

19



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"



ESTUDIO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO
DE LA CIMENTACION COMPENSADA DEL
HOTEL MARQUIS

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

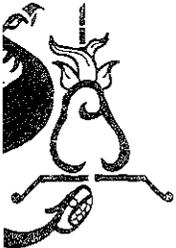
I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

RAYMUNDO RAMOS MAZON

ASESOR: ING. JORGE URIARTE GARCIA.

SANTA CRUZ ACATLAN, EDO. DE MEXICO. ENERO DE 2000.





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

El presente trabajo esta dedicado a todas las personas que siempre han confiado en mí, muy especialmente a mis padres, por haberme dado siempre todo su apoyo para lograr mis objetivos. Al mismo tiempo, deseo dedicarlo a mi esposa por su apoyo y a mi hijo.

También, deseo agradecerle al Ing. Jorge Uriarte García todas las facilidades otorgadas para la realización del presente trabajo.

OBJETIVO

DESCRIBIR EL PROCESO CONSTRUCTIVO DE UNA CIMENTACIÓN COMPENSADA UTILIZANDO ELEMENTOS PRECOLADOS HINCADOS EN EL LUGAR.

ÍNDICE

	PAG.
Introducción.	
I.- Cimentaciones compensadas.	1
A) Clasificación de cimentaciones compensadas.	
B) Causas de falla.	
II.- Tipo de terreno existente en la obra.	9
A) Zonificación de los suelos del valle de México.	
B) Estudios preliminares (sondeos y pruebas de laboratorio).	
C) Estratigrafía.	
III.- Proyecto general de la obra.	36
IV.- Planeación de la obra.	60
V.- Proceso constructivo.	76
Conclusiones.	
Bibliografía.	

INTRODUCCIÓN

Los cimientos son los elementos destinados para transmitir las cargas de la superestructura y la subestructura al terreno, por lo que la rigidez y la estabilidad de la edificación dependerá predominantemente de la cimentación. Aunque la cimentación de una edificación generalmente no llama la atención, la organización de sus elementos básicos y el estudio de cada una de sus partes en algunas ocasiones exige un mayor conocimiento y criterio que el normalmente usado para estructurar la edificación.

Antes de comenzar a construir una cimentación es indispensable conocer el tipo de suelo existente en el sitio, dependiendo de la magnitud de la estructura, el procedimiento puede ir desde investigar el tipo de cimentación de las construcciones aledañas e imitarlo para construcciones pequeñas, hasta elaborados estudios de mecánica de suelos para construcciones de gran magnitud.

Una vez conocido el tipo de suelo, es necesario elegir el tipo de cimentación, para su estudio las cimentaciones se dividen en:

CIMENTACIONES SUPERFICIALES: Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales del terreno por tener éstas la capacidad necesaria para soportar el peso de la estructura. En este tipo de cimentaciones se encuentran: los cimientos de mampostería, zapatas aisladas o corridas y las losas de cimentación.

CIMENTACIONES PROFUNDAS: Son aquellas que se apoyan en las capas profundas del terreno porque las capas superficiales ya no tienen la capacidad necesaria para soportar el peso de la estructura. En este tipo de cimentaciones se encuentran: los pilotes, las pilas y los cajones de cimentación.

Entre los cajones de cimentación se encuentran las cimentaciones compensadas. El objetivo del presente trabajo es describir el proceso constructivo de una cimentación compensada utilizando elementos precolados hincados en el lugar, es pertinente señalar que dentro de las limitaciones del presente trabajo, se encuentra el no mencionar el proceso constructivo de la estructura, así como tampoco se hace referencia a los criterios de diseño utilizados tanto para la cimentación como para la superestructura y el diseño arquitectónico de la edificación.

En el primer capítulo se describe que son las cimentaciones compensadas así como una clasificación de las mismas. Se mencionan además las causas más comunes de falla de este tipo de cimentaciones y algunas de las soluciones posibles.

En el segundo capítulo se explica la importancia de conocer el tipo de suelo existente en el sitio de la obra, la zonificación del subsuelo del valle de México y el por qué de esa clasificación. Se hace una descripción de los sondeos realizados para la obra en cuestión así como una descripción lo más detallada posible de los resultados obtenidos.

El tercer capítulo proporciona un panorama general de la obra, lo cual nos dará la información necesaria para poder comprender el proceso constructivo de la cimentación. Se exponen los cálculos realizados y los criterios de diseño utilizados para el diseño de las tablestacas.

El cuarto capítulo explica la importancia de la planeación en las obras de ingeniería civil, las técnicas usadas actualmente y describe algunos ejemplos del uso de la misma en la planeación de esta obra.

El capítulo quinto describe paso a paso y lo más detallado posible, el proceso constructivo utilizado para la construcción de la cimentación. se recurre a la utilización de fotografías de la obra para ilustrar las descripciones realizadas.

CAPÍTULO I. CIMENTACIONES COMPENSADAS

Lo primero que se debe buscar al intentar cimentar una edificación es un estrato de suelo con la capacidad necesaria para soportar el peso de la estructura incluyendo la misma cimentación sin que sufra asentamientos que estén fuera de los límites tolerables, ya que éstos causarían deformaciones que provocarían inestabilidad en la misma.

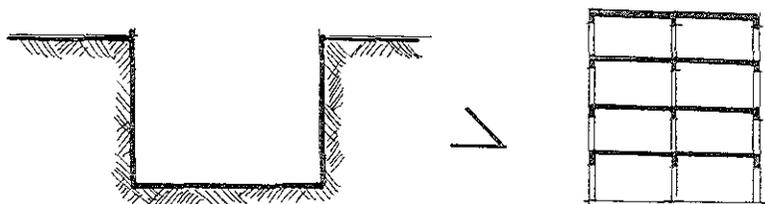
Ya que los asentamientos producidos por las edificaciones sobre el suelo en el cual están desplantadas, pueden llegar a magnitudes considerables, se han hecho diseños de cimentaciones para reducirlos, lo cual ha dado lugar a nuevos tipos de cimentaciones, entre las cuales se encuentran las compensadas o por flotación, las cuales combinan una reducción de los esfuerzos producidos sobre el subsuelo por la cimentación, y una menor deformación de los depósitos sobre los cuales se desplanta la cimentación.

A) CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES COMPENSADAS

A fin de reducir los esfuerzos sobre el depósito sobre el cual se desplantará la cimentación y los asentamientos que pudiera provocar, se excava un cierto volumen de tierra, construyendo en el lugar un cajón de cimentación, el cual consiste básicamente en una losa de cimentación limitada por muros perimetrales. Al hacer esto, se pretende que el peso de la estructura que se va a construir sea más grande, igual o menor que el peso del volumen de tierra excavado, lo cual nos lleva a clasificar las cimentaciones compensadas en:

1.- Cimentaciones sobrecompensadas

Se llaman así, cuando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura (W), es menor al esfuerzo total inicial que soporta el depósito de suelo al nivel de desplante (Pd).



$$W < Pd$$

Fig. 1.1 Cimentación sobrecompensada.

Donde

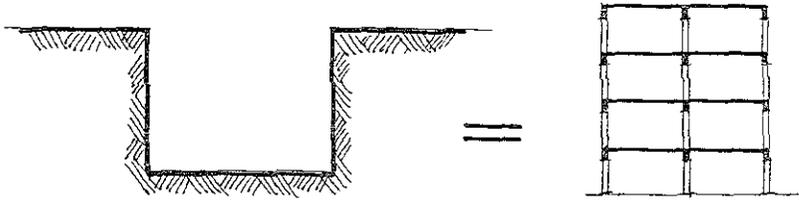
$$W = \frac{We}{A}$$

$$Pd = \gamma \cdot Df$$

- W Presión total transmitida en forma permanente por la estructura.
- Pd Esfuerzo total inicial al nivel de desplante.
- We Carga total (acciones permanentes más acciones variables con intensidad media).
- A Área de la cimentación.
- γ Peso volumétrico total representativo del suelo, desde la superficie hasta Df .
- Df Profundidad de desplante.

2.- Cimentaciones compensadas

Se tienen cuando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura (W), es igual al esfuerzo total inicial que soporta el depósito de suelo al nivel de desplante (Pd).

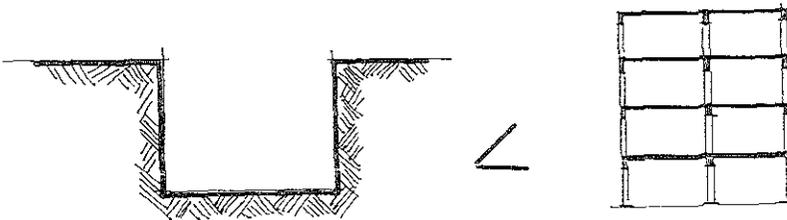


$$W = Pd$$

Fig. 1.2 Cimentación compensada.

3.- Cimentación subcompensada

Se obtienen cuando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura (W), es mayor al esfuerzo total inicial que soporta el depósito de suelo al nivel de desplante (Pd).

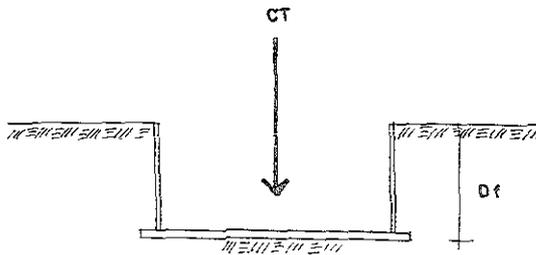


$$W > Pd$$

Fig. 1.3 Cimentación subcompensada

Hay que hacer notar que lo que llamamos peso de la estructura construida, incluye el peso propio de la cimentación. Así mismo, debido a la dificultad de garantizar que el cajón se mantenga estanco durante toda la vida útil de la estructura, la carga total W_e , debe considerar el peso del agua asociado a la eventual inundación de las celdas de cimentación por debajo del nivel freático

En el caso de una cimentación compensada totalmente, al sustituir el peso del volumen de tierra excavado por el peso de la cimentación, se pretende que el esfuerzo producido por la cimentación sobre el estrato de apoyo, sea el mismo que le producen los depósitos que le sobreyacen, por lo que conociendo las dimensiones y el peso de la cimentación por construir, el principal problema de diseño de la cimentación estriba en encontrar la profundidad necesaria en el subsuelo para compensar el peso de la cimentación y en el cual los asentamientos sean tolerables, considerando un cierto margen de seguridad, tanto en la estimación de las propiedades del depósito como en las cargas consideradas (Fig. 1.4).



$$CT = \gamma \cdot Df$$

DONDE

CT = Carga Total

γ = Peso Volumétrico

Df = Profundidad de Desplante

Fig. 1.4 Sustitución de esfuerzos en una cimentación compensada totalmente.

