



86

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS DEL  
CONJUNTO PINO SUAREZ

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

**INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A :

**TOMAS ARTURO MENDOZA PEREZ**

295007

MEXICO, D.F.

2001



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/262/84

Señor  
TOMAS ARTURO MENDOZA PEREZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. FRANCISCO NOREÑA CASADO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**

**"COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LOS EDIFICIOS DEL  
CONJUNTO PINO SUAREZ"**

- I. ANTECEDENTES
- II. COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE MECANICA DE SUELOS
- III. COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTRUCTURAL
- IV. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

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

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria a 25 de septiembre de 2000.  
EL DIRECTOR

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

A mis padres:

Por su gran esfuerzo, humildad y apoyo  
que me han brindado para lograr mis  
metas en la vida.

A mis hijas:

Aline

Alina

Adriana

Con todo mi afecto.

A mis hermanos y familia:

Por su gran apoyo moral y cariño que me han dado en todos estos años.

A mi Facultad:

A mis Profesores, y en particular a los señores:

Ing. Francisco Noreña Casado, e

Ing. Oscar de Buen López de Heredia.

Como muestra de respeto y agradecimiento por  
su apoyo para la elaboración de este trabajo.

A mis compañeros y amigos:

Por su amistad y apoyo.

# I N D I C E

	INTRODUCCION	1
CAPITULO I	ANTECEDENTES	
	I.1 Generalidades.	4
	I.2 Descripción de las estructuras.	5
	I.3 Metodología de análisis.	6
CAPITULO II	COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE MECANICA DE SUELOS	
	II.1 Cargas superficiales anteriores a la construcción del del Conjunto Pino Suárez.	9
	II.2 Características estratigráficas y físicas del subsuelo.	10
CAPITULO III	COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTRUCTURAL	
	III.1 Definición de las cargas a nivel de cimentación.	17
	III.2 Análisis de las nivelaciones.	19
	III.3 Análisis de desplomes.	22
	III.4 Análisis de los hundimientos diferenciales a largo plazo.	25
	III.5 Alternativas de recimentación.	30
	III.6 Procedimiento constructivo de recimentación.	35
CAPITULO IV	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	38
	ANEXOS	41

## INTRODUCCION

Como es sabido, nuestra Ciudad, México, Distrito Federal, se encuentra ubicada en una meseta a una altitud de 2240 metros sobre el nivel medio del mar, cuyo centro fue ocupado por la antigua Tenochtitlán, capital Azteca conquistada por los Españoles en 1521. Su crecimiento ha sido sorprendente en este último siglo XX. En 1900 contaba con una población de 500,000 habitantes, la aglomeración metropolitana siguió su paso, para 1950 llegó a 1,500,000 habitantes y para el año 2000 alcanzó una población de 8,591,309 habitantes.

De lo anterior, se observa que a partir del año de 1950 se ha visto un aumento considerable de la población, por ende, también sus diversas necesidades inherentes al avance intelectual y técnico modernos; siendo una de las más notables necesidades en este rubro, es la referente al desarrollo urbano y sus múltiples problemas que provoca en la expansión de las comunidades en las grandes urbes.

En esta ocasión nos abocaremos principalmente al tema de las necesidades prioritarias del desarrollo urbano de una gran Ciudad como lo es el Distrito Federal en los años 70's; que es el de la construcción de grandes edificios erigidos en una superficie reducida o limitada de terreno y aumentados en volumen-espacio hacia sus "n" niveles superiores, para sus diferentes usos como son: habitacional, oficinas, archivos, pòdegas, etc.

El desarrollo de la Ingeniería Civil se ha acompañado por otras disciplinas para cumplir satisfactoriamente sus necesidades en la construcción de sus obras, como son: la Fotogrametría, la Arquitectura, la Topografía, etc.

Debido a que las construcciones de la Ciudad de México se encuentran sobre una zona lacustre o zona de lago que fue desapareciendo poco a poco con la expansión urbana, cuya capa superficial de terreno ha sido consecuencia de

diferentes tipos de rellenos aplicados desde la base del establecimiento del imperio Azteca; después las edificaciones de la época Colonial y así sucesivamente los rellenos han continuado hasta nuestros días.

En consecuencia, el centro de nuestra Ciudad ha tenido una diversidad de capas en su subsuelo, por lo cual se caracteriza como un terreno de relleno blando de baja capacidad o resistencia, no apto para soportar grandes construcciones pesadas.

Uno de los grandes problemas que presentan las edificaciones esbeltas cimentadas y construidas en un terreno de baja resistencia, es el hundimiento o asentamientos diferenciales. Por lo cual, la Ingeniería Civil ha encontrado opciones y soluciones para este tipo de obras, como son: que la cimentación descansa sobre pilas o pilotes, que éstas sean semicompensadas, o como en el caso del presente trabajo que se trata de una cimentación totalmente compensada sobre un cajón de cimentación.

Para construir adecuadamente una de estas grandes edificaciones, se debe contar con la ayuda de un estudio de mecánica de suelos para conocer las características propias del subsuelo y estar en condiciones para cimentar el tipo de obra que nos ocupa.

Con esta breve descripción se pretende dar a conocer la importancia que tiene la Ingeniería Civil, en la construcción de grandes obras como son en este caso la edificación de edificios muy esbeltos y los riesgos que podrían presentar en caso de que no se aplique adecuadamente los preceptos normativos que rigen la planeación, diseño y construcción de éstas o cualquier otro tipo de obras.

# **CAPITULO I**

## **ANTECEDENTES**

## **I.1 GENERALIDADES**

Al llevarse a cabo la construcción de las líneas uno y dos del Metro de la Ciudad de México, las Autoridades y Técnicos del Departamento del Distrito Federal encargados de la obra, decidieron que la estación denominada "Pino Suárez", se ubicara en la parte sureste de la intersección de las calles de José María Izazaga y José María Pino Suárez, de esta Ciudad, siendo subterránea y de correspondencia entre las líneas citadas

Por necesidades propias de la estación, en 1970 se decidió construir sobre ésta cinco edificios erigidos a base de estructuras de acero, escogiendo este material para la superestructura de los edificios debido a las ventajas estructurales que presenta, los cuales constituyen el llamado "Conjunto Pino Suárez", cimentado en la estación Pino Suárez de la línea dos del Metro.

Un año después de la construcción del Conjunto, se empezó a observar que la estación estaba sufriendo ciertos movimientos que se manifestaban en el curvado longitudinal de las vías y el desplome en los edificios construidos sobre la misma; se consideró que probablemente este efecto era debido a hundimientos provocado por el peso de los edificios. Por lo que en base a lo anterior, el Sistema de Transporte Colectivo encomendó la realización de un estudio de mecánica de suelos enfocado a determinar las posibles causas que estaban provocando el comportamiento inadecuado del Conjunto, evidenciado por hundimientos diferenciales y desplome de los edificios que lo forman, su comparación con el efecto observado, y la definición de las alternativas para la corrección de dichos movimientos.

## **I.2 DESCRIPCION DE LAS ESTRUCTURAS**

En el conjunto Pino Suárez, la cimentación se definió en base a las recomendaciones dadas por los técnicos en mecánica de suelos, quienes decidieron que la mas adecuada y favorable para la estación y los edificios que la forman era un cajón rectangular de 165 metros de longitud, con un ancho en sus extremos de 15.70 metros y de 22.90 metros en su tramo central, con una losa tapa que constituye el acceso a la estación y que se ubica a nivel de banqueta y al mismo nivel de piso de correspondencia con la línea uno; mismo que fue desplantado a 12.0 metros de profundidad.

La estructuración de esta cimentación fue solucionada a base de muros de concreto reforzado de 60 centímetros de espesor en la dirección longitudinal y en la dirección transversal por marcos formados con trabes peraltadas y columnas cuadradas de concreto reforzado con distribución uniforme a cada 6 metros; estos marcos se apoyan en contratraves de peraltes de 3.0, 3.75 y 4.75 metros. Sobre las columnas de esta estructura se desplantan los edificios que forman el Conjunto.

Por lo anterior, y para evitar la sobrecompensación, era necesario colocar peso adicional sobre el cajón. Motivo por el cual, se decidió construir sobre éste cinco edificios, que fueron resueltos en todos sus elementos estructurales (traves y columnas) a base de perfiles de acero ASTM A-36 y como sistemas de entrepisos (losas) por medio de lámina de acero (losacero) con su capa de compresión de concreto. Siendo dos de ellos de trece niveles ubicados en los extremos, o sea, en la parte norte y sur de la estación y tres de veinte niveles distribuidos en la zona central de la misma estación y que a su vez aloja la estación "Pino Suárez" de la línea dos del Metro. (figuras 1,2 y 3).

Formando parte del conjunto se tiene un edificio de un nivel que prolonga la superficie que ocupa el nivel de Mezanine hacia los lados de la estación, un área de

transferencia entre líneas uno y dos, alojada en un cajón desplantado a 5.6 metros de profundidad, el túnel de una vía de servicio que comunica a las líneas uno y dos y obras complementarias, como lo es el cárcamo de bombeo.

Existen estructuras que sin formar parte del conjunto han ejercido una influencia importante en el comportamiento del mismo, siendo las siguientes: el paso a desnivel de la avenida Fran Servando Teresa Mier; una cimentación localizada en la parte oriente del conjunto que durante varios años permaneció inconclusa, construyéndose finalmente un edificio de estacionamiento.

### **I.3 METODOLOGIA DE ANALISIS**

El comportamiento mostrado por el conjunto Pino Suárez, se definió en base al análisis de las nivelaciones y de la medición de desplomes realizados periódicamente por el Sistema de Transporte Colectivo a partir del 10 de enero de 1972.

Para la determinación del comportamiento esperado de la estación en sus condiciones de cimentación actuales, se definieron las cargas de las estructuras del conjunto a nivel cimentación, en base a los planos arquitectónicos y estructurales proporcionados por el Sistema de Transporte Colectivo.

Las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el área que ocupa el conjunto, se establecieron en base a la información proporcionada por el mismo Sistema, complementándose con los estudios realizados por el Grupo DIRAC (G.H.I.S.C.) en predios próximos al área que nos ocupa.

La zonificación de la preconsolidación de los depósitos arcillosos del subsuelo,

se obtuvieron mediante la definición del tipo de edificaciones existentes antes de la construcción de la estación, mediante fotografías aéreas (Fotogrametría) tomadas en los años de 1941 y 1954, las que fueron corroboradas en una investigación de campo. Tomando en cuenta la información anterior, se calcularon los hundimientos registrados hasta la fecha.

Con base en los análisis antes mencionados fue posible establecer las causas que han provocado el comportamiento mostrado por la estación, y se definieron las alternativas de recimentación que se juzgaron más adecuadas.

## **CAPITULO II**

### **COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA DE MECANICA DE SUELOS**

## **II.1 CARGAS SUPERFICIALES ANTERIORES A LA CONSTRUCCION DEL CONJUNTO PINO SUAREZ**

Para definir las características estratigráficas y físicas del subsuelo, particularmente a la correspondiente a las cargas de preconsolidación de los depósitos del subsuelo, que son función de las cargas superficiales soportadas por éstos en el pasado. se efectuó una investigación para determinar el tipo de edificaciones existentes antes de la construcción del conjunto Pino Suárez.

Por lo anterior, se analizaron fotografías aéreas del sitio de interés, y se realizó una investigación de campo mediante la entrevista de los antiguos vecinos de la zona en estudio.

Considerando lo anterior, y para complementar el estudio de las cargas superficiales que contenía el sitio de interés; en 1979 se realizó un estudio de mecánica de suelos enfocado a analizar el comportamiento poco adecuado que presentaba la estación. De estos resultados se concluyó que el sitio ocupado por los edificios, según el grado de preconsolidación de los depósitos arcillosos del subsuelo se clasificó en las tres zonas siguientes:

1.- Zona no preconsolidada por sobrecargas superficiales, correspondiente a la parte sur de la estación donde se encuentra uno de los edificios de trece niveles y otro de veinte niveles, en la que se encontraban un jardín, un mercado de un nivel y con estructura metálica ligera y una calle. La carga estimada para el mercado es del orden de  $0.5 \text{ ton/m}^2$ .

2.- Zona de preconsolidación media, que abarca el extremo final de la estación y el área que ocupa la zona de transferencia entre las líneas uno y dos del Metro, en la que se encontraban edificios y casas de dos y tres niveles.

3.- Zona de mayor preconsolidación, correspondiente a la parte norte de la estación, en la que están ubicados un edificio de trece niveles y dos de veinte niveles, en la que se encontraban edificios de cinco y seis niveles.

## **II.2 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FISICAS DEL SUBSUELO**

Desde el punto de vista de mecánica de suelos, el cajón de cimentación de la estación Pino Suárez, se encuentra en la zona de lago y a una profundidad considerable, por lo cual se presenta un problema muy importante que es la sobrecompensación, que fue resuelta por medio de los pesos adicionales que proporcionan los edificios construidos sobre la estación, y sus dimensiones son acordes con los requerimientos de carga; así en los extremos el cajón es más angosto, donde se construyeron los edificios más bajos que son de trece niveles y en la zona central se ubicaron y se construyeron los edificios de veinte niveles.

Así también, el análisis y diseño original de los diferentes elementos estructurales de la estación es congruente con la localización y peso de los edificios; es decir, los elementos mas cargados y de mayor resistencia se encuentran en la zona central de dicha estación.

De acuerdo con lo anterior, el funcionamiento adecuado del cajón de la estación, está condicionado a que se respeten las consideraciones originales del diseño, respecto a la localización y magnitud de las cargas.

Por las razones anteriores se decidió llevar a cabo un estudio físico del subsuelo en la zona donde se desplanta el cajón de cimentación.

La estratigrafía definida en base a los sondeos efectuados en el sitio de interés, es la siguiente:

<b>PROFUNDIDAD (m)</b>	<b>CLASIFICACIÓN</b>
0.00 a 3.50	Materiales de relleno.
3.50 a 9.00	Capas interestratificadas de arcilla, arcilla limosa, limo y arena limosa, con contenido de agua variable entre 50 y 150%, de consistencia media en los materiales cohesivos y compacidad media a alta en los friccionantes.
9.00 a 10.00	Arcilla limosa, con contenido de agua medio de 150%, de consistencia blanda, de cohesión media determinada con Torcómetro de 4.0 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.4 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación variable entre 9.0 y 13.2 ton/m <sup>2</sup> , dependiendo del punto considerado dentro del área de interés.
10.00 a 13.00	Arcilla con fósiles, con contenido de agua medio de 350%, de consistencia blanda a media, de cohesión media determinada con Torcómetro de 3.0 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.15 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación variable entre 8.6 y 11.8 ton/m <sup>2</sup> , dependiendo del punto considerado dentro del área de interés.

**PROFUNDIDAD  
(m)**

**CLASIFICACIÓN**

13.00 a 14.50	Arcilla con fósiles, con contenido de agua medio de 250%, de consistencia muy blanda, de cohesión media determinada con Torcómetro de 2.5 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.2 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación variable entre 8.6 y 11.0 ton/m <sup>2</sup> , dependiendo del punto considerado del área de interés.
14.50 a 15.50	Arcilla, con contenido de agua medio de 320%, de consistencia blanda, de cohesión media determinada con Torcómetro de 3.5 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.16 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación variable entre 8.6 y 10.0 ton/m <sup>2</sup> , según el punto considerado dentro del área de interés.
15.50 a 18.50	Arcilla con fósiles, con una capa de limo entre 16.90 y 17.00 metros de profundidad, con contenido de agua medio de 240%, de consistencia blanda, de cohesión media determinada con Torcómetro de 4.5 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.2 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación variable entre 8.9 y 10.0 ton/m <sup>2</sup> , según el punto considerado dentro del área de interés.

**PROFUNDIDAD  
(m)**

**CLASIFICACIÓN**

18.50 a 21.00	Arcilla, con contenido de agua medio de 300%, de consistencia muy blanda, de cohesión media determinada con Torcómetro de 3.0 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.17 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación variable entre 9.5 y 9.8 ton/m <sup>2</sup> según el punto considerado dentro del área de interés.
21.00 a 22.50	Arcilla, con una capa de limo entre 21.8 y 22.0 metros de profundidad, con contenido de agua medio de 200%, de consistencia blanda, de cohesión media determinada con Torcometro de 3.0 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.25 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación de 10.70 ton/m <sup>2</sup> .
22.50 a 25.50	Arcilla, con una capa de limo entre 23.10 y 23.80 metros de profundidad, con contenido de agua medio de 260%, de consistencia blanda, de cohesión media determinada con Torcómetro de 2.8 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.2 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación de 12.5 ton/m <sup>2</sup> .
25.50 a 27.00	Arcilla, con contenido de agua medio de 200%, de consistencia media, de cohesión media determinada con Torcómetro de 3.0 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.25 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación de 15,0 ton/m <sup>2</sup> .

**PROFUNDIDAD  
(m)**

**CLASIFICACIÓN**

27.00 a 30.00	Arcilla, con contenido de agua medio 300%, de consistencia blanda a media, de cohesión media determinada con Torcómetro de 3.0 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.17 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación de 17.3 ton/m <sup>2</sup> .
30.00 a 32.50	Arcilla interestratificada con limo y limo arenoso, con contenido de agua medio de 230%, de consistencia blanda a media, de cohesión media determinada con Torcómetro de 3.5 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.22 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación de 20.0 ton/m <sup>2</sup> .
32.50 a 34.50	Arcilla con fósiles, con contenido de agua medio de 320%, de consistencia media, de cohesión media determinada con Torcómetro de 3.5 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.16 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación de 21.8 ton/m <sup>2</sup> .
34.50 a 37.00	Arcilla, con contenido de agua medio de 250%, de consistencia media, de cohesión media determinada con Torcómetro de 6.0 ton/m <sup>2</sup> , de peso volumétrico medio de 1.2 ton/m <sup>3</sup> , con una carga de preconsolidación de 23.5 ton/m <sup>2</sup> .
37.00 a 39.00	Arena limosa, con contenido de agua medio de 30%, muy compacta.

El nivel de aguas freáticas se encuentra a 3.0 metros de profundidad, respecto a la superficie del terreno. De acuerdo a la información dada por la Comisión de Aguas del Valle de México, de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y a piezómetros instalados en los predios cercanos, se sabe que a 38.0 metros de profundidad se tiene un abatimiento piezométrico de 7.0 metros, y a 23.0 metros de profundidad de 0.5 metros.

En la figura 4, se ha dibujado la columna estratigráfica correspondiente a la estratigrafía del subsuelo descrita, incluyendo el contenido natural de agua y los valores del índice de resistencia a la penetración estándar.

En las figuras 5 a 8, se han dibujado las curvas de compresibilidad proporcionadas por el Sistema de Transporte Colectivo, correspondientes a pruebas de consolidación efectuadas en nuestras inalteradas de un sondeo realizado en el sitio de interés.

**NOTA:**

De los antecedentes técnicos existentes antes de la construcción del conjunto Pino Suárez; cabe mencionar, que no se hallaron los relativos al estudio de mecánica de suelos. Todos los referentes al presente trabajo se llevaron a cabo posteriormente a la construcción del conjunto de referencia.

## **CAPITULO III**

# **COMPORTAMIENTO DESDE EL PUNTO DE VISTA ESTRUCTURAL**

### **III.1 DEFINICION DE LAS CARGAS A NIVEL DE CIMENTACION**

El Sistema de Transporte Colectivo proporcionó los planos para determinar la configuración arquitectónica, las características estructurales de la estación, las cargas correspondientes a los elementos estructurales que lo forman y las descargas debidas a las áreas excavadas, definiéndose los cortes estructurales tipo, para áreas de iguales características arquitectónicas, mismos que se indican en las figuras 9 a 13.

El rediseño estructural del conjunto Pino Suárez fue realizado por la empresa Colinas - de Buen, S. A. de C. V.

El análisis para obtener las descargas a nivel de cimentación fue realizado con la ayuda de una computadora, aplicando el procedimiento más usual, que es el de "cargar marcos" en los dos sentidos ortogonales de la superestructura, considerando para ello las Cargas Muertas, Cargas Vivas, Cargas por Sismo y Cargas por Asentamientos diferenciales, según sea el caso, de conformidad con las consideraciones que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Este procedimiento de análisis es semejante para el cálculo de los desplomes que se hace referencia en el inciso III.3, de este mismo Capítulo.

