma indirecta la resistencia del suelo desarrollada arriba del nivel de desplante de la "zapata hipotética", librándose el inconveniente que pudiera contraponerse a la aplicación de la teoría de Terzaghi, la cual se aplica en este caso a un cimiento profundo, donde los esfuerzos desarrollados arriba del nivel de desplante deben ser considerados.

Siguiendo los fundamentos utilizados en el criterio anterior y considerando además que los avances de excavación tendrán una longitud limitada, se puede hacer en este momento un análisis de fuerzas más completo tomando en cuenta el efecto tridimensional, el cual puede ser significativo cuando la longitud de los avances de excavación es corta. Consideremos ahora la resistencia que se desarrolla tanto en las paredes transversales de la cuña de suelo del fondo de excavación como en las paredes perpendiculares al muro de retención del prisma del fondo de falla, fuera de la excavación. Dicha resistencia se calcula como:

$$S_3 = \frac{2\bar{C}_1}{L} \quad (5.8)$$

De esta forma la ecuación 5.6.1 se transforma en:

$$F.S = \frac{5.7\bar{C}_0 + Hp(\gamma_2 + \frac{2\bar{C}_2}{L})}{Hm(\bar{\gamma}_0 - \frac{\bar{C}_1\sqrt{2}}{B} - \frac{2\bar{C}_1}{L}) + q} \quad (5.9)$$

Finalmente, de acuerdo a la teoría de capacidad de carga del propio Terzaghi, el factor N_c debería modificarse, para tomar en cuenta la geometría de la zapata; sin embargo se ha mantenido en un valor fijo de 5.7, procediendo en forma prudente, con el objeto de cubrir un poco la incertidumbre de las

hipótesis hechas sobre el efecto tridimensional, del cual depende fundamentalmente la confiabilidad de la ecuación 5.9.

Los resultados obtenidos, aplicando los tres criterios descritos, para la geometría de excavación mas desfavorable contra la falla general por el fondo, se indican en la Tabla V.1, y al respecto se puede comentar lo siguiente:

- Los factores de seguridad que se obtuvieron aplicando el criterio sugerido en el MEG son mayores a los que se obtuvieron con el criterio de Terzaghi, debido principalmente a causa de que en este último criterio no se ha modificado el factor de capacidad de carga N_c propuesto por Terzaghi, el cual es aplicable a cimientos de longitud infinita. A pesar de ello los primeros factores de seguridad resultan menores que los mínimos establecidos en el manual de referencia, que se indican a continuación, los cuales parecen ser los más adecuados para el subsuelo de la Ciudad de México.

$FS_f > 1.7$ Cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación, como en nuestro caso.

$FS_f > 1.5$ En otros casos.

- Por otra parte, para avances de excavación de longitud efectiva menor de 6.0 m los factores de seguridad obtenidos con el criterio de Terzaghi tomando en cuenta el efecto tridimensional resultan mayores que los señalados en el párrafo anterior.
- Por lo tanto, la excavación podrá efectuarse con avances restringidos de 2.50 y 4.00 m de longitud efectiva siempre que el colado de losa de fondo del cajón se concluya a más tardar 12 horas después de que se haya afinado la excavación.

**TABLA V.1. FACTORES DE SEGURIDAD CONTRA
FALLA GENERAL POR EL FONDO**

GEOMETRIA DE LA EXCAVACION			FACTORES DE SEGURIDAD		
LONGITUD DE ANALISIS L (M)	LONGITUD EFECTIVA Le (M)	ANCHO B (M)	CRITERIO DEL MANUAL DE ESTUDIOS GEOTECNICOS	CRITERIO DE TERZAGHI	CRITERIO DE TERZAGHI Y L. ZEEVAERT CON EFECTO TRIDIMENSIONAL
I. ZONA PONIENTE					
4.00	2.50	8.80	1.30	0.82	8.72
6.00	4.00	8.80	1.23	0.82	2.82
8.00	6.00	8.80	1.19	0.82	2.06
16.00	8.00	8.80	1.06	0.82	1.43
II. ZONA ORIENTE					
4.00	2.50	11.30	1.25	0.82	5.99
6.00	4.00	11.30	1.20	0.82	2.44
8.00	6.00	11.30	1.15	0.82	1.84
16.00	8.00	11.30	1.02	0.82	1.32

V.3 Estabilidad de Taludes

Los avances de excavación estarán limitados por un talud frontal, formado por dos taludes simples ligados entre sí por una berma que se construirá aproximadamente a la profundidad media de la excavación. La configuración del talud frontal se muestra en la Figura V.2 y para la revisión de la estabilidad se revisaron los siguientes puntos: a) Análisis de taludes simples de altura media para la revisión de la estabilidad local, y; b) Análisis del talud global para la revisión de la estabilidad general del conjunto.

V.3.1 Estabilidad de Taludes Simples

El análisis de estabilidad de los taludes simples se efectuó aplicando el método de Taylor para suelos cohesivos y homogéneos en el cuerpo del talud y en el terreno de cimentación. El método está basado en la premisa de que la cohesión necesaria para garantizar la estabilidad de un talud de inclinación dada sigue la ley de proporcionalidad:

$$C = N_e \gamma m H \quad (5.10)$$

Donde:

N_e = Es el número de estabilidad que depende de la inclinación del talud.

H = Altura del talud (definido como H_e en nuestro caso).

En términos generales, el factor de seguridad contra la falla del talud está dada por:

$$F.S. = \frac{C}{N_e \gamma m H} \quad (5.11)$$

Para encontrar el círculo de falla crítico que corresponde a aquel cuyo factor de seguridad es mínimo, Taylor efectuó un análisis matemático de las diferentes familias de círculos que se obtienen al variar la posición del círculo de falla, así como su perímetro.

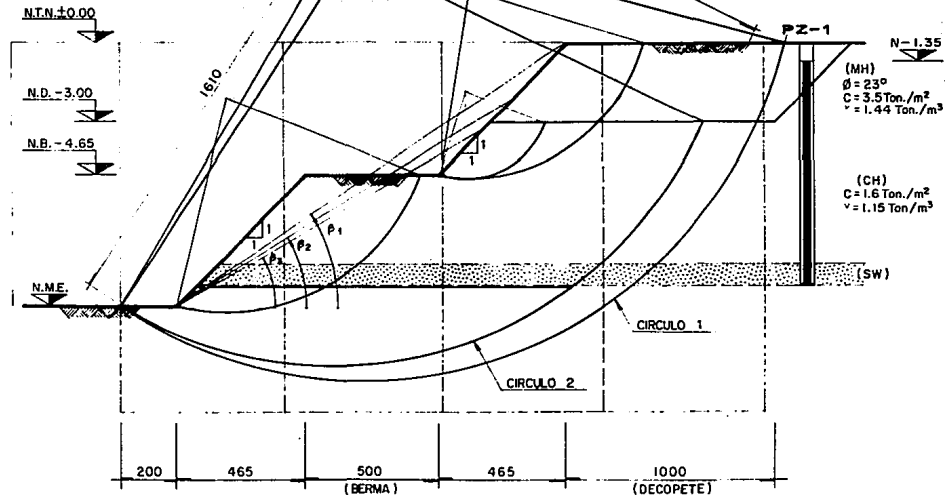


FIG. V.2.—CIRCULOS CRITICOS DE FALLA DEL TALUD FRONTAL
 (VER TABLA V.2' DE FACTORES DE SEGURIDAD)

SIN ESCALA
 NIVELES EN METROS
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS

De este modo Taylor pudo establecer el nomograma que relaciona el ángulo del talud (respecto a un plano horizontal), con el factor de estabilidad N_e para diferentes ángulos de fricción interna, incluyendo el caso de suelos cohesivos, es decir $\phi = 0^\circ$, para el cual $N_e = 0.181$. Asimismo se determinó que para un ángulo menor de 53° el círculo más crítico se presenta adelante del pie del talud, produciéndose una falla de base. Los trabajos de Taylor tienen una importancia radical, pues han simplificado notablemente el trabajo a los proyectistas del área de geotécnica. Los resultados obtenidos al aplicar este criterio, se comentan en el párrafo final de este inciso.

V.3.2 Estabilidad del talud global

El análisis de estabilidad para el talud global que incluye los dos taludes simples y la berma construída a la profundidad media, se llevó a cabo aplicando el método sueco de dovelas siguiendo la secuela establecida por Fellenius para suelos cohesivo-friccionante:

$$F.S. = \frac{M_h}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{\sum T_i} \quad (5.12)$$

Donde, en rigor:

$MR = R \sum S_i \Delta L_i$ Representa el momento total respecto al centro del círculo, de las resistencias parciales que se desarrolla en la base de cada dovela, a lo largo de la superficie de deslizamiento.

$M_m = R \sum T_i$ Representa el momento debido a las componentes tangenciales en la base de las dovelas, correspondiente a la proyección del peso, sobre la dirección de las líneas secantes que discretizan la superficie de deslizamiento.

Y al aparecer el radio del círculo R en el numerador y en el denominador el cociente se simplifica.

Por su parte, el MEG sugiere aplicar el método de Jambu para el análisis de talud en estudio, transformando el talud global en un talud equivalente, cuyo

ángulo de inclinación está definido por el segmento de recta que une el pie del talud más profundo con el terreno natural. Con base a la solución paramétrica de Janbu el análisis del talud se efectúa aplicando:

$$\lambda c\phi = \frac{\gamma H_c \tan \phi}{C} \quad (5.13)$$

$$(FS)_s = \frac{Ncf C}{\gamma H_c} \quad (5.14)$$

Donde:

$\lambda c\phi$ = Parámetro adimensional para determinar Ncf

Las demás literales ya se definieron anteriormente.

Debe hacerse notar que el talud global no se desarrolla en un suelo homogéneo sino en un suelo estratificado, además la configuración del talud presenta características geométricas muy particulares, por lo que estos datos delimitan la aplicación del criterio en discusión, ya que no aparece razonable aplicar un criterio con enfoque simplificador para evaluar la estabilidad de un talud con las características mencionadas. Se justifica por tanto la utilización de un método más refinado. No obstante el criterio de Janbu se aplicó únicamente con fines comparativos.

Como es fácil comprender, en el mecanismo de falla del talud global se presenta una vez más el efecto tridimensional, favorable a la estabilidad. Sin embargo, algunos investigadores sugieren no tomar como fuerza resistente la fricción que se desarrolla en las caras del prisma de falla en contacto con los muros milán, debido a que durante su construcción se acostumbra utilizar lodo bentonítico como fluido estabilizador de la excavación, lo que provoca la formación de una película de lodo denominado "cake".

Terminado el colado del muro, la película queda en toda la superficie de contacto muro-suelo; produciéndose además una contracción volumétrica debido al fraguado del concreto del muro milán, por lo cual no es posible

concebir una superficie integral donde se desarrolle la resistencia al corte. Limitándose este efecto favorable a un aumento del 10%, en el factor de seguridad debido a la macrorugosidad de la pared interna de los muros milán.

No obstante cabe señalar que en obras recientes de COVITUR para estabilizar las zanjas, el lodo bentonítico, se ha sustituido por lodo arcilloso; empleándose además tablestacas prefabricadas. Bajo estas condiciones, es razonable pensar que las hipótesis anteriores se tengan que revisar para discutir la validez de la resistencia en las paredes laterales, siempre que los muros milán se construyan con la antelación suficiente para que se reestablezca la resistencia en las paredes de la zanja excavada (manifestación de la tixotropía).

En la Tabla V.2 se muestran los resultados obtenidos con los diferentes criterios los cuales se describen a continuación.

- Los taludes simples tienen un factor de seguridad mayor que el mínimo establecidos por el MEG, que considera un FSt mayor o igual a 1.5, si el ciclo de excavación colado de losa es menor de 48 horas como es nuestro caso.
- El talud global presenta la condición más crítica de estabilidad, resultando un factor de seguridad menor que la unidad para la geometría originalmente propuesta, siendo indispensable efectuar un descopete del terreno natural al frente de cada etapa de excavación para reducir la altura total del talud global; pudiéndose inferir que para fines prácticos la altura del descopete que garantiza la estabilidad del talud es de 3.00 m.
- A pesar de que el factor de seguridad obtenido por Fellenius de 1.40 m es menor de 1.5, se considera que los riesgos tomados al aceptar un valor menor, no repercuten significativamente en la estabilidad del conjunto, si se toma en cuenta que: el talud es una obra de carácter temporal, que no se permitirán sobrecargas en la corona, y que el tiempo del ciclo excavación-colado de losa de fondo será de cuando más de 48 horas. Evitando de este modo la

**TABLA V.2. FACTORES DE SEGURIDAD PARA
EL TALUD FRONTAL**

FACTORES DE SEGURIDAD								
TIPO DE TALUD	GEOMETRIA		TAYLOR		FELLENIUS		JAMBU	
	ALTURA H (M)	INCLINACION β ($^{\circ}$)	(F.S.)	(F.S.ET)**	F.S.	F.S. ET	F.S.	F.S. ET
TALUD SUPERIOR	4.60	45	1.83	2.01				
TALUD INFERIOR	4.60	45	1.55	1.70				
TALUD GLOBAL (SIN DESCOPETE)	9.20	33*			0.96	1.05	0.95	1.05
TALUD GLOBAL CON DESCOPETE DE 2.00 M	7.20	30*			1.02	1.12	1.21	1.33
TALUD GLOBAL CON DESCOPETE DE 3.00 M	6.20	29*			1.27	1.40	1.47	1.62

* Talud equivalente.

** F.S. ET = F.S. (1.1)

pérdida gradual de la resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas que forman el talud, condición que ya se ha presentado en las excavaciones del Metro, lo que origina condiciones muy críticas de estabilidad.

- Se puede afirmar, que después de la estabilidad de la excavación contra falla general por el fondo, la estabilidad de taludes es el segundo aspecto de importancia que influye en la factibilidad de la obra y determina la geometría del talud frontal de excavación.

V.4 Falla por Subpresión

Es una característica bien conocida de la formación arcillosa superior de la Zona de Lago, la presencia de lentes duros y permeables intercalados en todo su espesor. Estos lentes duros pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio (pomez) volcánicos; localizándose dos de ellos de espesor significativo entre los 7 y 16 m de profundidad. Pudiéndose presentar durante la excavación para la construcción del Metro subterráneo, una falla por subpresión en el prisma del fondo que se encuentra entre el nivel máximo de excavación y la frontera superior del lente más cercano a dicho nivel; debido a la posición del nivel freático que se encuentra a poca profundidad, y a la magnitud de las presiones de poro en los lentes permeables, donde se reportan inclusive un leve incremento de presiones respecto a la distribución hidrostática.