Si pudiéramos hacer que la excavación se realizara sin modificar las propiedades del suelo y suponiendo que las propiedades del mismo fueran igual antes y después de la excavación, el terreno no notaría el cambio, pero en realidad esto no sucede, las excavaciones producen cambios en los esfuerzos del terreno, lo cual trae como consecuencia cambios en las propiedades del mismo.

Una de las consecuencias de modificar las condiciones de los depósitos con la excavación, es que en la superficie de ésta se produce un bufamiento, el cual deviene de que el peso del volumen excavado es menor a la subpresión producida por el terreno en el fondo de la excavación, ya que al realizar la excavación, los esfuerzos que se transmitían al subsuelo por el peso de los depósitos se anulan, quedando un desequilibrio de esfuerzos.

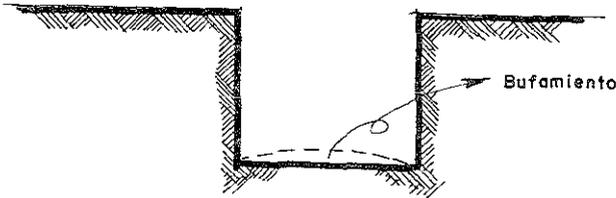


Fig. 1.5 Falla de fondo en excavaciones profundas.

A pesar de que el método de la cimentación compensada es el más aceptado para minimizar los asentamientos, éstos generalmente tienen lugar a consecuencia de varios factores, como pueden ser:

- La reconsolidación del suelo, el cual ha tenido un aumento de volumen, como consecuencia de la eliminación de la presión de sobrecarga al realizar la excavación para la subestructura.

- En muchos casos es imposible predecir con exactitud la intensidad ó distribución de la sobrecarga.

- Las fluctuaciones del nivel freático del suelo, las cuales se controlan realizando pozos de abatimiento del nivel freático alrededor de la excavación.

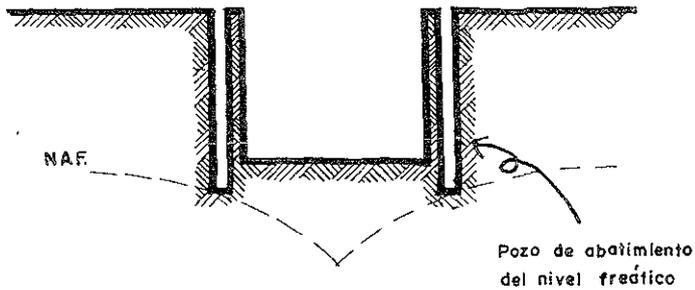


Fig. 1.6 Control del NAF usando pozos de abatimiento del nivel freático.

Dentro de las revisiones a las cuales se deben someter los cálculos realizados en el diseño se encuentran las siguientes:

- La excentricidad de cargas.
- La capacidad de cargas.
 - Condiciones estáticas.
 - Capacidad de carga.
 - Flotación.
 - Asentamientos.
 - Expansiones a largo plazo.
 - Movimientos verticales.
 - Condiciones sísmicas.
 - Solicitaciones.
 - Efectos inducidos por sismo.
 - Esfuerzo límite en la orilla de la cimentación.
 - Tensiones inducidas por sismo.
 - Cortante inducido por sismo.
 - Distorsión angular.

B) CAUSAS DE FALLA.

Entre las causas más comunes por las cuales este tipo de cimentaciones falla, se encuentran:

- La inundación del cajón de cimentación debido a fugas en las instalaciones hidráulicas contenidas en el mismo, lo cual cambia la condición de un cajón estanco a un cajón con agua en las consideraciones hechas para el diseño de la cimentación.
- Filtraciones del agua del subsuelo a través del cajón de cimentación, lo cual genera la necesidad de achicarla por medio de bombas. Esto hace perder la subpresión ejercida sobre el cajón de cimentación por el agua del subsuelo.
- El bombeo de obras vecinas, si el nivel de desplante es más profundo y necesario para construir la nueva cimentación, causando con este abatimiento del nivel freático que se le reste flotación a la cimentación más superficial con la agravante conocida de hacerla hundir diferencialmente por el distinto abatimiento de los niveles piezométricos en el área comprendida por la planta del edificio más superficial.
- La flotación e inclinación de la cimentación antes de que el peso de la estructura contrarreste el peso del volumen excavado. La flotación suele ocurrir sólo en suelos con agua intersticial o en arcilla o limo muy blandos, se soluciona manteniendo el nivel de aguas freáticas constantemente bajo ó colocando anclajes positivos en una capa más dura del terreno.

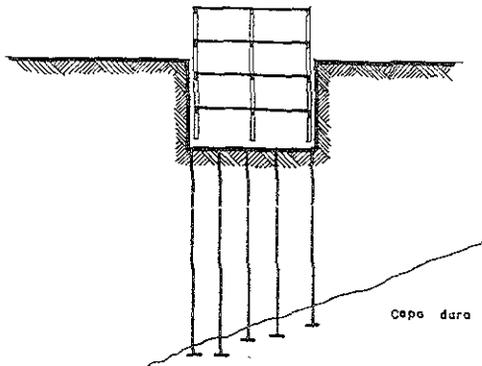


Fig. 1.6 Anclaje de la estructura en una capa dura.

-- La flotación por pérdida de fricción en las paredes del cajón después de un sismo, o por la recuperación del nivel freático, esto se soluciona considerando que la relación entre el peso total de la estructura y el peso del agua por debajo del nivel freático, sea mayor ó igual a un factor de seguridad.

CAPÍTULO II. TIPO DE TERRENO EXISTENTE EN LA OBRA

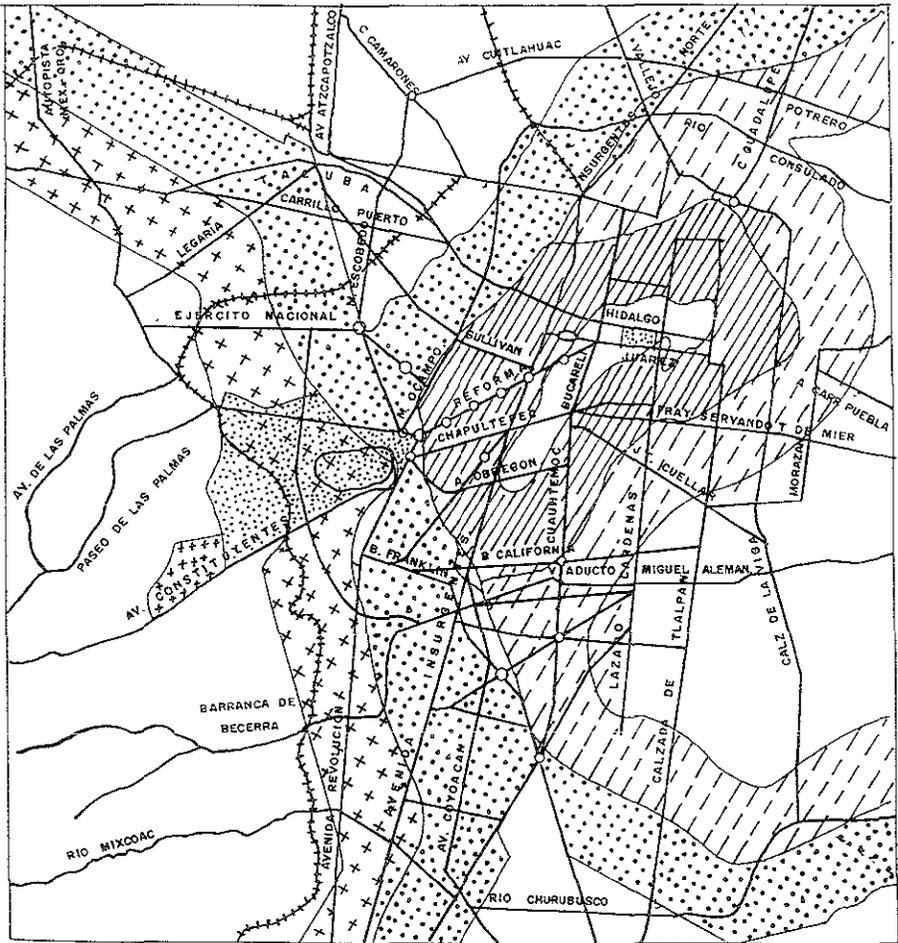
Cuando se desea ubicar una estructura en algún lugar determinado, resulta imprescindible conocer las características del suelo en ese sitio, para poder prever en lo posible los daños que podría causar en la estructura un apoyo deficiente de la cimentación. A raíz de esto, se han hecho muchos estudios para conocer las características del subsuelo de la Ciudad de México, lo cual ha desembocado en una zonificación que toma en cuenta zonas de subsuelo con similares particularidades.

A pesar de tener ya zonificado el subsuelo de la Ciudad de México, cuando se trata de estructuras de gran importancia, es necesario realizar exploraciones que nos permitan conocer las peculiaridades del terreno, sobre el cual se va a construir la edificación, conocido lo anterior el proyectista podrá diseñar una cimentación y proponer un proceso constructivo apegado a las limitaciones que el subsuelo pudiera tener.

A) ZONIFICACIÓN DE LOS SUELOS DEL VALLE DE MÉXICO.

El valle de México es una unidad topográfica limitada al Norte por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Este por las llanos de Apan, los montes de Río Frío y la Sierra Nevada; al Sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco y al Oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo. La superficie total del valle es del orden de 7,160 km² de los cuales 3,080 km² corresponden a la zona francamente montañosa y 2,050 km² a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la zona más baja es de 2,240 m. aproximadamente.