Debido a que el cajón de cimentación que aloja a la estación no es absolutamente rígido, las cargas de los edificios no se reparten uniformemente en el área que éstos cubren, sino que se concentran en áreas próximas a las columnas y muros que las reciben. Dado lo anterior, se consideró que las cargas de los edificios se reparten en una área ampliada respecto a la cubierta por éstos, siendo unas franjas de 3.0 metros de ancho en los lados de los edificios, perpendiculares al eje de la línea dos del Metro.

Al noreste de la estación permaneció durante varios años una obra inconclusa que supuestamente sería un edificio para estacionamiento, contando con dos sótanos parcialmente inundados, con un tirante de agua de dos metros de altura, que se estima han producido al terreno una descarga aproximada de 5.2 ton/m<sup>2</sup>, y que actualmente dicha obra ha sido terminada. Presentándose un corte de la excavación en la figura 14.

Hacia el sur, la estación colinda con el paso a desnivel de la avenida Fray Servando Teresa de Mier, correspondiendo a una zona en la que se consideró una sobrecompensación neta (descarga) del orden de 5.5 ton/m<sup>2</sup>, sobre el cajón de la línea dos del Metro. Ahora bien, debido a que la construcción del paso a desnivel mencionado fue anterior a la construcción del conjunto, sólo se consideró parcialmente la influencia de la descarga, estimándose sobre el área del cajón una sobrecompensación neta de 2.9 ton/m<sup>2</sup>.

De particular interés resulta el cárcamo en espuela ubicado al sureste del conjunto, colindante a la vía de servicio entre las líneas uno y dos, para el cual se determinó una sobrecarga de 5.45 ton/m<sup>2</sup>, debido al peso de los elementos estructurales que lo forman y a un relleno de 4.8 metros de altura, con área en planta de 5.5 X 9.4 metros, considerados uniformemente repartidos en el área que cubre el cárcamo.

Una vez calculadas las cargas y descargas correspondientes al conjunto, se determinó la presión neta resultante de las áreas definidas.

### III.2 ANALISIS DE LAS NIVELACIONES

El conjunto Pino Suárez está formado por cinco edificios, siendo dos de ellos de trece niveles (A y E) y los otros tres de veinte niveles (B, C y D). En la figura 1 se muestra el croquis de la localización y distribución de los edificios de referencia.

La evolución de los movimientos verticales diferenciales relativos de dos ejes longitudinales de la estación, de presentan en la figura 15, medidos a partir del 11 de febrero de 1971 al 27 de marzo de 1979. Cabe hacer notar que entre los años de 1973 y 1979, no se tuvieron datos lo suficientemente confiables de las nivelaciones. En la misma figura se observa que en el perfil I, el movimiento diferencial máximo es de 55 centímetros en los edificios altos de veinte niveles, en la dirección norte-sur, paralela a la línea del Metro, y de 20 centímetros en la dirección oriente-poniente, que corresponde a una velocidad del movimiento diferencial de 6.7 centímetros por año; en el perfil II, el movimiento diferencial máximo es de 45 centímetros en los edificios bajos de trece niveles, en la dirección norte-sur y de 22 centímetros en la dirección oriente-poniente y la velocidad de dicho movimiento es de 4.3 centímetros por año.

Los movimientos diferenciales en los puntos esquina de los edificios se presentan en la tabla 1, así como la distorsión angular correspondiente (S/L). Comparando estos valores con los que fija el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal para estructuras de acero, se tiene que la distorsión angular es: - - -  $S/L < 0.006$ , de lo cual se puede observar que son permisibles, excepto el correspondiente a los puntos 17-19 que se excede ligeramente.

**TABLA 1**

Edificio	Puntos	$\delta$	L	S/L	S/L máxima
A	1-2	9	3020	0.0030	0.0060
A'	3-4	10	3020	0.0033	0.0060
A	1-3	8	1570	0.0051	0.0060
A	2-4	6	1570	0.0038	0.0060
B	5-6	2	1200	0.0017	0.0060
B	7-8	5	1200	0.0042	0.0060
B	5-7	7	2770	0.0025	0.0060
C	9-10	5	1200	0.0042	0.0060
C	11-12	5	1200	0.0042	0.0060
D	13-14	0	1200	0.0000	0.0060
D	15-16	2	1200	0.0017	0.0060
E	17-18	4	3000	0.0013	0.0060
E	19-20	15	3000	0.0050	0.0060
E	17-19	10	1570	0.0064	0.0060

Donde:  $\delta$ : Movimiento diferencial en centímetros  
L: Claro en centímetros  
S/L: Distorsión angular

La evolución de los movimientos relativos a las nivelaciones en los dos ejes longitudinales de la estación que corresponden a los obtenidos en noviembre de 1981 y agosto de 1982, mismos que fueron realizados por la Gerencia de Proyectos a través del Departamento de Mantenimiento del Sistema de Transporte Colectivo.

En las figuras 16 y 17, se puede observar la evolución de los movimientos relativos a las nivelaciones a partir del 14 de agosto de 1975 a noviembre del mismo año. Los hundimientos diferenciales en promedio casi han llegado al máximo del

rango esperado, dado que en marzo de 1979, el diferencial promedio era de 45 centímetros y en 1982 había alcanzado un diferencial de aproximadamente 90 centímetros, es decir, los 10 centímetros del incremento máximo en el hundimiento diferencial esperado, casi se ha presentado en su totalidad, por lo cual, conforme al estudio de mecánica de suelos, es de esperarse que de estas fechas en adelante, los incrementos en los movimientos verticales no uniformes sean pocos considerables, teniendo esto por consecuencia, que el desplome de los edificios no se incremente en valores de magnitudes importantes.

De acuerdo en las últimas nivelaciones de marzo de 1983, (figura 17), la superestructura en el punto más crítico ha bajado 95.5 centímetros, o sea, 8.04 centímetros por año, respecto al nivel 0.00 tomado en febrero de 1971, a estos hundimientos, habrá que descontarle el hundimiento regional del Valle de México. Se puede observar también, que las curvas de hundimientos diferenciales se han mantenido casi paralelas a últimas fechas, lo cual parece corroborar hasta el momento, el hecho de que los incrementos en los hundimientos diferenciales se han ido reduciendo paulatinamente.

Analizando las nivelaciones y los desplomes, se observa que además del hundimiento no uniforme a lo largo del cajón de cimentación (dirección norte- sur), éste presenta un alabeo sobre el eje longitudinal, de tal forma que en la zona del edificio "A" existe un giro hacia el poniente, dando esto por consecuencia, un desplome del edificio en la misma dirección, tal giro va desapareciendo hacia la base del edificio "D" hasta multiplicarse, para posteriormente incrementarse ligeramente hacia el oriente. Es decir, el alabeo principia en la parte norte del cajón de cimentación y termina aproximadamente a los dos tercios hacia el sur.

### **III.3 ANALISIS DE DESPLOMES**

#### **1. DESPLOMES MEDIDOS.**

De la observación de los desplomes medidos en marzo de 1979, se tiene que el incremento en éstos se ha seguido presentando, aumentándose en un valor promedio de aproximadamente 10 centímetros por año. Suponiéndose que dichos desplomes en los edificios se sigan presentando pero cada vez siendo menores, hasta casi detenerse, según se infieren del estudio de mecánica de suelos.

De acuerdo con los datos de las nivelaciones, se determinó la inclinación que presenta el cajón de cimentación bajo cada edificio, según la configuración curvada a lo largo de la línea dos del Metro, se presentan algunas zonas de inclinación menores y otras de inclinaciones mayores. En este caso se escogieron las inclinaciones más críticas para analizar por desplome un edificio alto de veinte niveles y otro de los trece niveles, considerando los movimientos diferenciales y suponiendo que los edificios se mueven como cuerpos rígidos.

Los desplomes medidos en los edificios el 28 de marzo de 1979 por el Sistema de Transporte Colectivo, así como los calculados, se pueden observar en la figura 18.

En los edificios "B" y "C", se observa que los desplomes medidos son casi iguales a los desplomes calculados en los edificios "A" y "D". Los desplomes medidos son menores a los calculados y en el edificio "E", los desplomes son mayores a los calculados.

Las diferencias que existen entre los desplomes medidos a los calculados, pueden ser debidas a: defectos constructivos, deformación de las estructuras o a

errores en la medición de los desplomes o de las nivelaciones.

De acuerdo con las disposiciones que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente, el desplome máximo permisible se calcula considerando la inclinación visible, dada por la fórmula siguiente:

$$i = \frac{100}{100 + 3H}$$

Donde:

H: altura del edificio.

Para los edificios bajos de trece niveles, con una altura de 39 metros, la inclinación visible resulta de 0.46% y el desplome máximo permisible es de 18 centímetros y para los edificios altos de veinte niveles con una altura de 60 metros, la inclinación visible es de 0.36% y el desplome máximo permisible es de 22 centímetros.

Comparando los desplomes medidos con los valores antes mencionados, se observa que en los edificios "A", "B", "C" y "D" son mayores que los desplomes máximos permisibles y en el edificio "E" está dentro del límite máximo.

## **2. DESPLOMES CALCULADOS**

En marzo de 1983, se llevó a cabo el trabajo de rediseño y revisión estructural para la evaluación de la seguridad de las estructuras de los edificios del conjunto Pino

Suárez y el cálculo de los desplomes que estos presentan. Obteniendo los resultados siguientes:

Los edificios del conjunto, al no estar dentro de la vertical, presentan una pequeña fuerza componente horizontal de su peso, que está en función del desplome. Esta fuerza horizontal actúa en cada nivel y sus efectos son acumulativos hasta ser mayores en la planta baja del edificio, presentándose un fenómeno semejante al de sollicitación sísmica, pero con cargas permanentes. Para lo cual, se hizo el rediseño estructural en base a los datos de las nivelaciones realizadas en noviembre de 1981, marzo y agosto de 1982, tomando para ello, el caso más crítico de las nivelaciones en uno de los edificios bajos de trece niveles y en uno de los altos de veinte niveles.

El análisis realizado para el cálculo de los desplomes es semejante al descrito en el inciso III.1. También es de hacer notar que para el análisis de los edificios se tomó en consideración el posible incremento de esfuerzos en la superestructura debidos a hundimientos diferenciales de sus marcos; encontrándose que posiblemente existan, pero se supone que deben ser muy pequeños debido a la gran rigidez que presenta la cimentación.

La primera revisión del diseño de la superestructura de acero de los edificios del conjunto, se hizo para la condición de carga permanente, es decir, a los elementos mecánicos originales (edificios sin desplome) se les agregó el efecto producido por los desplomes, esto se realizó tanto para columnas, como para trabes.

La segunda revisión del diseño de la superestructura, consistió en agregar a los elementos mecánicos de la primera revisión, los elementos mecánicos producidos por el efecto de sismo.

De los cálculos de las dos revisiones realizadas, se obtienen los elementos mecánicos finales producidos por cargas verticales y efectos de sismo y los

desplomes que los edificios presentan. Se llegó a la conclusión de que la geometría que actualmente presentan las estructuras de los edificios del conjunto, no se requiere efectuar ningún refuerzo adicional, ya que las secciones de las estructuras, para algunos casos, están casi en el límite del rango de seguridad, principalmente por efectos debidos al sismo, y por tanto, un incremento considerable en los desplomes reducirá la capacidad de resistir los efectos del sismo, disminuyendo el factor de seguridad total de las estructuras de los edificios.

En las figuras 19 y 20, se muestran los desplomes que finalmente se calcularon y los niveles diferenciales que los edificios presentan.

### **III.4 ANÁLISIS DE LOS HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES A LARGO PLAZO**

Del estudio de mecánica de suelos efectuado, se llegó a la conclusión de que los movimientos verticales no uniformes del cajón de la cimentación de la estación y los edificios que la forman, se deben a diferencias importantes de las cargas de preconsolidación de los depósitos arcillosos del subsuelo que subyacen en la estación, mismas que fueron el producto de la aplicación de sobrecargas superficiales antes de la construcción del conjunto, siendo estas de diversas magnitudes,

En dicho estudio se proporciona un rango del valor de los hundimientos diferenciales máximos esperados, que se obtienen en base a un análisis que toma en consideración las presiones totales actuantes y las características del subsuelo bajo la cimentación existente.

Con el objeto de conocer el comportamiento esperado a largo plazo para el

conjunto en sus condiciones actuales de cimentación, se calcularon los movimientos verticales que sufrirán las estructuras, considerando la distribución de cargas determinadas en el inciso III.1 y las curvas de compresibilidad correspondientes a cada zona según sus condiciones de preconsolidación. En el análisis se empleó un programa de computadora que determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo, según la teoría de Boussinesq, y teniendo en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los extractos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada. En la figura 21, se presentan los resultados obtenidos mediante curvas de igual movimiento vertical a largo plazo, suponiendo la cimentación flexible.

En el anexo 1, se presenta el listado de los datos del suelo, considerando la variación de las características de preconsolidación, la geometría de las cargas, y los valores de los movimientos verticales proporcionados por la computadora para los puntos de interés.

Se calculó la reducción de los hundimientos diferenciales por efecto de rigidez de la estructura, aplicando el siguiente procedimiento:

Los hundimientos diferenciales que se obtienen considerando la cimentación flexible, se corrigieron multiplicándolos por el factor de reducción obtenido en función de  $R_A$  y  $R_L$ , siendo:

$$R_A = \frac{64 E I_y}{E_s L_x^2 A}$$

$$R_L = \frac{64 E I_x}{E_s L_y^2 A}$$

Donde:

$$E_s = \frac{I_o q L_x}{(\partial c - \partial e)}$$

E: Módulo de elasticidad (para elementos de concreto, igual a un tercio del módulo a 28 días).

I: Momento de inercia centroidal de las secciones estructurales.

L<sub>x</sub>, L<sub>y</sub>: Ancho y largo de la cimentación, respectivamente.

∂c, ∂e: Hundimientos del centro y de una esquina, respectivamente, suponiendo nulas las rigideces de la subestructura y de la superestructura.

lo: Coeficiente adimensional

q: presión neta uniforme

A: Área de la cimentación

I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub>: Momento de inercia centroidal de las secciones, respecto a los ejes "x" e "y", (el eje "x" es paralelo al ancho de la cimentación y el eje "y" paralelo al largo).

En la figura 21, se ha dibujado el perfil de los movimientos verticales que a largo plazo se tendría para el eje de la estación Pino Suárez de la línea dos del Metro, sin considerar la rigidez de la estructura y el correspondiente considerando la

reducción de los hundimientos diferenciales por la rigidez de la estructura, en la misma figura se ha dibujado la configuración del piso del nivel de andenes, según el eje de la estación levantada el 27 de marzo de 1979.

De la comparación entre las curvas correspondientes al comportamiento mostrado por la estación y la definida por los análisis realizados, se determinó que los movimientos verticales teóricos a largo plazo resultan ligeramente mayores a los que actualmente presentan. Además, debido a que los movimientos verticales que se tendrán a largo plazo para el conjunto, coinciden en su configuración con la tendencia mostrada a través de su nivelación, se juzga que los valores de las cargas de preconsolidación adoptados, son suficientemente aproximados a los valores reales.

En base a lo anterior, se concluye que los movimientos verticales diferenciales que presenta la estación y los desplomes de los edificios del conjunto, se deben principalmente a las diferencias de preconsolidación de los depósitos arcillosos del subsuelo dentro del área ocupada por el conjunto. Además influyen en su comportamiento las áreas sobrecompensadas que se encuentran en sus extremos, siendo éstas la zona de transferencia entre las líneas uno y dos, la cimentación de un edificio de estacionamiento que estuvo por mucho tiempo inclusa y el paso a desnivel de la calle de Fray Servando Teresa de Mier. De particular importancia resulta la existencia del cárcamo en espuela ubicado en la vía de servicio de la zona de menor preconsolidación, que debido a la sobrecarga excesiva, del orden de 5.5 ton/m<sup>2</sup> que transmite al subsuelo, ha provocado hundimientos del orden de 60 centímetros en el área que ocupa y ha influido en los hundimientos de los edificios del Conjunto, como se observa en la figura 21, donde se presenta el hundimiento sufrido hasta el 27 de marzo de 1979, de los dos ejes extremos en el sentido longitudinal de la estación.

De acuerdo a los resultados obtenidos en el análisis de movimientos verticales teóricos a largo plazo, en las condiciones actuales de la estación, para el edificio de veinte niveles ubicado en la zona de menor preconsolidación, se estimó un

asentamiento del orden de 50 centímetros. Dado que los hundimientos medidos en marzo de 1979 varían entre 42 y 45 centímetros, es de esperarse que en esta zona, los hundimientos actuales se incrementen entre 5 y 10 centímetros en la parte de la estación ubicada en la zona de menor preconsolidación y de 2 a 5 centímetros en la zona de mayor preconsolidación, si las condiciones de cimentación actuales del conjunto se mantienen.

### **III.5 ALTERNATIVAS DE RECIMENTACION**

Con el objeto de reducir los movimientos diferenciales existentes o evitar que se sigan incrementando, se analizaron las siguientes alternativas de recimentación.

1. Reducción de la compresibilidad de los depósitos arcillosos mediante un campo de pilotes apoyados de punta y desligados de la estructura.
2. Reducción de la compresibilidad de los depósitos arcillosos mediante un sistema de pilotes apoyados de punta desligados de la estructura en combinación con pilotes de fricción ligados a la estructura (pilotes entrelazados).
3. Ampliación del área de cimentación mediante cajones huecos adosados a los lados del cajón del conjunto.

Del análisis efectuado se encontró que una solución en base a las alternativas 1 o 2, resulta poco eficiente en vista de que sólo sería practicable en la periferia del cajón que soporta el Conjunto, ya que en caso de pretender localizarlas bajo el cajón donde su eficiencia sería óptima, se tendría que suspender el servicio del Metro, lo que resulta inaceptable.

Del análisis de la alternativa en base a cajones huecos adosados a los lados del conjunto, se encontró que esta solución permitiría lograr una disminución de los movimientos diferenciales existentes.

Se calculó el comportamiento de varias alternativas, de la solución mediante cajones, variando sus dimensiones en planta y su profundidad de desplante, encontrándose que el empleo de éstos con la ubicación y dimensiones en planta

mostradas en la figura 22, y con profundidades de desplante de 8 a 12 metros, resultan suficientes para el propósito requerido.

La influencia de los cajones anteriores en los movimientos verticales existentes, se calculó empleando el criterio descrito en el inciso III.4. los resultados obtenidos se consignan en la figura 23, mediante las curvas que representan la deformación del eje longitudinal de la estación, ya corregida por la rigidez de la estructura, observándose que mediante el empleo de cajones desplantados a 8 y 12 metros de profundidad. Los hundimientos en la zona en que se encuentran los cajones disminuirían en 8 y en 14 centímetros en caso de optar por los cajones desplantados a 12 metros de profundidad.

Lo anterior implicaría una disminución de los movimientos diferenciales y de las estructuras y, por lo tanto, una reducción en la magnitud de los desplomes en la dirección donde son más desfavorables.

Los cajones deberán ligarse estructuralmente al existente de la estación en los extremos y lugares intermedios en los que se construirán muros transversales.

Con el objeto de eliminar otra de las causas del comportamiento inadecuado de la estación, se deberá retirar el relleno que cubre parcialmente el cárcamo en espuela a la vía de servicio, dejando esta estructura como una sobrecompensación de 3.1 ton/ m<sup>2</sup>. Lo que permitiría que se recuperen en forma parcial, en el área de influencia de este, los hundimientos que la provocado.

Las excavaciones que alojarán los cajones de cimentación se harán construyendo inicialmente, en el contorno no colindante con el cajón existente, muros milán con una profundidad de una vez y media a la profundidad de desplante del cajón.

En la figura 24, se presenta el diagrama de empujes horizontales sobre los muros milán, los cuales se calcularon suponiendo un coeficiente de presión de tierras en reposo de 0.6

Se determinó el factor de seguridad contra falla de fondo para una excavación de 12 metros de profundidad, aplicando la expresión siguiente:

$$F_s = \frac{c N_c}{\gamma D + q}$$

Donde:

c: cohesión media del suelo a lo largo de la posible superficie de falla.

Nc: factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B, siendo D la profundidad de la excavación y B el ancho de ésta.

$\gamma$ : peso volumétrico medio del material, sobre el nivel máximo de excavación.

q: sobrecarga superficial.

Considerando una cohesión media de 3.0 ton/m<sup>2</sup>, (obtenida de pruebas de compresión simple y Torcómetro) y un peso volumétrico de 1.4 ton/m<sup>3</sup>, se obtuvo un factor de seguridad de 1.24 contra falla de fondo, que es admisible.