El factor de seguridad contra falla del fondo por efecto de la subpresión ejercida en estratos permeables, se determina analizando el equilibrio del prisma de suelo, que se encuentra en el fondo de la excavación y el lente permeable. Evaluando las fuerzas actuantes y resistentes (ver Fig. V.3), el factor de seguridad se puede expresar mediante la relación:

$$F.S. = \frac{W + S}{U} \quad (5.15)$$

Donde:

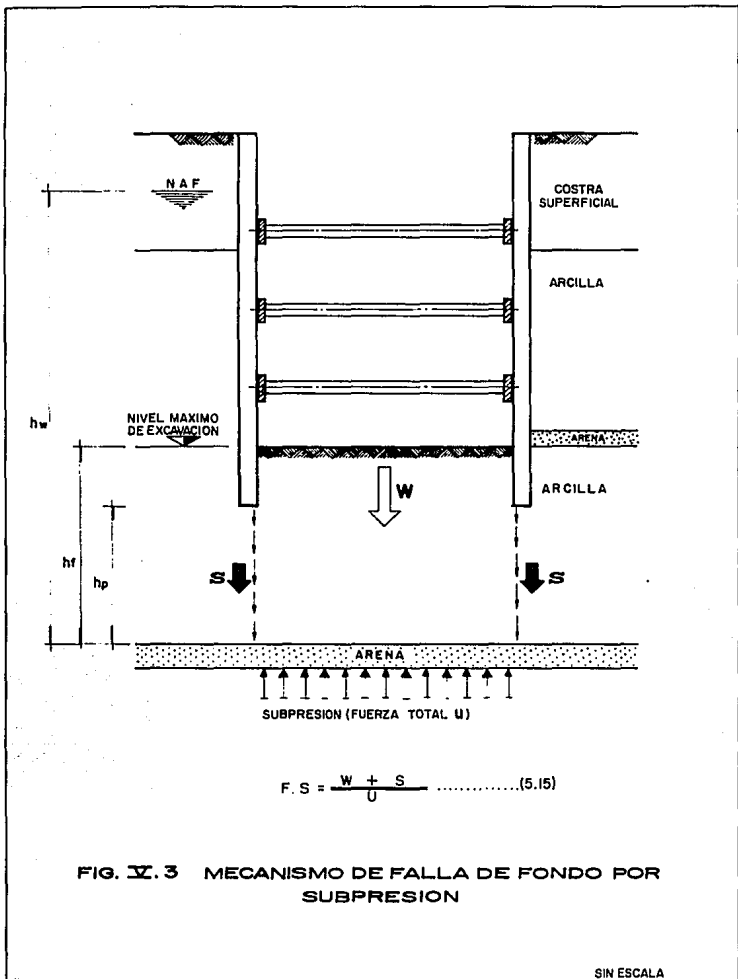


FIG. V. 3 MECANISMO DE FALLA DE FONDO POR SUBPRESION

- W = Peso saturado del prisma de suelo bajo el fondo.
 S = Fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma del fondo.
 U = Fuerza total de subpresión en la base del prisma de fondo.

Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación la ecuación 5.15 conduce a:

$$F.Ss = \frac{\gamma_{hf}BL + 2C(Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL} \quad (5.16)$$

Donde:

- hf = Distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena.
 hp = Distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena.
 γ_w = Peso volumétrico del agua = 1.0 tf/m³.
 h_w = Altura piezométrica en el estrato de arena.

Las demás literales fueron definidas anteriormente.

Como puede observarse, no se ha considerado la resistencia al esfuerzo cortante en la superficie definida por el contacto muro-suelo por la formación de la película denominada "cake" y la contracción por el fraguado del concreto; siendo válidos los comentarios que se hicieron en el inciso anterior para juzgar la certeza de esta hipótesis.

El factor de seguridad que se obtuvo aplicando este criterio fue menor que la unidad, por lo que será indispensable abatir la presión de poro en las capas permeables que se encuentren cerca del fondo de excavación, mediante bombeo previo a ésta. En el inciso V.8 de abatimiento de presiones de poro, se calculará nuevamente el factor de seguridad tomando en cuenta el efecto de bombeo.

V.5 Cálculo de Expansiones Inmediatas

V.5.1 Movimiento del Fondo de Excavación

Estos movimientos se desarrollan según las distintas actividades del ciclo de construcción del cajón, como se muestra esquemáticamente en la Figura V.4, es decir:

- a) Durante un periodo de bombeo previo a la excavación se produce un asentamiento por consolidación λ_b , que es función del tiempo de operación del sistema de bombeo y de la magnitud del abatimiento piezométrico. Más tarde durante la excavación y el colado de plantilla, ocurre una expansión inicial del fondo λ_{ei} de tipo predominantemente elástico, a la cual se superpone una componente plástica que depende del factor de seguridad (FSf) contra la falla general por el fondo. Usualmente, cuando FSf es mayor que 2, la expansión plástica es despreciable.

- b) En el transcurso del colado de las losas de fondo y del techo del cajón, la colocación del relleno compactado y la recuperación del nivel freático, se presenta un asentamiento λ_r , como resultado del proceso de recuperación parcial de la expansión inicial λ_{ei} . Asimismo, al suspenderse el bombeo, se inicia un proceso de expansión de la arcilla, por absorción de agua, el cual continúa a baja velocidad hasta alcanzar a largo plazo su valor final. .

En la Figura V.4, el punto λ_r corresponde al momento en que se han restituido el pavimento y los acabados de la calle; es a partir de entonces cuando la expansión neta λ_n comienza a manifestar sus efectos, que son los únicos visibles después de terminar la construcción.

A continuación se describen los criterios utilizados para el cálculo de expansiones inmediatas, cuya magnitud debe ser aproximadamente igual a la expansión diferida para evitar que una vez que se haya terminado de construir el cajón se presenten movimientos verticales diferenciales, en el terreno circunvecino.

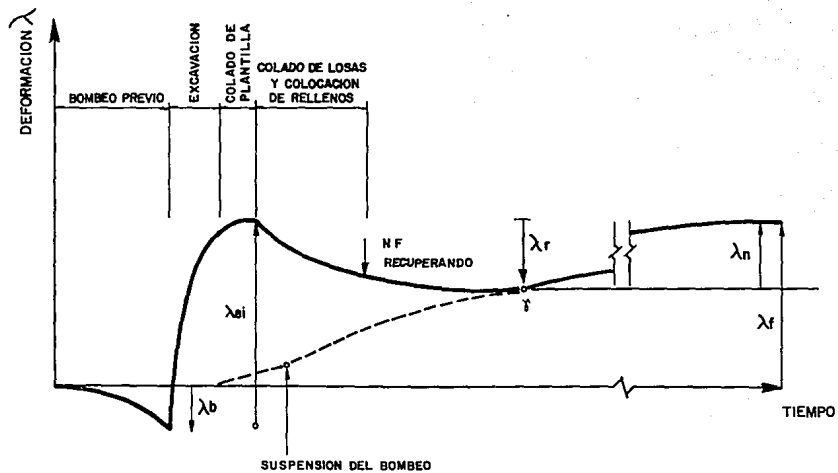


FIG: V.4- PROCESO DE DEFORMACION ASOCIADOS A LA CONSTRUCCION DEL METRO EN CAJON (DENTRO DE LA EXCAVACION)

V.5.2 Criterio del MEG

La expansión inmediata puede estimarse mediante la siguiente fórmula simplificada, obtenida a partir de la teoría de la elasticidad considerando una relación de Poisson $\nu = 0.5$, así se tiene:

$$\lambda_{ei} = m_{ue} Pt B Ff Fp \quad (5.17)$$

Donde:

Pt = Presión total al nivel del fondo antes de excavar

B = Ancho de la excavación.

m_{ue} = Módulo medio de expansión elástica de los estratos expandibles bajo el fondo de excavación.

Ff y Fp = Factores de forma y de profundidad.

Para la excavación de sección rectangular, m_{ue} puede estimarse como el promedio pesado de los módulos de los suelos comprendidos en una profundidad igual a $2B Ff Fp$ a partir del fondo de excavación. El módulo m_{ue} de los estratos de arcilla se obtiene de pruebas triaxiales no drenadas, con un ciclo de descarga controlada, aplicando presiones confinantes iguales a los esfuerzos efectivos de cada muestra de arcilla en su estado natural.

V.5.3 Criterio de L. Zeevaert

El Dr. Zeevaert propone la siguiente ecuación matricial de carácter general, para el cálculo de expansiones para los puntos 1, 2, 3 ...i, debido al alivio de esfuerzos inducidos por la excavación y a efectos que se inducen al alterarse las condiciones iniciales piezométricas del agua en la masa del subsuelo por el bombeo:

$$\{\lambda_{ei}\} = \gamma_w \{\lambda_i^N\}^T \cdot \{\alpha e^N\} - \{\delta_{ji}\}_{n \times n}^T \cdot \{\sigma_{od} + U_{od}\} \quad (5.18)$$

Donde $\{\lambda_i^N\}$ representa la matriz de abatimiento en los lentes permeables que se encuentren por debajo del fondo de excavación, y $\{\delta_{ji}\}_{n \times n}^T$ es la matriz de expansión.

Aplicando la expresión anterior a un solo punto, debido a que nos interesa únicamente, la expansión al centro del área del avance de excavación, y considerando además que los términos matriciales del segundo miembro se pueden simplificar considerando una geometría equivalente que abarque la descarga parcial en el hombro del talud frontal, y que el efecto del bombeo solo se manifiesta en los substratos cercanos al fondo de excavación, la expresión 5.18 se simplifica a:

$$\lambda e = \Delta u \alpha_{e_r}^N - I \alpha_{e_r}^N (\sigma_{od} + U_{od}) \quad (5.19)$$

Donde:

Δu = Abatimiento de presiones en los estratos expandibles.

$\alpha_{e_r}^N$ = Módulo de deformación volumétrica unitario y reducido (como se indica ade ante).

I = Influencia de la descarga respecto a la profundidad.

$(\sigma_{od} + U_{od})$ = Presión total al nivel de la excavación antes de efectuarla.

El módulo de deformación volumétrica, unitario y reducido está dado por:

$$\alpha_{e_r} = \rho_e \alpha_e \quad (5.20)$$

Donde:

ρ_e = Factor de expansión por alivio parcial de esfuerzos y se obtiene como:

$$\rho_e = \left(\frac{\Delta \sigma_r}{\sigma_o} \right)^{n-1} \quad (5.21)$$

Siendo:

$\Delta \sigma_r$ = Alivio de esfuerzos

σ_o = Esfuerzo efectivo inicial

- c = Parámetro a determinar en el laboratorio
 α_e = Módulo de deformación volumétrica unitario, obtenido como:

$$\alpha_e = m_{ve} H_i \quad (5.22)$$

Siendo:

H_i = Espesor del sustrato en estudio

Los resultados obtenidos aplicando los dos criterios anteriores se muestran en la Tabla V.3, utilizándose para el diseño geotécnico los valores obtenidos con el criterio del MEG que arrojó valores similares a los medidos en excavaciones de este tipo.

Por su parte, el criterio del Dr. Zeevaert presenta algunos aspectos conceptuales que se juzga conveniente comentar:

- a) Utilizar un factor de reducción por alivio parcial de esfuerzos ρ_e , determinado a partir de la relación de esfuerzos efectivos, los cuales según la teoría clásica de mecánica de suelos no se modifican inmediatamente por efecto de la excavación. Por ello, dicho factor debería tomar un valor constante igual a la unidad.
- b) El empleo del factor de expansión hace que se tome en cuenta dos veces la disipación de la descarga con la profundidad (influencia de la descarga).
- c) A pesar de que teóricamente las probetas del suelo, utilizadas para el ensayo de compresión simple con rebote elástico, mantienen una presión efectiva igual al esfuerzo "in situ", el módulo de deformación elástico, se determina a partir de una relación de esfuerzos totales aplicados al espécimen.

TABLA V.3. EXPANSIONES INMEDIATAS

GEOMETRIA DE LA EXCAVACION			EXPANSIONES (CM)		
LONGITUD DE ANALISIS L	LONGITUD EFECTIVA Le	ANCHO B (M)	CRITERIO DE MEG	CRITERIO DEL DR. ZEEVAERT	
			λ_{ei}	λ_{ei}	λ_{ei}^*
I. ZONA PONIENTE					
10.50	2.50	8.80	21.9	18.81	12.70
14.00	4.00	8.80	26.8	19.5	13.20
18.00	6.00	8.80	30.2	20.1	13.79
II. ZONA ORIENTE					
10.50	2.50	11.20	29.8	21.30	15.20
14.00	4.00	11.20	31.2	22.20	16.10
18.00	6.00	11.20	34.7	23.30	17.10

λ_{ei}^* Considerando efecto del bombeo.

V.6 Empuje Sobre Muros de Retención

Las presiones que actuarán sobre los muros de retención temporales (muros milán) y sobre los de la estructuración definitiva del cajón subterráneo, serán de tres tipos de acuerdo al "estado plástico" de equilibrio que prevalezca en la masa del suelo, el cual a su vez depende de las restricciones al movimiento horizontal del elemento de retención. Los tres tipos de presiones que se presentan son: activa, pasiva y del suelo en reposo.

En los tres casos la superficie de los rellenos es horizontal y la fuerza resultante de la distribución de presiones sobre el muro también lo es.

Es conveniente recordar en este inciso, que en la condición más general de la Mecánica del Medio Continuo, el esfuerzo es un vector cuyas coordenadas intrínsecas (componentes normal y tangencial) varían según el plano al cual se referencian dichas coordenadas. Mientras que la presión siempre actúa en dirección normal a la superficie de aplicación, es además una medida puntual cuyo valor es independiente de la orientación del plano que contenga a dicho punto.

V.6.1 Empuje Activo del Suelo

El empuje activo del suelo será aplicable a los muros milán, los cuales tienen la posibilidad de desplazarse lo suficiente en la dirección horizontal, para garantizar que se desarrolle por completo el estado "plástico" en toda la masa del suelo. De acuerdo a la teoría de Rankine el empuje activo se obtiene integrando las presiones hasta la altura H del muro, de modo que para suelos cohesivo-friccionantes se emplea la siguiente expresión:

$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 \cdot \frac{2C}{\sqrt{N\phi}} H + \frac{q}{N\phi} \quad (5.23)$$

Donde:

$\frac{1}{N\phi}$ = Representa el coeficiente de presión activa del suelo y está dado por:

$$\frac{1}{N\phi} = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (5.23.1)$$

La posición de la resultante de empuje activo corresponde a la del centroide de la cuña de esfuerzos horizontales. El empuje así obtenido debe redistribuirse en toda la profundidad del muro en virtud de que éste tiene restricciones al desplazamiento horizontal impuestas por la colocación de los puntales.

V.6.1.1 Empuje Redistribuido de Peck

Peck propuso una redistribución empírica de la resultante de empuje activo, formada por un trapecio, con un triángulo en la parte superior y un rectángulo en la parte inferior, como se muestra en la Figura V.5a, asignando un valor a la presión activa redistribuida igual a:

$$e = \frac{2Ea}{1.75H} \quad (5.24)$$

V.6.1.2 Empuje Redistribuido del Manual de Estudios Geotécnicos

El MEG determina los empujes horizontales sobre los muros milán con las siguientes expresiones (ver Figuras V.5.b):

a) En la costra superficial (PCS):

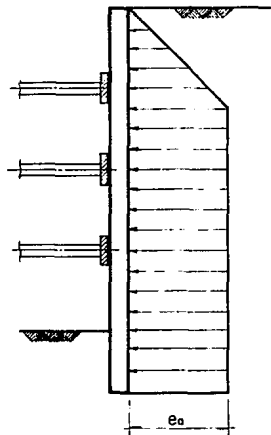
$$P_1 = 0.65(\kappa_a \gamma_1 Z_1 - 2C_1) \quad (5.25)$$

Donde:

$$\kappa_a = \frac{1}{N\phi}$$

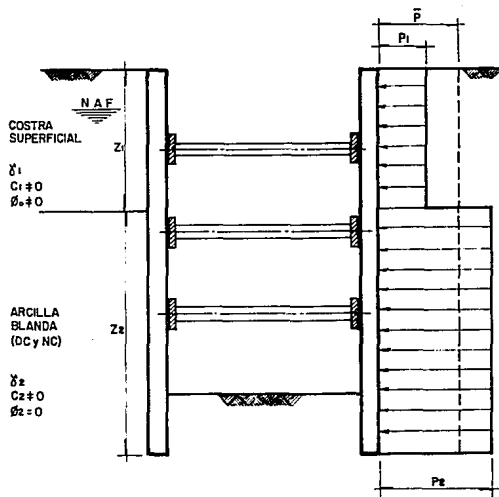
b) En las arcillas blandas, (PFA):

$$P_2 = \gamma_1 Z_1 + 0.5\gamma_2 Z_2 - 2C_2 \quad (5.26)$$



$$E_a = \frac{2E_a}{1.75 H} \dots (5.24)$$

FIG. 5a DIAGRAMA DE EMPUJE REDISTRIBUIDO SEGUN PECK



$$P_1 = 0.65 (k_0 \delta_1 Z_1 - 2C_1) \dots (5.25)$$

$$P_2 = \delta_1 Z_1 + 0.5 \delta_2 Z_2 - 2C_2 \dots (5.26)$$

$$\bar{P} = \frac{P_1 Z_1 + P_2 Z_2}{Z_1 + Z_2} \dots (5.27)$$

FIG. 5b DIAGRAMA DE EMPUJE ACTIVO REDISTRIBUIDO SEGUN EL MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO

- c) El empuje general que debe considerarse para toda la profundidad de la excavación será el promedio de los empujes anteriores:

$$\bar{P} = \frac{P_1 Z_1 + P_2 Z_2}{Z_1 + Z_2} \quad (5.27)$$

Este criterio reduce la presión vertical total en cada estrato al multiplicarla por unos factores menores que la unidad ($C_1 = 0.65$ y $C_2 = 0.50$), los cuales no tienen ninguna justificación teórica ni empírica. Asimismo, se emplea desde un principio, un criterio de distribución para uniformar la presión activa sobre el muro en cada estrato. Para obtener el llamado empuje general se efectúa una segunda redistribución, obteniéndose finalmente, en efecto, un diagrama uniforme de presiones.