La superficie del valle de México se ha dividido para su estudio en tres zonas: de lomas, de transición y de lago (fig. 2-1)



-  ZONA A Lomas
-  ZONA B Transición
-  ZONA C Fondo del lago, muy alterado por sobre cargas y bombeos
-  ZONA D Fondo del lago, poco alterado por sobre cargas y bombeos

FIG. 2.1 Zonificación de la Ciudad de México atendiendo al punto de vista estratigráfico

1.- Zona de lomas

Se desarrolla en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y está constituida por depósitos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava y tobas pumíticas bien cementadas otras; por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. En general, la zona de Lomas presenta buenas características para las cimentaciones, sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava en esa zona, muchos predios pueden estar cruzados por galerías probablemente rellenas de material arenoso suelto, lo cual de ninguna manera disminuye su peligrosidad.

En la zona del Pedregal, en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre diferentes derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentado que pueden ser causa de falla bajo columnas pesadas. Otro problema al Norte de la ciudad de México dentro de la zona general de Lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme, los cuales pueden provocar asentamientos diferenciales bruscos y exigen estudios profundos para determinar la cimentación idónea y un método de compactación artificial que sea eficaz.

2.- Zona de transición

Esta zona se presenta entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, aquí las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían mucho de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes predominantemente de arena y grava.

Para su estudio, esta zona se ha subdividido en zona de transición alta y zona de transición baja, en función de su proximidad a la zona de lomas y a la zona del lago respectivamente.

La zona de transición baja presenta arenas de playa, trabajadas en la zona de flujo y reflujo de litoral con estratificación cruzada y huellas de oleaje. Incluye arenas limpias, gruesas y medianas interestratificadas con sedimentos limo-arcillosos de la zona lacustre superior.

En la zona de transición alta del área sur, su estratigrafía se complica debido a la presencia de abanicos aluviales los cuales son estructuras independientes y diferentes entre sí. En este caso, las arenas de playa y los sedimentos de transición de la zona de transición alta descansan directamente sobre la formación tarango. Fuera de la influencia de los abanicos, la estratigrafía consiste principalmente en capas de tobas con abundante material pumítico y capas muy potentes y continuas de lapilli, que son arenas gruesas de pómez provenientes de lluvias de material volcánico con intercalaciones de tobas y estratos de grava-arena.

La zona de transición alta en el área norte corresponde a una serie volcanoclástica formada por arenas y tobas transportadas y fuertemente compactadas en una matriz. Presenta una estratificación bastante regular que incluye lechos fluviales de gravas, arenas y cantos rodados.

3.- Zona de lago

Es llamada así por corresponder a los depósitos que antiguamente formaban el lago de Texcoco. Un corte estratigráfico típico exhibe los siguientes estratos:

- a) Depósitos areno-arcillosos o limosos, o bien rellenos artificiales de hasta 10 m. de espesor.
- b) Arcillas de origen volcánico altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
- c) Una primera capa dura de unos 3 m. de espesor, constituida con materiales arcillo-limosos o limo-arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
- d) Arcillas volcánicas de características semejantes a las de b), aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.
- e) Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares, a partir de los 65 m., se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible. Es claro que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior secuencia estratigráfica. En base al diferente comportamiento mecánico del suelo debido a la preconsolidación ejercida sobre éste por los monumentos aztecas o coloniales ya desaparecidos y al bombeo

dísparaje en intensidad en los distintos puntos de la ciudad, Marzal y Mazari han subdividido esta zona en dos. La primera abarca la antigua ciudad y en ella son frecuentes las diferencias por preconsolidación, notorias aún dentro de los límites de un predio (zona de lago I), la segunda cubre aquella parte de la ciudad que no fue anteriormente cargada con construcciones antiguas hoy inexistentes y que por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas (zona de lago II).

B) ESTUDIOS PRELIMINARES.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más apropiado para la estructura proyectada, se llevó a cabo un estudio de mecánica de suelos realizado por la empresa G.H.I. Ingenieros Consultores S.C., consistente en el muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo se realizaron tres sondeos de tipo mixto a 40 m. de profundidad, denominados SM-1 a SM-3.

Los sondeos SM-1 y SM-2 se realizaron combinando la extracción de muestras representativas alteradas mediante la herramienta de penetración estándar, que mide simultáneamente el índice a la penetración de los materiales atravesados, con la extracción de muestras inalteradas en suelos blandos mediante el hincado a presión del muestreador Shelby, de 10 cm. de diámetro y en suelos duros, empleando barril doble giratorio tipo Denison de 6.2 cm. de diámetro interior.

El sondeo SM-3 se efectuó entre la superficie y 16.5 m. de profundidad determinando la resistencia a la penetración de los materiales atravesados mediante el hincado a presión del cono eléctrico, el cual va fijo al extremo inferior de una columna de barras de perforación. El cono es instrumentado con deformímetros eléctricos que se conectan a una consola que se mantiene en la superficie y mediante el cual se conoce la resistencia que el suelo opone a la penetración del cono, que es determinada a cada 10 cm., lo que permite conocer con precisión los cambios de estratigrafía del subsuelo, y posteriormente entre 16.5 y 40.5 m. de profundidad se obtuvieron muestras representativas alteradas empleando la herramienta de penetración estándar.

La investigación de los depósitos superficiales y determinación de la profundidad de las construcciones vecinas, se realizó mediante la excavación de 6 pozos a cielo abierto a profundidades variables de 2.5 a 3 m., denominados PCA-1 a PCA-6, labrando en ellos muestras cúbicas inalteradas de los materiales representativos y registrando la estratigrafía de las paredes de los pozos.

Para determinar la variación de las presiones hidráulicas en el subsuelo se instalaron piezómetros tipo Casagrande a 12.4, 16.6 y 24.4 m. de profundidad. La localización de los sondeos y de los pozos a cielo abierto se muestra en la figura 2.2.

En las muestras representativas alteradas, obtenidas de la prueba de penetración estándar, se hicieron las siguientes pruebas de laboratorio:

- Clasificación visual al tacto, en húmedo y en seco.

Esta clasificación está basada en la experiencia del laboratorista y consiste en clasificar el suelo por el aspecto físico que presenta, su olor, su color e incluso en algunas ocasiones (en suelos orgánicos) el sabor que tiene el suelo en estudio.

- Contenido de agua.

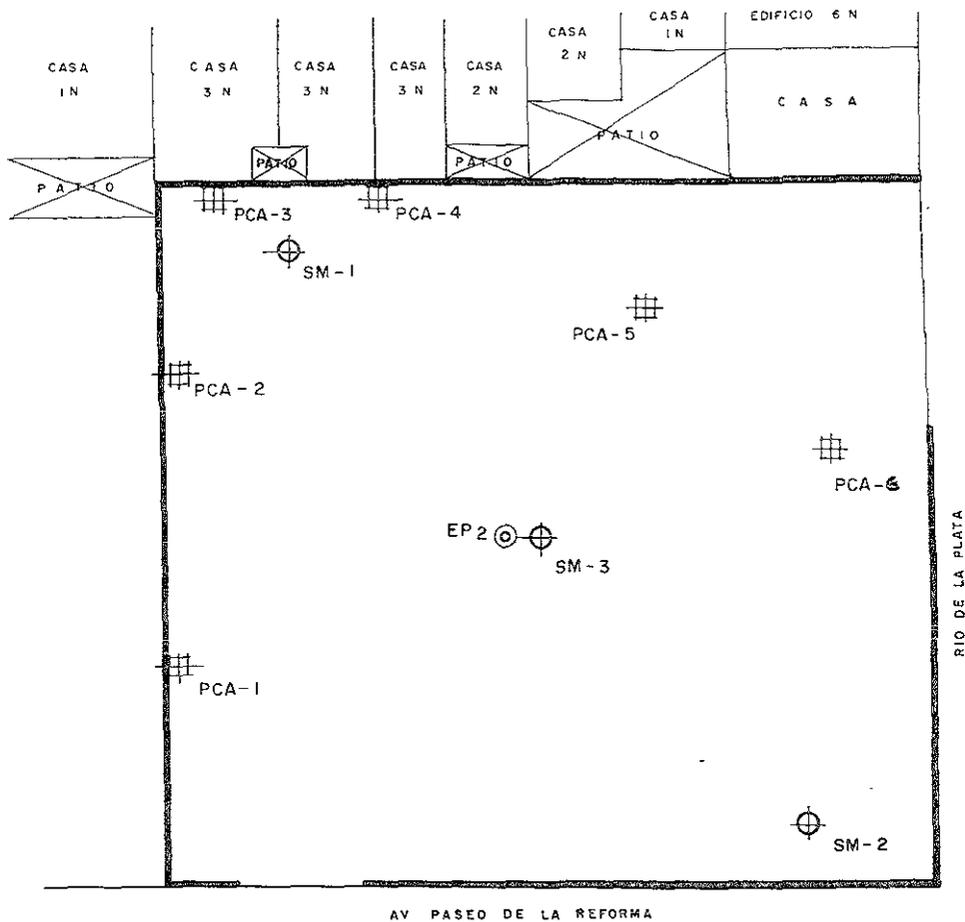
Esta prueba nos indica la cantidad de agua en peso en relación al peso de los sólidos contenidos en la muestra. El contenido de agua o humedad se determina con la relación:

$$w(\%) = \frac{W_m}{W_s} \times 100$$

en el laboratorio se realiza el siguiente procedimiento para obtener el contenido de agua: dada la muestra, se pesa para obtener W_m . A continuación se seca al horno durante 24 horas y a una temperatura de 110 a 120 °C y se vuelve a pesar para obtener W_s , entonces:

$$W_w = W_m - W_s$$

con lo cual la humedad y el peso del agua quedan determinados.



SIMBOLOGIA

-  POZO A CIELO ABIERTO
-  SONDEO MIXTO
-  ESTACIÓN PIEZOMÉTRICA

Fig. 2.2 Localización del predio, colindancias, ubicación de sondeos y estación piezométrica

- Límites de consistencia.