Debido a que las excavaciones quedarán confinadas por los muros milán, que interceptarán el flujo horizontal de agua, y que al quedar los muros milán en arcilla bajo el nivel máximo de excavación, no se tendrá una aportación importante a través del flujo vertical por el fondo de la excavación, no será necesario abatir el nivel freático mediante pozos de bombeo, que por otra parte pudieran incrementar negativamente

los movimientos verticales de la estación.

Al llevarse la excavación a 12 metros de profundidad, entre el fondo de ésta y 16.5 metros de profundidad se tendrá una capa de arcilla subyacente por un estrato de limo-arenoso, en el que se tendrá una carga hidráulica de 13.5 ton/m<sup>2</sup>, dando lugar a una presión vertical hacia arriba del mismo valor sobre el estrato arcilloso y ya que éste sólo es capaz de oponer una presión de 6.3 ton/m<sup>2</sup> debida a su peso propio, se puede presentar la falla de fondo por subpresión. Para evitarla deberá abatirse las presiones hidráulicas del estrato limo-arenoso mediante la instalación de pozos de alivio de presión.

Los pozos de alivio se excavarán previamente a la excavación del cajón, y consistirán en perforaciones de 25 centímetros de diámetro, con profundidad de 18 metros y rellenos con grava y arena. Se deberá tener cuidado que al terminar la excavación hasta su profundidad máxima no queden obstruidos los pozos de alivio.

Debido a que los cajones de recimentación formados por los muros milán, para que éstos sean integrados en una unidad monolítica, se construirá en su parte superior una trabe de cerramiento de 0.80 metros de ancho y 3.0 metros de peralte.

Para evitar la infiltración de agua hacia los cajones de recimentación, a través de las juntas de los muros milán, éstas deberán sellarse mediante el siguiente procedimiento: al centro de las juntas entre dos muros milán se hará una perforación de 15 centímetros de diámetro y 13 centímetros de profundidad, que se rellenará posteriormente con un mortero de cemento con un aditivo expansor, inyectado a través de un tubo que llegue al fondo de la perforación.

Para lograr la mayor eficiencia de los cajones de recimentación, deberán ligarse al cajón existente de la estación. Dado que un efecto importante de la descarga provocado por los cajones es el movimiento vertical de expansión elástica,

inmediato a la descarga, para no perder este efecto, la liga entre los cajones debe ser simultánea a la excavación. Lo anterior se puede lograr ligando los cajones de recimentación con el existente mediante pernos de acero de 2.1 metros de largo, que atravesarían el muro milán del cajón de recimentación, el muro milán del cajón existente y penetrarían 50 centímetros dentro del muro de acompañamiento del cajón, y que se instalarían según progresa la excavación en perforaciones, con un diámetro de 1.0 centímetros mayor al del diámetro del perno, rellenas de Embeco.

Para determinar la distribución, el número y las dimensiones de los pernos, se supuso que el cortante total que éstos deben tomar es igual a la descarga que se provocará con el cajón de recimentación.

Se tiene un total de 96 pernos, debiendo tomar cada uno un cortante de 42.4 ton. Para definir las dimensiones de estos pernos, se hizo en base a la capacidad a la compresión o plastamiento del concreto, sobre la capacidad al esfuerzo cortante de los pernos de acero. Considerando una capacidad admisible a la compresión del concreto de 500 ton/m<sup>2</sup>, resultando un diámetro de los pernos de 10 centímetros.

En virtud de que la resultante de la descarga se encuentra aplicada en el centroide de la planta de los cajones de recimentación y que éstos tienen una restricción al desplazamiento vertical en el lado colindante al cajón existente, se revisó que no se presentaría giro del cajón alrededor del eje que se localizaría en la parte superior de los cajones colindantes. Por tanto, se revisó que el momento activo generado por la fuerza de descarga, resultara menor que el momento resistente generado por el empuje de tierras existentes en el lado del cajón no colindante y paralelo al cajón actual, y a la fuerza de tensión debida a la adherencia desarrollada en el mismo muro, resultando un factor de seguridad contra giro de 2.8, que se considera aceptable.

### **III.6 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE RECIMENTACION**

A continuación se describe el procedimiento constructivo para la excavación de los cajones de recimentación.

1.- inicialmente se construirán los muros milán (método tradicional)\*. Los muros se construirán en módulos de 6.0 metros de largo, 0.80 metros de ancho y 18 metros de longitud, excepto en las esquinas donde tendrán la sección mostrada en la figura 22. En la misma figura se muestra la distribución completa de los muros y su armado. El colado se hará hasta 2.5 metros bajo la superficie del terreno, el armado quedará hasta la superficie.

\*primero se construirán los brocales guía y posteriormente se excavará reemplazando el material excavado por lodos bentoníticos. Enseguida, se colocará el armado, el emparillado y se colocará bajo lodos.

2.- sellado de las juntas de los muros milán.

3.- demolición del muro milán hasta 3.0 metros bajo la superficie; incorporación del acero horizontal en el lecho superior e inferior de la trabe cabecera de cerramiento y colado de ésta.

4.- perforación de los pozos de alivio para reducir la carga piezométrica en el estrato limo-arenoso que se encuentra entre 16.5 y 17.5 metros de profundidad.

5.- posteriormente al colado de los muros milán se excavará el material que se encuentra en su interior, manteniendo la estabilidad de los muros milán mediante el sistema de apuntalamiento, en planta y perfil, incluyendo los

detalles de apoyo y de la sección de los puntales. La excavación se efectuará llevando un corte horizontal y conforme se alcancen las profundidades a las que se especifica un nivel de puntales, éstos deberán ser colocados dándoles las siguientes presiones:

<b>PUNTALES</b>	<b>PRESIÓN (TON)</b>
P <sub>1</sub>	50
P <sub>2</sub>	110
P <sub>3</sub>	140

6.- la instalación de los pernos para hacer trabajar monolíticamente los cajones de recimentación con el cajón actual de la estación, se hará conforme se excave el nivel en que se especifican las profundidades a que deberán instalarse. Los pernos se colocarán en unas perforaciones de 11 centímetros de diámetro previamente rellenas con Embeco.

7.- las excavaciones deberán hacerse de manera simultánea en los dos cajones de recimentación, que se encuentran a ambos lados de la estación.

8.- la excavación con máquina deberá llevarse como máximo 30 centímetros arriba del nivel de desplante, este último tramo se excavará a mano para evitar el remoldeo del material situado inmediatamente bajo la cimentación.

9.- al llegar la excavación a la profundidad de desplante deberá colocarse a la brevedad posible una plantilla de concreto pobre que proteja al material del remoldeo y de fisuramientos por pérdidas de humedad.

10.- previamente a la construcción de la losa de fondo se retirarán los bloques de espuma de poliuretano que se encuentran empotrados en los muros milán construidos y que cubren las varillas de anclaje entre éstos y la losa. En el lado colindante con el cajón existente de la estación, en los lugares en que se tiene únicamente el muro milán del cajón actual, para el anclaje de la losa de fondo, previamente a su colado se descubrirá el acero de refuerzo del muro milán y el acero de refuerzo de la losa se ligarán a este mediante soldadura.

11.- las excavaciones no deberán permanecer abiertas mas de 10 días sin que se inicie la construcción de la losa de fondo.

12.- el abatimiento del nivel freático podrá realizarse mediante drenes interiores a la excavación, con pendiente hacia los cárcamos, de los que se bombeará el agua al exterior. Al alcanzar la excavación la profundidad de proyecto, los drenes se rellenarán con grava gruesa y el bombeo se continuará hasta el término de la construcción.

13.- dado que los cajones quedarán desplazados bajo el nivel freático, deberá instalarse en ellos un sistema de bombeo con interruptores eléctricos automáticos que desalojen el agua de su interior cuando ésta alcance un tirante de un metro de altura.

Para conocer el comportamiento de la estación, se recomienda instalar referencias de nivelación para registrar los movimientos verticales que se produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanalmente durante la construcción de los cajones y terminados éstos se realizarán mensualmente por un periodo mínimo de dos años.

Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas o descargadas.

## **CAPITULO IV**

### **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

Con el objeto de definir las alternativas de recimentación para corregir o disminuir los movimientos verticales que ha sufrido el conjunto Pino Suárez, se realizó un estudio de mecánica de suelos consistente en el establecimiento de las características estratigráficas y físicas del subsuelo, evaluación del comportamiento teórico y revisión del comportamiento observado por la estación y definición de alternativa de recimentación.

De acuerdo a los análisis realizados, se estableció que el comportamiento mostrado por la estación, particularmente el relativo a hundimientos diferenciales y desplome de los edificios del conjunto que en ella se apoyan, se debe a diferencias importantes de las cargas de preconsolidación de los depósitos arcillosos del subsuelo que subyacen a la estación, mismas que fueron el producto de la aplicación de sobrecargas superficiales (construcciones antiguas) de diversa magnitud. Así mismo se determinó que los movimientos verticales a largo plazo teóricos en la estación, resultan ligeramente mayores a los que actualmente presenta, restando por producirse hundimientos del orden de 5 a 10 centímetros en la parte de la estación ubicada en la zona de menor preconsolidación y de 2 a 5 centímetros en la de mayor preconsolidación. Debido a lo anterior, a largo plazo son de esperarse incrementos en los desplomes de los edificios de aproximadamente de 5 a 10 centímetros.

Por otra parte, las condiciones actuales de estabilidad de la cimentación de la estación son adecuadas y no revisten riesgo de falla bajo condiciones estáticas y dinámicas.

Ahora bien, en caso de considerar conveniente reducir parcialmente los movimientos diferenciales de la estación y el desplome de los edificios, se podrá lograr recimentando la estación mediante unos cajones huecos adosados a ésta con las características y procedimiento constructivo señalados en los incisos III.5 y III.6 del capítulo III. Con estas soluciones, los desplomes se reducirían en un 18 y 31% para

cajones a 8 y 12 metros de profundidad, respectivamente.

El aspecto que sí se considera justificado modificar, es el retirar los rellenos existentes en el cárcamo en espuela que se localiza en la vía de servicio, para anular la sobrecarga existente.

# A N E X O S

· A N E X O 1

A N E X O 1

PROGRAMA PARA CALCULAR LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS Y EL ASENTAMIENTO EN CUALQUIER PUNTO DE UNA CIMENTACION FORMADA POR UNO O VARIOS CIENTOS RECTANGULARES, PARALELOS ENTRE SI Y APOYADOS (AL MISMO NIVEL) SOBRE UNO O VARIOS ESTRATOS DE SUELO.

APLICACION DE LA FORMULA DE NEWMARK PARA LA DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN LA ESQUINA DE UNA AREA RECTANGULAR CARGADA UNIFORMEMENTE.

CONJUNTO PINO SUAREZ. ALTERNATIVA 1-A.

DATOS DE MECANICA DE SUELOS.

ESTRATO	ESPESOR	PRESION	R.DE VACIOS	PRESION	R. DE VACIOS.
1	3.00	1.0000	2.4000	2.0000	2.3730
		4.0000	2.3460	6.0000	2.3300
		8.0000	2.3200	10.0000	2.2600
		12.0000	2.1600	14.0000	2.0800
		16.0000	2.0100	18.0000	1.9500
2	3.00	1.0000	8.2000	2.0000	8.0700
		4.0000	7.9800	6.0000	7.8700
		8.0000	7.8000	10.0000	7.2100
		12.0000	6.5200	14.0000	5.9100
		16.0000	5.4200	18.0000	4.9500
3	1.50	1.0000	6.0000	2.0000	5.9100
		4.0000	5.8200	6.0000	5.7600
		8.0000	5.7300	10.0000	5.4600
		12.0000	5.1400	14.0000	4.8500
		18.0000	4.4100	22.0000	4.0500
4	1.00	1.0000	5.7000	2.0000	5.5700
		4.0000	5.4500	6.0000	5.3600
		8.0000	5.3100	10.0000	4.9300
		12.0000	4.5000	14.0000	4.1400
		18.0000	3.5500	22.0000	3.0800
5	3.00	1.0000	5.8000	2.0000	5.7000
		4.0000	5.6200	6.0000	5.5600
		8.0000	5.5300	10.0000	5.2800
		12.0000	4.9800	14.0000	4.7200
		18.0000	4.2800	22.0000	3.9600
6	2.50	1.0000	7.7800	2.0000	7.6800

A N E X O 1

Continuación...

ESTRATO	ESPEJOR	PRESION	R.DE VACIOS	PRESION	R.DE VACIOS
7	1.50	4.0000	7.5800	6.0000	7.5000
		8.0000	7.4700	10.0000	7.3000
		12.0000	6.9000	14.0000	6.5400
		18.0000	5.9800	22.0000	5.5300
8	3.00	1.0000	4.8000	2.0000	4.7200
		4.0000	4.6400	6.0000	4.6000
		8.0000	4.5700	10.0000	4.5400
		12.0000	4.3900	14.0000	4.1800
9	1.50	18.0000	3.8300	22.0000	3.4600
		1.0000	6.3000	2.0000	6.2000
		4.0000	6.1100	6.0000	6.0600
		8.0000	6.0100	10.0000	5.9800
10	3.00	12.0000	5.9500	14.0000	5.7600
		18.0000	5.2800	22.0000	4.9200
		2.0000	4.7200	4.0000	4.6400
		6.0000	4.6000	8.8000	4.5700
11	2.50	10.0000	4.5400	12.0000	4.5200
		14.0000	4.5000	16.0000	4.4000
		20.0000	4.0800	24.0000	3.8600
		2.0000	6.8700	4.0000	6.7400
12	2.00	6.0000	6.6900	8.0000	6.6200
		10.0000	6.6000	12.0000	6.5800
		14.0000	6.5600	16.0000	6.5300
		20.0000	6.1000	24.0000	5.8000
13	2.50	2.0000	5.2200	4.0000	5.1500
		6.0000	5.0900	8.0000	5.0700
		10.0000	5.0400	12.0000	5.0100
		14.0000	4.9900	16.0000	4.9800
13	2.50	20.0000	4.9500	24.0000	4.7000
		2.0000	5.5700	4.0000	5.4500
		6.0000	5.3600	8.0000	5.3100
		10.0000	5.2700	12.0000	5.2300
13	2.50	14.0000	5.2000	16.0000	5.1700
		20.0000	5.1300	24.0000	4.8800
		2.0000	6.0700	4.0000	5.9300
13	2.50	6.0000	5.8400	8.0000	5.7800
		10.0000	5.7300	12.0000	5.7000

A N E X O 1

Continuación...

ESTRATO	ESPESOR	PRESION	R.DE VACIOS	PRESION	R.DE VACIOS
		14.0000	5.6700	16.0000	5.6400
		20.0000	5.5900	24.0000	5.5800

ESTRATO	SUBESTRATO	PO
1	1	6.4000
2	1	7.3000
3	1	7.6000
4	1	7.8500
5	1	8.3000
6	1	8.7000
7	1	9.1000
8	1	10.0000
9	1	11.0000
10	1	12.3500
11	1	14.5000
12	1	16.6000
13	1	18.8000

DATOS DE LAS AREAS CARGADAS.

AREA	X	Y	BASE	ALTURA	CARGA
1	29.0000	0.0000	15.5000	22.5000	-1.8300
2	-19.0000	23.0000	48.5000	11.5000	-2.0000
3	30.0000	22.5000	15.5000	11.5000	-1.0000
4	45.5000	22.5000	56.0000	11.5000	1.0000
5	101.5000	19.0000	6.0000	18.2000	-6.7000
6	112.5000	19.0000	32.0000	18.2000	-0.3000
7	144.5000	12.7000	5.0000	30.5000	-0.3000
8	156.500	12.7000	12.0000	30.5000	3.5000
9	168.5000	13.0000	3.0000	30.5000	3.5000
10	168.5000	11.0000	12.0000	2.0000	0.5000
11	180.5000	13.0000	12.0000	30.5000	3.5000
12	180.5000	9.4000	12.0000	3.5000	0.5000
13	102.6000	13.0000	3.0000	30.5000	3.5000
14	192.6000	7.0000	12.0000	5.7000	0.5000
15	204.5000	13.0000	12.0000	30.5000	3.5000
16	204.5000	5.5000	12.0000	7.5000	0.5000
17	216.5000	16.0000	3.0000	21.5000	3.5000
18	6.5000	4.0000	8.0000	12.0000	0.5000
19	216.5000	4.0000	8.0000	12.0000	0.5000

AREA	X	Y	BASE	ALTURA	CARGA
20	224.5000	2.5000	4.5000	16.4000	0.5000
21	229.0000	19.0000	32.5000	18.0000	0.6400
22	229.0000	2.5000	30.0000	16.0000	0.5000
23	262.0000	19.0000	4.0000	18.0000	0.6400
24	266.0000	22.5000	25.0000	11.0000	-3.5000
25	291.0000	22.5000	13.0000	5.5000	1.0000
26	304.0000	22.5000	37.5000	5.5000	1.0000
27	342.0000	22.5000	30.5000	11.5000	1.0000
28	32.0000	34.0000	20.5000	31.0000	-1.8300
29	52.5000	34.0000	49.0000	3.0000	-1.4000
30	52.5000	37.0000	53.0000	28.0000	-1.4000
31	106.0000	37.0000	38.5000	3.0000	-1.4000
32	106.0000	40.5000	15.5000	6.0000	-1.4000
33	121.0000	40.5000	17.0000	24.0000	-1.4000
34	138.5000	40.5000	6.0000	3.0000	-1.4000
35	138.5000	43.5000	18.0000	20.0000	0.5000
36	156.5000	43.5000	18.0000	19.5000	0.5000
37	174.5000	43.5000	3.5000	6.0000	0.5000
38	178.5000	43.5000	9.5000	6.0000	0.0000
39	188.0000	43.5000	5.0000	6.0000	0.5000
40	192.5000	43.5000	17.5000	11.0000	0.5000
41	210.0000	43.5000	19.0000	14.0000	0.5000
42	216.5000	37.5000	7.0000	7.0000	-8.8000
43	229.0000	37.5000	18.5000	18.0000	0.5000
44	247.5000	37.5000	10.0000	11.5000	0.5000
45	257.5000	37.5000	8.5000	7.5000	0.5000
46	266.0000	33.5000	25.5000	4.0000	-1.0000
47	266.0000	38.0000	25.5000	8.0000	-3.9000
48	291.0000	28.0000	12.5000	11.5000	1.0000
49	304.0000	28.0000	38.0000	8.0000	1.0000
50	257.5000	45.0000	8.0000	9.0000	0.5000
51	257.5000	53.5000	8.0000	5.0000	0.5000
52	247.5000	49.0000	10.0000	10.0000	0.5000
53	229.0000	55.5000	18.5000	5.5000	0.5000
54	229.0000	61.0000	9.0000	4.0000	0.5000
55	260.0000	58.3000	19.0000	7.0000	0.5000
56	260.0000	65.5000	19.0000	3.0000	0.5000
57	193.0000	60.5000	17.0000	7.5000	0.5000
58	174.5000	61.5000	18.0000	8.0000	0.5000
59	174.5000	70.0000	18.0000	1.5000	0.5000
60	156.5000	63.0000	18.0000	8.0000	0.5000
61	156.5000	71.0000	18.0000	3.0000	0.5000
62	139.0000	63.5000	18.0000	8.5000	0.5000
63	139.0000	72.0000	18.0000	7.5000	0.5000

AREA	X	Y	BASE	ALTURA	CARGA
64	121.0000	64.5000	18.0000	8.0000	0.3000
65	106.0000	47.0000	15.0000	14.5000	-3.0000
66	106.0000	65.0000	15.0000	8.0000	0.3000
67	96.5000	65.0000	9.5000	8.0000	0.3000
68	90.0000	65.0000	6.5000	1.5000	-1.4000
69	90.0000	66.5000	6.0000	8.0000	0.3000
70	83.0000	65.0000	7.0000	3.0000	-1.4000
71	83.0000	68.5000	7.0000	8.5000	0.3000
72	76.0000	65.0000	7.0000	6.0000	-2.4000
73	76.0000	71.5000	7.0000	9.0000	0.3000
74	70.0000	65.0000	6.0000	9.0000	-2.4000
75	70.0000	74.5000	6.0000	11.0000	0.3000
76	56.0000	65.0000	14.5000	16.5000	-1.4000
77	31.5000	65.0000	24.5000	23.5000	-1.8300
78	1.0000	52.5000	31.0000	23.0000	1.0000
79	56.0000	82.0000	5.5000	7.0000	-1.4000
80	61.5000	82.0000	8.5000	10.5000	0.3000
81	41.0000	89.0000	16.0000	23.5000	-1.8300
82	57.0000	89.0000	4.0000	14.0000	0.3000
83	57.0000	103.0000	4.0000	6.5000	0.3000
84	64.0000	99.5000	17.0000	30.0000	-5.0000
85	81.0000	96.0000	18.0000	48.5000	-5.0000
86	100.0000	94.5000	17.5000	48.5000	-5.0000
87	117.0000	90.0000	17.0000	78.0000	-5.0000
88	134.5000	88.0000	16.5000	80.0000	-5.0000
89	106.0000	61.0000	15.0000	4.0000	-1.4000
90	45.0000	113.0000	12.5000	42.5000	-1.8300
91	174.5000	49.5000	18.0000	12.0000	0.5000
92	246.0000	70.0000	17.0000	23.0000	1.0000
93	51.0000	-20.0000	27.5000	25.0000	2.0000
94	78.0000	-23.5000	26.5000	25.0000	2.0000
95	104.0000	-27.5000	26.0000	24.5000	2.0000
96	195.0000	-59.5000	22.0000	42.0000	2.0000
97	216.5000	-49.0000	28.0000	29.5000	1.0000
98	223.5000	37.5000	5.5000	6.5000	0.5000
99	265.5000	0.0000	25.0000	22.5000	-1.0000
100	270.0000	46.5000	22.0000	18.0000	-1.0000
101	273.0000	64.5000	21.0000	18.0000	-1.0000
102	108.0000	19.0000	5.0000	18.5000	-0.3000
103	149.0000	13.0000	4.0000	30.5000	-8.0000
104	153.5000	13.0000	3.0000	30.5000	3.5000
105	171.5000	13.0000	6.0000	30.5000	-8.8000
106	178.0000	13.0000	3.0000	30.5000	3.5000
108	201.5000	13.0000	3.0000	30.5000	3.5000
109	220.0000	16.5000	4.5000	21.5000	-8.8000
110	192.5000	54.5500	17.5000	6.0000	5.5000

A N E X O 1

Continuación...