En principio, lo anterior no parece tener ningún fundamento teórico, ya que no parece lógico utilizar dos artificios aritméticos para establecer un criterio de redistribución de presiones. Sobre todo considerando que el muro milán es una tablestaca flexible y que durante las subetapas de excavación presenta giros en su parte superior; sin que además el muro milán tenga gran rigidez para poder considerar una presión uniforme.

Otra forma de distribuir el empuje activo, es dividiéndolo entre la altura del muro, para obtener un diagrama uniforme, sobre todo si la separación entre puntales es casi constante y se coloca un puntal muy cercano a la corona del muro. De esta forma el valor de la presión activa uniforme está dada por:

$$e_a = \frac{E}{H} \quad (5.27.1)$$

Los diagramas de empuje teórico y redistribuido considerados se muestran en las figuras V.5.c y V.5.b, seleccionándose para el diseño estructural de los muros milán y de los puntales el empuje redistribuido que se obtiene aplicando la ecuación 5.24, que parece ser hasta la fecha la más razonable.

No obstante, para evaluar la bondad de estos criterios importa mucho su calibración en campo, a fin de adecuarlos a las características de los suelos del Valle de México, mediante trabajos de investigación, colocando un sistema de instrumentación para determinar una envolvente de presiones horizontales que permita racionalizar los criterios de diseño.

V.6.2 Empuje Pasivo del Suelo

Se aplicará sobre la cara interna del muro milán, donde se presenta la condición de empuje pasivo, al ejercerse un empuje del muro sobre el suelo del frente, por efecto de la presión activa redistribuida actuando en la cara externa del muro. Se desarrolla en consecuencia una reacción en el prisma del suelo que abarca la longitud de empotramiento de la tablestaca. En cada etapa vertical de excavación que deberá efectuarse para colocar los respectivos niveles de apuntalamiento, la longitud de empotramiento es variable, y representa la profundidad a partir de la cual se desarrolla el empuje pasivo, por lo que la magnitud de la resultante del prisma de presiones también es variable. El empuje pasivo se calculó como el inciso anterior, aplicando la teoría de Rankine para suelos cohesivo-friccionantes.

$$E_p = \frac{1}{2} N\phi\gamma H^2 + 2C\sqrt{N\phi}H \quad (5.28)$$

En la Figura V.6 se indica el diagrama obtenido para las diferentes longitudes de empotramiento.

V.6.3 Empuje de Suelos en Reposo

Una vez construido el cajón, y durante su vida útil, actúan las condiciones en reposo del suelo debido a que una vez construido aquel, la rigidez del cajón subterráneo impedirá los desplazamientos horizontal, sin que se presente algún estado "plástico" de Rankine. El empuje del suelo en reposo se evalúa mediante la siguiente expresión general.

$$P_z = K_0 (\gamma z + q) + \gamma_w Z_w \quad (5.29)$$

Z' (m)	P _p (Ton)	E _p (Ton)
0	3.40	—
4	8.00	22.8
6	10.30	41.1
8	12.60	64.0

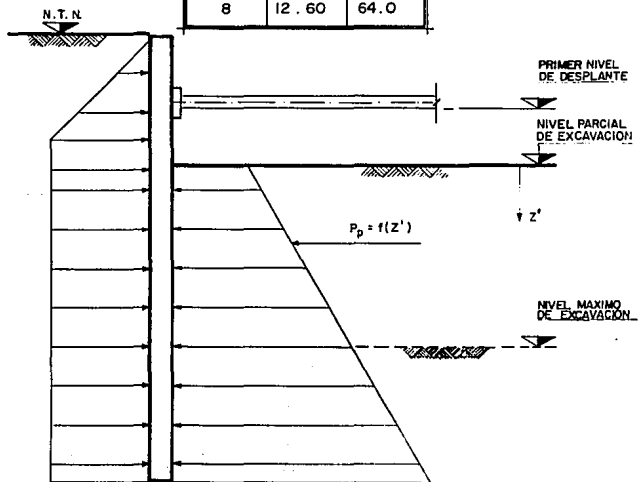


FIG: V.6 DIAGRAMA DE EMPUJE PASIVO

SIN ESCALA

Donde:

K_0 = Representa el coeficiente de tierra en reposo del suelo y puede considerarse igual a 0.6.

En la figura V.7, se muestra la forma de calcular el diagrama de presiones, tomando en cuenta la estratigrafía, la posición del nivel de aguas freáticas, y la sobrecarga que actúa en superficie.

V.7 Falla por el empotramiento de la "Pata" del muro milán

Este mecanismo se ilustra en la Figura V.8.a y consiste en el "pateo" del muro de contención al vencerse la resistencia del suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa vertical de excavación se genera una articulación plástica, y tomando momentos de todas las fuerzas que intervienen en el mecanismo de falla, respecto al punto de giro mencionado, el factor de seguridad por "pateo" se evalúa con la expresión propuesta en el MEG:

$$(F.S)_p = \frac{Cl.r + w'l + M_p}{\frac{D^2}{2}} \quad (5.31)$$

Donde:

L = Longitud de la superficie de falla

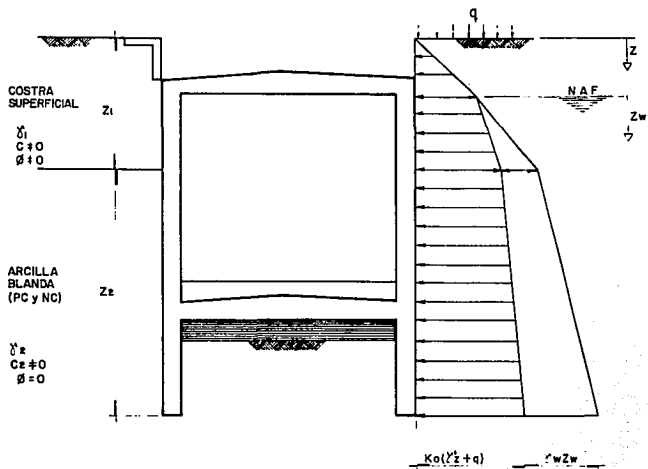
r = Radio de la superficie de falla

w = Peso saturado del suelo dentro de los límites de la superficie de falla

l = Distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente

M_p = Momento flexionante resistente del muro de contención obtenido del diseño estructural

D = Longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel de desplante del muro.



$$P_z = K_0 (\gamma_1 z + q) + \gamma_w z_w \dots (5.29)$$

FIG.V.7 DIAGRAMA DE EMPUJES HORIZONTALES DEL SUELO EN ESTADO DE REPOSO

En la ecuación 5.31, el término cLr representa la resistencia que se desarrolla a lo largo de la cuña de falla, sin embargo, es un hecho que para una excavación de ancho limitado (generalmente menor de 10.0 m), como las que se realizan para las obras del Metro, las superficies de falla que parten del extremo inferior de la tablestaca hacia el centro de la excavación se intersectan por debajo del fondo de la misma, por lo que no es posible pensar que la resistencia al corte se desarrolla plenamente en toda la longitud. Tomando en cuenta esta observación se propone sustituir la resistencia desarrollada en la superficie de falla y el peso de la cuña por la resultante de empuje pasivo (ver Fig. V.8.b), la cual toma en cuenta estas dos propiedades del suelo, de modo que el factor de seguridad se obtiene como:

$$(F.S.)_p = \frac{M_p + E_p f}{\frac{\rho D^2}{2}} \quad (5.32)$$

El número de niveles de apuntalamiento y las profundidades máximas en cada etapa de excavación previa a la instalación de los puntales, se determinó verificando que el factor de seguridad en cada etapa fuera mayor que 1.5, concluyéndose que la excavación se puede efectuar colocando solamente tres niveles de puntales, lo que garantiza la estabilidad del muro por empotramiento de la "pata". Sin embargo en vista de que el procedimiento constructivo se iniciará en las zonas laterales de andenes de la estación, será necesario colocar un cuarto nivel de apuntalamiento consistente en un puntal corto que se apoyará sobre la plantilla, para poder retirar los dos niveles intermedios de puntales y poder continuar con la estructuración en dichas zonas.

V.8 Cálculo de Abatimiento de Presiones de Poro

Con el objeto de aliviar la presión de poro en los estratos permeables, para evitar fallas por subpresión y reducir la magnitud de las expansiones inmediatas será necesario instalar una red de pozos de abatimiento, mejorando a la vez las condiciones de trabajo durante la excavación y las condiciones de estabilidad de las misma.

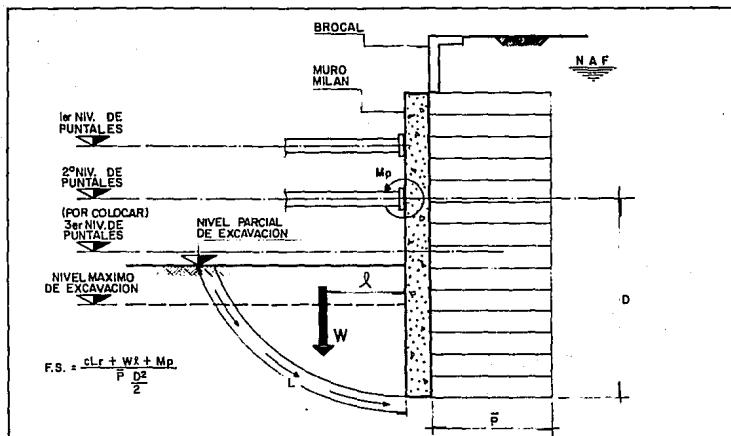


FIG.V.8a MECANISMO DE FALLA POR EMPOTRAMIENTO DEL MURO DE RETENCION

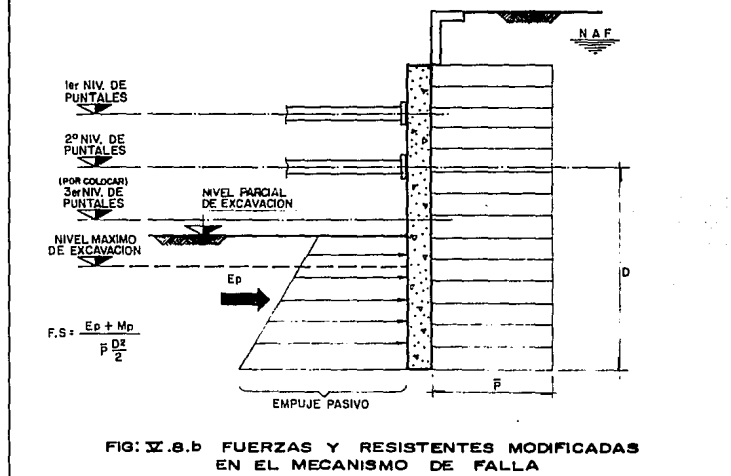


FIG.V.8.b FUERZAS Y RESISTENTES MODIFICADAS EN EL MECANISMO DE FALLA

El flujo a través de medios porosos está gobernado por una ley descubierta experimentalmente por Henri Darcy, quien investigó las características del flujo de agua a través de filtros formados precisamente por materiales térreos. Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas, el gasto queda expresado por:

$$Q = \frac{dv}{dt} = k \cdot A \cdot i \quad (5.33)$$

Donde A es el área total de la sección transversal del filtro e i el gradiente hidráulico del flujo. La Ley de Darcy relaciona las ecuaciones de continuidad y energía de la Hidráulica, las cuales a su vez están basadas en los principios de conservación de masa y conservación de energía.

Para el análisis de abatimiento de presiones en la fase líquida del suelo, se consideró que el pozo es perforado en un estrato no confinado, el cual se encuentra subestratificado; y en base a los postulados de Henri Darcy se pueden deducir las siguientes expresiones según el Dr. L. Zeevaert, para el cálculo del gasto y la curva de abatimiento en los pozos:

$$q = \frac{\pi k_h (d_o + y_o)}{\ln \frac{R_o}{y_o}} S_o \quad (5.34)$$

$$y = \sqrt{\frac{q \ln \frac{r}{r_o}}{\pi k_h} + y_o^2} \quad (5.35)$$

Donde:

$$k_h = \frac{\sum k_i d_i}{d_o} \quad (5.36)$$

Siendo:

d_o = Espesor del estrato perforado (por debajo del NAF)

k_i = Permeabilidad del subestrato i

- d_j = Espesor del substrato i
 Y_o = Nivel de aguas respecto al fondo del pozo
 R_o = Radio de influencia del pozo, dado por:

$$R_o = C_s S_o \sqrt{k_h} \quad (5.37)$$

- S_o = Abatimiento de presión en el pozo
 r_o = Radio del pozo.
 r = Distancia a la cual se calcula el abatimiento, ($r < R_o$)

La curva de abatimiento así obtenida corresponde al efecto producido por un solo pozo, y si la separación entre pozos es menor que el radio de influencia, como es deseable que ocurra, la curva de abatimiento que se presenta entre los pozos será la obtenida al superponer el efecto de los dos pozos.

Para el diseño de la red se realizaron diferentes análisis, variando principalmente la geometría del pozo, y al respecto se puede comentar lo siguiente:

- El diámetro del pozo de abatimiento no influye en forma significativa en la magnitud del abatimiento logrado; por lo que para fines prácticos y económicos, un diámetro de 0.30 m resulta adecuado.
- La profundidad de desplante del pozo está gobernada por la posición del lente permeable que se encuentra entre los 14 y 16 m de profundidad, debiéndose cumplir además que el tirante máximo que se presente en el pozo durante la ejecución del avance de excavación correspondiente, no rebase la frontera inferior del estrato permeable, para garantizar la presión atmosférica en el lente permeable en el entorno del pozo, y se reduzcan al mínimo las expansiones elásticas.
- El abatimiento medio, para pozos de 30 cm de diámetro y desplantados a 17.0 m es de 4.05 tf/m², ver Fig. V.9, obteniéndose un factor de seguridad contra falla por subpresión (FSs) de 1.43, valor que resulta mayor que el establecido en el MEG.