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

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede encontrarse en cualquiera de los siguientes estados definidos por A. Atterberg:

- Estado líquido, con las propiedades y la apariencia de una suspensión.
- Estado semilíquido, con las propiedades de un fluido viscoso.
- Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
- Estado semisólido, en la cual el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
- Estado sólido, en el que el suelo no varía con el secado.

Atterberg marcó las fronteras de los cinco estados anteriores, para ello estableció los siguientes límites: líquido, plástico y de contracción. El primero separa el estado semilíquido del plástico, el segundo es la frontera entre el plástico y el semisólido y el tercero entre el semisólido y el sólido. A estos límites Atterberg les llamó de consistencia.

El límite líquido (LL) es el contenido de agua (expresado como porcentaje del peso seco) que debe tener un suelo remoldeado, colocado en una cápsula y en el cual previamente se haya practicado una ranura de dimensiones normalizadas, para que al someterlo a un impacto de 25 golpes bien definidos se cierre sin mezclarse.

Para su determinación se utiliza la técnica basada en el uso de la Copa de Casagrande, que es un recipiente de bronce o latón con un tacón solidario del mismo material; el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica

hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro ó micarta 221. La altura de caída de la copa es, por especificación de 1 cm., medido verticalmente desde el punto de la copa que toca la base al caer, hasta la base misma, estando la copa en su punto más alto.

La copa es esférica, con un radio interior de 54 mm, espesor de 2 mm, y peso de 200 +/- 20 g incluyendo el tacón.

Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la siguiente figura. La prueba debe ejecutarse en un cuarto húmedo, ya que un ambiente seco afecta la exactitud de la prueba debido a la evaporación durante el remoldeo y manipulación de la copa.

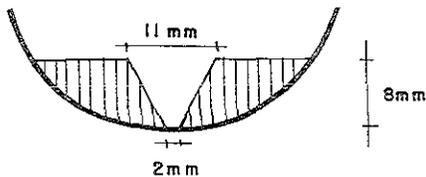


Fig. 2.3 Determinación del límite líquido mediante la Técnica de la Copa de Casagrande.

El límite líquido se determina conociendo 3 ó 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes y trazado de la curva Contenido de agua - Número de golpes. La ordenada de esa curva correspondiente a la abscisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido.

El límite plástico (LP), es el contenido de agua con el cual comienza a agrietarse y desmoronarse un rollo de 3.2 mm. (1/8") de diámetro formado con el suelo, al rolarlo con la palma de la mano sobre una hoja de papel no absorbente totalmente seca, para acelerar la pérdida de humedad del material; también es frecuente efectuar el rolado sobre una placa de vidrio. Cuando los rollitos llegan a los 3 mm., se doblan y se

presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que en los 3 mm. justos ocurra el desmoronamiento y agrietamiento; en tal momento se determina su contenido de agua, el cual es el Límite Plástico.

El límite de contracción (LC) es el contenido de agua que saturaría a un suelo contraído por secado al medio ambiente, éste límite se manifiesta visualmente por un característico cambio de tono oscuro a más claro que el suelo presenta en su proximidad, al irse secando gradualmente. Terzaghi propuso un método para su determinación, el cual consiste en medir el peso y el volumen de una muestra de suelo totalmente seca; en tal momento, puede decirse que el límite de contracción sería la humedad de la muestra seca si tuviese sus vacíos llenos de agua.

$$Lc(\%) = \frac{(V_m \cdot \frac{W_s}{S_s \gamma_o}) \gamma_o}{\frac{W_s}{S_s}} 100 = \left(\frac{V_w \gamma_o}{W_s} \cdot \frac{1}{S_s} \right) 100$$

o bien:

$$LC(\%) = 100 \left(\frac{1}{S_d} - \frac{1}{S_s} \right)$$

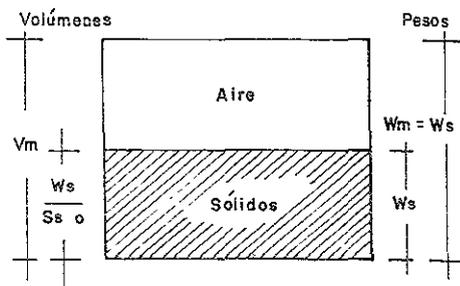


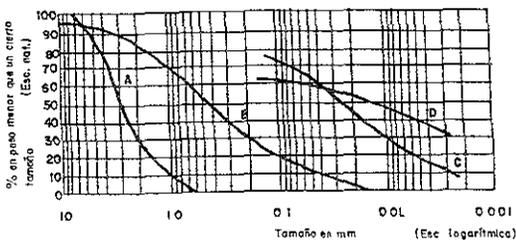
Fig. 2.4 Obtención del límite de contracción según Terzaghi.

La diferencia entre el límite líquido y el plástico se llama índice de plasticidad y mide el intervalo de contenido de agua en el cual el suelo es plástico. El índice de contracción se define como la diferencia entre los límites plásticos y de contracción.

- Análisis granulométrico

El análisis granulométrico de un suelo consiste en separar y clasificar por tamaños los granos que lo componen. En los suelos gruesos su comportamiento mecánico e hidráulico está principalmente definido por el tamaño de las partículas, la compacidad de los granos y su orientación, por lo que su análisis granulométrico puede revelar algo de lo referente a las propiedades físicas del material, aunque la mayor parte de éstas se pierden por las características de la prueba. El análisis granulométrico es de nula utilidad en los suelos finos, ya que sus propiedades mecánicas e hidráulicas dependen en gran parte de su estructuración e historia geológica. La malla No. 200 en la cual la abertura de la retícula de la malla es de 0.075 mm, se considera como la frontera entre los suelos gruesos y los finos.

El análisis por mallas se realiza en los suelos gruesos para obtener las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo. La muestra de suelo se hace pasar sucesivamente a través de un juego de tamices de aberturas descendentes, hasta la malla No. 200; los retenidos en cada malla se pesan, y el porcentaje que representan respecto al peso de la muestra total, se suma a los porcentajes retenidos en todas las mallas de mayor tamaño; el complemento al 100% de esa cantidad, da el porcentaje de suelo que es menor que el tamaño representado por la malla en cuestión. Con el resultado de esta segregación, se realiza una gráfica granulométrica en escala logarítmica (en el eje de las abscisas), en la cual se utilizan los porcentajes en peso de las partículas menores que el tamaño correspondiente en las ordenadas, y los tamaños de las partículas como abscisas.



- A) Arena muy uniforme, de ciudad Cuauhtémoc, México
- B) Suelo bien graduado, Puebla, México
- C) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro)
- D) Arcilla del Valle de México (curva obtenida con hidrómetro)

Fig. 2.5 Curvas granulométricas de algunos suelos.

El tamaño de las partículas finas puede obtenerse aplicando la ley de Estokes, que rige la ley de la caída libre de una esfera en un líquido. La ley de Estokes, dice que la velocidad a la que cae una partícula esférica a través de un medio líquido es función del diámetro y del peso específico de la partícula, por lo cual para la determinación de la distribución granulométrica de los suelos finos se realiza el siguiente procedimiento:

Se hace una suspensión del suelo, que se agita y posteriormente se deja en reposo. Después que ha transcurrido un tiempo dado, todas las partículas mayores que las de un tamaño determinado se han asentado abajo de una plano situado a una profundidad arbitraria en la suspensión. Este tamaño puede calcularse por medio de la ley de Stokes con la siguiente fórmula:

$$D = \frac{1800(\eta)(v)}{\gamma_s - \gamma_f}$$

Donde:

- η Viscosidad del fluido en g seg. / cm², (varía con la temperatura).
- v Velocidad de sedimentación de la esfera, en cm / seg.
- γ_s Peso específico de la esfera en g/cm³.
- γ_f Peso específico del fluido en g/cm³ (varía con la temperatura)
- D Diámetro de la esfera en cm.

La densidad correspondiente de la suspensión a una profundidad arbitraria, es la medida de la cantidad de suelo menor que el tamaño calculado. De esta manera, midiendo la densidad en tiempos diferentes, puede determinarse la distribución de los tamaños de las partículas.

El análisis combinado o total consiste en aplicar el análisis por mallas y el método del hidrómetro, a las porciones gruesa y fina de un material respectivamente. Generalmente se recurre al análisis combinado si el material contiene más del 25% en peso de granos retenidos en la malla 200.

- Densidad de sólidos

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

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

En las muestras inalteradas además de las anteriores pruebas, se hicieron los siguientes análisis:

- Resistencia al esfuerzo de corte directo

Esta prueba mide la resistencia que opone un suelo a la aplicación de una fuerza normal a su eje vertical.

El aparato necesario para la realización de esta prueba consta de dos marcos: el inferior fijo y el superior móvil.

Dos piedras porosas, una superior y otra inferior proporcionan un drenaje libre al probar muestras saturadas cuando así se requiera y se sustituyen por placas de confinamiento al probar muestras secas.

El marco superior tiene un aditamento que permite aplicar una fuerza horizontal, la cual hará que la muestra falle en un plano perfectamente definido. En la parte superior del aparato se le pueden colocar cargas que producirán una presión normal en el plano de falla y las cuales son graduables a voluntad. Las deformaciones de la muestra son medidas con deformímetros tanto en la dirección horizontal como en la vertical (fig. 2.6).

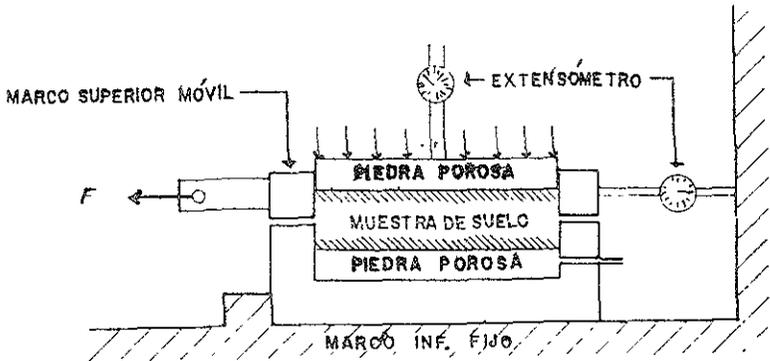


Fig. 2.6 Esquema del aparato de resistencia al esfuerzo cortante directo.