X	Y	HUND. TOT.	PUNTO
0.00	28.00	-0.1075	1
10.00	28.00	-0.1092	2
23.50	28.00	-0.1120	3
38.00	28.00	-0.0885	4
53.00	28.00	0.0270	5
68.00	28.00	0.0647	6
83.00	28.00	0.0614	7
94.00	28.00	0.0020	8
105.00	28.00	-0.1650	9
122.500	23.00	-0.0422	10
132.00	23.00	-0.0417	11
122.50	28.00	-0.0522	12
132.00	28.00	-0.0498	13
122.50	33.50	-0.0673	14
132.50	33.50	-0.0618	15
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
150.00	20.50	-0.1296	16
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
150.00	28.00	-0.1322	17
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
150.00	35.50	-0.1304	18
160.00	20.50	0.5390	19
164.00	20.50	0.5568	20
160.00	28.00	0.5582	21
164.00	28.00	0.5774	22
160.00	35.50	0.5445	23
164.00	35.50	0.5629	24
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
174.50	20.00	-0.1279	25
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
174.50	28.00	-0.1320	26
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
174.50	35.50	-0.1268	27
184.00	20.00	0.5183	28
189.50	20.00	0.4236	29

A N E X O 1

Continuación...

184.00	28.00	0.5379	30
189.50	28.00	0.4374	31
184.00	35.50	0.5287	32
189.50	35.50	0.4334	33
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
198.50	20.00	-0.1322	34
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
198.50	28.00	-0.1391	35
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
198.50	35.50	-0.1321	36
208.50	20.00	0.5438	37
213.00	20.00	0.5454	38
208.50	28.00	0.5556	39
213.00	28.00	0.5470	40
208.00	35.50	0.5094	41
213.00	35.50	0.4512	42
210.00	9.00	0.0980	43
220.50	9.00	0.0489	44
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
220.50	22.50	-0.0763	45
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
220.50	28.00	-0.0894	46
** ERROR *** PUNTO FUERA DE LA CURVA.			
220.50	32.50	-0.1012	47
241.00	9.00	0.0552	48
254.00	9.00	0.0371	49
241.00	15.00	0.0611	50
254.00	15.00	0.0426	51
238.00	24.00	0.0608	52
247.50	24.00	0.0140	53
255.50	24.00	0.0473	54
238.00	28.00	0.0606	55
247.00	28.00	0.0757	56
255.50	28.00	0.0483	57
238.00	33.50	0.0576	58

## A N E X O 1

Continuación ...

247.00	33.50	0.0723	59
255.50	33.50	0.0453	60
273.00	28.00	-0.1869	61
284.50	28.00	-0.1843	62
298.50	25.00	0.0327	63
298.50	33.50	0.0503	64
315.00	25.50	0.1035	65
325.00	25.50	0.1069	66
335.50	25.50	0.1058	67
315.00	32.00	0.1144	68
335.00	32.00	0.1177	69
335.00	32.00	0.1158	70
352.50	28.00	0.1169	71
364.00	28.00	0.1076	72
273.00	42.00	-0.1871	73
284.00	42.00	-0.1918	74
261.50	42.00	-0.0203	75
261.50	49.50	0.0047	76
253.00	43.50	0.0507	77
253.00	53.50	0.0497	78
243.50	43.50	0.0626	79
243.50	53.00	0.0593	80
238.00	58.50	0.0490	81
234.50	43.00	0.0396	82
234.50	53.00	0.0549	83
226.00	53.00	0.0378	84
211.00	53.00	0.1691	85
220.50	53.00	0.0392	86
206.00	53.00	0.3123	87
199.00	53.00	0.3318	88
202.00	64.50	0.1744	89
189.00	55.50	0.1485	90
188.50	55.50	0.1347	91
178.00	66.00	0.0609	92
171.50	55.50	0.0676	93
164.00	55.50	0.0702	94
166.00	67.00	0.0575	95
153.00	55.50	0.0524	96
144.00	55.50	0.0100	97
148.00	68.00	0.0395	98
147.50	76.50	0.0006	99
134.50	46.50	-0.0901	100
134.50	35.50	-0.0856	101
129.50	68.50	-0.0404	102
125.50	55.50	-0.1125	103

## A N E X O 1

Continuación...

125.50	46.50	-0.1104	104
114.00	43.50	-0.1175	105
113.50	63.00	-0.1125	106
113.50	68.50	-0.0586	107
102.50	41.00	-0.0891	108
102.50	58.00	-0.1171	109
100.50	69.50	-0.0515	110
94.00	46.00	-0.1104	111
94.00	58.50	-0.1100	112
94.00	70.50	-0.0516	113
86.50	72.50	-0.0554	114
86.00	41.50	-0.1001	115
75.00	44.00	-0.1048	116
60.00	44.00	-0.1078	117
68.00	52.00	-0.1154	118
75.00	58.00	-0.1173	119
60.00	58.00	-0.1204	120
70.00	78.00	-0.0650	121
73.00	80.00	-0.0635	122
66.50	78.00	-0.1019	123
60.00	71.00	-0.1209	124
65.50	87.00	-0.0691	125
48.00	43.50	-0.1252	126
40.00	43.50	-0.1230	127
35.50	43.50	-0.1108	128
41.00	51.50	-0.1272	129
48.50	58.00	-0.1347	130
41.50	58.00	-0.1285	131
35.50	58.00	-0.1040	132
22.00	60.00	0.1101	133
6.00	60.00	0.1169	134
13.00	66.00	0.1429	135
6.00	71.00	0.1028	136
22.00	71.00	0.0924	137
43.00	74.00	-0.1318	138
44.00	82.00	-0.1300	139
50.50	101.00	-0.1298	140
50.00	121.00	-0.1240	141
50.00	140.00	-0.1107	142
72.50	105.50	-0.3481	143
72.50	114.00	-0.3880	144
72.50	121.50	-0.3713	145
90.00	105.50	-0.4080	146
90.00	114.00	-0.4426	147
90.00	121.50	-0.4423	148
90.00	130.50	-0.4129	149

A N E X O 1

Continuación...

108.50	105.50	-0.4331	150
108.50	114.00	-0.4613	151
108.50	121.50	-0.4650	152
108.50	130.50	-0.4481	153
125.00	105.50	-0.4471	154
125.00	114.00	-0.4666	155
125.00	121.50	-0.4709	156
125.00	130.50	-0.4656	157
125.00	141.00	-0.4404	158
125.00	153.00	-0.3929	159
141.50	93.00	-0.3198	160
141.50	105.50	-0.3988	161
141.50	114.00	-0.4110	162
141.50	121.50	-0.4146	163
141.50	130.50	-0.4144	164
141.50	141.00	-0.4089	165
141.50	153.00	-0.3894	166
141.50	162.50	-0.3282	167
3.85	0.70	-0.0012	168
3.85	1.05	-0.0011	169
105.50	19.00	-0.0659	170
122.50	19.00	-0.0269	171
132.00	19.00	-0.0283	172
150.00	13.00	-0.0994	173
160.00	13.00	0.2566	174
164.00	13.00	0.2684	175
174.50	13.00	-0.0984	176
184.00	13.00	0.2516	177
189.50	13.00	0.2072	178
198.50	13.00	-0.0962	179
208.50	13.00	0.2855	180
213.00	13.00	0.2878	181
221.00	16.00	-0.0523	182
238.00	19.00	0.0572	183
247.00	19.00	0.0659	184
255.50	19.00	0.0392	185
255.50	39.50	0.0385	186
247.00	39.50	0.0635	187
238.00	39.50	0.0529	188

\*\*\* ERROR \*\*\* PUNTO FUERA DE LA CURVA.

220.50	44.00	-0.0981	189
213.00	44.00	0.1175	190
208.00	44.00	0.2330	191
198.50	44.00	-0.0449	192

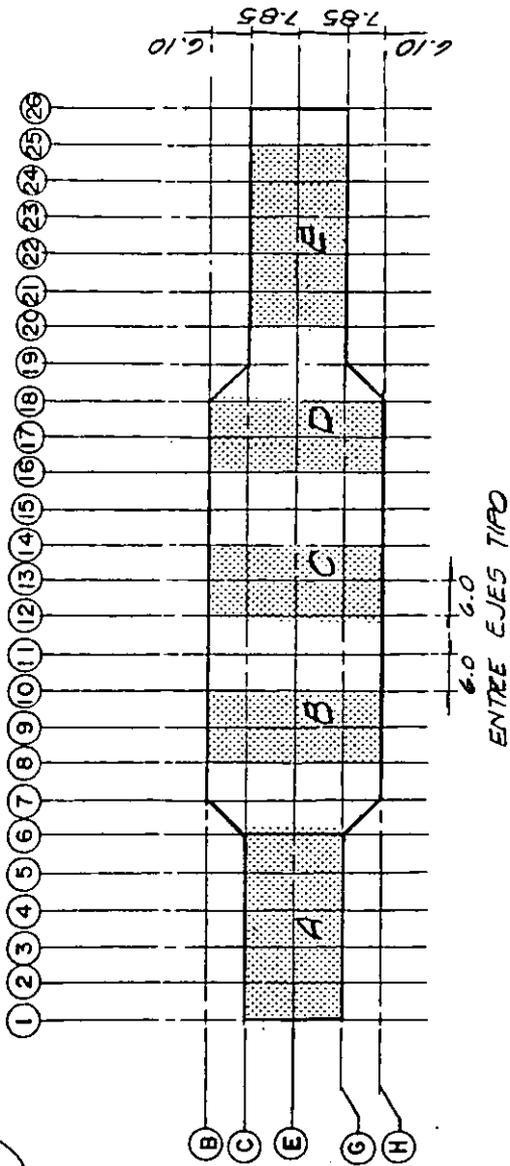
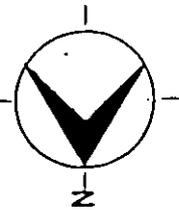
## A N E X O 1

Continuación...

189.50	44.00	0.2003	193
184.00	44.00	0.2098	194
174.50	44.00	-0.0561	195
164.00	44.00	0.2365	196
160.00	44.00	0.2274	197
150.00	44.00	-0.0647	198
132.50	37.50	-0.0804	199
122.50	37.50	-0.0874	200
105.00	37.50	-0.1079	201
113.00	54.00	-0.1796	202
193.00	58.00	0.4683	203
201.30	54.70	0.5433	204
201.30	58.00	0.7920	205
201.30	61.00	0.4518	206

**A N E X O 2**

F I G U R A S



PLANTA DE LOCALIZACION

ESTACION PINO SUAREZ

LOCALIZACION DE EDIFICIOS

ELABORO

A. SALAS

DIBUJO

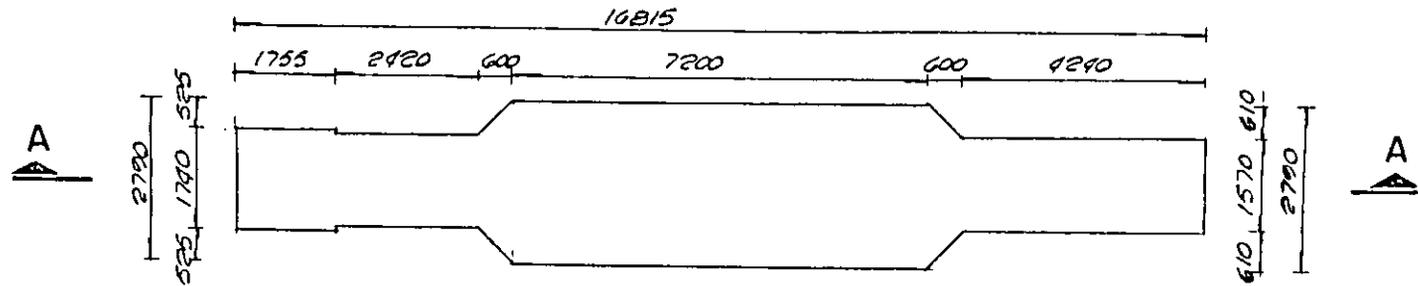
J. L. ESPINOSA

FIG. No

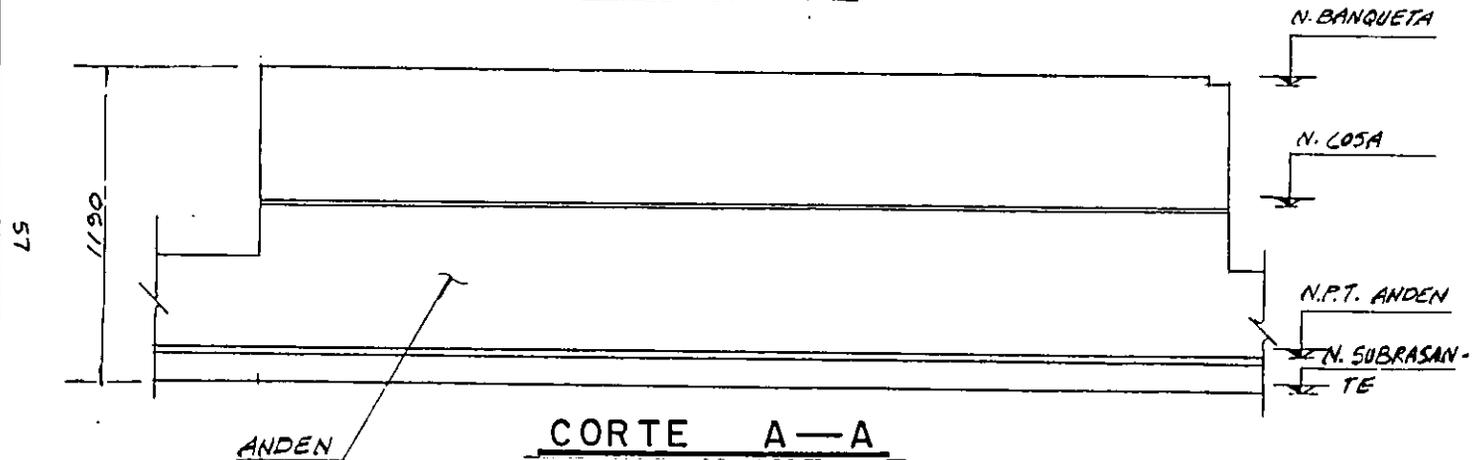
/



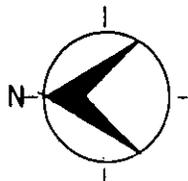
DIRAC  
S.A. de C.V.



PLANTA



CORTE A—A



ESTACION PINO SUAREZ

DIMENSIONES GENERALES



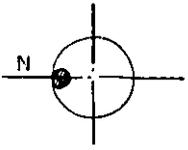
DIRAC  
S.A. de C.V.

ELABORO  
A. SALAS

DIBUJO  
F. VAZQUEZ

FIG. No

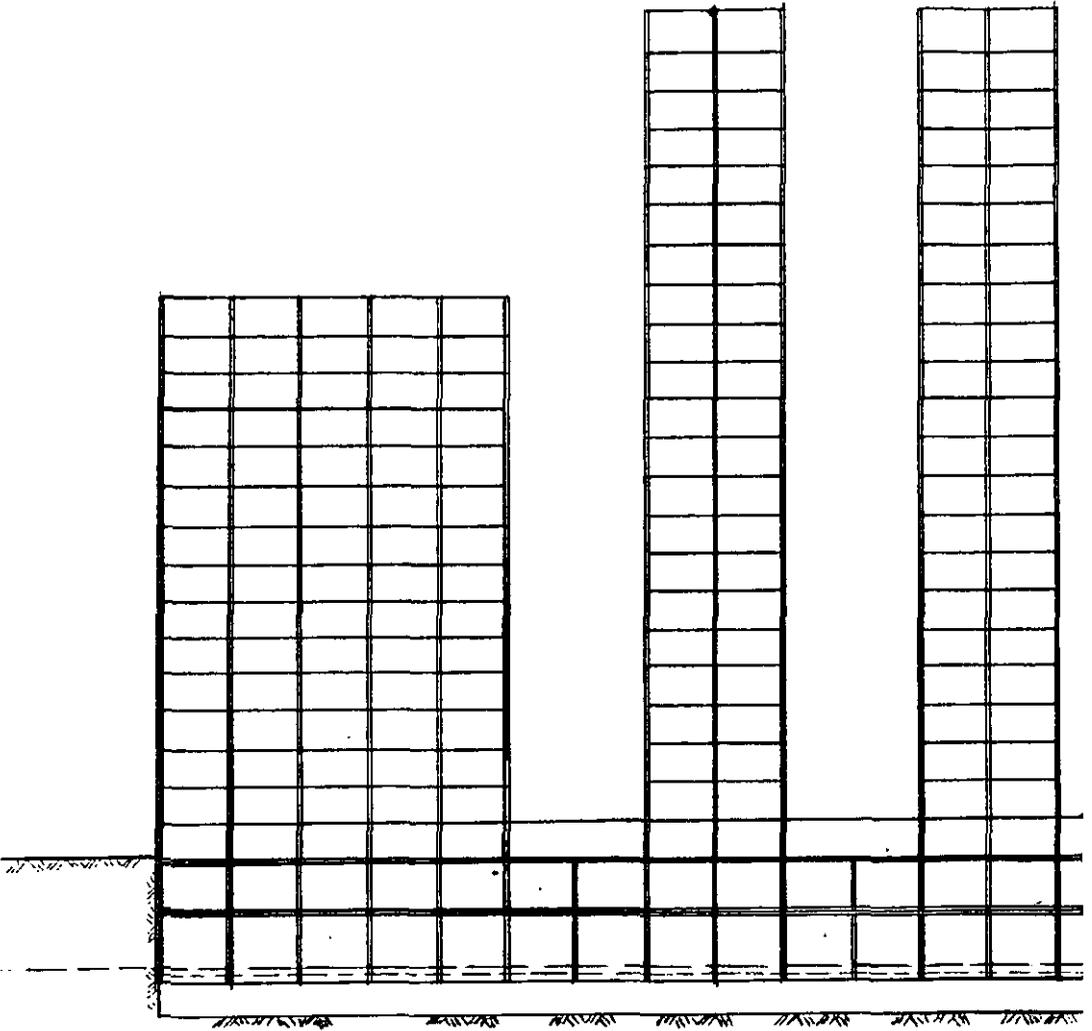
2



EDIF. "A"

EDIF. "B"