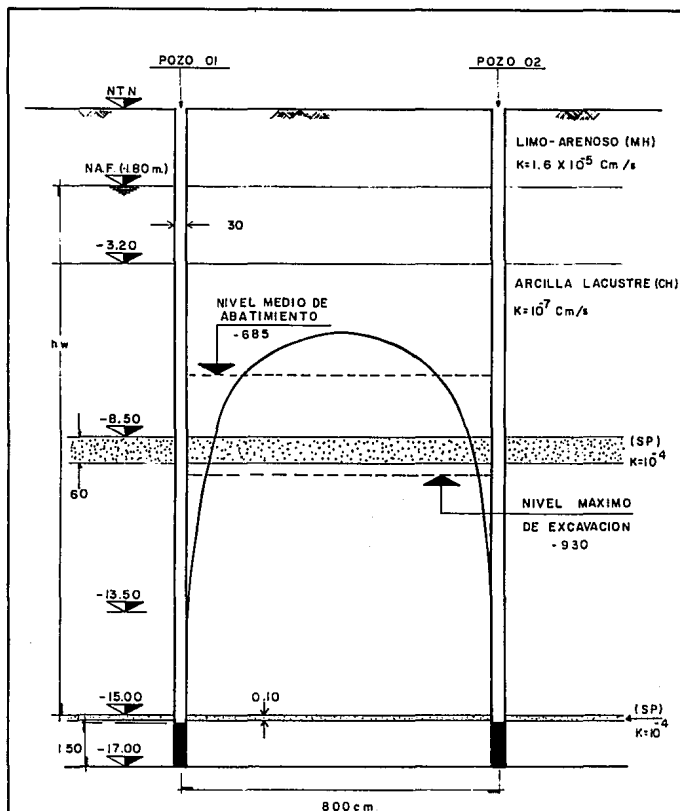


FIG. V.9.- CURVA DE ABATIMIENTO DE PRESIONES ENTRE DOS POZOS DE BOMBEO DESPLANTADOS A 17 m

ACOT EN CM.
NIVELES EN M.

- Asimismo, el abatimiento de presiones deberá considerarse en el cálculo de expansiones inmediatas.
- En virtud de que el nivel de desplante de los pozos se encuentra por debajo del nivel inferior de la tablestaca perimetral, es posible que el sistema de bombeo de alivio produzca un abatimiento importante fuera del área excavada, por lo que se puede anticipar la necesidad de instalar una pantalla de pozos de inyección en el borde de la excavación adyacente a la estación elevada de Línea 9.

CAPITULO VI

*PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO Y
SISTEMAS AUXILIARES*

VI.1 Procedimiento Constructivo

VI.1.1 Lineamientos Generales

Como se mencionó anteriormente, uno de los problemas que plantea la construcción del cajón subterráneo para la estación Pantitlán del "Metro Ligero", es la selección de un procedimiento constructivo que permita efectuar en forma segura los trabajos de excavación, evitando al mismo tiempo inducir movimientos verticales y horizontales sobre la edificación que constituye la estación elevada de Línea 9, que pudieran afectar las condiciones de estabilidad y de servicio de la misma. Para poder cumplir con este objetivo, el procedimiento de construcción se llevará a cabo mediante avances de excavación horizontales y verticales reducidos, debiéndose efectuar dicha actividad y las etapas constructivas subsecuentes en forma ágil y cuidadosa, para restituir rápidamente parte de la carga en el fondo de la excavación mejorando sus condiciones de estabilidad contra la falla general por el fondo y la falla del talud frontal, los cuales presentan los factores de seguridad más críticos; evitándose de este modo los efectos negativos que se originan al mantener abierta la excavación.

En general para la construcción de la estación Pantitlán del Metro ligero, se adoptará el proceso constructivo tradicional, utilizado en las líneas o tramos subterráneos del Sistema de Transporte Colectivo Metro; el cual consiste, en efectuar la excavación a cielo abierto, utilizando muros milán como estructura de retención y un sistema de entibación a base de puntales metálicos. Este último sistema estará constituido por dos tipos de troqueles: los primarios que se apoyarán sobre los muros milán, y los secundarios que se apoyarán, sobre los elementos estructurales construidos en la zona de andenes, en las franjas laterales de la estación que se construirán inicialmente; como se describe más adelante.

La excavación se realizará desde la superficie, de modo que sea posible realizar maniobras dentro de la misma en forma segura entre los troqueles ya colocados. La maquinaria podrá ser del tipo almeja libre o retroexcavadora, auxiliándose en el fondo por personal con equipo manual.

La pantalla de retención formada por los muros milán, seguirá la forma aproximadamente rectangular, que define la configuración arquitectónica de la estación, dejando una separación de 10 cm entre el paño interior de la tablestaca y el paño exterior de los muros definitivos, con la finalidad de poder absorber cualquier irregularidad en la geometría del muro durante su construcción. Sin embargo, debido a que el ancho mayor de la estación es de 26.70 m, distancia que resulta excesiva para pensar en un sistema práctico y económico de apuntalamiento de lado a lado de la excavación; y debido también a que las etapas de excavación deben ser reducidas, se decidió construir -hacia la parte central de la estación- dos ejes longitudinales de muros milán, para optimizar el diseño estructural de los troqueles y un manejo práctico de los mismos en obra. Logrando además tener tres franjas por excavar en forma aislada; aspecto que será aprovechado en la planeación del procedimiento constructivo. Asimismo, con el objeto de tener dos frentes de excavación simultáneos en una misma franja, se planeó la construcción de un muro diafragma sobre el eje transversal a todo lo ancho de la estación; lo que reducirá significativa el tiempo de construcción.

Es conveniente señalar que para determinar la separación óptima de los muros milán longitudinales respecto al eje de trazo de la estación, se tomó en cuenta la configuración arquitectónica, a modo de permitir la estructuración del cajón, tanto en el sentido vertical como en el horizontal, localizándose las juntas de colado fuera de las áreas críticas que producen las cargas concentradas en columnas y trabes.

Bajo las circunstancias anteriores, la construcción del cajón subterráneo se llevará a cabo en tres zonas, delimitadas por los muros milán construidos en el sentido largo de la nueva edificación. Las zonas en que se dividió la estación son: la "A", que abarca la franja longitudinal adyacente a la estación elevada de la Línea 9; la zona "B" definida por la franja longitudinal que se encuentra en el lado oriente de la estación; y la zona "C" que corresponde a la franja central (ver fig. VI.1).

En términos generales el procedimiento constructivo de la estación se ha dividido en siete etapas:

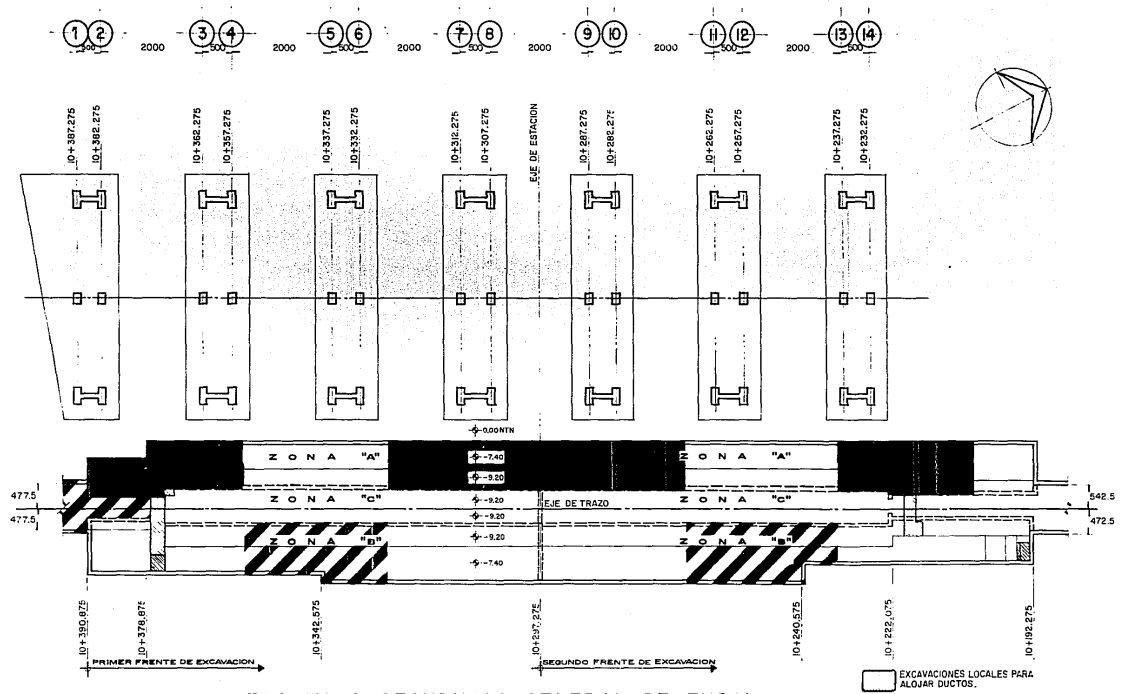


FIG. VI.1 SECUENCIA GENERAL DE EXCAVACION

SIN ESCALA
COTACIONES EN METROS
ACOTACIONES EN CENTIMETROS

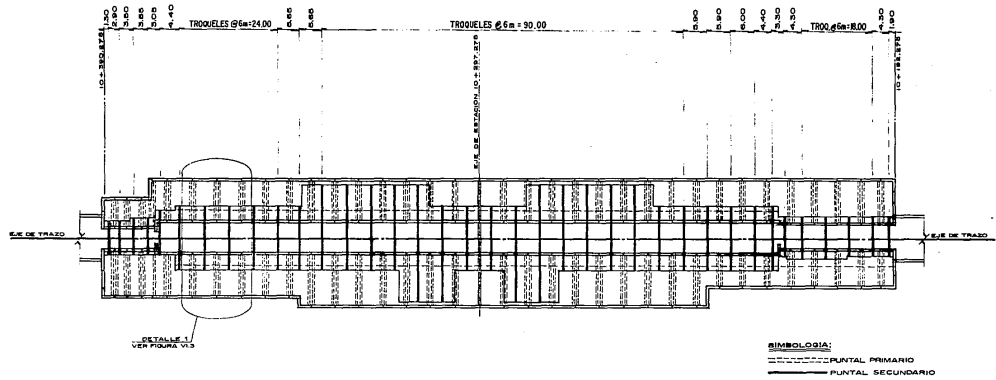
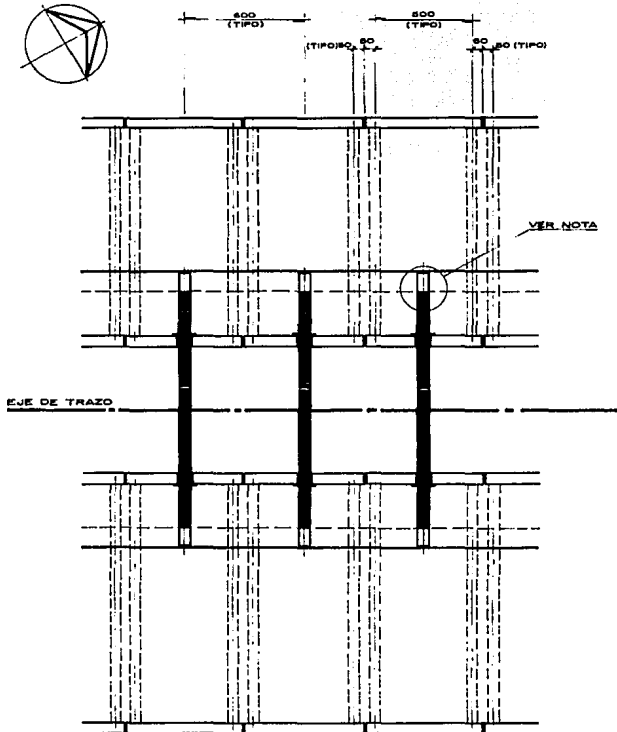


FIG. VI.2 PLANTA DE LOCALIZACION DE APUNTAMIENTO

EN ESCALA
ACOTACIONES EN METROS
CADENAMIENTOS EN METROS



NOTA:

EL SISTEMA DE APUNTALAMIENTO EN ESTA ZONA SE LLEVA A CABO CON DOS NIVELES DE TROQUELES Y LA ZONA SOMBRREADA CORRESPONDE A LA PROYECCION DEL NIVEL 20 DE TROQUELES. EL NIVEL 1C CORRESPONDE AL NIVEL DE APUNTALAMIENTO MOSTRADO EN PLANTA.

SIMBOLOGIA:

- PUNTAL PRIMARIO
- PUNTAL SECUNDARIO

FIG. VI.3

DETALLE 1

DISTRIBUCION DE PUNTALES

SIN ESCALA
ACOTACIONES EN CENTIMETROS

1. *Construcción de muros milán.*
2. *Excavación y apuntalamiento.*
3. *Colado de plantilla.*
4. *Armado y colado de la losa de fondo.*
5. *Ajuste en la distribución de puntales.*
6. *Armado y colado complementarios del cajón.*
7. *Colocación de rellenos.*

Asimismo la construcción del cajón y particulamente la excavación deberán realizarse conjuntamente con los sistemas auxiliares de instrumentación y bombeo que se describen en los incisos VI.2 y VI.3, respectivamente.

VI.1.2 Secuencia Constructiva

Con base en los resultados obtenidos en el análisis geotécnico y tomando en cuenta la necesidad de reducir al máximo el tiempo de construcción de la nueva estación; será necesario atender a las siguientes recomendaciones (ver Figs. VI.1 a VI.6).

El colado de los muros milán deberá concluirse a más tardar 14 días antes de que se inicien los trabajos de excavación permitiendo que el concreto del muro alcance su resistencia de proyecto y pueda tomar los esfuerzos para los que ha sido calculado. Antes de iniciar la excavación deberá revisarse que la presión media en los estratos permeables instrumentados mediante los piezómetros que se especifican más adelante no exceda a la indicada en la curva de abatimiento; además deberán haberse colocado los instrumentos que se marcan en el Programa de Instrumentación, en un tramo comprendido de 30 m hacia el frente de excavación.

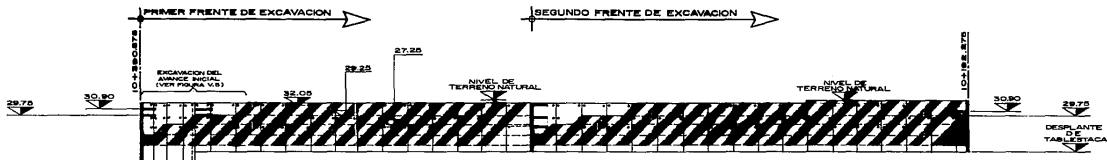
La excavación se iniciará en la zona "A", abriendo dos frentes simultáneos, siempre que se construyan los muros milán sobre el eje transversal de la estación; la excavación continuará en las zonas "B" y "C", siguiendo el orden que marca la misma nomenclatura (ver Fig. VI.1). Sin embargo, para poder iniciar los trabajos de excavación en una nueva zona, deberá tenerse un avance de 40.0 m en la zona precedente, de tal forma que el nuevo frente, no alcance al anterior, sobre todo al iniciarse las labores de construcción en la

zona "C" (franja central), y donde la estructuración se reduce al colado de la losa en la futura franja de vías. Esta disposición pretende evitar la superposición de áreas al juntarse dos frentes de excavación, produciéndose a la vez una superposición de efectos en los diversos mecanismos de falla y expansiones inmediatas, lo que llevaría a una condición muy crítica de estabilidad de la excavación y efectos negativos en estructuras vecinas.