- Compresión axial no confinada

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

Esta prueba se asemeja a una triaxial en la cual el esfuerzo principal mayor fuera igual al vertical y los esfuerzos intermedio y menor fueran nulos. La importancia de las fisuras y heterogeneidades del material en ausencia de presión confinante hace que no pueda considerarse simplemente como una triaxial no consolidada no drenada.

A pesar de su difícil interpretación, esta prueba es comúnmente usada para estimar la cohesión del material en condiciones no drenadas, la cual se considera igual a la mitad del esfuerzo axial aplicado durante la prueba, esta prueba queda circunscrita a suelos cohesivos, pues en los no cohesivos es imposible labrar la muestra. La carga axial puede aplicarse al espécimen siguiendo el método de deformación controlada (velocidad de deformación constante) o de carga controlada (incrementos de carga aplicados a intervalos determinados).

- Determinación del peso volumétrico natural

Consiste en determinar el peso por unidad de volumen del material. Dada la muestra se pesa y su volumen se puede determinar de la siguiente manera:

Un recipiente de vidrio o lucita (A) se llena de mercurio hasta derramarse y se enrasa cuidadosamente, cubriéndolo con una placa (B) del mismo material, provista de tres patas. A continuación, se coloca el recipiente (A) en otro mayor (C); la muestra se deposita sobre la superficie del mercurio y se sumerge presionándola con las patas de la placa (B), hasta que dicha placa vuelva a quedar bien ajustada sobre (A); las patas evitan que la muestra se ladee, manteniéndola sumergida. La cantidad de mercurio desplazada de (A) se recoge en (C) y se pesa, calculando así su volumen si se conoce el peso específico del mercurio, que para fines prácticos debe tomarse como 13.56.

Debe tenerse cuidado en seleccionar la cantidad de suelo que va a utilizarse en la prueba de tal manera que al colocar la placa (B) sobre el recipiente (A) ésta no haga presión sobre la muestra ya que esto traería como consecuencia una disminución de volumen.

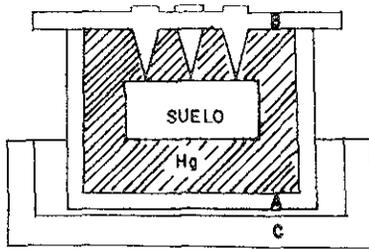


Fig. 2.7 Aparato para determinar el peso volumétrico de una muestra de suelo.

- Pruebas triaxiales

Las pruebas de compresión triaxial son las más usadas actualmente para determinar las características de esfuerzo-deformación y de resistencia de los suelos. Los especímenes son cilíndricos y están sujetos a presiones de un líquido, generalmente agua, del cual se protegen mediante una membrana impermeable. Para realizar la prueba, la muestra se coloca en el interior de una cámara cilíndrica de lucita, con bases metálicas.

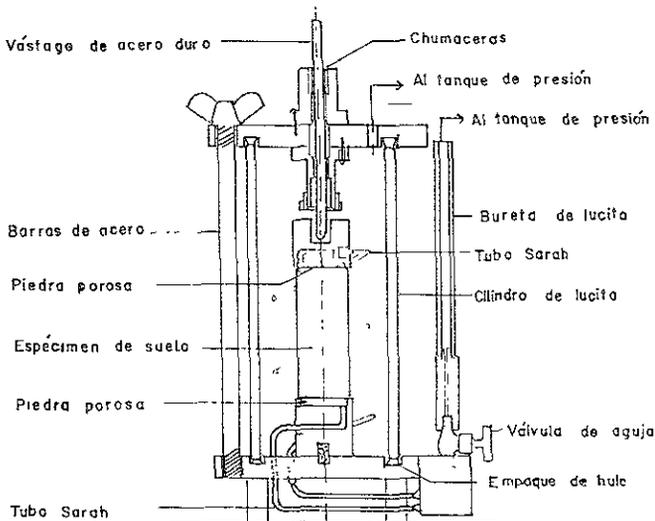


Fig. 2.8 Esquema del aparato de compresión triaxial.

En las bases de la muestra se colocan piedras porosas cuya comunicación con el exterior se realiza mediante un tubo de plástico (tubo Saran). El agua de la cámara puede adquirir cualquier presión deseada mediante un compresor conectado a ella. La carga axial se transmite mediante un vástago que atraviesa la parte superior de la cámara.

La presión que se ejerce con el agua que llena la cámara es hidrostática y produce por lo tanto, esfuerzos principales sobre el espécimen, iguales en todas las direcciones, tanto lateral como axialmente. En las bases de espécimen actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago de la cámara desde el exterior.

Es usual llamar a σ_1 , σ_2 , σ_3 , a los esfuerzos principales mayor, intermedio y mínimo, respectivamente. En una prueba de compresión, la presión axial siempre es el esfuerzo principal mayor, σ_1 ; los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$) y quedan dados por la presión lateral. En una prueba de extensión, por el contrario, la presión axial siempre será el esfuerzo principal menor (σ_3); el mayor y el intermedio son ahora iguales y están dados por la presión lateral del agua ($\sigma_1 = \sigma_2$).

El estado de esfuerzos en un instante dado se considera uniforme en toda la muestra y puede analizarse recurriendo a las soluciones gráficas de Mohr, con σ_1 y σ_3 como esfuerzos principales mayor y menor respectivamente. Debe considerarse que en una cámara triaxial, el suelo está sujeto a un estado de esfuerzos tridimensional, que aparentemente debería tratarse con la solución general de Mohr, que envuelve el manejo de tres círculos diferentes; pero como en la prueba dos de los esfuerzos principales son iguales, en realidad los tres círculos devienen a uno solo y el tratamiento resulta simplificado.

Las pruebas triaxiales suelen considerarse constituidas por dos etapas, La primera es aquella en la que se le aplica a la muestra la presión de cámara, durante ella puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas. En la segunda etapa, de carga propiamente dicha, la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes, sometiénola a esfuerzos principales que ya no son iguales entre sí; esto requerirá variar la presión que comunica el vástago, en función de si la prueba es de compresión ó de extensión; esta segunda etapa puede también ser o no drenada, según se maneje la misma válvula mencionada.

Debido a la combinación que se puede hacer de las dos etapas en las que se divide la prueba, estas se han clasificado de la siguiente manera:

- Prueba Lenta (L). Prueba con consolidación y con drenaje.
- Prueba Rápida Consolidada (Rc). Prueba con consolidación y con drenaje.
- Prueba Rápida (R). Prueba sin consolidación y sin drenaje.
- Prueba de Compresión Simple (Cs).

- Prueba triaxial no consolidada no drenada

La prueba triaxial no consolidada no drenada (prueba rápida) es una de las formas de realizar la prueba de compresión triaxial, esta se realiza en dos partes las cuales se suceden una tras otra inmediatamente como se indica a continuación:

En la primera se le aplica una presión hidrostática al espécimen y de inmediato en la segunda parte se hace fallar el suelo por la aplicación rápida de la carga axial. La válvula de comunicación entre el espécimen y la bureta permanece cerrada todo el tiempo con lo cual se evita la consolidación del espécimen. Esta prueba no permite obtener los esfuerzos efectivos que actúan sobre la fase sólida del suelo, ni su distribución en ningún momento sea anterior o durante la prueba.

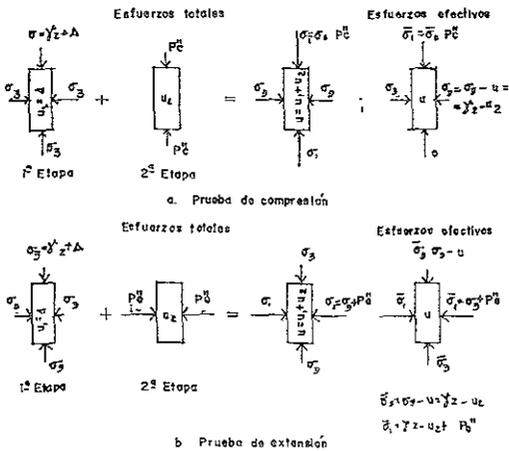


Fig. 2.9 Distribución de esfuerzos totales y efectivos en la prueba triaxial rápida.

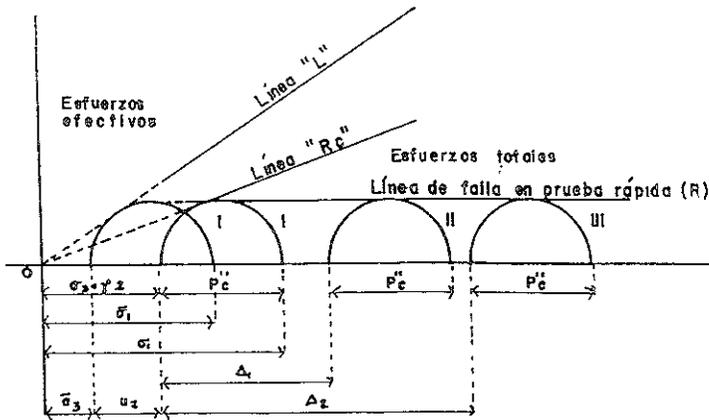


Fig. 2.10 Línea de falla en prueba triaxial rápida.

- Consolidación unidimensional en anillo flotante

Se conoce como consolidación, a un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso de tiempo, por un aumento de las cargas en el suelo. Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación la posición

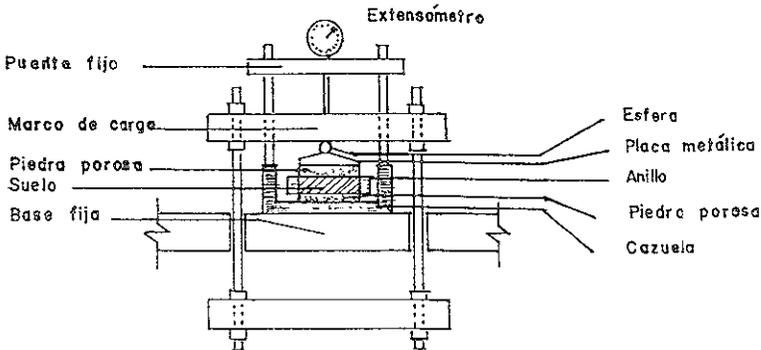


Fig. 2.11 Esquema del consolidómetro.

relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma así, el movimiento de las partículas se produce únicamente en la dirección vertical, ésta es la consolidación unidimensional o unidireccional. Dada la

muestra en forma de cilindro aplastado se coloca en el consolidómetro. La carga se aplica mediante un marco fijo y es medida en un extensómetro.