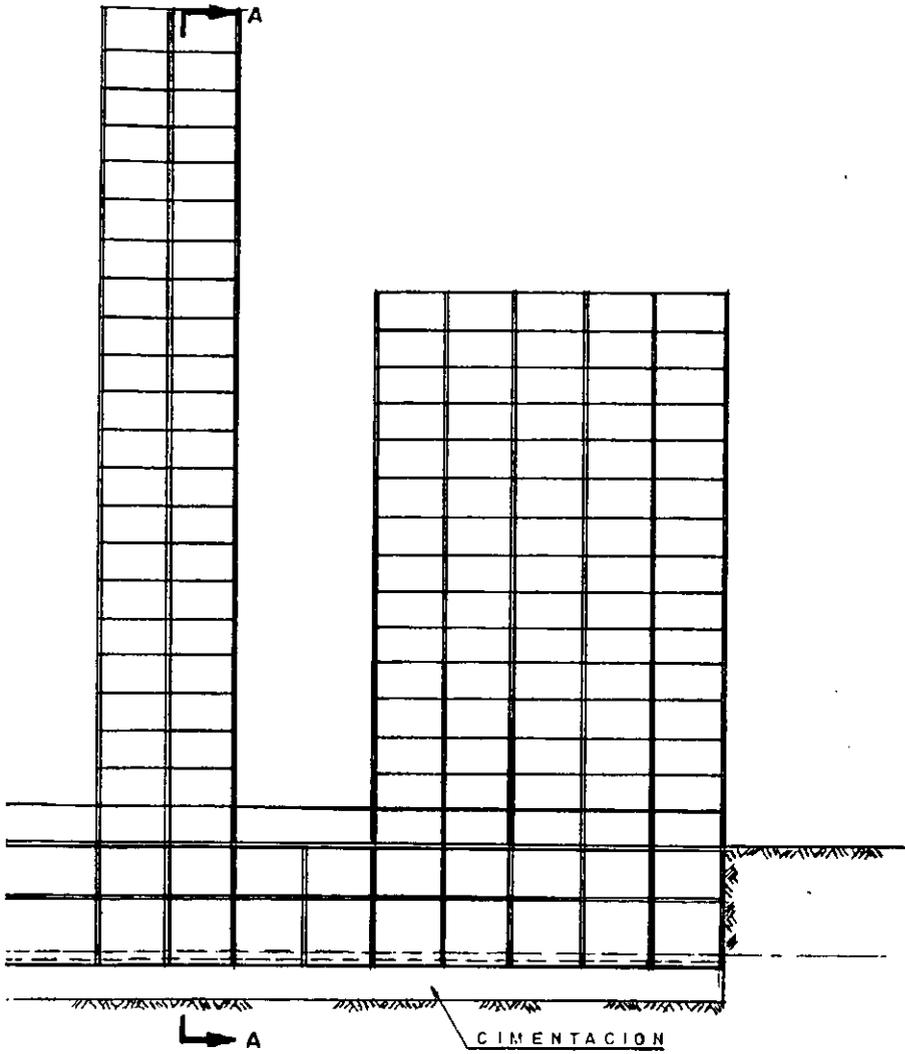
EDIF. "C"



EDIFICIOS CONJUNTO

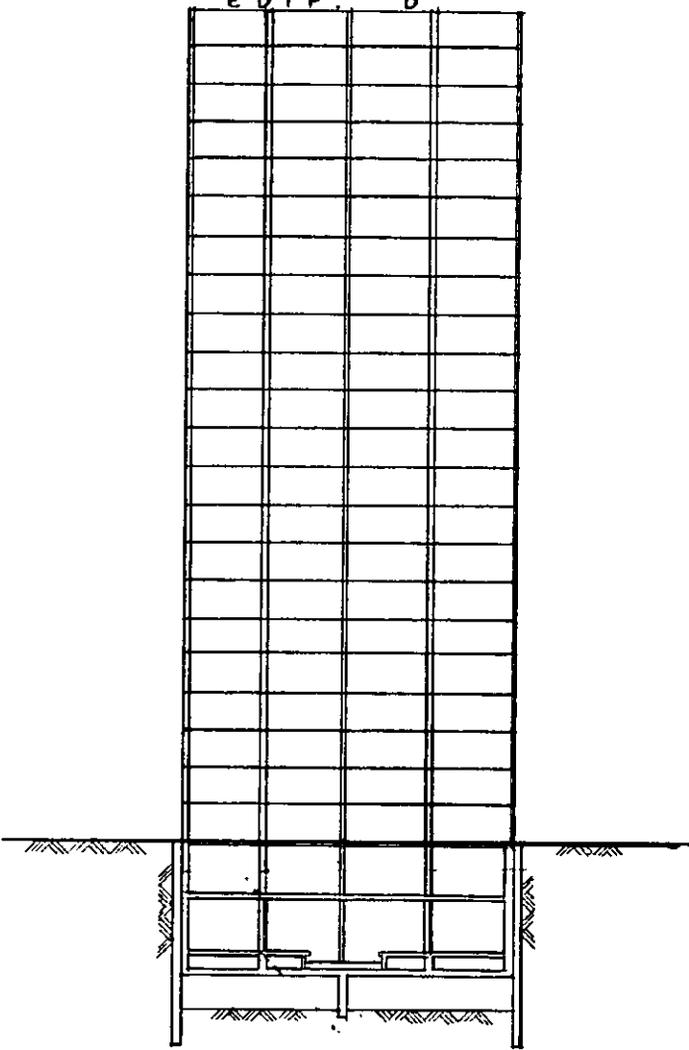
EDIF. "D"

EDIF. "E"



PINO — SUAREZ

E D I F. "D"



C O R T E A — A

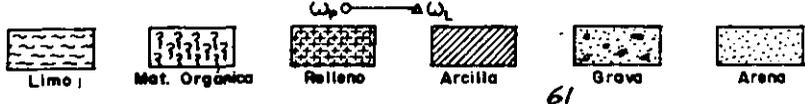
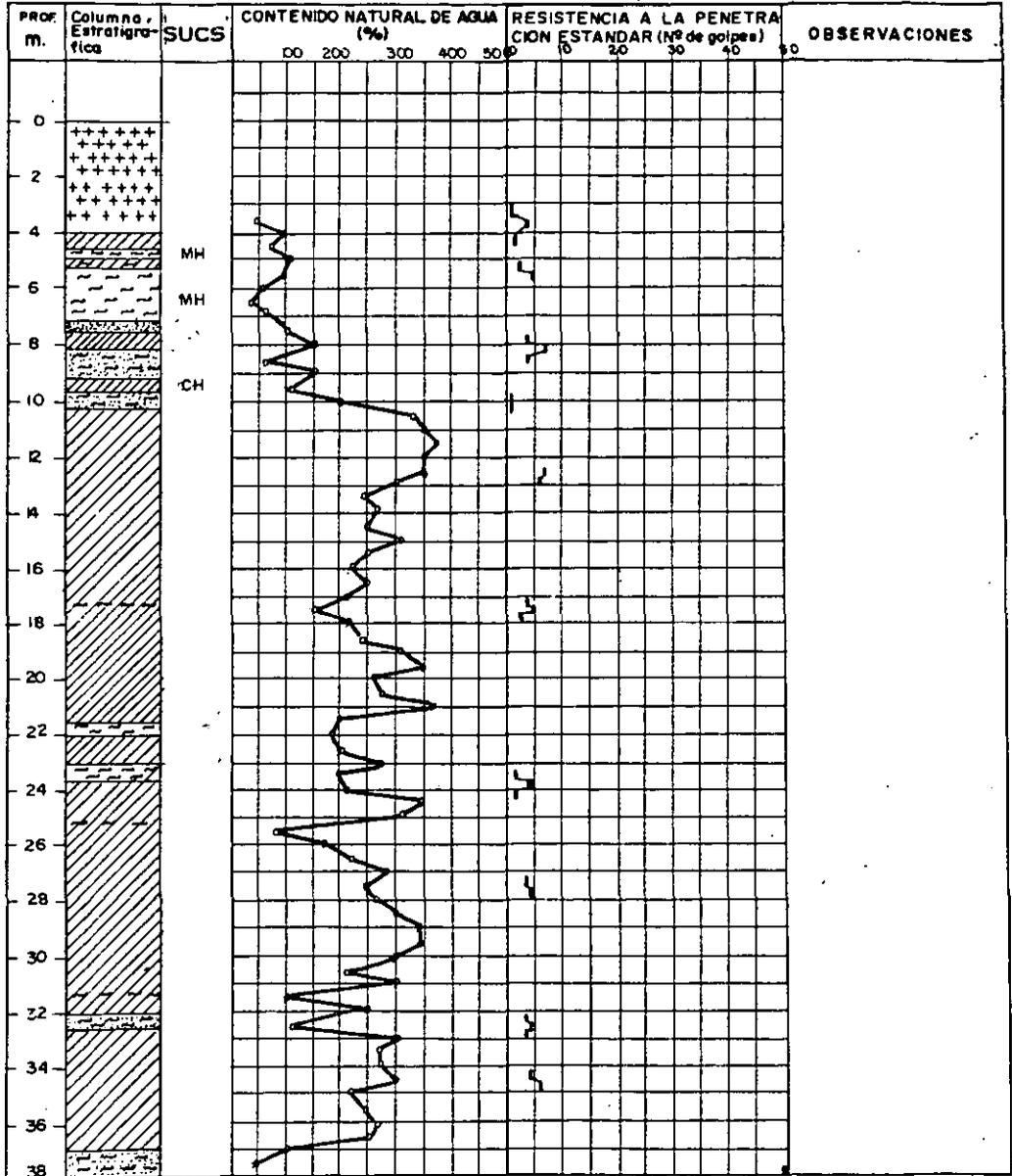
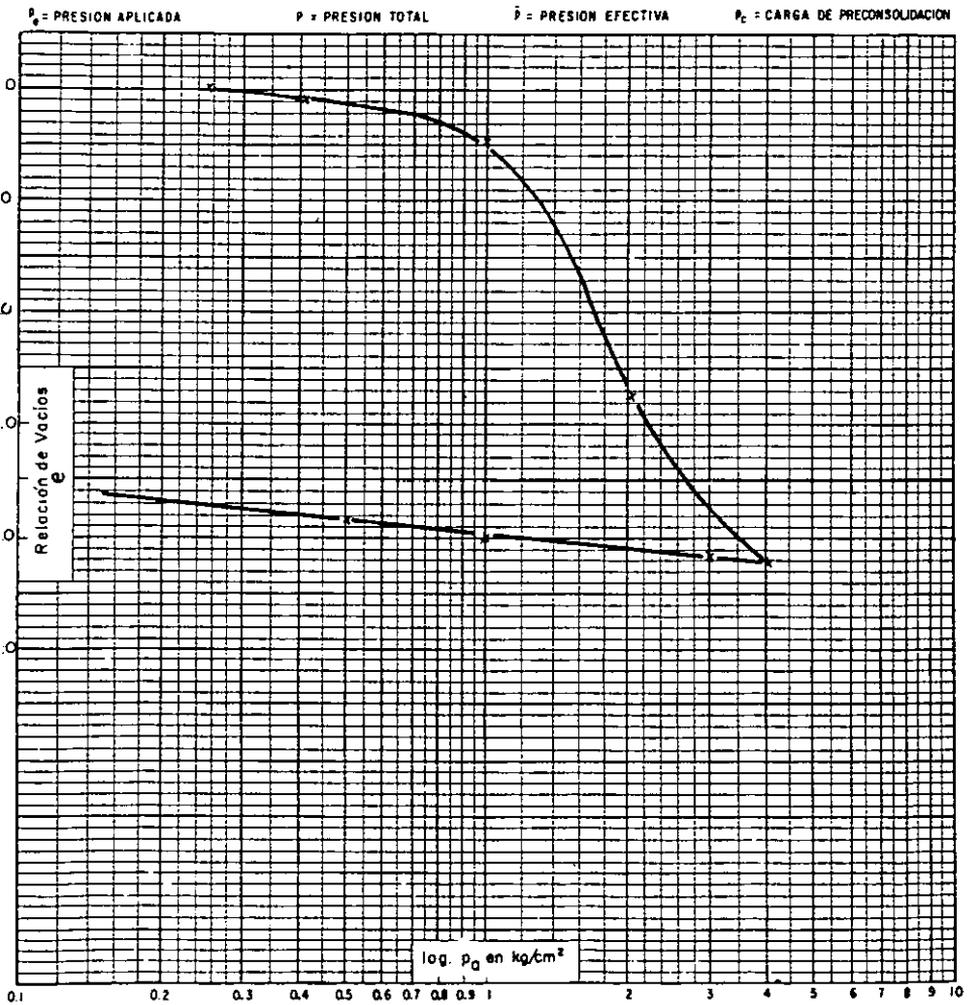


FIGURA No. 4

GHI, s.c.  
Laboratorio de Mecánica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° GHI 7978 Sondeo I Localización PINO SUAREZ

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$S_r$ (%)	$p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{p}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_a$
X	X	10.75	352.2	8.15				1.2	2.29



- - GHI, S.C. - -  
 Laboratorio de Mecánica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° GHI 7978 Sondeo I Localización PINO SUAREZ

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$S_r$ (%)	$p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\beta$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_a$
X	X	20.80	309.0	7.93				1.0	2.52

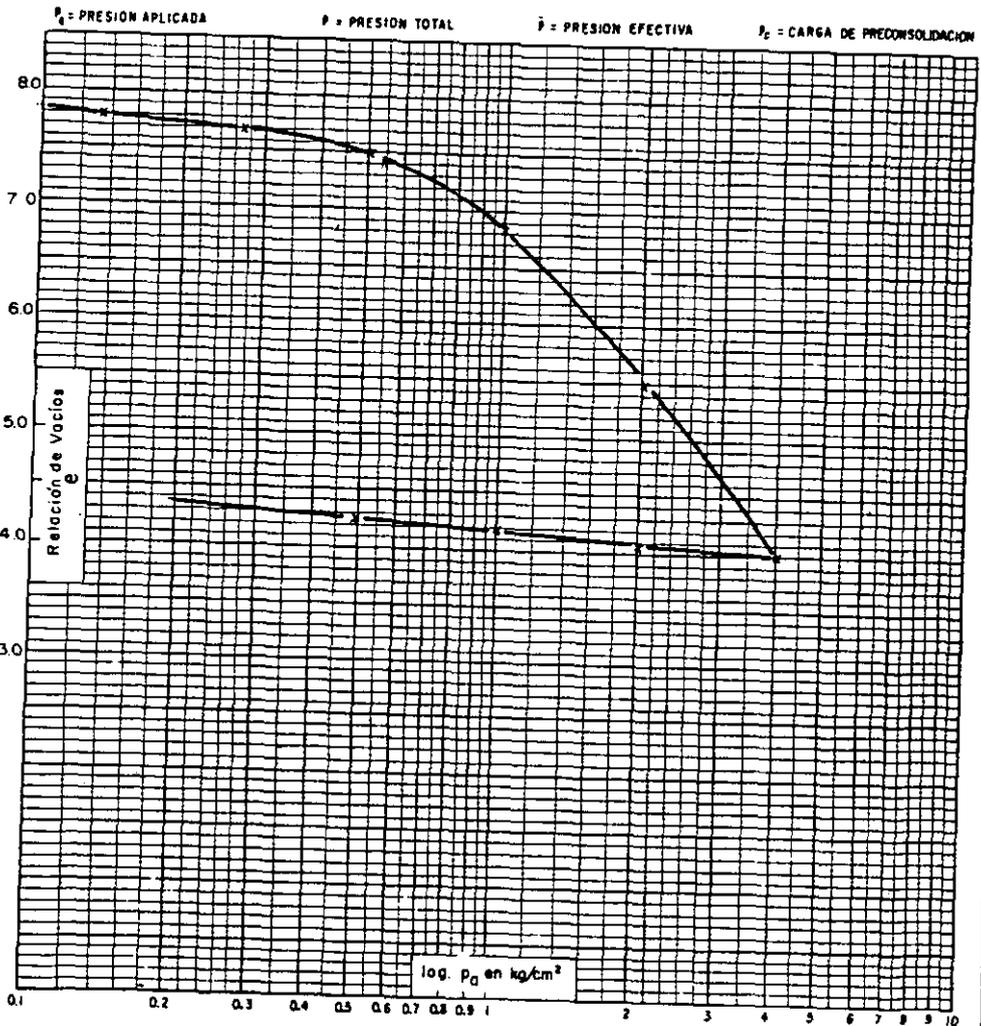


FIGURA N° 6

- - GHI, S.C. - -  
 Laboratorio de Mecánica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° GHI 7978 Sondeo I Localización PINO SUAREZ

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	w (%)	e <sub>0</sub>	Sr (%)	p (kg/cm <sup>2</sup> )	$\hat{p}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	p <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	S <sub>s</sub>
X → X		29.2	298.2	6.82				182	2.28

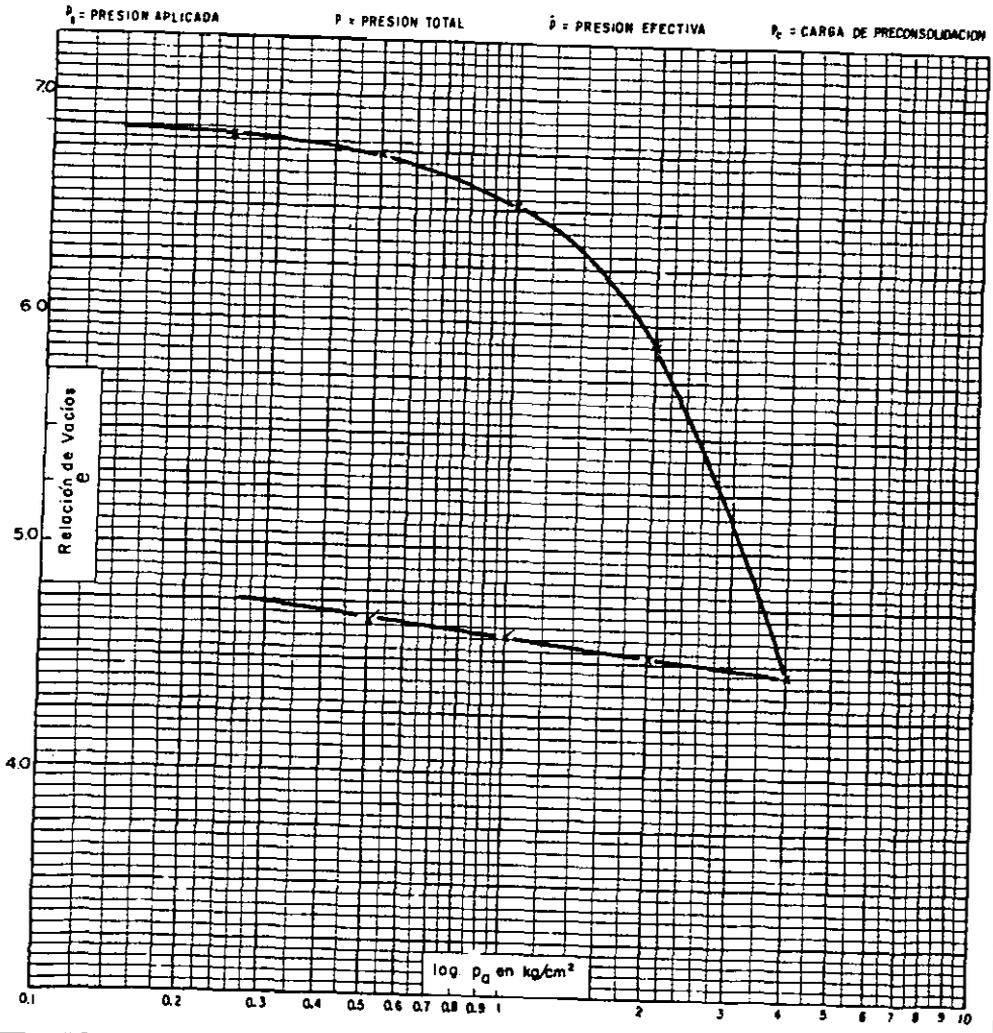
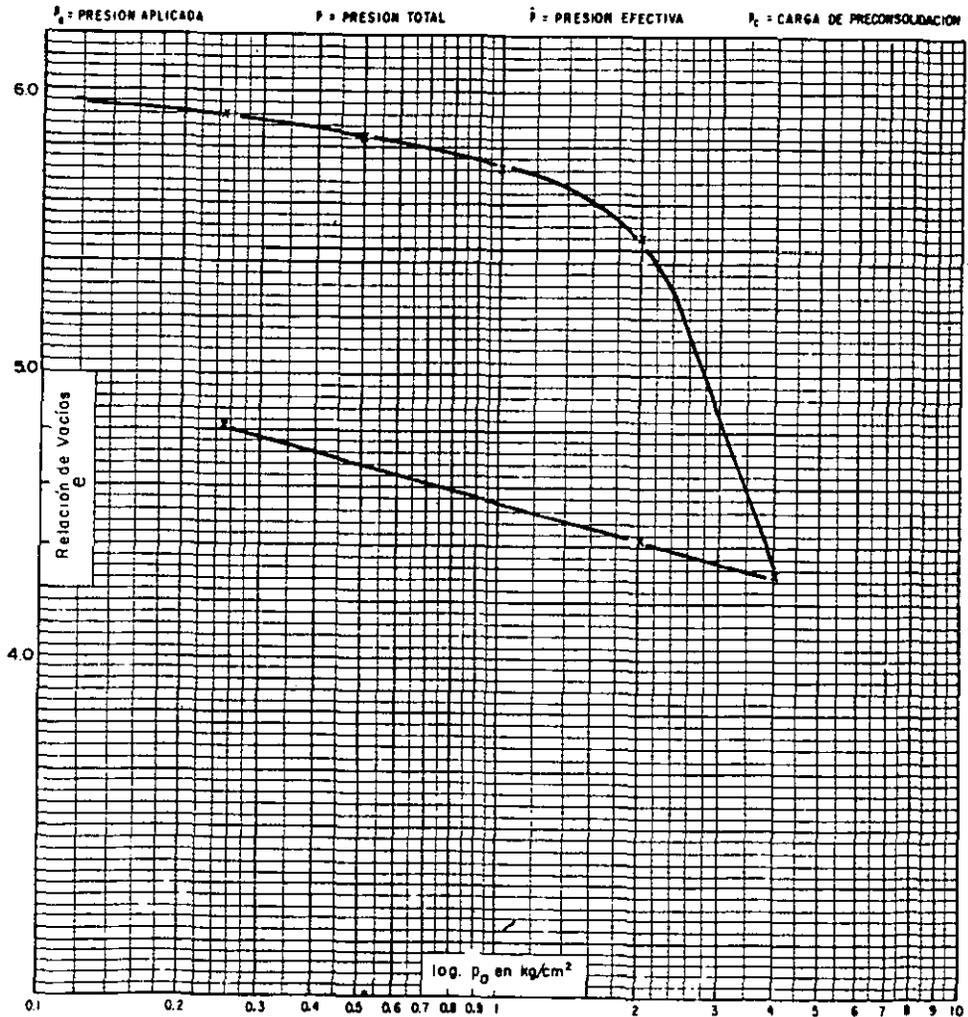