Los avances de excavación tendrán una longitud efectiva de 2.50 m en la zona "A" y de 4.0 m en las zonas "B" y "C", con la finalidad de mantener un factor de seguridad más confiable en la zona "A", donde podrían presentarse los mayores riesgos por efecto de la excavación, debido a la cercanía con la Línea 9. En la zona "C", los avances de excavación podrían ser mayores de 4.00 m, desde el punto de vista de la estabilidad de excavación, en virtud de que no existe un mecanismo de falla de fondo, debido a que las franjas adyacentes ya fueron excavadas, sin haberse restituido la presión total inicial al nivel máximo de excavación; sin embargo se mantuvo dicha longitud para evitar expansiones elásticas excesivas, así como que el nuevo frente de excavación alcance al inmediato anterior, considerando sobre todo la facilidad de estructuración en esta zona.

En las tres zonas se construirá un talud de avance en el frente de excavación, formado por tres taludes simples con inclinación máxima de 45° cuyas discontinuidades están dadas por una berma de 5.00 m, construida a una profundidad de 4.65 m respecto al nivel de terreno natural y por un descopete de 10.0 m de longitud y una profundidad de 3.0 m referida a la misma cota, tal como se muestra en las Figs. VI.4 y VI.5.

En todos los avances se excavará en principio los tres primeros metros en una longitud de 10.0 m, a partir de la línea transversal que definirá la corona del talud simple intermedio, procediéndose en seguida a la colocación del primer nivel de puntales. Los avances verticales de excavación posteriores, se harán en fases hasta un nivel de 30 cm por debajo del nivel correspondiente de troqueles, colocándose al término de cada fase vertical el respectivo puntal tal como se señala en las Figuras VI.6 y VI.7.



CORTE LONGITUDINAL DE APUNTALAMIENTO Y AVANCES DE EXCAVACION
(ANDEN SALIDA)



FIG. VI.4.- CORTE LONGITUDINAL DE APUNTALAMIENTO Y AVANCES DE EXCAVACION
(ANDEN LLEGADA)

NOTA:
LOS NIVELES ESTAN REFERIDOS
AL NIVEL DE RASANTE.

SIN ESCALA
NIVELES EN METROS
COTENAMIENTOS EN METROS

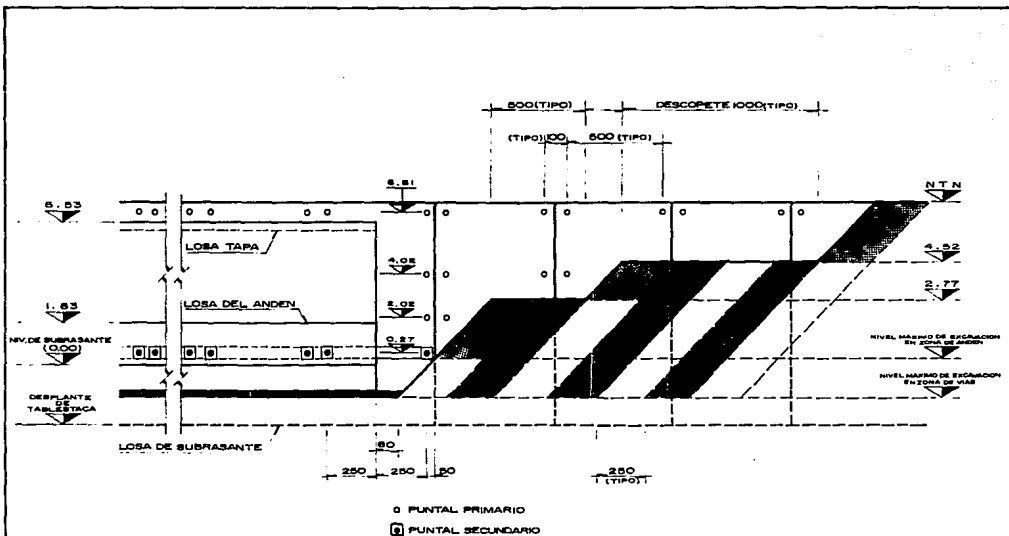
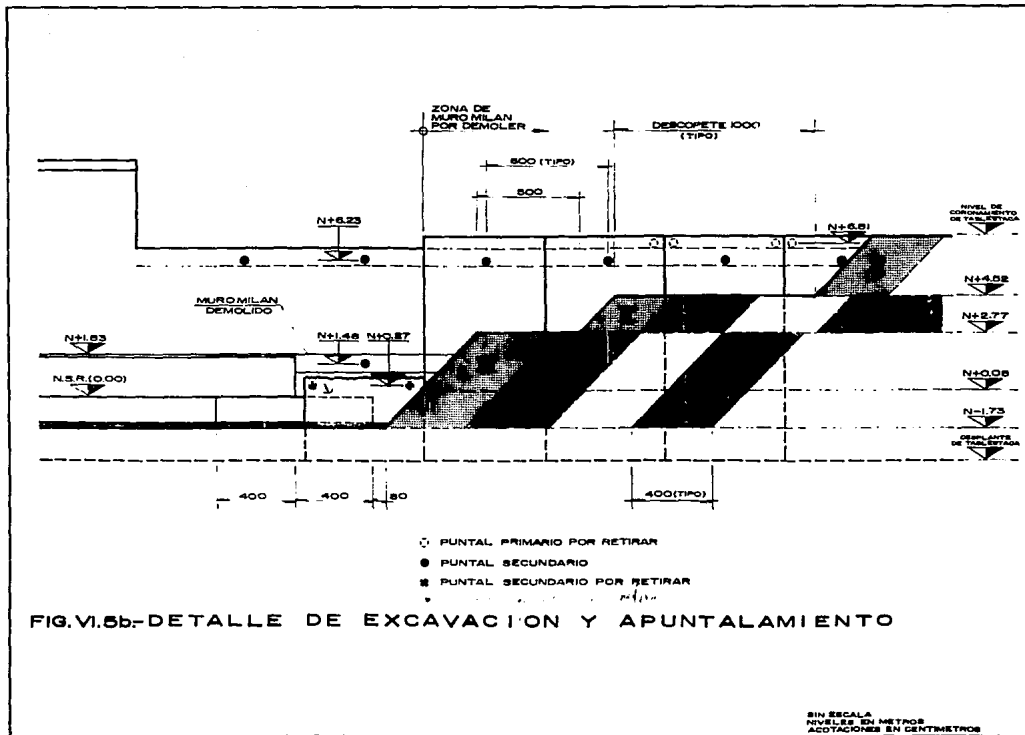


FIG.VI.5a- DETALLE DE EXCAVACION Y COLOCACION DE PUNTALES

SIN ESCALA
 NIVELES EN METROS
 ACOTACIONES EN CENTIMETROS



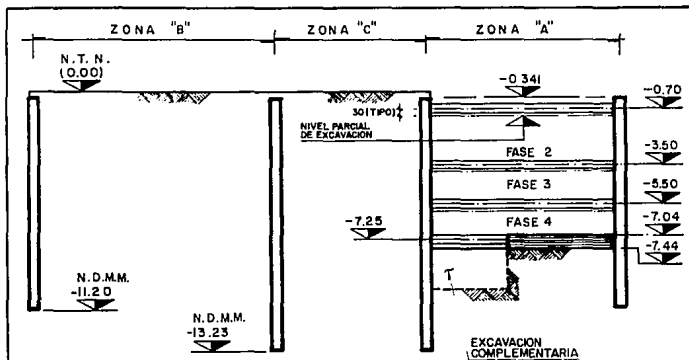
Una vez que se haya alcanzado el fondo de excavación se procederá al colado de la plantilla de concreto pobre. El armado y colado de la losa de fondo podrá iniciarse, cuando el concreto de la plantilla haya fraguado, por lo que se recomienda el uso de un acelerante de fraguado, debiéndose concluir esta actividad a más tardar 12 horas después de que se haya terminado la excavación. Asimismo el ciclo excavación-colado de losa de fondo, no deberá exceder 48 horas para evitar la pérdida de la resistencia al esfuerzo cortante por plastificación de la arcilla en el talud, y en el prisma del fondo.

En las zonas "A" y "B" que abarcan las franjas longitudinales de los dos andenes, después de que el concreto de la plantilla haya alcanzado su resistencia de proyecto, se colocará el cuarto nivel de puntales (pantal secundario), que se apoyará en un extremo sobre la plantilla colado al nivel de excavación en la faja de andén y en su extremo contrario sobre los muros milán centrales (ver Fig. VI.6 y VI.7). Una vez colocado dicho troquel podrá continuarse con la excavación hasta el nivel de desplante de plantilla en la zona de vías. Posteriormente se procederá al colado complementario de plantilla y de losa en la faja de andenes y parte de la zona de vías.

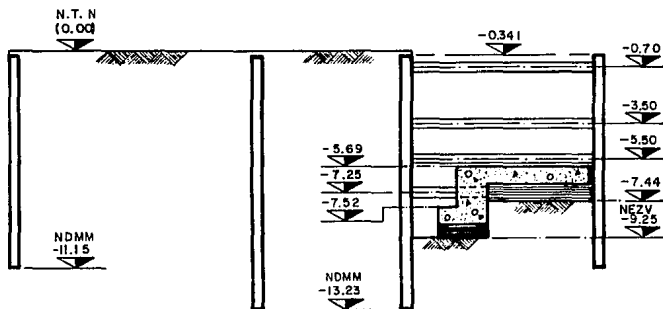
Después de que se haya concluido esta última actividad, se podrán retirar los dos niveles intermedios de troqueles para poder continuar con la construcción del cajón.

Es importante señalar que si bien, desde el punto de vista de estabilidad contra la falla del muro por empotramiento, es suficiente colocar solo tres niveles de puntales; para evitar deformaciones horizontales del suelo se decidió sin embargo, colocar el cuarto nivel de puntales con una precarga reducida, antes de llegar al nivel máximo de excavación.

Tal como ya se señaló anteriormente, una vez que se hayan alcanzado 40.0 m de estructuración en la zona "A" se iniciará la excavación en la zona "B", en forma análoga a la zona "A". Subsecuentemente cuando se hayan construido 40.0 m de estructuración en la zona "B" se iniciará la construcción en la zona "C", que abarca la franja central de la estación y cuya estructura es diferente a las dos anteriores. (Ver Fig. VI.8 y VI.9).

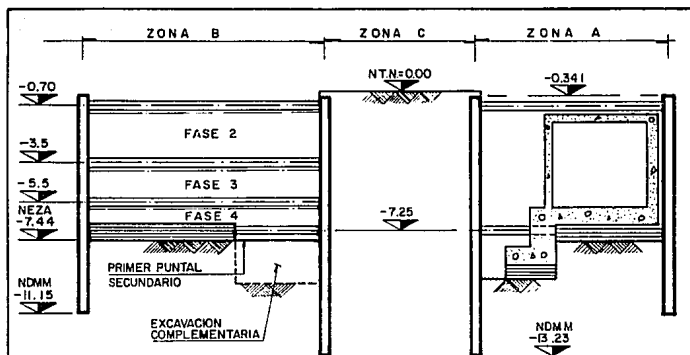


A.1) ETAPAS VERTICALES DE EXCAVACION Y APUN-LAMIENTO Y COLADO DE PLANTILLA EN ZONA "A"



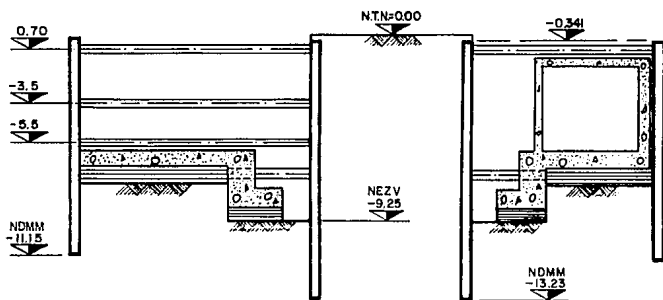
A.2) EXCAVACION COMPLEMENTARIA Y COLADO DE LOSA .

FIG: VI.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN ZONA "A"



B.1) ETAPAS VERTICALES DE EXCAVACION Y APUNTALAMIENTO Y COLADO DE PLANTILLA EN ZONA B.

A.3) ESTRUCTURACION COMPLEMENTARIA EN ZONA A.



B.2) EXCAVACION COMPLEMENTARIA Y COLADO DE LOSA.

*) SUSPENSION DE ESTRUCTURACION EN ZONA A.

FIG. VI.7 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN ZONA "B"

En la zona "C" se colocarán dos niveles de apuntalamiento sobre la estructura ya construída en las zonas "A" y "B". La demolición de los muros milán intermedios se iniciará cuando se haya efectuado la excavación hasta una profundidad aproximada de 4.6 m respecto al terreno natural; debiéndose colocar el tercer nivel de troqueles secundarios (apoyado sobre la estructura lateral), antes de continuar la demolición de la parte inferior del muro milán y del retiro de los puntales cortos de las zonas laterales (ver Fig. VI.9). Los muros milán sobre el eje transversal de la estación solo podrán demolerse cuando se haya concluido la excavación del avance adyacente al sur de los mismos.

Es importante señalar que la posición de los puntales, está modulada para permitir la estructuración correcta del cajón evitando juntas de construcción donde se presenta concentración de esfuerzos en los elementos estructurales.

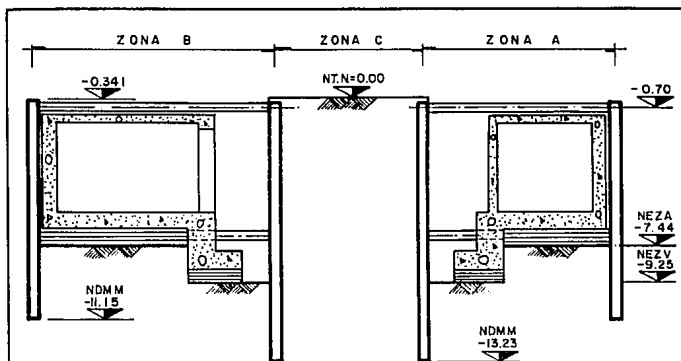
Los rellenos en el perímetro del cajón, se podrán colocar cuando éste haya alcanzado su resistencia de proyecto.

VI.1.3 Restricciones de la excavación

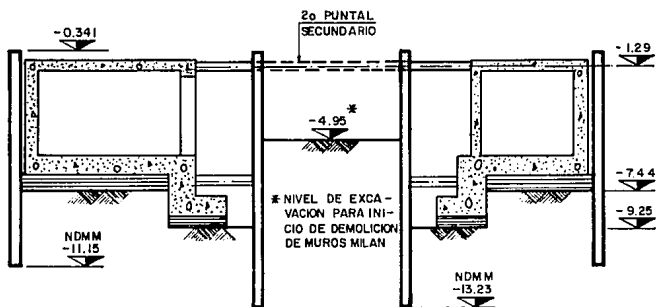
Los tiempos de ejecución de las actividades críticas para la estabilidad de la excavación a que se ha hecho referencia, deberán respetarse, así como la longitud de los avances; so pena de correr riesgos que pudieran generar el colapso del suelo que limita la excavación.

Para un frente de excavación dado, no podrá iniciarse un nuevo avance, si en el inmediato anterior no se ha concluido el colado de la losa de fondo y dos avances atrás no se ha terminado el colado de los muros laterales del cajón, tal como se indica en la Fig. VI.5a.

No se permitirán sobrecargas permanentes en la corona del talud cabecero, ni tampoco a los lados de la excavación atrás de la tablestaca; únicamente se permitirá la operación de la maquinaria en forma intermitente a los lados de la tablestaca, la cual podrá ser almeja guiada o retroexcavadora. El equipo deberá retirarse fuera de la zona de influencia de la excavación inmediatamente después de que ésta se haya concluido.