La prueba de consolidación unidimensional nos permite conocer los asentamientos probables que tendrá el suelo bajo las cargas aplicadas además de la permeabilidad del mismo.

C) ESTRATIGRAFÍA.

La estratigrafía definida por los estudios realizados como por la ubicación del predio, corresponde a la zona del lago, según la zonificación de la zona urbana de la Ciudad de México en función de los depósitos del subsuelo.

En forma general en el sitio de interés se definieron los siguientes depósitos: superficialmente se tienen restos de antiguas construcciones y materiales de relleno, cuyo espesor varía entre 1.5 y 2.5 m. A continuación y hasta 6.5 m. de profundidad, se tiene el manto superficial constituido por capas interestratificadas de arcilla, limo arenoso, arena muy poco limosa y arcilla areno-limosa, con contenido de agua variable entre 50 y 120%, de consistencia variable, de muy blanda a firme los suelos cohesivos y los friccionantes de suelta a mediana compacidad.

De 6.5 a 24.0 m. de profundidad se encuentra la formación arcillosa superior constituida por arcillas lacustres con fósiles calcáreos, con contenido de agua variable de 130 a 350%, de consistencia muy blanda en la parte superior y firme en la parte inferior, dentro de esta formación se encuentran intercaladas capas de arena fina y limos arenosos a las profundidades de 9, 10, 12.3 y 16 m. de espesor variable entre 0.5 y 2.0 m., con un contenido medio de agua de 70%.

Entre 24 y 27.5 m. se encontró la primera capa dura constituida por capas intercaladas de limo arenoso, arena de fina a media, arcilla limosa con poca arena fina, con contenido de agua medio de 37%.

La formación arcillosa inferior se encuentra entre 27.5 y 34.0 metros, constituida por arcillas lacustres con grumos de carbonato de calcio, con contenido de agua variable de 55 a 100% de consistencia firme a muy firme, dentro de esta formación se encuentran intercaladas capas de limos arcillosos, de limos y arenas con contenido de agua medio de 35%, con espesores mayores que en la formación arcillosa superior.

Entre los 34.0 m. y la máxima profundidad explorada (40.0 m.) se encuentran los depósitos resistentes profundos constituidos por limo arcilloso y arcilla limo arenosa, de contenido de agua medio de 25% y consistencia dura.

La secuencia estratigráfica detallada definida mediante los sondeos efectuados es la siguiente:

PROFUNDIDAD	DESCRIPCIÓN
0.00 - 1.50 M.	Materiales de relleno constituidos por pedacería de tabique y arcilla limo arenosa.
1.50 - 2.50 m.	Materiales de relleno constituido con arcilla con poca arena y grava, con raicillas.
2.50 - 3.60 m.	Limo, gris oscuro, con vetas de ceniza volcánica, con contenido medio de agua de 125 % de consistencia blanda a firme con cohesión de 2 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 21 grados determinados en prueba UU (compresión triaxial no consolidada no drenada), en pruebas de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 5 ton/m ² y en pruebas de cono eléctrico de 5 ton/m ² , su peso volumétrico es de 1.35 ton/m ³ .
3.60 - 4.50 m.	Limo, gris oscuro, con arena fina y vetas de ceniza volcánica, con contenido medio de agua de 78 %, de consistencia media a firme, con resistencia al esfuerzo cortante obtenida en prueba de cono eléctrico de 15 ton/m ² , y un peso volumétrico de 1.36 ton/m ³ .
4.50 - 4.80 m.	Arena fina pumítica, gris claro, muy poco limosa, con contenido medio de agua de 50 %, de compacidad suelta.

- 4.80 - 6.50 m. Arcilla limosa, gris verdosa, con poca arena fina, con contenido medio de agua de 100 %, consistencia blanda, con cohesión de 3.5 ton/m² y un ángulo de fricción interna de 8 grados determinados en prueba UUU, en prueba de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 4 ton/m² y en prueba de cono eléctrico de 5.5 ton/m², su peso volumétrico es de 1.4 ton/m³.
- 6.50 - 7.20 m. Arcilla, gris verdosa, con raíces fósiles, con contenido medio de agua de 150%, de consistencia blanda, del grupo CH según el SUCS, con una resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 4.5 ton/m², y peso volumétrico de 1.3 ton/m³.
- 7.20 - 9.00 m. Arcilla, café y gris verdosa, con pocos fósiles calcáreos, con contenido medio de agua de 350 %, densidad de sólidos de 2.2, de consistencia muy blanda a blanda del grupo CH según el SUCS, con una resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 3.5 ton/m², y peso volumétrico de 1.15 ton/m³.
- 9.00 - 9.10 m. Arcilla, gris oscura, con vetas de arena fina volcánica negra, con contenido de agua medio de 75 %, de consistencia blanda, con resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 6 ton/m², y peso volumétrico de 1.46 ton/m³.
- 9.10 - 10.00 m. Arcilla café clara y oscura, con fósiles calcáreos, con contenido medio de agua de 320 %, densidad de sólidos de 2.2, consistencia muy blanda a blanda. del grupo CH según el SUCS con límite plástico de 50

%, y límite líquido de 260 %, resistencia cortante obtenida en la prueba de cono eléctrico de 4 ton/m², y peso volumétrico de 1.17 ton/m³.

10.00 - 10.10 m.

Arcilla, gris verdosa y café obscura, con vetas de ceniza volcánica, negra, contenido medio de agua de 100 %, de consistencia blanda a media, de resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 11 ton/m², y peso volumétrico de 1.4 ton/m³.

10.10 - 12.30 m.

Arcilla, gris verdosa, con pocos fósiles calcáreos, con contenido medio de agua de 280 %, densidad de sólidos de 2.3, de consistencia blanda, del grupo CH según el SUCS, con límite plástico de 50 %, y límite líquido de 260 %, con cohesión de 4.2 ton/m², y ángulo de fricción interna de 13 grados determinado en prueba UU, en prueba de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 4.8 ton/m² y en prueba de cono eléctrico de 6 ton/m², su peso volumétrico es de 1.2 ton/m³.

12.30 - 12.70 m.

Limo poco arcillosa (ceniza volcánica), gris claro, con contenido medio de agua de 60 %, de consistencia firme a muy firme, resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 30 ton/m² y peso volumétrico de 1.49 ton/m³.

12.70 - 13.50 m.

Arcilla limosa, gris verdosa, con contenido de agua medio de 100 %, de consistencia firme, resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 17 ton/m² y peso volumétrico de 1.4 ton/m³.

- 13.50 - 16.00 m. Arcilla, gris verdosa, con pocos fósiles calcáreos, con contenido de agua medio de 220 %, densidad de sólidos de 2.3, de consistencia blanda, del grupo CH según el SUCS, límite plástico de 50 % y límite líquido de 240, cohesión de 5.2 ton/m² y ángulo de fricción interna de 20 grados determinado en prueba UU, en prueba de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 6.5 ton/m² y en prueba de cono eléctrico de 11 ton/m², su peso volumétrico es de 1.23 ton/m³.
- 16.00 - 18.00 m. Limo, gris verdoso, con vetas de arena fina con fósiles calcáreos, con contenido de agua medio de 75 %, de consistencia firme a muy firme, resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 40 ton/m² y peso volumétrico de 1.46 ton/m³.
- 18.00 - 20.20 m. Arcilla, gris verdosa, con pocos fósiles calcáreos, con contenido medio de agua de 180 %, densidad de sólidos de 2.3 y consistencia media a firme, del grupo CH según el SUCS, con límite plástico de 80 %, y límite líquido de 200 %, cohesión de 9 ton/m² y ángulo de fricción interna de 20 grados determinado en prueba UU, en prueba de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 5.5 ton/m² y en prueba de cono eléctrico de 10 ton/m², su peso volumétrico es de 1.27 ton/m³.
- 20.20 - 21.50 m. Arcilla limosa caliza con arena fina, gris verdosa, con contenido medio de agua de 60 %, densidad de sólidos de 2.5 y consistencia

firme, cohesión de 11 ton/m² y ángulo de fricción interna de 26 grados determinados en prueba UU, en prueba de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 6 ton/m² y en prueba de cono eléctrico de 35 ton/m², su peso volumétrico es de 1.49 ton/m³.

- 21.50 - 22.00 m. Arena fina poco limosa caliza, gris clara, contenido medio de agua de 40 %, consistencia firme a muy firme, resistencia al esfuerzo cortante obtenida de la prueba de cono eléctrico de 50 ton/m², su peso volumétrico es de 1.6 ton/m³.
- 22.00 - 24.00 m. Arcilla poco limosa, gris verdosa, con poca arena fina, contenido medio de agua de 130 %, densidad de sólidos de 2.25, consistencia firme a muy firme, del grupo Ch según el SUCS, límite plástico de 50 % y límite líquido de 225 %, cohesión de 3.3 ton/m² y ángulo de fricción interna de 25 grados determinados en prueba UU, en prueba de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 5 ton/m², con un peso de 1.32 ton/m³.
- 24.00 - 25.50 m. Limo con arena fina poco arcillosa, gris obscuro, con contenido de agua medio de 20% densidad de sólidos de 2.6, de consistencia firme a muy firme, cohesión de 12 ton/m² y ángulo de fricción interna de 23 grados determinados en prueba UU, su peso volumétrico es de 1.7 ton/m³.
- 25.50 - 26.40 m. Arcilla limosa, gris verdosa, con contenido de agua medio de 50 %, de consistencia firme, cohesión de 5 ton/m² y ángulo de fricción interna de 10 grados determinados en

prueba UU, en prueba de torcómetro se obtuvo una resistencia al esfuerzo cortante de 6 ton/m^2 , y tiene un peso volumétrico de 1.5 ton/m^3 .