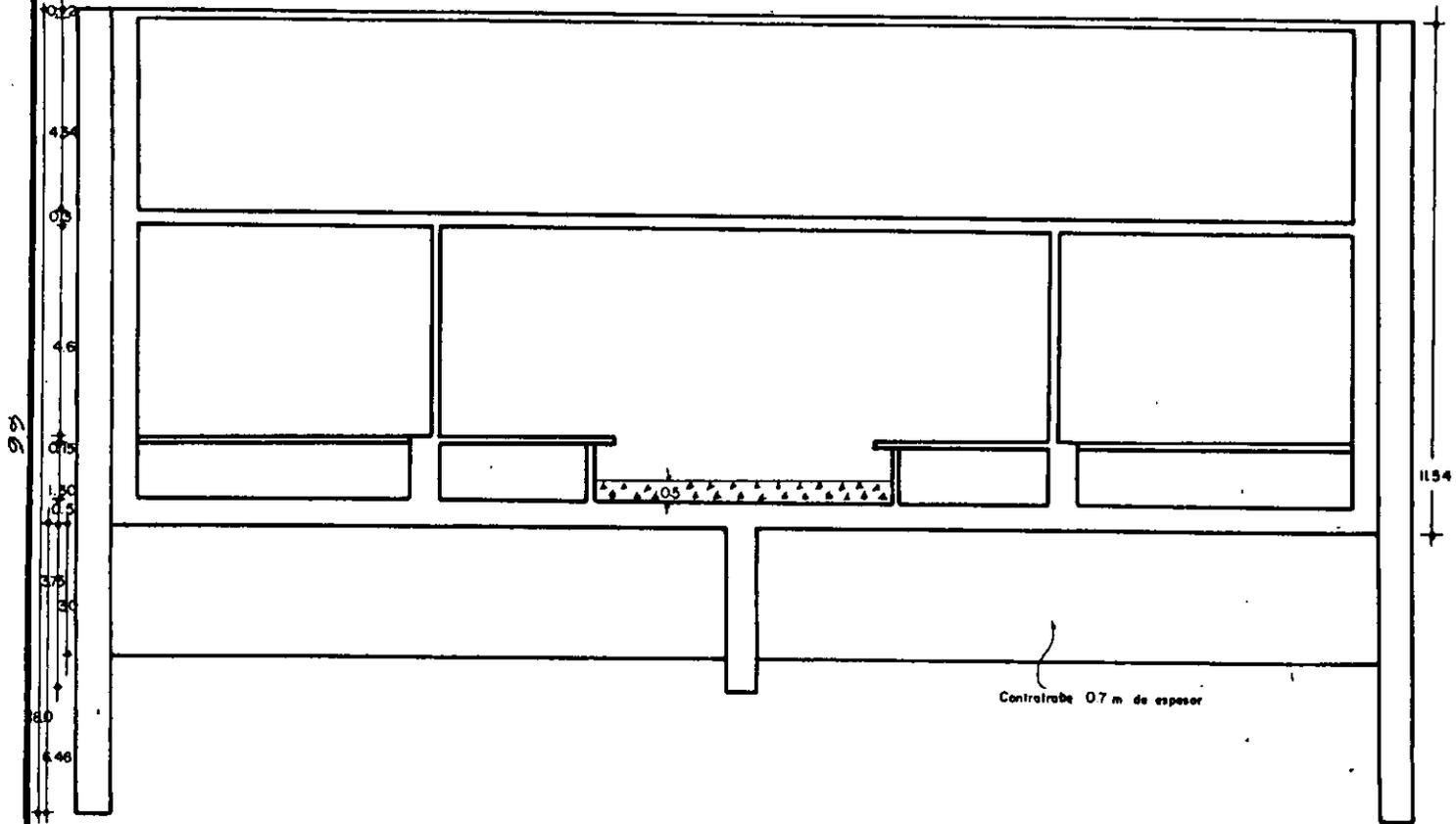
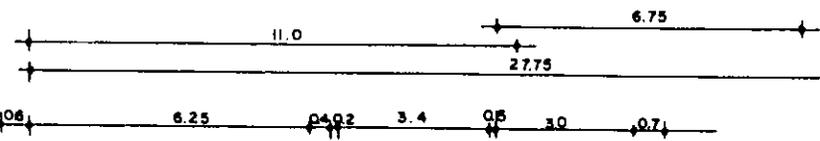
FIGURA N° 7

GHI, S.C.  
Laboratorio de Mecánica de Suelos  
**PRUEBA DE CONSOLIDACION**

Obra N° GHI 7978      Sondeo I      Localización PINO SUAREZ

SIMBOLO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	Sr (%)	$p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\hat{p}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Ss
X	X	35.8	233.6	5.93				2.4	2.41

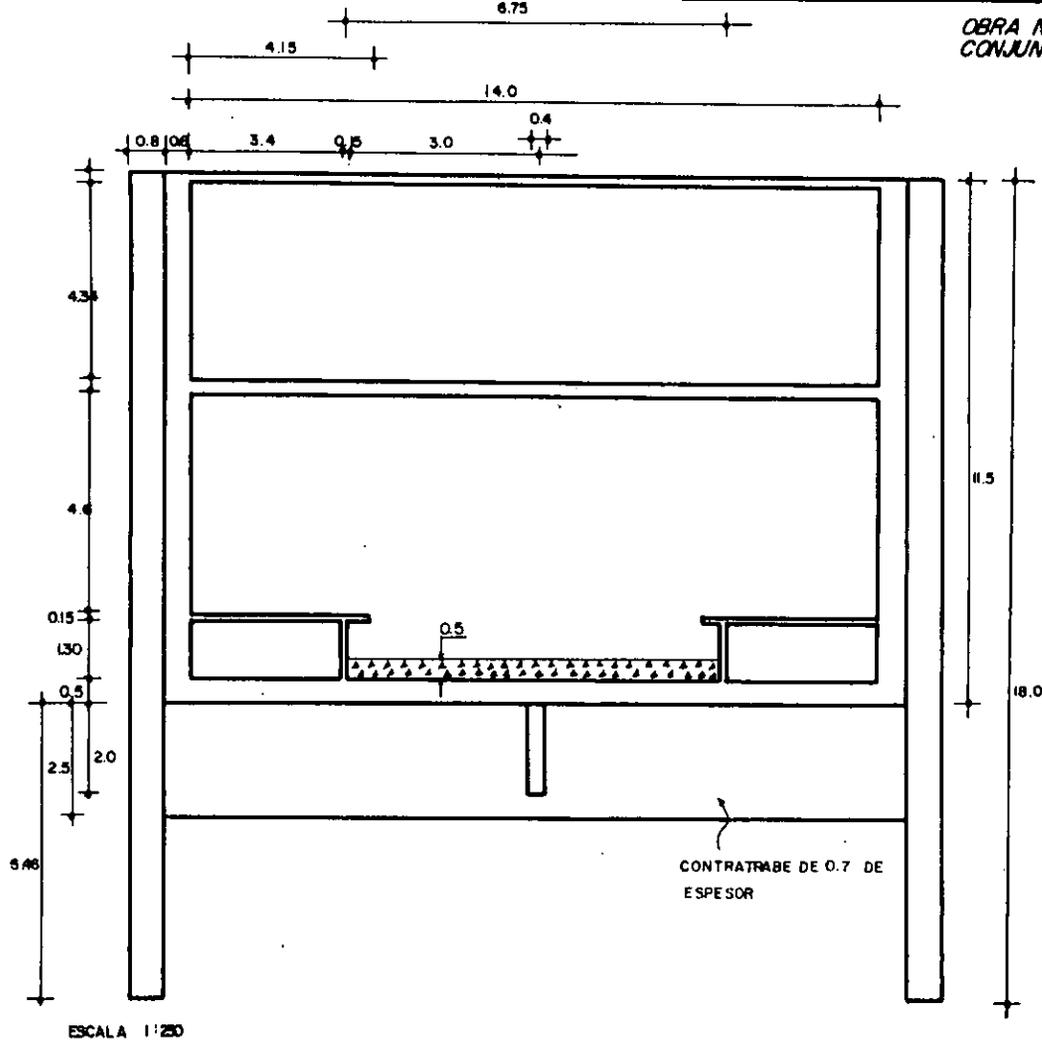




ESCALA 1:250

FIGURA No. 4

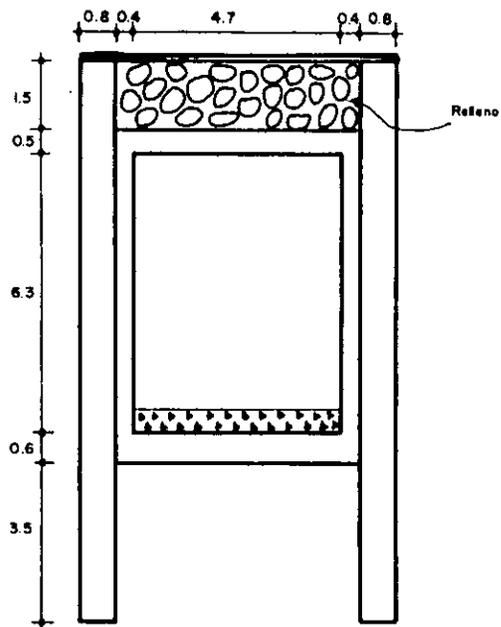
67



ESCALA 1:200

CONTRATRABE DE 0.7 DE  
ESPESOR

FIGURA No. 10

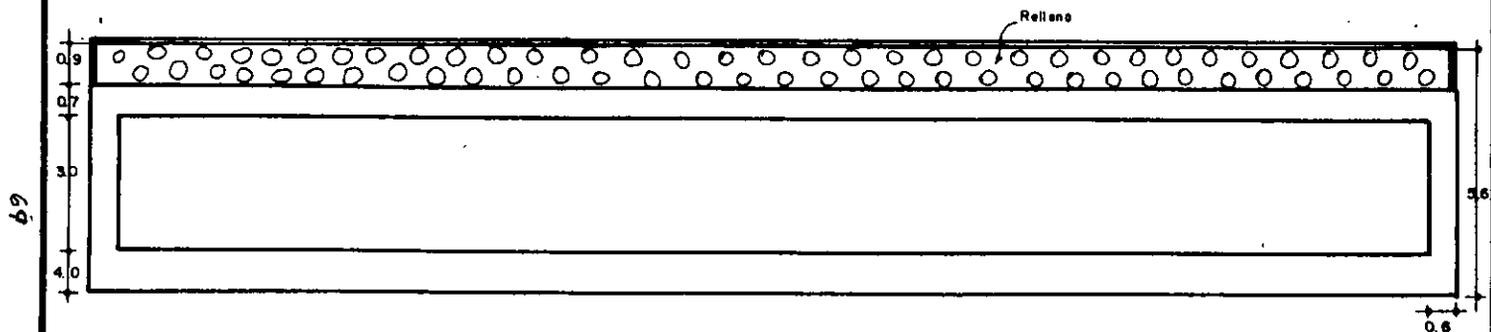


89

ESCALA 1:125

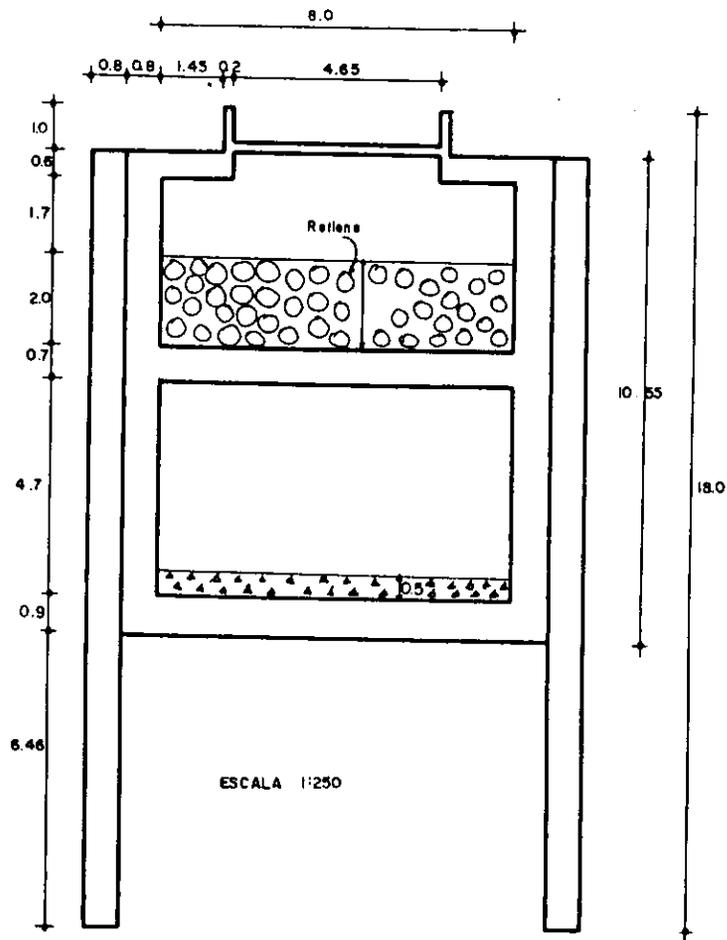
VIA DE SERVICIO.

FIGURA No. 11



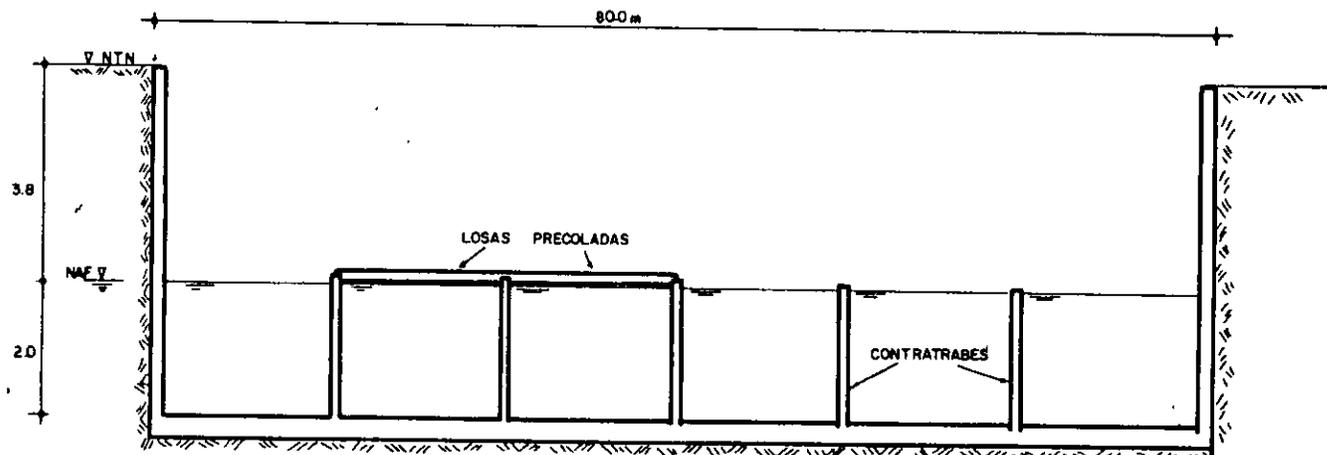
ESCALA 1:25

VESTIBULO DE COMUNICACION ENTRE LINEAS 1 Y 2

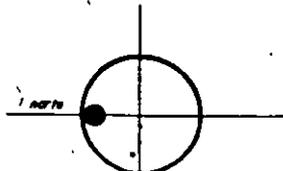


70

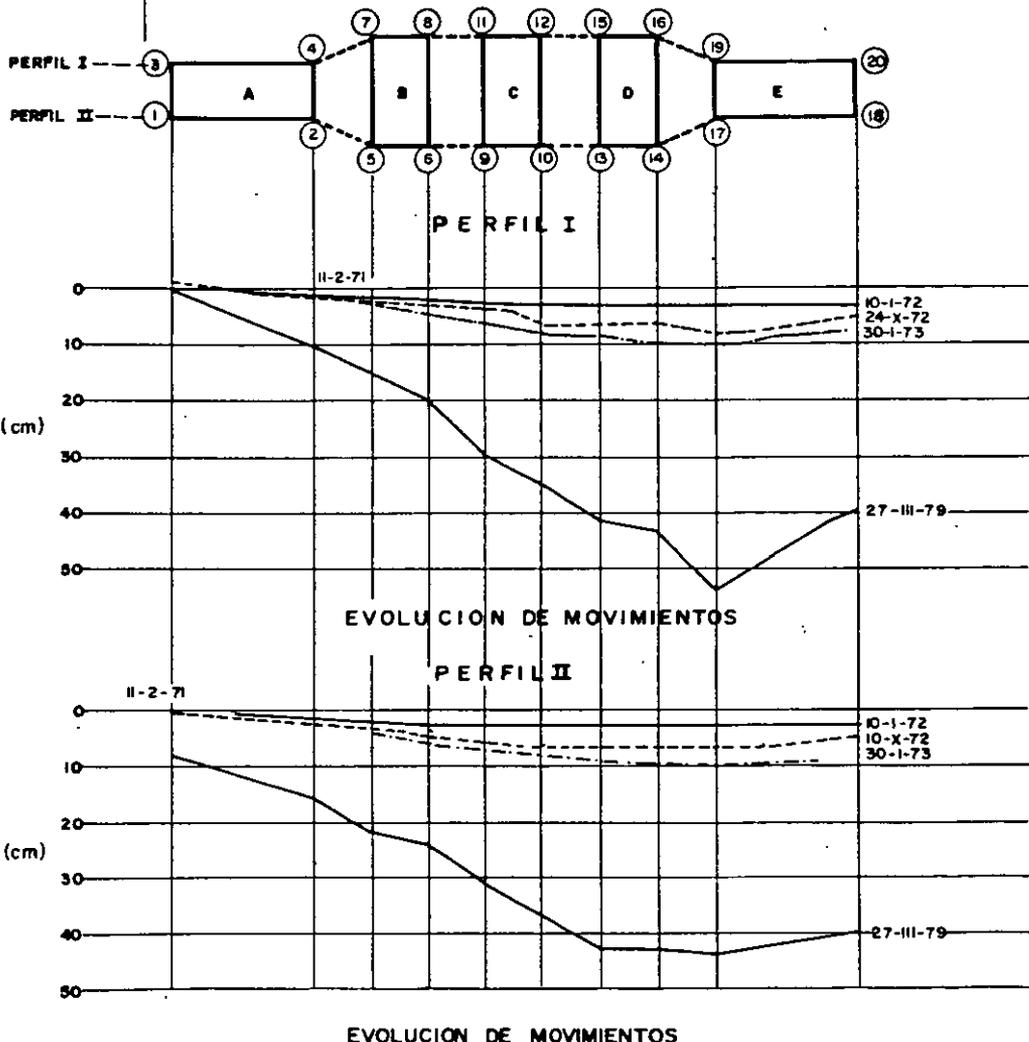
FIGURA No. 13



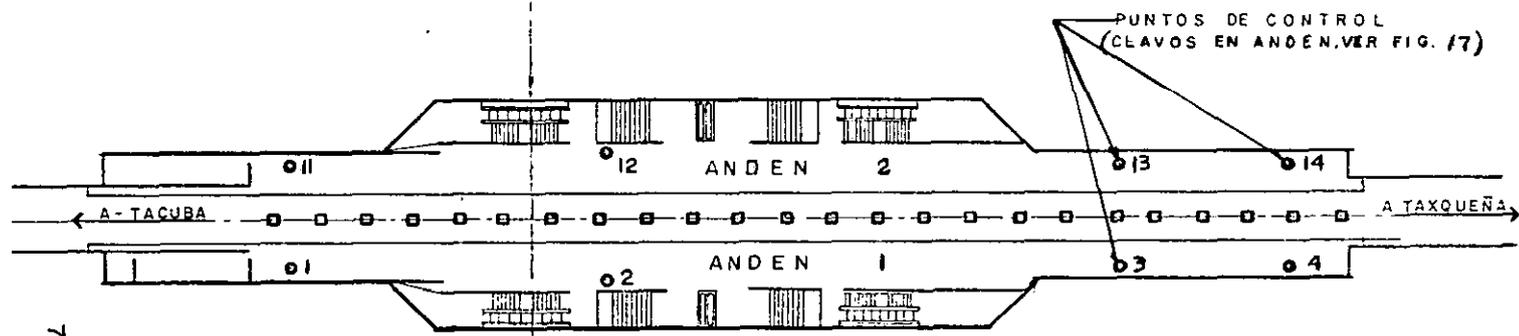
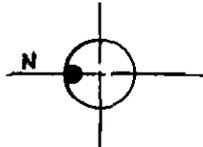
CORTE DE ESTACIONAMIENTO