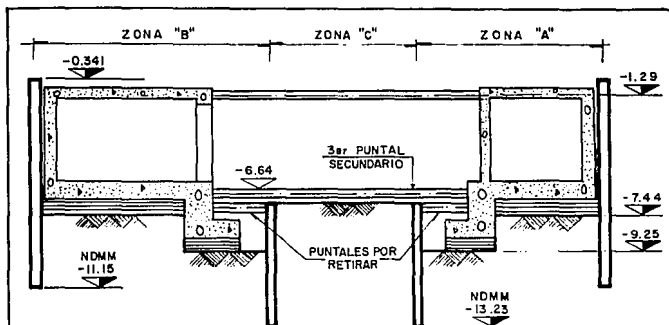


a) AVANCE EN LA ESTRUCTURACION PARA INICIAR EXCAVACION EN ZONA C.

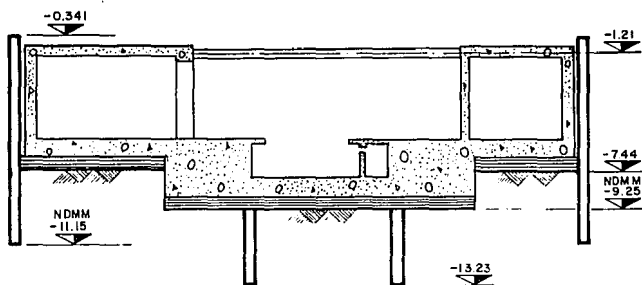


b) COLOCACION DEL 2º PUNTALEO SECUNDARIO E INICIO DE EXCAVACION.

FIG: VI . 8 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN ZONA "C"



a) EXCAVACION COMPLEMENTARIA Y COLOCACION DEL 3ER. PUNTALE SECUNDARIO.



b) COLADO DE LOSA DE FONDO Y RETIRO DEL 3ER NIVEL DE PUNTALES.

FIG: VI. 9 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN ZONA "C"

VI.2 Sistema de Instrumentación

VI.2.1 Programa de Instrumentación

Para programar el sistema de instrumentación se siguió el algoritmo propuesto por John Dunicliff en su obra *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, el cual por considerarse de interés general se resumen en la Tabla VI.1.

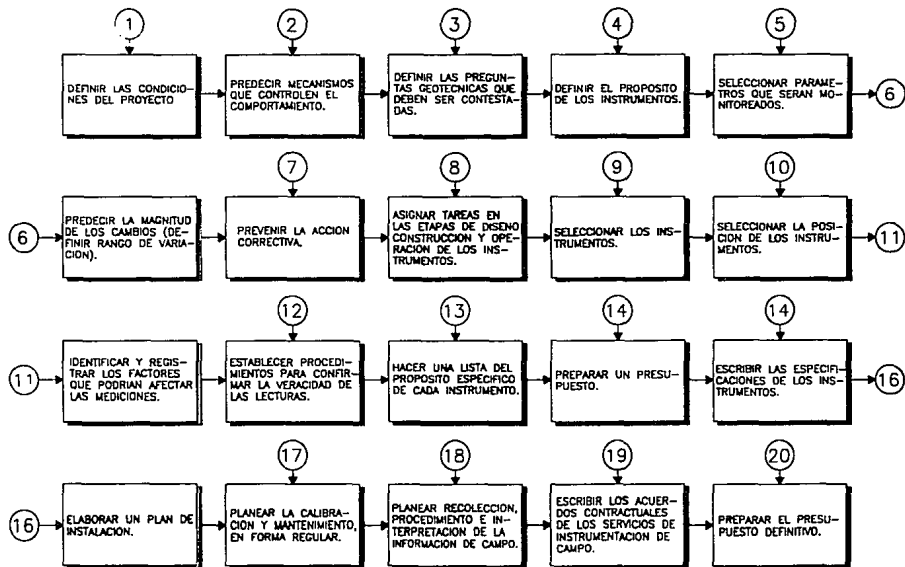
A pesar de que el algoritmo descrito, constituye una guía sencilla y práctica que conduce a la elaboración de cualquier programa de instrumentación, se remarca en él en forma insistente, la elaboración de un presupuesto, aspecto que si bien debe tenerse presente en el desarrollo de cualquier proyecto de ingeniería; basta con hacer una reflexión final sobre el costo del sistema de instrumentación propuesto, pudiéndose sustituir el paso 14, por la definición del tiempo durante el que se utilizará cada instrumento, es decir, especificar el momento en el que deberán cancelarse los instrumentos.

Del algoritmo de J. Dunicliff, son los puntos 4, 5, 6, 9, 10, 11, 12, 13 y 18, los que en particular revisten mayor importancia en la programación del sistema de instrumentación para la excavación que se pretende realizar. En seguida se desarrollan brevemente estos pasos:

4. *Definir los propósitos de los instrumentos.*- El objetivo general del sistema de instrumentación es conocer en forma oportuna, los movimiento que se presenten en la excavación, en áreas adyacentes y en el cajón subterráneo (una vez construido), para deterrinar los movimientos asociados a la obra y en forma indirecta, el hundimiento regional, evaluando al mismo tiempo las condiciones de estabilidad de la excavación y los efectos del bombeo sobre las condiciones hidráulicas iniciales en la fase líquida del subsuelo.

5. *Selección de los parámetros por monitorear.*- Los parámetros a medir con los instrumentos instalados son:

TABLA VI.1.- ALGORITMO DE I. DUNNICLIFF* PARA LA PROGRAMACION DEL SISTEMA DE INSTRUMENTACION



* GEOTECHNICAL INSTRUMENTATION FOR MONITORING FIELD PERFORMANCE.

- a) Deformaciones verticales
 - Hundimiento regional
 - Expansiones inmediatas y diferidas
 - Asentamientos inducidos por bombeo y por la excavación
 - Asentamientos por recompresión

 - b) Deformaciones horizontales
 - A los lados de la excavación
 - En el talud frontal

 - c) Presiones de poro

 - d) Variación del nivel de agua freática
6. *Predecir magnitud de los cambios.*- De los resultados obtenidos en el análisis geotécnico se estima que las expansiones inmediatas tendrán un valor del orden de 30 cm y serán aproximadamente iguales a las expansiones diferidas. En lo que respecta al hundimiento regional, es bien sabido que puede alcanzar valores de hasta varios metros, estimándose una velocidad de hundimiento regional de 30 cm/año según el último boletín de la Comisión de Aguas del Valle de México. Para todos los tipos de deformación, la tolerancia aceptada será de ± 5 mm.

Los cambios en las presiones de poro medidos como variaciones de la columna de agua, según la curva de abatimiento tendrán un rango de variación de 2.0 a 15.0 m, atendiendo a la posición del piezómetro respecto al pozo de bombeo, por lo que una tolerancia de ± 5 cm, en su determinación será suficiente para cumplir con el objetivo para el que fueron colocados. La variación del nivel de agua freática se presentará únicamente en la costra superficial, es decir, hasta una profundidad máxima de 3.20 m respecto al terreno natural y la aproximación admisible será la misma que para los piezómetros.

Los valores descritos anteriormente son los que determinarán el tipo y características de los instrumentos por colocar.

Por otra parte, la selección de los instrumentos, su ubicación, así como la determinación de los factores que pudieran afectar las mediciones y el propósito específico de cada instrumento que corresponden al desarrollo de los puntos 9, 10, 11 y 13, se describen en la Tabla VI.2. Mostrándose en la Fig. VI.10 la distribución tipo de instrumentos. Las características de los instrumentos por colocar y los detalles constructivos se muestran en las Figs. VI.1 a VI.15.

12. *Procedimientos para confirmar la veracidad de las mediciones.*- Se efectuarán observaciones periódicas, dos veces por semana de todos los instrumentos y referencias, mientras estos operen y se realizará un "chequeo" de los mismos en el lugar, una vez por semana. Se descartó en esta ocasión la duplicidad de instrumentos, en virtud de que la densidad de éstos, resulta desde un principio muy alta.

El paso 18 del algoritmo se describe más ampliamente en el siguiente subinciso.

El programa de instrumentación propuesto, tiene una densidad muy alta, debido a la complejidad del procedimiento constructivo y a los riesgos que implica la realización de la excavación; sin embargo su elevado costo hace necesario considerar estrategias de instalación que permitan reducir instrumentos y con ello el costo. Por lo que se propone instalar los instrumentos en dos etapas: en la primera se pondrán todas las referencias superficiales y puntos de nivelación y la mitad de bancos de nivel flotante, pozos de observación y estaciones piezométricas, de esta forma la experiencia que se adquirirá en la primera etapa servirá para fundamentar la reducción del número de aparatos, sin menoscabo de la seguridad de la obra.

TABLA VI.2: PROGRAMACION DEL SISTEMA DE INSTRUMENTACION

INSTRUMENTO	UBICACION	FACTORES QUE PUEDEN AFECTAR LAS MEDICIONES	PROPOSITO ESPECIFICO
1.- BANCO DE NIVEL PROFUNDO	50 m. DE LA EXCAVACION	CAMBIOS BRUSCOS EN LA VELOCIDAD DE ABATIMIENTO, DE LAS CAPAS PERMEABLES PROFUNDAS.	MEDIR EL HUNDIMIENTO REGIONAL
2.- BANCO DE NIVEL FLOTANTE	AL CENTRO DE CADA AVANCE: ● 5.00m. EN LA ZONA A ● 8.00m. EN LA ZONA B Y C	<ul style="list-style-type: none"> • DAÑOS AL INSTRUMENTO DURANTE LA EXCAVACION. • CONDICIONES DE FRONTERA DE LA EXCAVACION. • LONGITUD DE LOS AVANCES. • BOMBEO • TIEMPO DE EXCAVACION Y ESTRUCTURACION 	MEDIR EXPANSION INMEDIATA EN EL FONDO DE LA EXCAVACION
3.- REFERENCIAS SUPERFICIALES. a) EN LOS BORDES DE EXCAVACION. b) EN ZONAS ALEJADAS	● 24.00m. FORMANDO LINEAS DE COLIMACION CON LOS BANCOS DE NIVEL FLOTANTE	<ul style="list-style-type: none"> • DAÑOS POR LAS MANIOBRAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO. • CONDICIONES DE FRONTERA DE LA EXCAVACION. • LONGITUD DE LOS AVANCES. • INFLUENCIA DE CONSTRUCCIONES RECIENTES. • BOMBEO • TIEMPO DE EXCAVACION Y ESTRUCTURACION 	EVALUAR LOS MOVIMIENTOS VERTICALES EN LA VICINIDAD DE LA EXCAVACION DEFINIR LA ZONA DE INFLUENCIA DE LA EXCAVACION CALIBRAR RESULTADOS OBTENIDOS
4.- PUNTOS DE NIVELACION • EN DOVELAS • EN ZONAS ALEJADAS	AL CENTRO DE CADA DOVELA UNA EN CADA EXTREMO DE LAS ZAPATAS DE LINEA 9	<ul style="list-style-type: none"> • DAÑOS POR LAS MANIOBRAS DEL PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO. • CONDICIONES DE FRONTERA DE LA EXCAVACION. • LONGITUD DE LOS AVANCES. • INFLUENCIA DE CONSTRUCCIONES RECIENTES. • BOMBEO • TIEMPO DE EXCAVACION Y ESTRUCTURACION 	EVALUAR LOS MOVIMIENTOS VERTICALES EN LA VICINIDAD DE LA EXCAVACION CALIBRAR RESULTADOS OBTENIDOS
5.- ESTACIONES PIEZOMETRICAS.	2 PIEZOMETROS EN CADA ESTACION, QUE SE COLOCARAN A CADA 48.00m., SOBRE EL EJE LONGITUDINAL EN CADA ZONA. LOS BULBOS SE COLOCARAN A 9.00m. Y 15.00m. DE PROFUNDIDAD	<ul style="list-style-type: none"> • IRREGULARIDAD EN LA OPERACION DEL SISTEMA DE BOMBEO. <ul style="list-style-type: none"> • SUSPENSION • POZOS OBSTRUIDOS 	CONOCER LA EVOLUCION DEL ABATIMIENTO DE PRESIONES DE PORO Y PODER CONTROLAR LA OPERACION DEL BOMBEO
6.- POZOS DE OBSERVACION DEL NAF	● 24.00m SOBRE EL EJE LONGITUDINAL DE CADA ZONA	<ul style="list-style-type: none"> • IRREGULARIDAD EN LA OPERACION DEL SISTEMA DE BOMBEO. <ul style="list-style-type: none"> • SUSPENSION • POZOS OBSTRUIDOS 	CONOCER LA POSICION DEL NAF

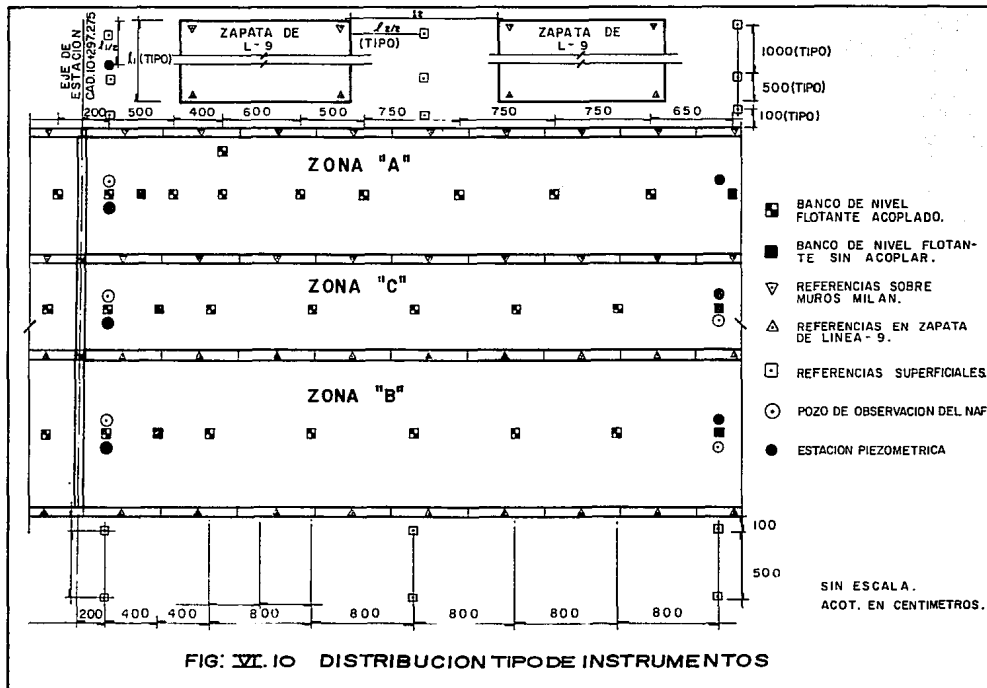


FIG. VI. 10 DISTRIBUCION TIPO DE INSTRUMENTOS

VI.2.2 Control de Instrumentos

Se hará a base de mediciones periódicas del nivel de aguas freáticas, y de la columna de agua en los instrumentos correspondientes, así como la realización de nivelaciones de precisión de las referencias citadas con las periodicidades que se indican más adelante.