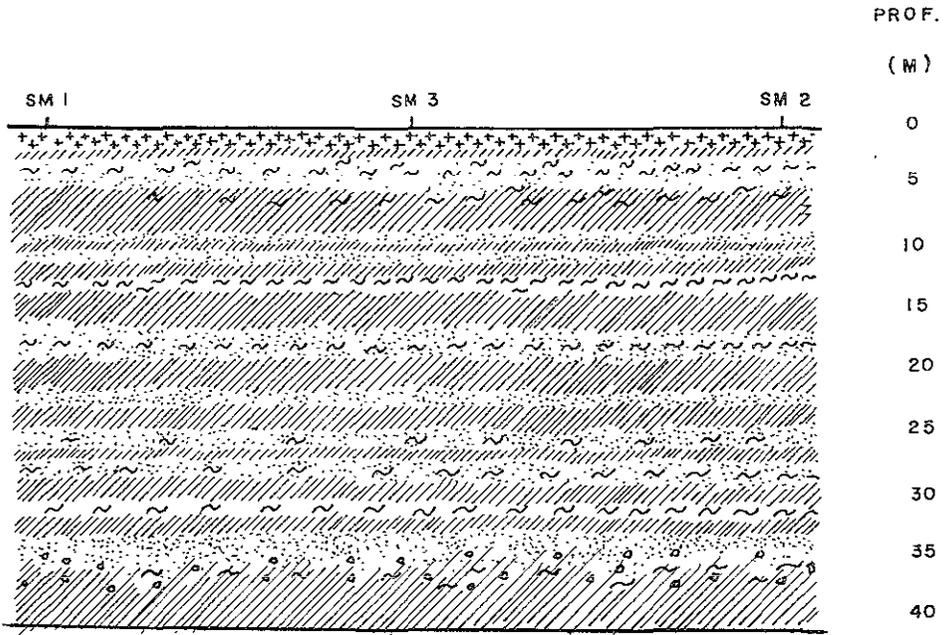
- 26.40 - 27.50 m. Arcilla limosa caliza, gris verdosa, contenido de agua medio de 40 %, de consistencia muy firme, cohesión de 7 ton/m^2 y ángulo de fricción interna de 40 grados determinados en prueba UU y peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 .
- 27.50 - 31.00 Arcilla limosa gris verdosa, con contenido de agua medio de 55%, de consistencia firme a muy firme, del grupo CM-CH, con límite plástico de 35% y límite líquido de 80 %, resistencia al esfuerzo cortante obtenido de torcómetro de 8.5 ton/m^2 y peso volumétrico de 1.49 ton/m^3 .
- 30.20 - 31.00 m. Limo (ceniza volcánica) gris claro, con contenido de agua medio de 40 %, compacto y de peso volumétrico de 1.6 ton/m^3 .
- 31.00 - 32.50 m. Arcilla, gris verdosa, con vetas de ceniza volcánica, con contenido de agua medio de 75 %, de consistencia media a firme, del grupo CH según el SUCS, límite plástico de 35 %, y límite líquido de 135 % y peso volumétrico de 1.46 ton/m^3 .
- 32.50 - 33.00 m. Arena fina volcánica, gris clara, con contenido medio de agua de 30 %, de compacidad media y peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 .
- 33.00 - 34.00 m. Arcilla, gris verdosa, con contenido medio de agua de 85 %, de consistencia firme, del grupo CH según el SUCS, límite plástico de

50 % y límite líquido de 140 %, peso volumétrico de 1.32 ton/m³.

34.00 - 40.00 m.

Arcilla limo-arenosa con gravas, gris verdosa, con contenido medio de agua de 25 %, de consistencia dura, resistencia a la penetración estándar de 50 golpes para 15 cm. de penetración y peso volumétrico de 1.7 ton/m³.

El perfil estratigráfico probable según la línea que une los sondeos SM-1, SM-2 y SM-3 se muestra en la figura 2.12.



ARCILLA



GRAVA



LIMO



RELLENO



ARENA

Fig. 2.12 Perfil estratigráfico probable.

CAPÍTULO III. PROYECTO GENERAL DE LA OBRA

Se proyectó la construcción de un hotel en el predio ubicado en Av. Paseo de la Reforma y Río de la Plata, en la Ciudad de México D.F. En la fig. 3.1. se presenta la localización del predio.

El proyecto arquitectónico contempló la construcción de un conjunto constituido por diferentes niveles con la siguiente distribución: hacia la parte media del terreno se tiene una torre en forma de "L" que en su parte central tiene tres sótanos, planta baja, dos mezzanines y diez plantas tipo y en forma simétrica hacia sus extremos, el número de plantas tipo se reduce progresivamente a nueve, ocho y seis plantas; al oriente de las torres y colindando con Río de la Plata se tiene un cuerpo con tres sótanos, planta baja y dos mezzanines; entre la torre y Paseo de la Reforma se tiene un cuerpo de tres sótanos y planta baja; en la esquina SW del terreno colindando con la torre se tiene un cuerpo de tres sótanos y planta baja, y hacia la colindancia Sur tres sótanos, planta baja y un mezzanine.

La estructuración se realizó a base de perfiles metálicos y losa de concreto reforzado, monolítica entre los diferentes cuerpos excepto en la parte central de la torre donde se tiene una junta constructiva, la cual considera la separación necesaria entre los dos cuerpos en que se dividió la torre para evitar su golpeo por los movimientos a que estarán sujetos en condiciones dinámicas bajo sismo. En la figura 3.2 se representa la distribución del conjunto en base al número de niveles, La profundidad del nivel de piso terminado del sótano inferior se muestra en la figura 3.3., la distribución de columnas al nivel de cimentación se muestra en la figura 3.4.

Colindante con la cimentación, al Norte se tienen casas-habitación de tres niveles en promedio, al Oeste existen edificios de oficinas de tres niveles, al Sur se encuentra la Av. Paseo de la Reforma y al Este la calle de Río de la Plata.

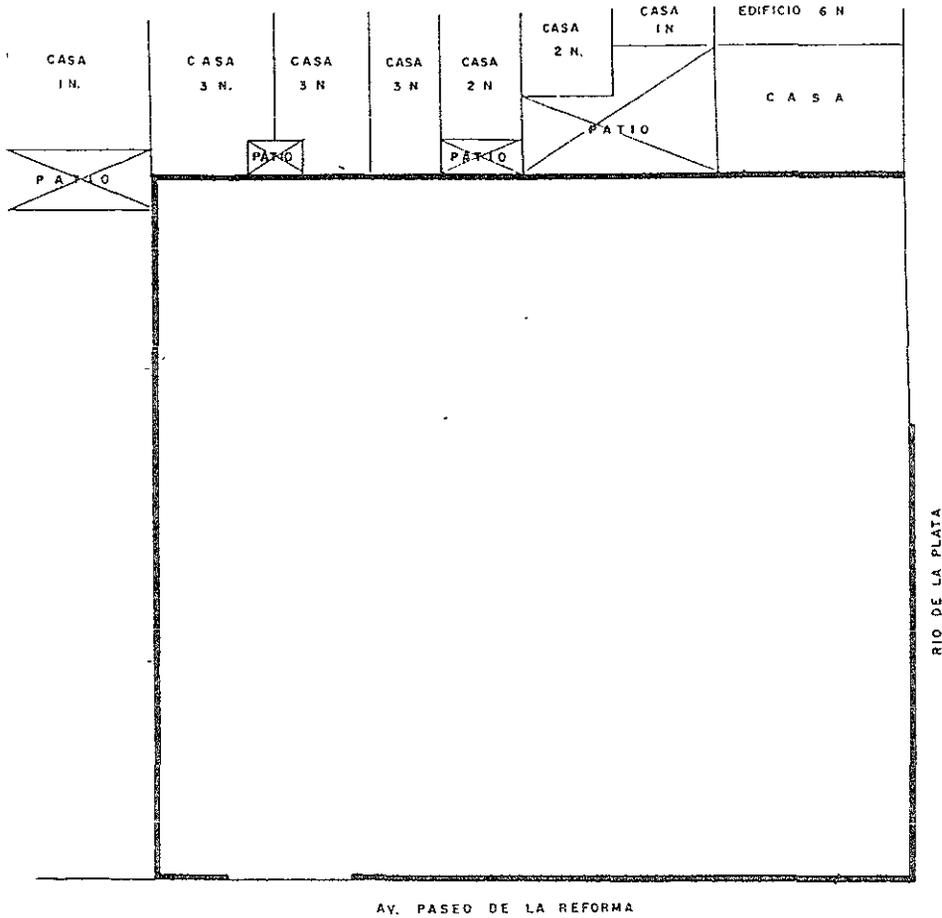
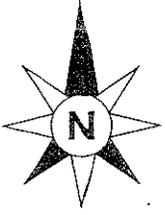


Fig. 3.1 Localización del predio.