**CROQUIS DE LA DISTRIBUCION DE EDIFICIOS.**



**FIGURA No.15**



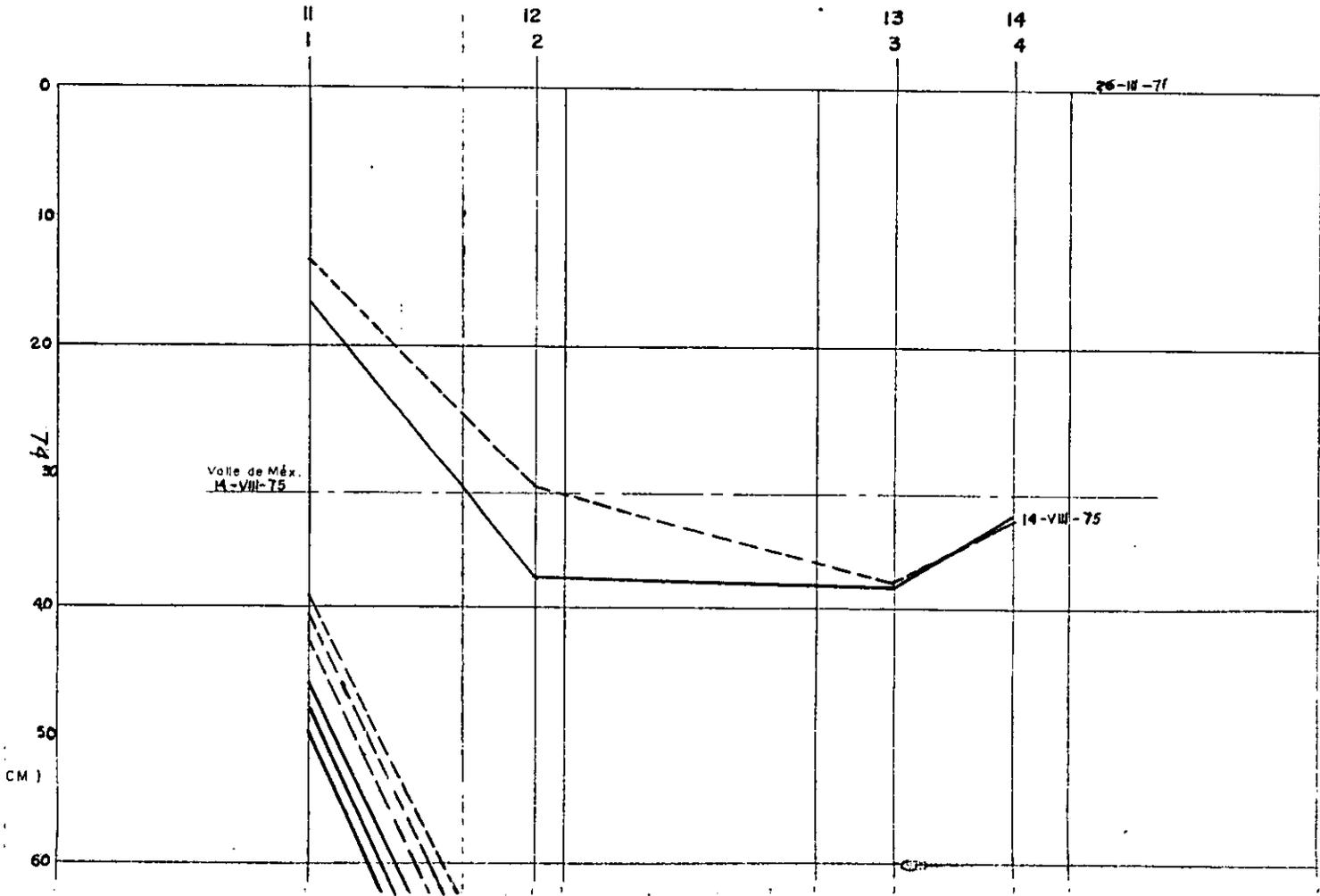
73

CONJUNTO PINO-SUAREZ  
PLANTA A NIVEL ANDEN

FIGURA No.16

ANDEN 1 (1), (2), (3), (4) —————

ANDEN 2 (11), (12), (13) y (14) - - - - -



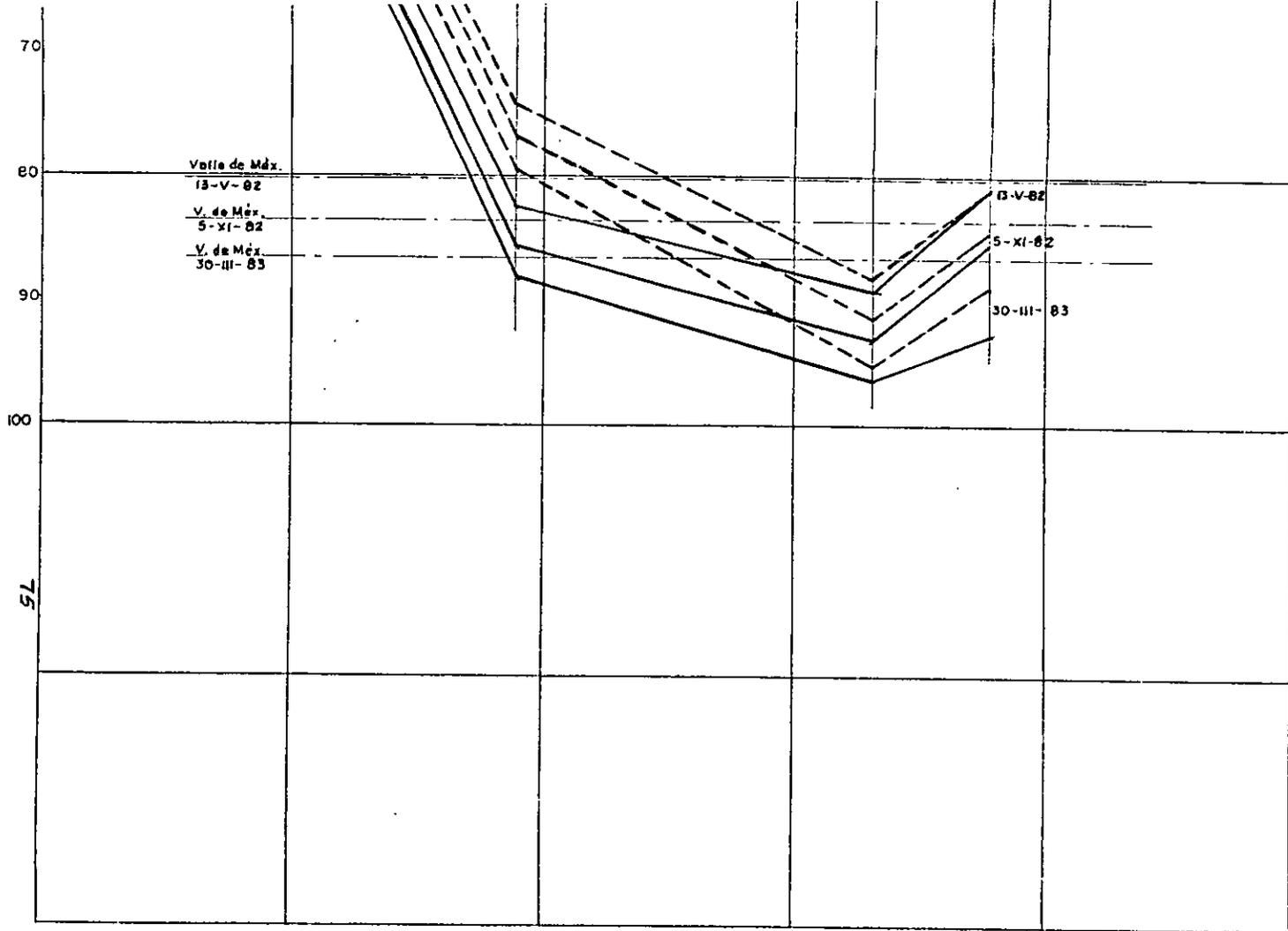
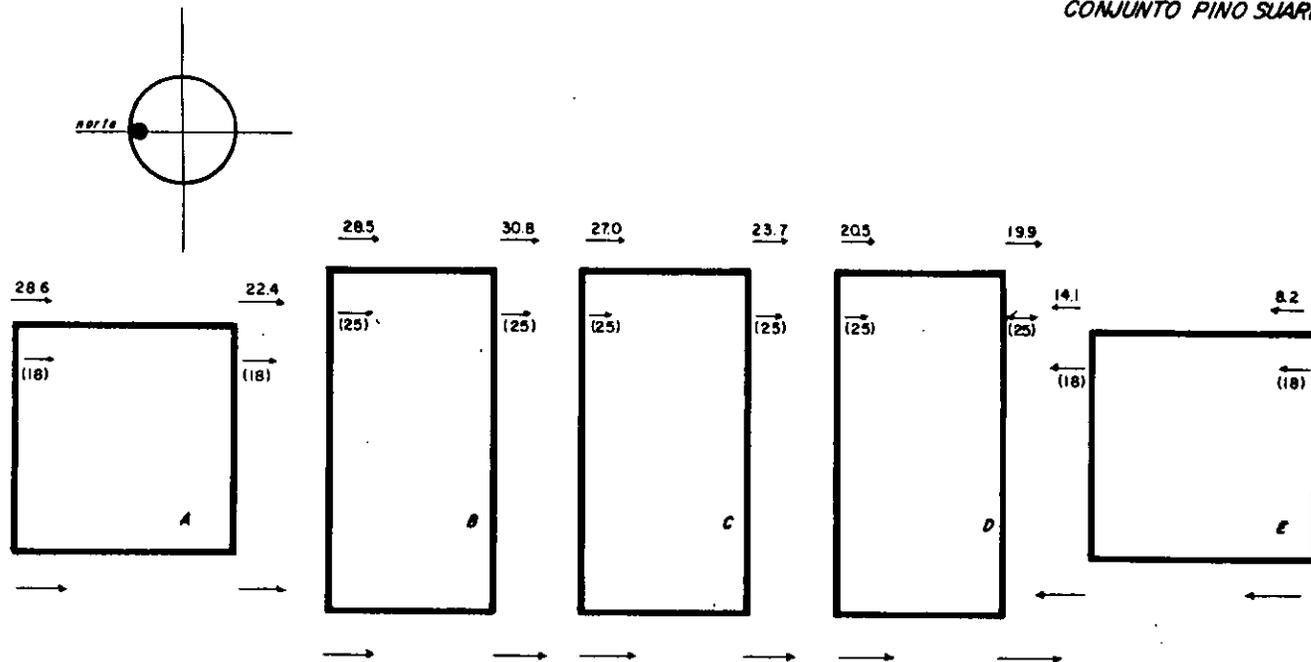


FIGURA No. 17

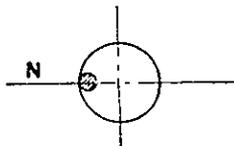


96

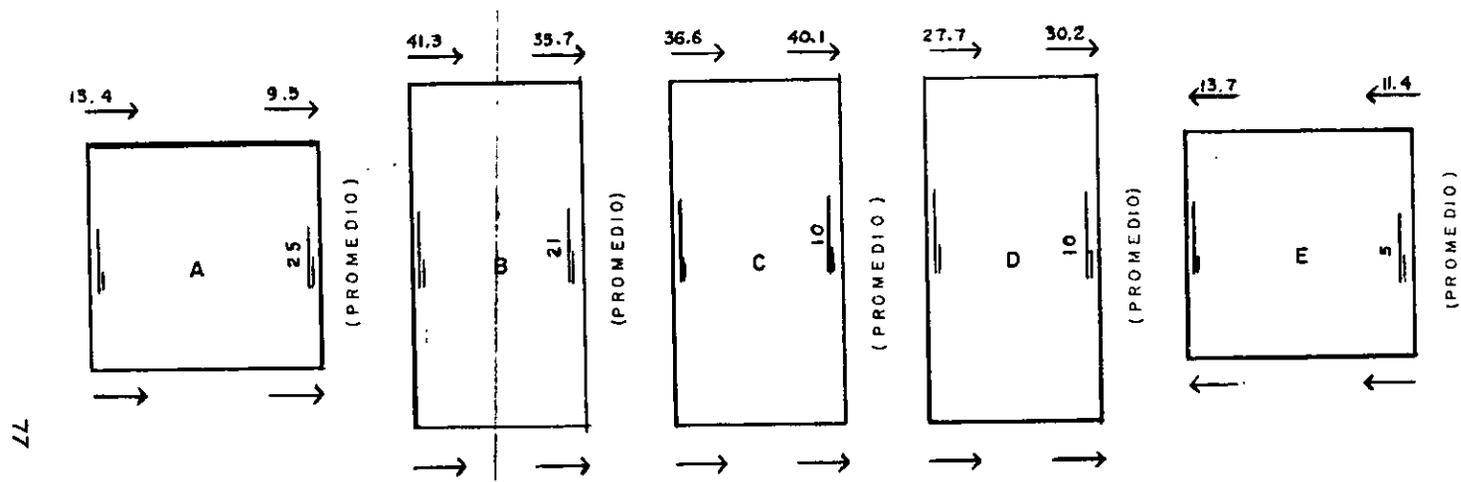
— DESPLOMES EN cm. MEDIDAS POR STC EL 28-III-79

( ) DESPLOMES CALCULADOS A PARTIR DE LA NIVELACION  
 DEL 27-III-79, SUPONIENDO QUE LA ESTRUCTURA GIRA COMO  
 CUERPO RIGIDO.