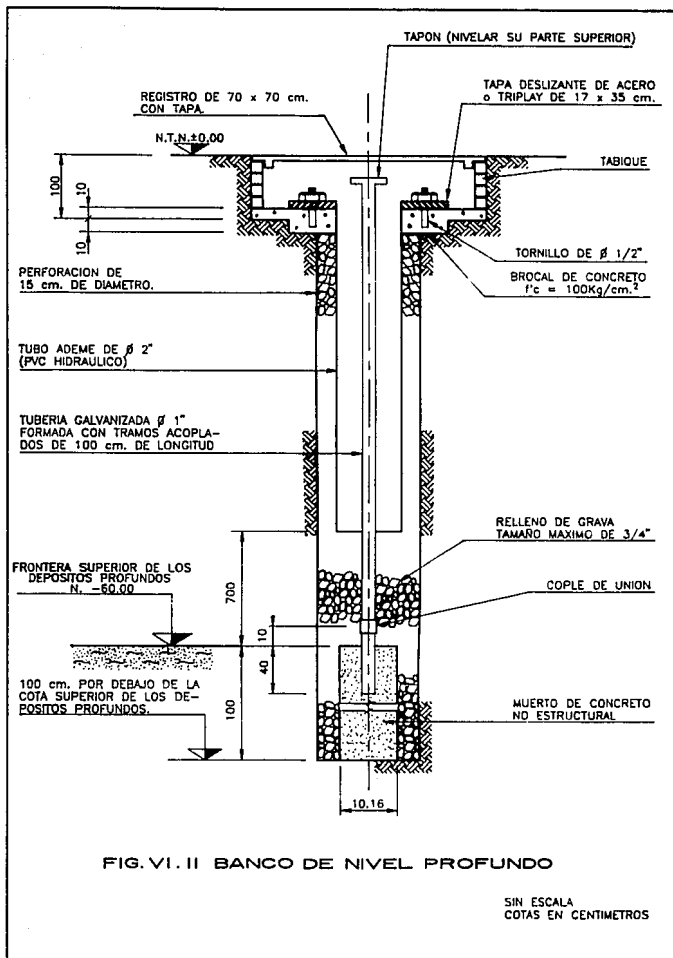
Los piezómetros y pozos de observación del NAF deberán ser medidos diariamente, a partir de su colocación y hasta que se cancele la operación.

Una vez que se hayan colocado todas las referencias para control de movimiento deberá asignarseles una cota fija, respecto al banco de nivel profundo, y antes de iniciar cualquier trabajo de excavación se correrá una primera nivelación que abarcará al banco de nivel profundo, a los bancos de nivel flotantes, a las referencias superficiales y a todos los puntos de nivelación. Durante la excavación se efectuarán dos nivelaciones: una al llegar a la mitad de la misma y la otra al llegar al fondo de excavación, abarcando las mismas referencias que la primera; pero sin ser necesario referirlas al banco de nivel profundo. Las nivelaciones subsiguientes se realizarán diariamente, durante el tiempo que dure la obra civil, refiriendo una nivelación semanal al banco de nivel profundo.

Aprovechando la información obtenida en el transcurso de la excavación, se podrá ajustar la frecuencia de las nivelaciones durante su ejecución una vez que esta haya concluido.

Se llevará un registro continuo de las nivelaciones y mediciones piezométricas, que se vertirán en gráficas, para poder apreciar su tendencia y estar en posibilidad de corregir cualquier anomalía oportunamente. En las gráficas se anotará cualquier irregularidad que pudiera afectar las mediciones. Asimismo, se enviarán reportes semanales y mensuales, y de ser necesario diariamente, -por parte de la compañía que tenga a su cargo la instrumentación- a las empresas constructoras, supervisoras y proyectistas.

Es conveniente señalar que debido a la importancia de la excavación y el impacto de los efectos que pudiera causar en las colindancias, el programa de



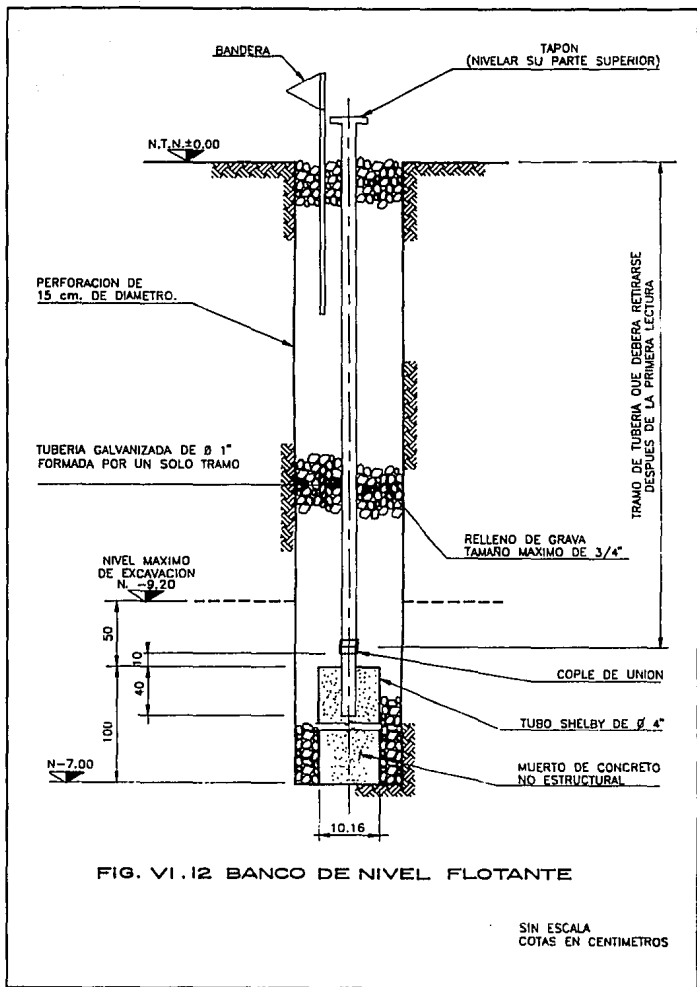
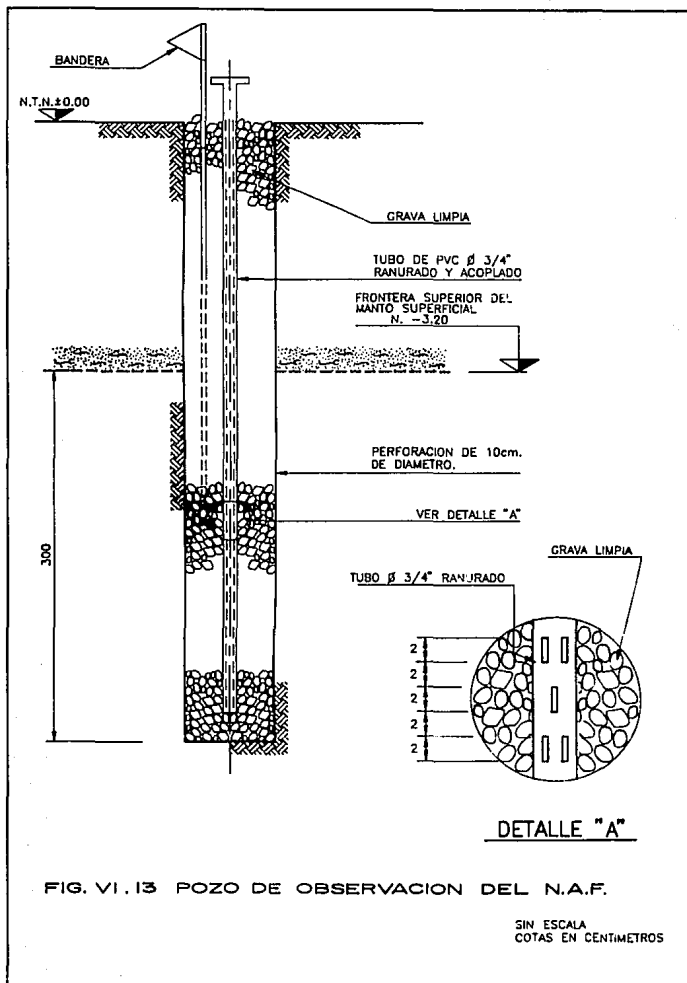


FIG. VI.12 BANCO DE NIVEL FLOTANTE

SIN ESCALA
COTAS EN CENTIMETROS



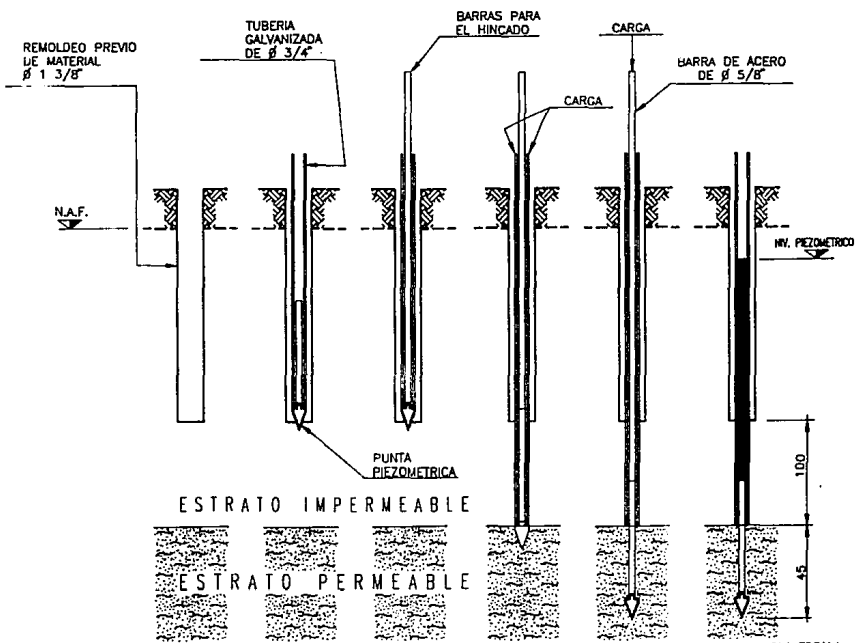
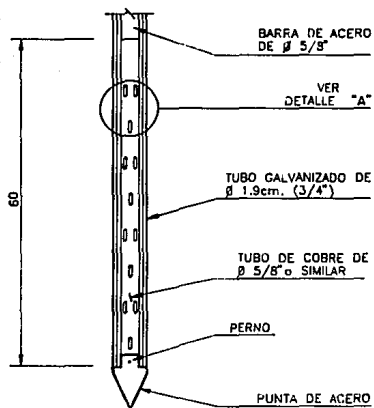


FIG. VI. 14 INSTALACION DE PIEZOMETRO ABIERTO



PUNTA PIEZOMETRICA

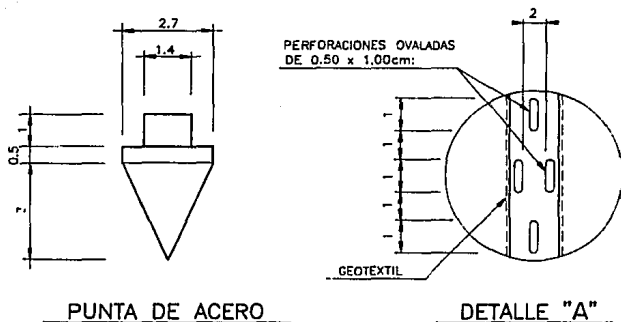


FIG. VI.15 DETALLES DEL PIEZOMETRO ABIERTO

SIN ESCALA
COTAS EN CENTIMETROS

instrumentación se llevó a cabo en forma ordenada y sistemática, lográndose obtener información muy valiosa que permitió: a) Calibrar los criterios de diseño empleados; b) Evaluar las ventajas de la secuencia de excavación utilizada, y; c) Adoptar oportunamente los ajustes o correcciones al procedimiento general de construcción, como por ejemplo, la instalación oportuna de los pozos de inyección en el borde de la excavación adyacente a la estación elevada de Línea 9.

VI.3 Sistema de Bombeo

La instalación del sistema de bombeo tiene por objeto aliviar la presión de poro en los estratos permeables para evitar fallas por subpresión, reducir expansiones y mejorar las condiciones de estabilidad de la misma. El bombeo puede efectuarse mediante pozos de gravedad o bombeo electrosmótico cuando el bombeo por gravedad no sea suficientemente rápido para abatir las presiones de poro.

En el caso de la Estación Pantitlán, se seleccionó un bombeo por gravedad, debido a la presencia de los estratos permeables que se identificaron en el perfil estratigráfico de la excavación y del subsuelo subyacente al fondo de la misma. De los resultados obtenidos en el cálculo de abatimiento de presiones, se determinó una separación máxima entre pozos de 8.0 m, debiéndose colocar un eje de pozos sobre el longitudinal de cada zona en que se ha dividido la estación para su construcción, tal como se puede observar en la Fig. VI.16.

La profundidad de desplante de los pozos será de 1.50 m por debajo de la frontera inferior del lente permeable que se encuentra entre los 14.0 y 16.0 m de profundidad. Los pozos tienen un diámetro de 30 cm, colocándose en la perforación un ademe formado por un tubo de PVC de 7.5 o 10 cm de diámetro interior con ranuras de 1 mm, rellenándose el espacio anular entre las paredes y el ademe con un filtro de grava con tamaño de partículas entre 5 y 10 mm, en toda la longitud del pozo. Dentro del ademe se instalan bombas de eyector, las cuales deben tener tubo de inyección de 13 mm de diámetro y salida de 19 mm, (Ver Fig. VI.17).

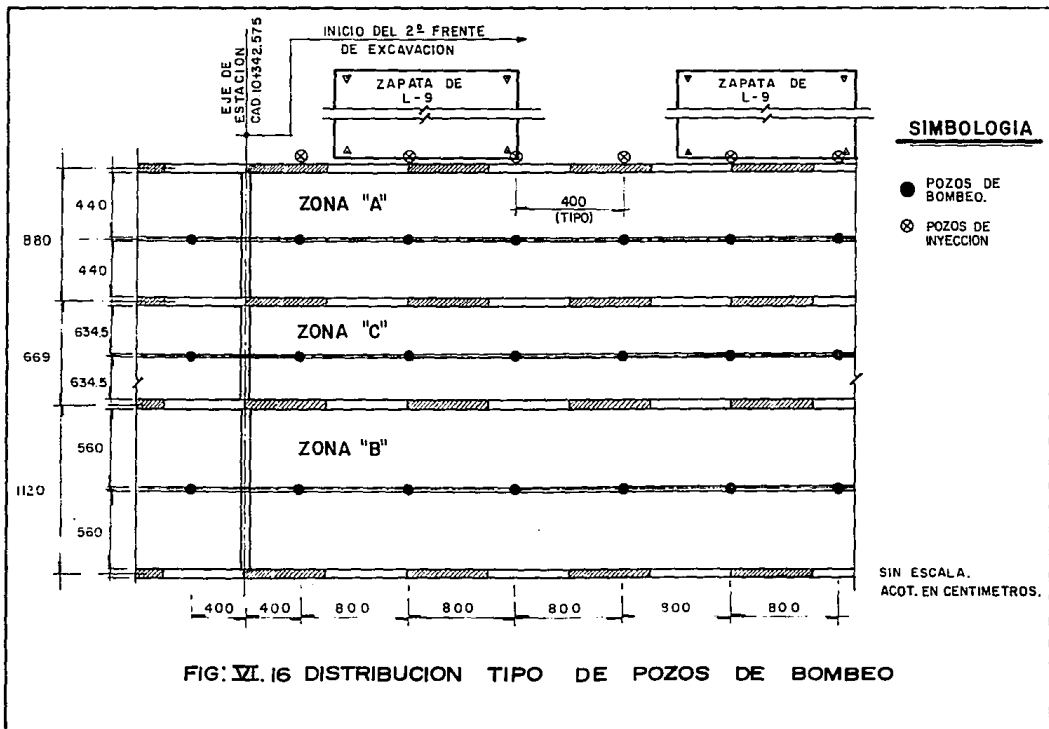
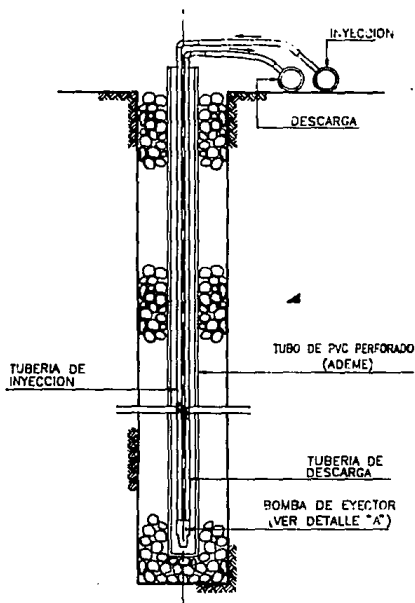
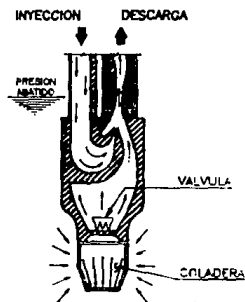


FIG: VI.16 DISTRIBUCION TIPO DE POZOS DE BOMBEO



INSTALACION DE UN POZO



DETALLE DE LA BOMBA DE EYECTOR
DETALLE "A"

FIG. VI.17 DETALLES DE INSTALACION DEL POZO DE BOMBEO

SIN ESCALA
COTAS EN CENTIMETROS

El abatimiento de presión hidráulica se vigilará con piezómetros abiertos colocados en los lentes permeables. La operación de los pozos se iniciará con 10 días de anticipación a la ejecución de la excavación, verificando antes del inicio de dichos trabajos, que la presión media en los estratos permeables no exceda a la indicada en la curva de abatimiento; de no ocurrir lo anterior deberá esperarse el tiempo suficiente para que la presión se abata por efecto del bombeo. El nivel de operación de los pozos será de 1.20 a 1.50 m por arriba del nivel de desplante de los mismos y el nivel de succión de las bombas será de 0.80 m por debajo del nivel mínimo de agua en el pozo.

El número mínimo de pozos en operación será de 5 en la disposición que se indica en la Fig VI.18 y para suspender la operación de los pozos en las etapas colcadas previamente, se verificará que el peso por unidad de área sea igual o mayor que la fuerza de subpresión en los estratos permeables, en caso contrario dependiendo de la relación entre la presión colocada y las mediciones piezométricas se podrán modificar los niveles de operación en los pozos.

La operación de los pozos no podrá suspenderse bajo ninguna circunstancia, aunque se suspendan los trabajos de construcción por días de descanso o cualquier otro motivo.

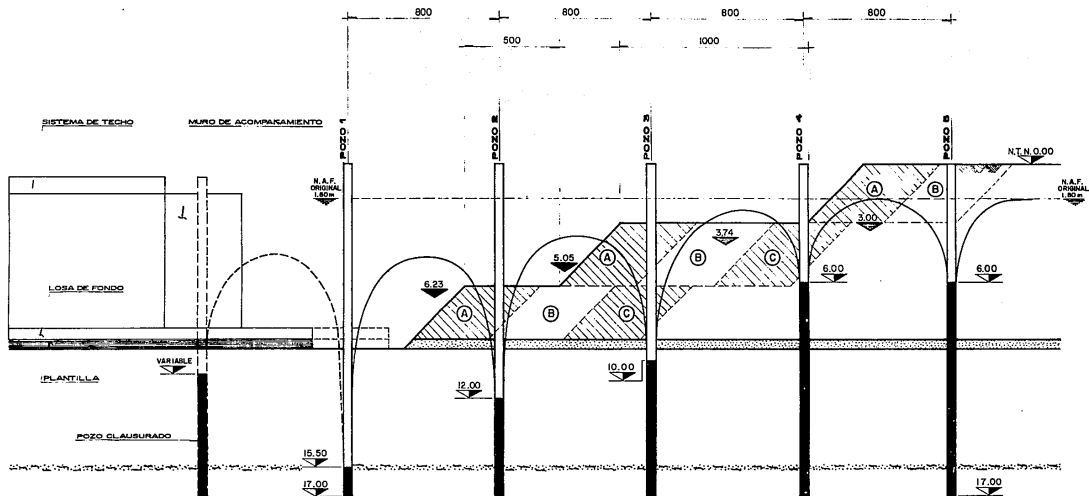


FIG. VI. 18 SECUENCIA DE OPERACION DE LOS POZOS DE BOMBEO

SIMBOLOGIA:

- | | | | |
|--|--------------|--|--|
| | ARENA | | PRESION MEDIA ABATIDA EN EL SEGUNDO LENTE PERMANENTE |
| | LIMO ARENOSO | | NIVEL FREATICO ORIGINAL |

NIVELES EN METROS
SIN ESCALA
ACOTACIONES EN CENTIMETROS

CAPITULO VII

CONCLUSIONES

1. El Plan Rector de Vialidad y Transporte, considera al Metro como la columna vertebral del Sistema de Transporte Colectivo Metro (STCM) en la Ciudad de México; y como parte de la estrategia de crecimiento de la red de Líneas de dicho sistema, el Plan Maestro del Metro contempla la construcción de la Línea 2 del denominado Metro Ligero, sobre la Calzada Ignacio Zaragoza. Esta nueva Línea unirá en su versión original las zonas de Pantitlán y el Entronque Santa Marta.
2. Al Oriente de la Ciudad, en la región de Pantitlán, donde actualmente concurren las líneas 1, 5 y 9 del STCM, se construirá la Estación Pantitlán del Metro Ligero, la cual será una de las terminales de la nueva Línea. Después de efectuar una evaluación técnica y económica para desarrollar el proyecto de la estación, se decidió construirla como una estructura de tipo subterráneo, a base de un cajón; siendo necesario efectuar una excavación máxima de 9.20 m de profundidad, utilizando muros milán como estructura de retención y un sistema de apuntalamiento.
3. En general, a pesar de que en la construcción de todas las Líneas del Metro se realiza la evaluación arriba señalada, existe la tendencia en las grandes metrópolis del mundo a ubicar bajo tierra los servicios que en superficie congestionan o contaminan el ambiente, lo que abre nuevas y más amplias posibilidades a la Ingeniería y al Urbanismo Subterráneos.
4. Particularmente, el procedimiento constructivo de estructuras subterráneas reviste gran importancia en las obras efectuadas en el Valle de México, debido a la singular naturaleza de los depósitos que forman el subsuelo de la región. Sin embargo, en la actualidad se puede afirmar que las obras de este tipo y específicamente las excavaciones apuntaladas a cielo abierto, han permitido acumular la experiencia suficiente, así como adquirir el nivel técnico necesario, para realizar con mayor seguridad y eficiencia los trabajos de excavación.
5. La Estación Pantitlán del Metro Ligero quedará localizada dentro de la Zona del Lago según las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones vigente, del D.D.F.; y más particularmente

en la subzona del Lago Virgen según la zonificación propuesta por COVITUR, donde se presentan las condiciones más críticas de resistencia y deformabilidad de los suelos de toda la Ciudad.

6. Asimismo, la nueva estación se construirá sobre la colindancia oriente de la estación elevada de la Línea 9 en servicio, cuya cimentación está formada por un cajón de compensación, más pilotes de fricción, y cuyo comportamiento desde su construcción no ha sido satisfactorio, presentándose fuertes asentamientos totales y diferenciales.
7. La construcción del cajón subterráneo que alojará la nueva Estación Pantitlán, planteó desde el punto de vista geotécnico dos problemas a resolver: a) La selección de un procedimiento constructivo adecuado que permitiera efectuar en forma segura los trabajos de excavación, y b) El comportamiento del cajón sobrecompensado en interacción con la cimentación profunda de la Estación Pantitlán de la Línea 9.

Los dos problemas anteriores reconocen sus causas tanto en la resistencia al esfuerzo cortante muy baja y alta deformabilidad de los materiales que forman el subsuelo; así como en el riesgo de inducir movimientos horizontales y verticales en la Estación elevada de la Línea 9 (en servicio).

8. Los aspectos geotécnicos que se revisaron para asegurar la estabilidad y adecuado comportamiento de la excavación; reduciendo al mismo tiempo sus efectos sobre las colindancias, fueron los siguientes:
 - a) *Falla General por el Fondo.*
 - b) *Estabilidad de Taludes.*
 - c) *Falla por Subpresión.*
 - d) *Cálculo de Expansiones.*
 - e) *Empuje sobre Muros de Retención.*
 - f) *Niveles de Apuntalamiento.*
 - g) *Cálculo de Abatimiento de Presión de Poro.*

9. De los resultados obtenidos en el capítulo de análisis geotécnico, se puede comentar que los *factores de seguridad mínimos se presentan contra la falla general por el fondo y la estabilidad del talud frontal de excavación*. Por lo tanto la longitud de los avances de excavación está regida por el factor de seguridad obtenido contra la falla general por el fondo; mientras que los resultados obtenidos en la revisión de estabilidad de taludes rige la geometría del talud frontal. Siendo estos aspectos junto con la evaluación del efecto de *abatimiento de presión de poro inducido*, tanto por bombeo de alivio como por la propia excavación, los factores determinantes que rigen el comportamiento de la excavación y de sus colindancias.
10. Bajo las premisas antes señaladas, la excavación podrá efectuarse tomando en cuenta fundamentalmente los siguientes lineamientos:
- a) Definición de franjas longitudinales aisladas, para evitar la superposición de efectos en los avances de excavación, que podría inducir condiciones críticas de estabilidad y deformación dentro de la misma.
 - b) Avances de excavación horizontales y verticales restringidos, para mantener factores de seguridad admisibles y deformaciones bajas.
 - c) Agilidad y celeridad al excavar y estructurar el cajón subterráneo para restituir rápidamente parte de la carga en el fondo de la excavación.
 - d) Además, debido al gran ancho de la estación terminal que en su parte más amplia mide 27.89 m, para mejorar las condiciones de estabilidad de la excavación y fundamentalmente evitar la necesidad de colocar puntales de gran longitud, será necesario construir dos ejes longitudinales de muros milán adicionales a la pantalla perimetral. Ello permitirá a su vez cumplir con la disposición señalada en el inciso a).

- e) Aplicación oportuna de medidas correctivas, tales como la implementación de pozos de inyección y colocación de lastres. Asimismo la excavación deberá llevarse a cabo, con los sistemas auxiliares de Bombeo de Alivio del tipo inyección-eyeción e instrumentación.
11. Para la revisión de los diferentes aspectos técnicos ya señalados, sobresalen como fuentes de consulta el Manual de Estudios Geotécnicos elaborado por COVITUR y Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions (Second Edition) del Dr. Leonardo Zeevaert W; cuyos criterios fueron en su mayoría aplicados; considerando en algunos casos otros aspectos tales como el efecto tridimensional en los diferentes mecanismos potenciales de falla.

Al respecto, es conveniente comentar que COVITUR con base a la extensa información y experiencia obtenidas en las Líneas ya construidas, ha podido desarrollar áreas de investigación y experimentación siendo uno de sus resultados justamente el Manual de Estudios Geotécnicos; alcanzándose también logros en otras áreas tales como la Ingeniería Estructural, la Ingeniería Mecánica y Eléctrica, y la Arquitectura.

12. No obstante, se considera que existen los siguientes aspectos geotécnicos que deben ser revisados a fondo en las excavaciones a cielo abierto, para el Metro.
- a) *Instrumentación enfocada a la investigación, para la calibración de los criterios utilizados en el diseño de la excavación.*
- b) *Evaluación del estado de esfuerzos y deformaciones en el prisma de suelo acotado entre el fondo de excavación y el lente arenoso que atraviesan los pozos de Bombeo de Alivio y que se localiza muy cerca del nivel de desplante de éstos, con el fin de evitar una posible falla o deformaciones excesivas.*

- c) *Evaluación de los efectos asociados a la excavación fuera de la misma.*
- d) *Evaluación del impacto ambiental durante la construcción de las Líneas del Metro.*

13. Respecto al impacto ambiental, es conveniente señalar que si bien se han obtenido logros en el desarrollo de nuevas tecnologías, en las área arriba señaladas, en contrapartida no se ha tomado en cuenta el aspecto ecológico, principalmente durante la construcción de las Líneas del Metro. Debido a que durante la operación de los diversos equipos se contamina el aire por la emisión de gases, generándose además altos niveles de ruido. Asimismo se generan desechos sólidos, producto del movimiento de tierras cuya disposición deberá estudiarse cuidadosamente; siendo una de las alternativas más factibles para resolver este problema, el relleno controlado (seleccionado y compactado) de las barrancas en el Poniente de la Ciudad, conformando plataformas para la generación de áreas verdes y de recreación.

Por su parte, para evitar la emisión de gases y generación de ruido, deberán desarrollarse rápidamente nuevas tecnologías para la sustitución de motores de combustión interna por motores eléctricos.

14. Finalmente, es importante señalar que durante la excavación y construcción del cajón subterráneo de la Estación Pantitlán, se llevó a cabo una supervisión geotécnica muy cuidadosa, mediante la implementación de un sistema y programa de instrumentación muy detallado, que permitió en primera instancia, adoptar en obra oportunamente las medidas correctivas, como por ejemplo la instalación de un sistema de pozos de inyección previsto en el proyecto sobre la colindancia con la Estación Pantitlán de la Línea 9. Asimismo, el seguimiento geotécnico y el control de la instrumentación permitieron confirmar la bondad del procedimiento constructivo señalado en el proyecto. Observándose durante la ejecución de la excavación y de la obra civil, importantes ventajas tales como la optimización del tiempo de construcción al abrir dos frentes de ataque independientes en cada zona,

y asegurar un comportamiento muy satisfactorio de la excavación, manteniendo bajo control los movimientos en la estación elevada de Línea 9, cuya operación y funcionalidad no se perturbaron.

BIBLIOGRAFIA

1. Arellano R.V., Alberto
"Datos Geológicos sobre la Antigüedad del Hombre en la Cuenca de México".
Comentario e intento de correlación con la cronología glacial, por Kirk Bryan.
México, 1946, Editorial Cultura.
(Memoria del Segundo Congreso Mexicano de Ciencias Sociales).

2. Juárez Badillo, E. y Rico R. A.
"Fundamentos de Mecánica de Suelos"
Tomos I, II y III.
México, D.F., 1972.
Editorial Limusa.

3. Marsal, Raúl J. y Mazarí, Marcos
"El Subsuelo de la Ciudad de México"
(Contribución del Instituto de Ingeniería al 1er Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones).
México, 1959. UNAM, Facultad de Ingeniería.

4. Peck Brazelton, Ralph, Hanson E. Walter y Thornburn H. Tomas
"Ingeniería de Cimentaciones"
3a. Reimpresión, México, 1983.
Editorial Limusa.
(Trad. de Foundations Engineering, 2a. Ed., Vers. José Luis Saucedo).

5. Sowers, G.B. y Sowers G.F.
"Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones"
México, 1972, Editorial Limusa.
(Trad. J. Menéndez).

6. **Terzaghi Karl Von, Peck Brazelton, Ralph.**
"Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica".
2a Ed., 3a Reimpresión 1978.
Barcelona, Buenos Aires.
Editorial El Ateneo.
(Versión española por Oreste Moretto, Trad. de Soil Mechanics in Engineering Practice).

7. **Zeevaert, W. Leonard**
"Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions"
New York, USA, 1983.
Van Nostrand Reinhold Co.

8. **Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.**
Departamento del Distrito Federal.
"Nuevos Caminos para el Metro"
Informe sobre Avances Tecnológicos y Optimización de Recursos en la Construcción, 1982 - 1988.
Elaborado por Colinas de Buen, S.A. de C.V.
México, D.F.

9. **Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.**
Departamento del Distrito Federal.
"Manual de Estudios Geotécnicos".
Solución Subterránea en cajón; Estudio para la tipificación del Metro de la Ciudad de México.
Vols. I y II. 1987, México.

10. **Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, SMMS.**
"Simposio sobre el Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México".
Marzo 1978, México.

11. **Comisión de Vialidad y Transporte Urbano.**
Departamento del Distrito Federal.
"Programa Maestro del Metro".
México, 1985.