FIGURA No. 18

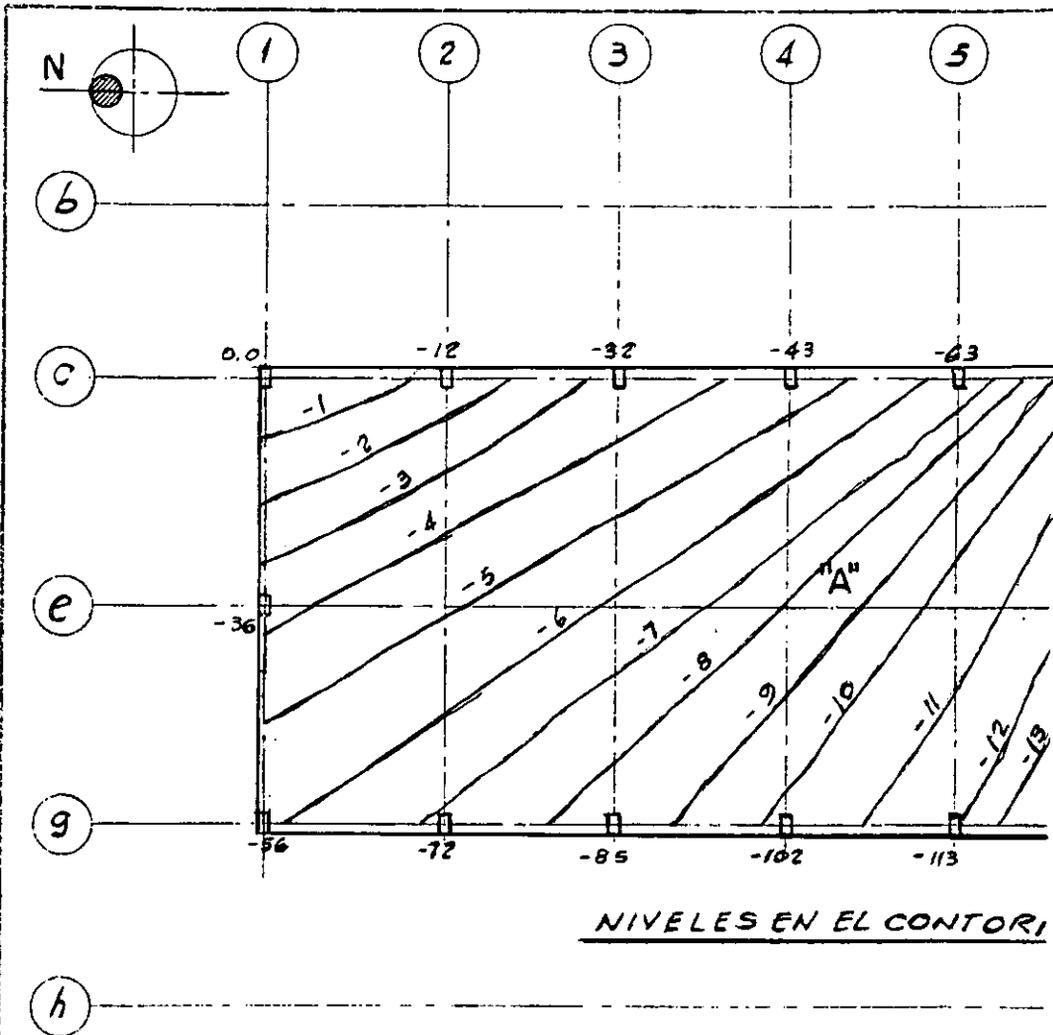


# CONJUNTO PINO-SUAREZ

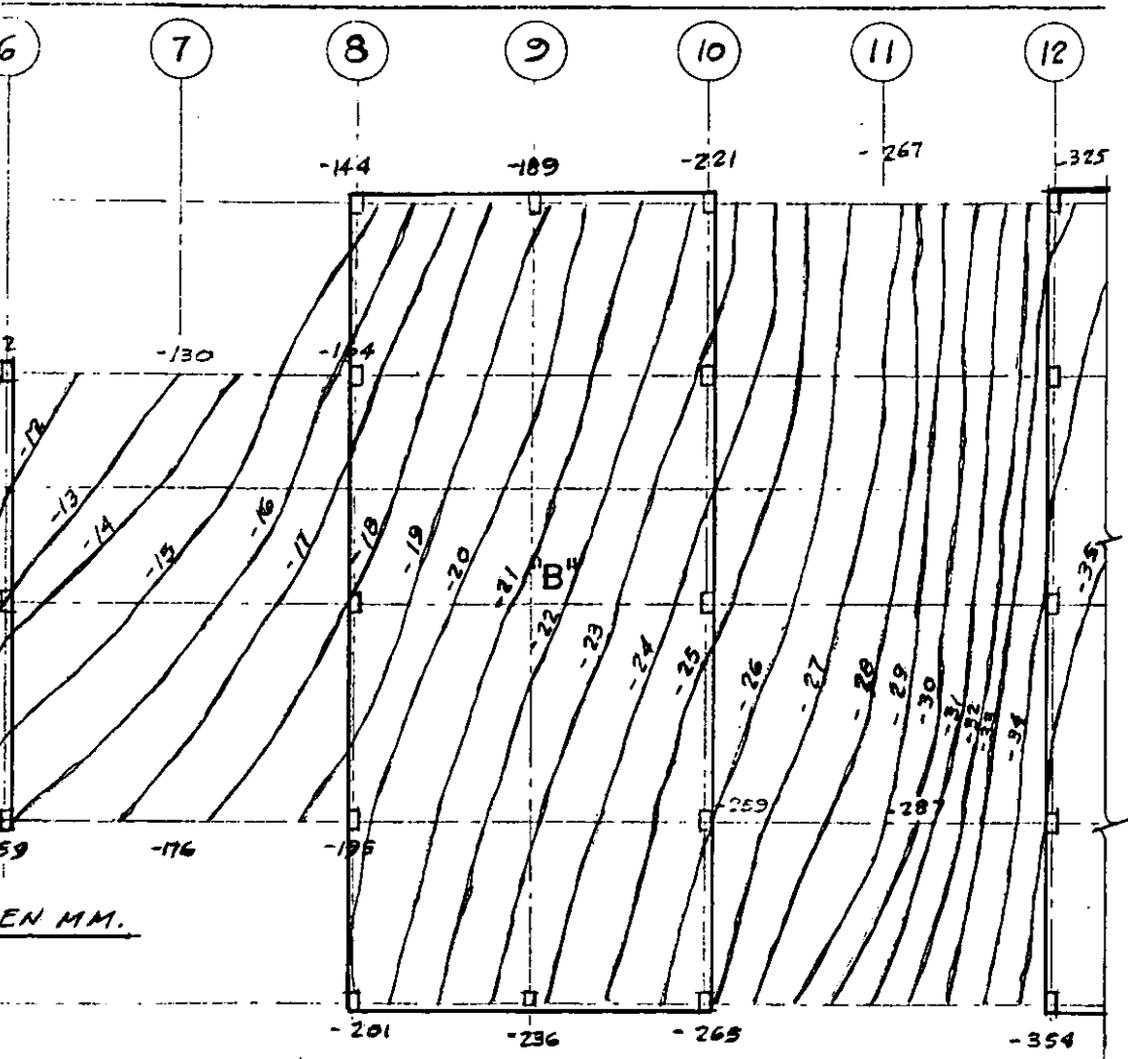


## DESPLOMES EN LOS EDIFICIOS

MARZO DE 1983



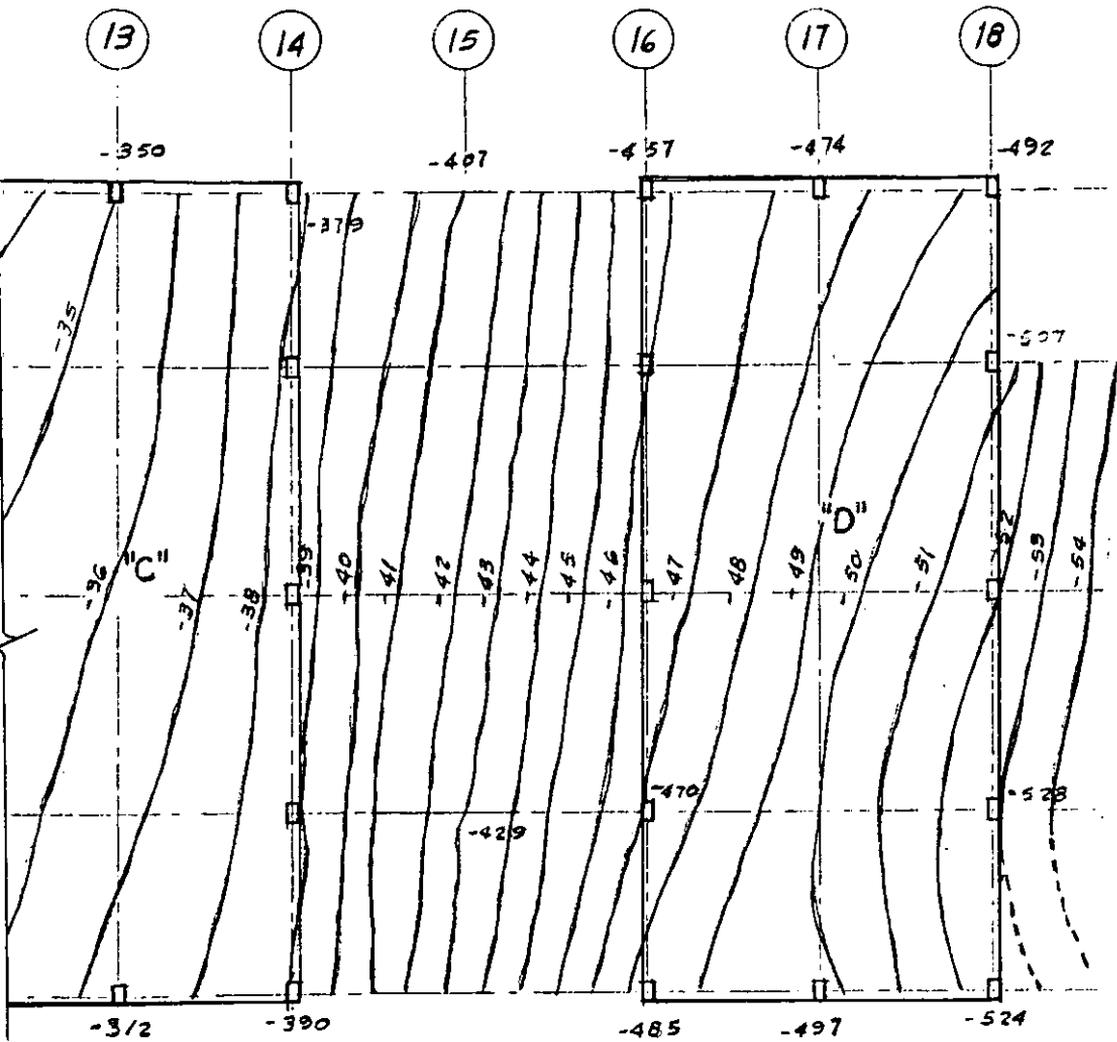
NIVELES EN EL CONTORNI



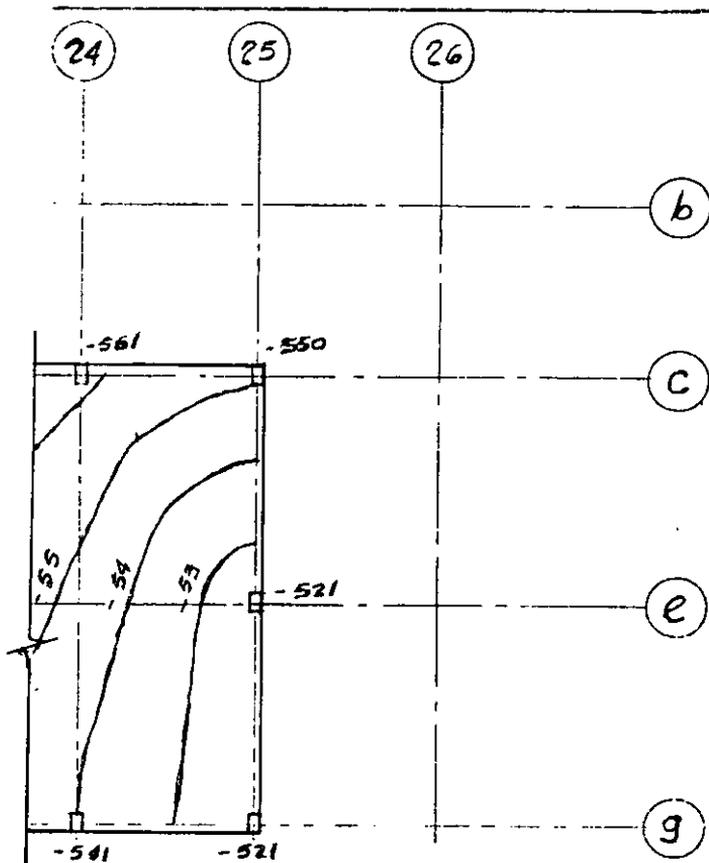
EN MM.

CURVAS EN CMS.

ESTA TESIS NO SALE  
DE LA BIBLIOTECA







R

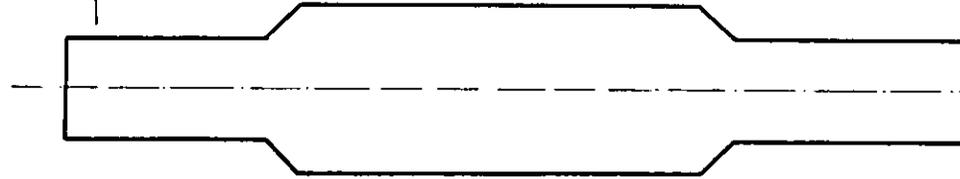
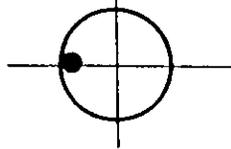
I

OBRA  
**CONJUNTO  
 PINO SUAREZ**

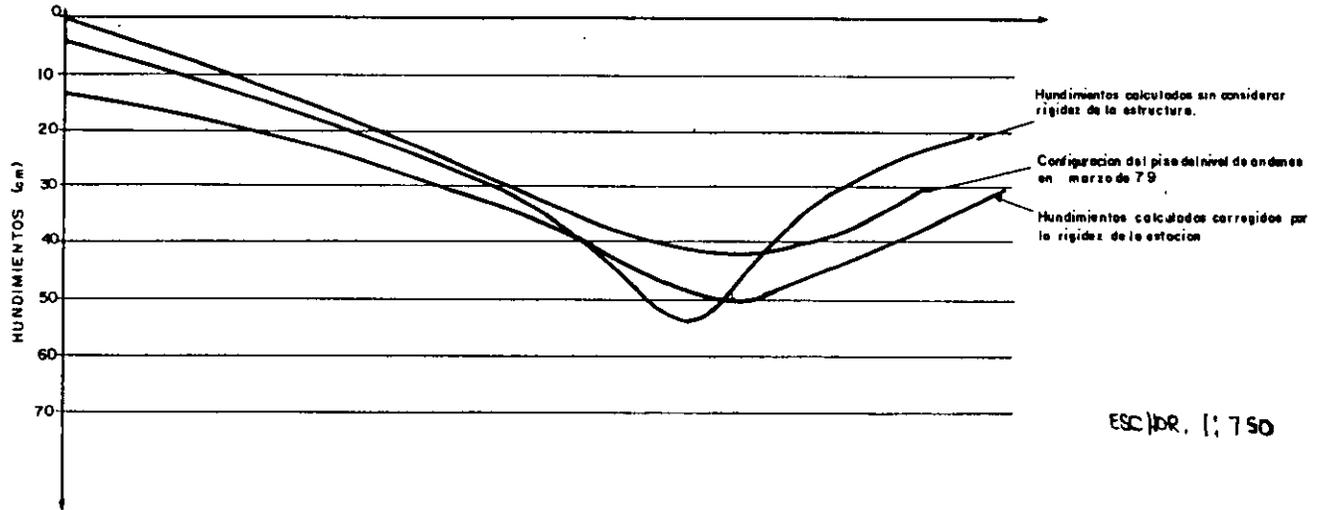
UBICACION:  
**ESTACION METRO  
 PINO - SUAREZ**

PLANO **EVOLUCION DE MOVIMIENTOS Y  
 CURVAS DE NIVELES**

REVISIONES	FECHA	PLANO NÚM.
	NOV-1981	FIGURA
	AGO-1982	20



EJE LINEA 2 DEL METRO



ESC 1/DR. 1:750

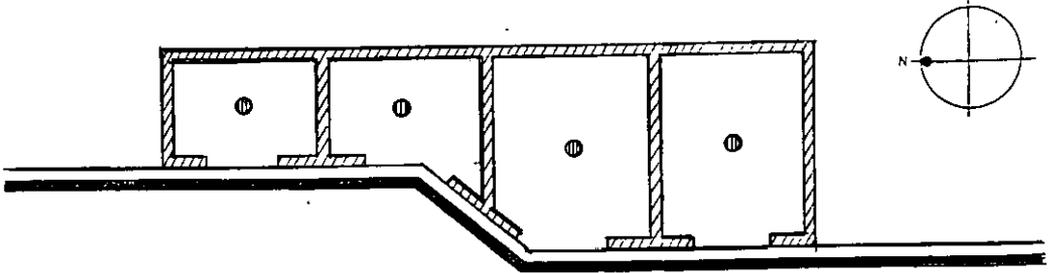
88

ESCALA 1:100

MOVIMIENTOS VERTICALES A LO LARGO DEL EJE DEL METRO

FIGURA No. 21

OBRA No. GHI - 797 B  
 CONJUNTO PINO SUAREZ



EJE LINEA 2 DEL METRO

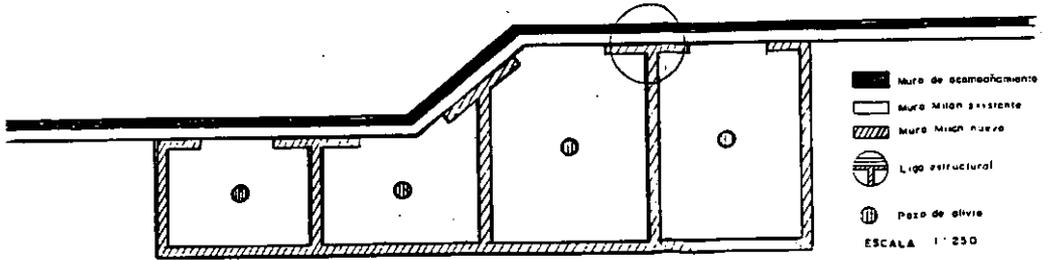
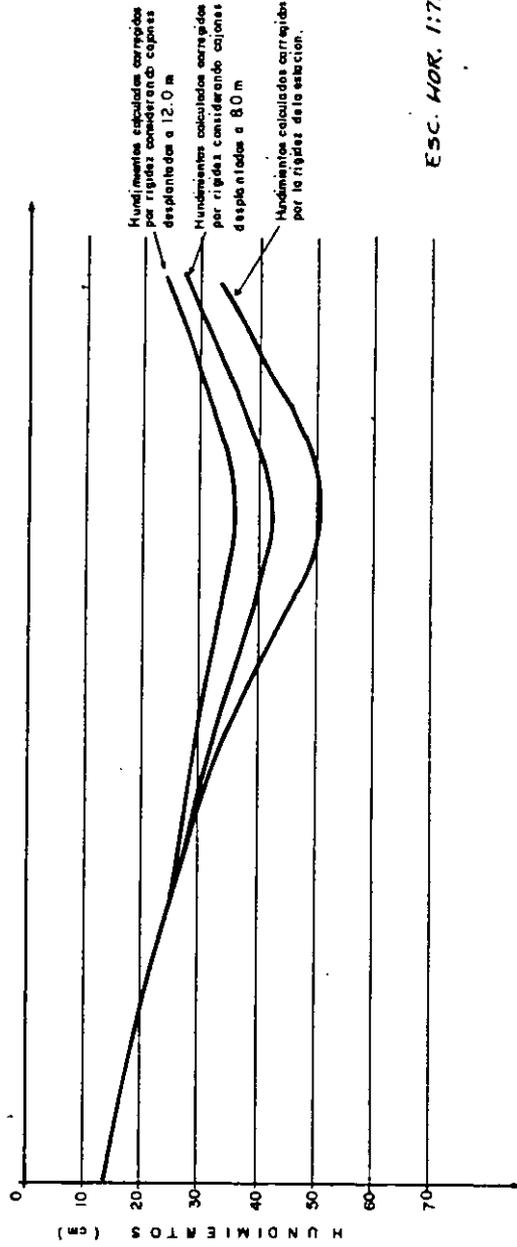
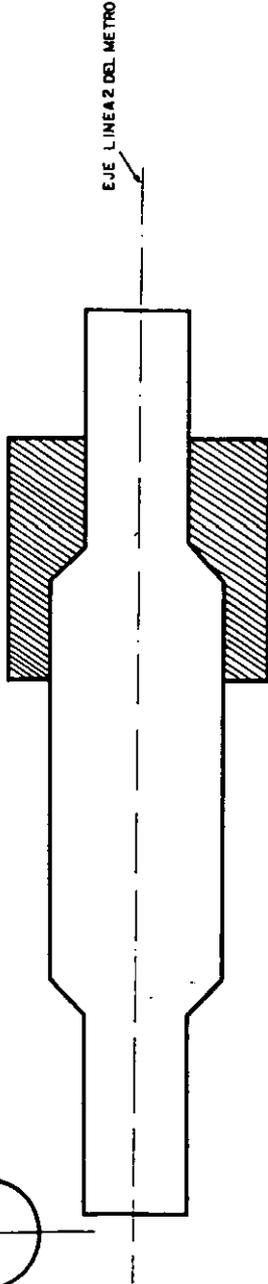
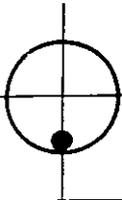


FIGURA No. 22

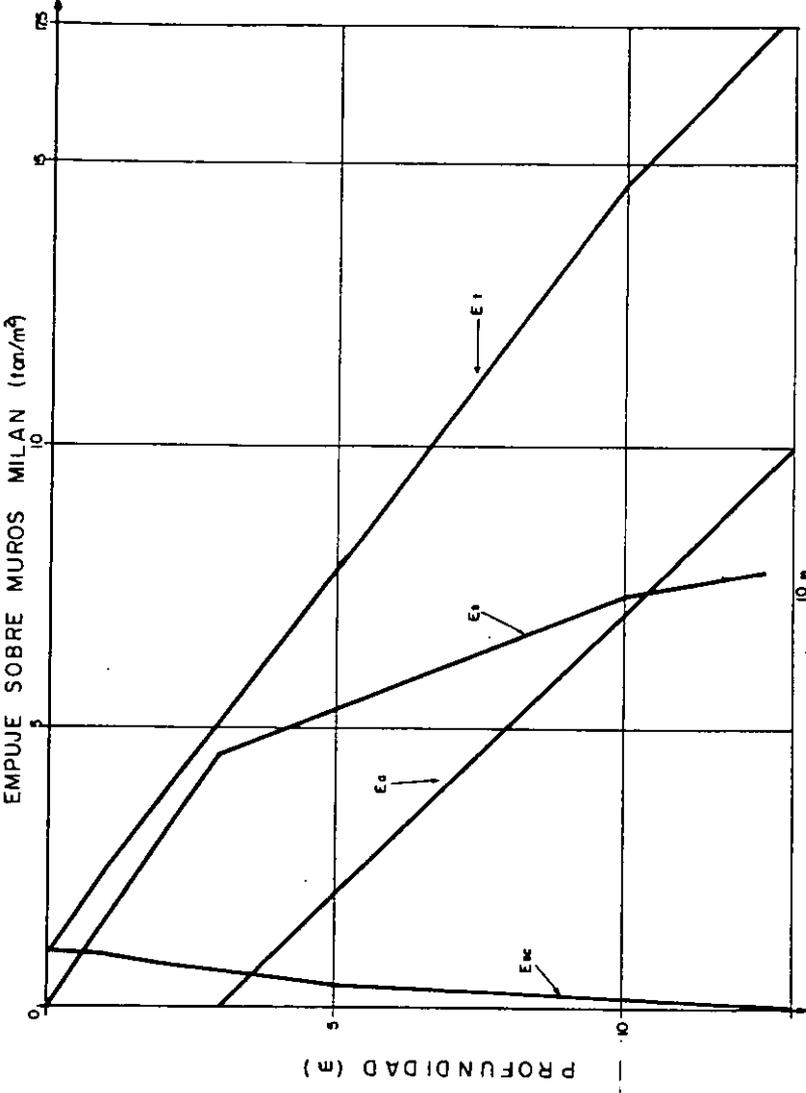


85

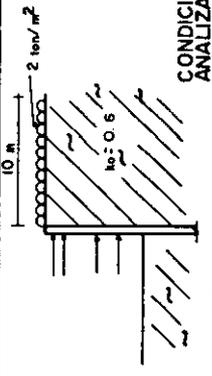
ESC. HOR. 1:750

ESCALA 1:100

MOVIMIENTOS VERTICALES A LO LARGO DEL EJE DEL METRO.



$E_{ac}$  : Empuje de la sobrecarga  
 $E_a$  : Empuje del agua  
 $E_s$  : Empuje del suelo  
 $E_t$  : Empuje total



CONDICION ANALIZADA