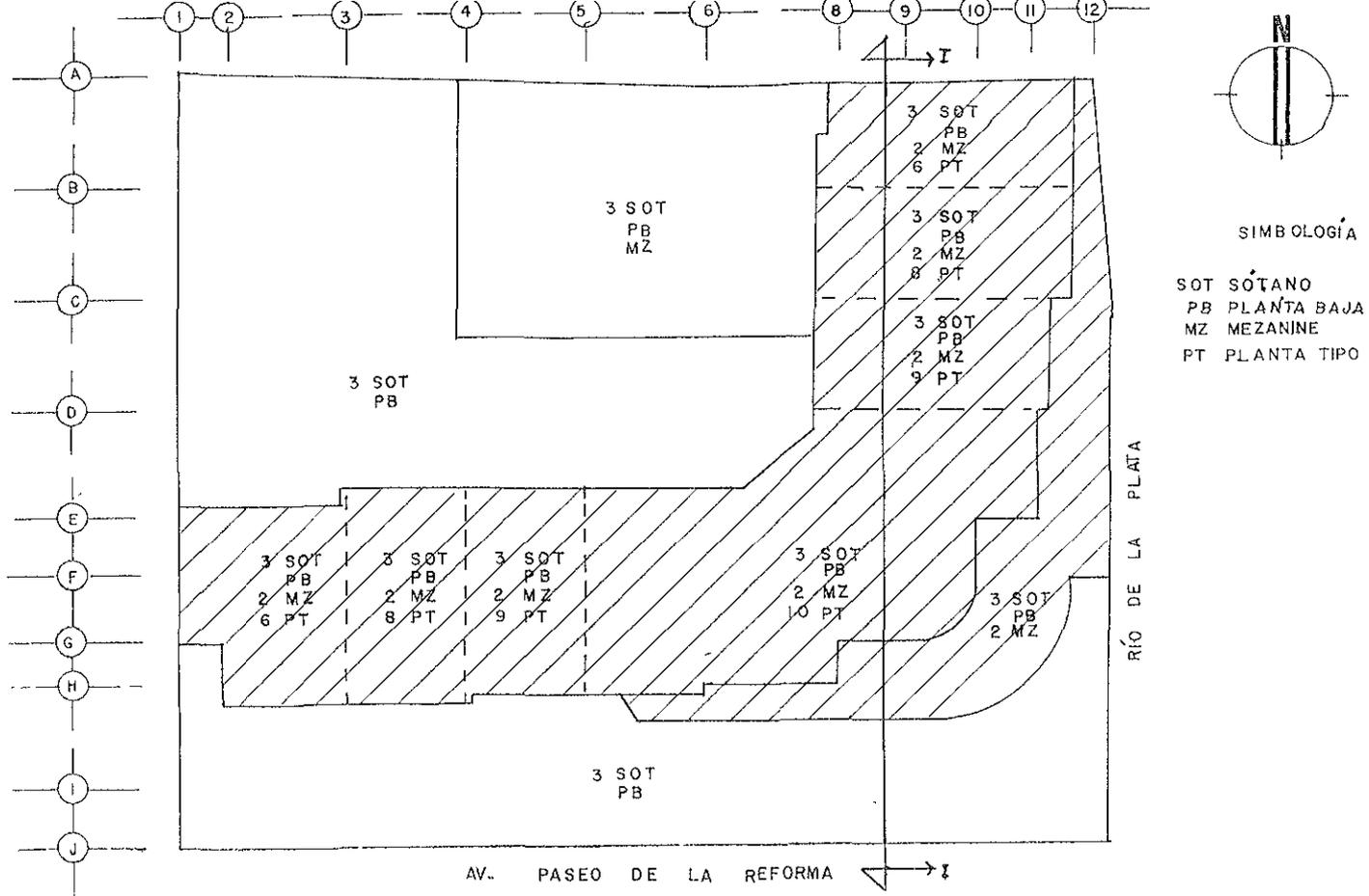


Fig. 3.2 Distribución del conjunto en base al número de niveles

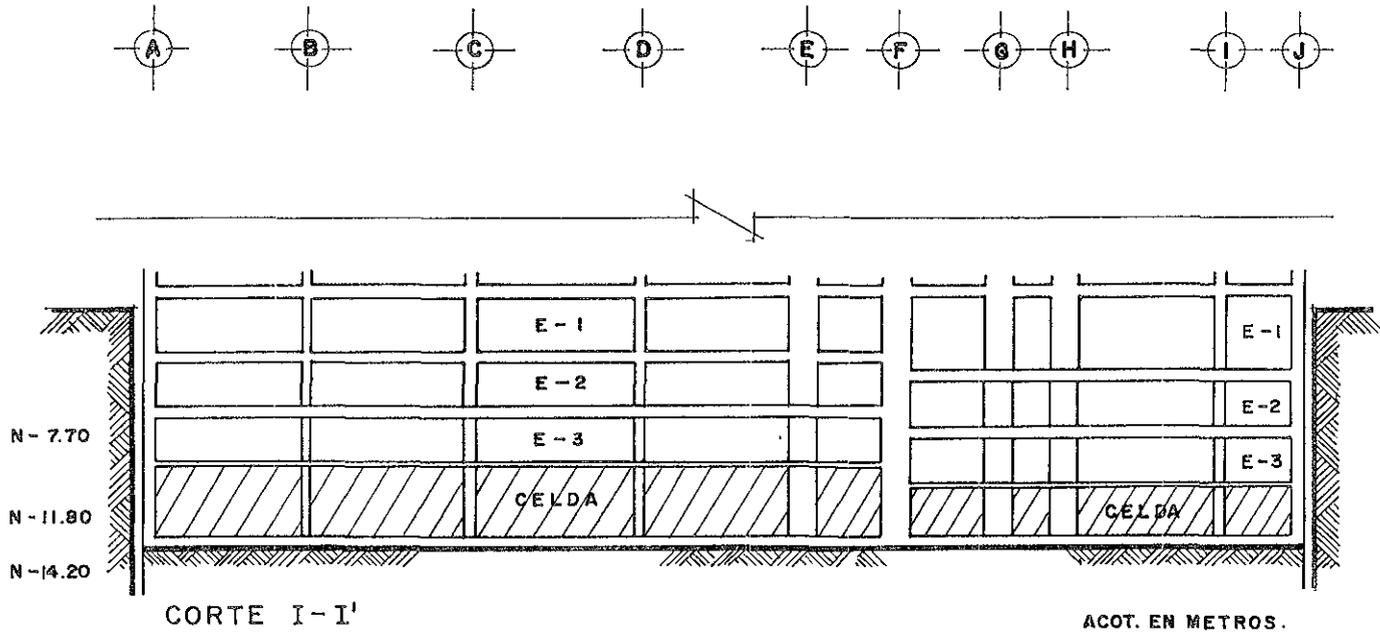
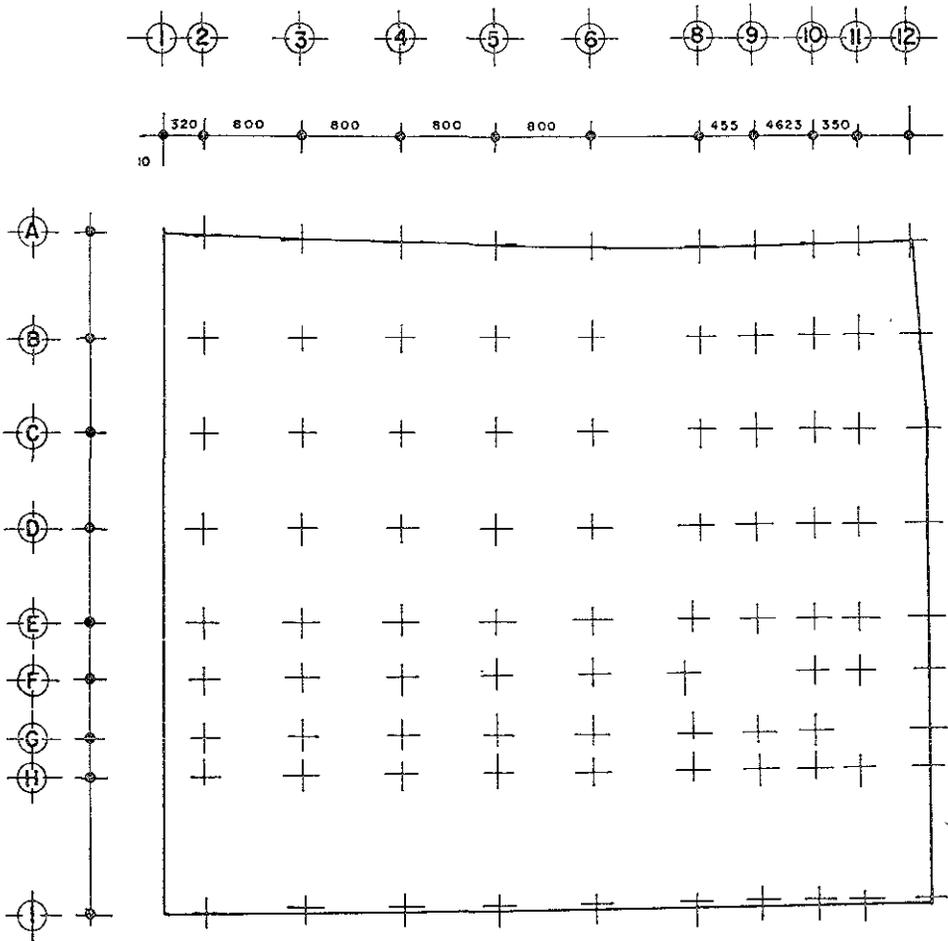


Fig. 3.3 Profundidad del nivel de piso terminado del sótano inferior



SIMBOLOGÍA

+ UBICACIÓN DE COLUMNAS

Fig. 3.4 Distribución de columnas al nivel de la cimentación.

La cimentación se realizó mediante un cajón estanco rodeado de muros perimetrales de concreto reforzado colados en el sitio, desplantado a una profundidad de -11.80 m formándose celdas de cimentación que en la zona del tercer sótano donde el nivel de piso es de -8.70 m tienen una altura libre de 2.60 m y de 3.60 m en la zona donde el nivel de piso del tercer sótano es de -7.70 m, ya que la losa tapa tiene cambios de nivel, no así la losa de fondo la cual está desplantada a -11.80 m en toda la superficie.

Dado que el proyecto arquitectónico contemplaba un edificio constituido por cuerpos de diferente número de niveles, variando desde las zonas en las que solo se tienen tres niveles de sótanos hasta la parte central de la torre que tiene tres sótanos, planta baja, dos mezzanines y diez plantas tipo, lo cual dio lugar a que la distribución de cargas en el área que cubre el proyecto sea muy variable, resultando una gran excentricidad entre el centro de cargas y el centroide del área cubierta. Esta excentricidad se eliminó lastrando con arena algunas de las celdas e hizo más uniforme la distribución de cargas al nivel de la losa de fondo (fig. 3.5). Para ayudar a uniformizar las cargas, las columnas colocadas en la superficie cubierta por la torre, tanto a nivel de la cimentación como en la estructura, son metálicas, mientras que en la superficie restante son de concreto.

Para llevar a cabo la cimentación, fue necesario excavar a - 11.80 m., para lo cual se requirió de un sistema de ademe que mantuviera la estabilidad de las paredes de la excavación. Dentro de las alternativas existentes para construir el ademe necesario para llevar a cabo la excavación, se escogió un muro a base de tablestacas de concreto, debido a la rapidez y seguridad que este sistema le proporciona a la excavación.

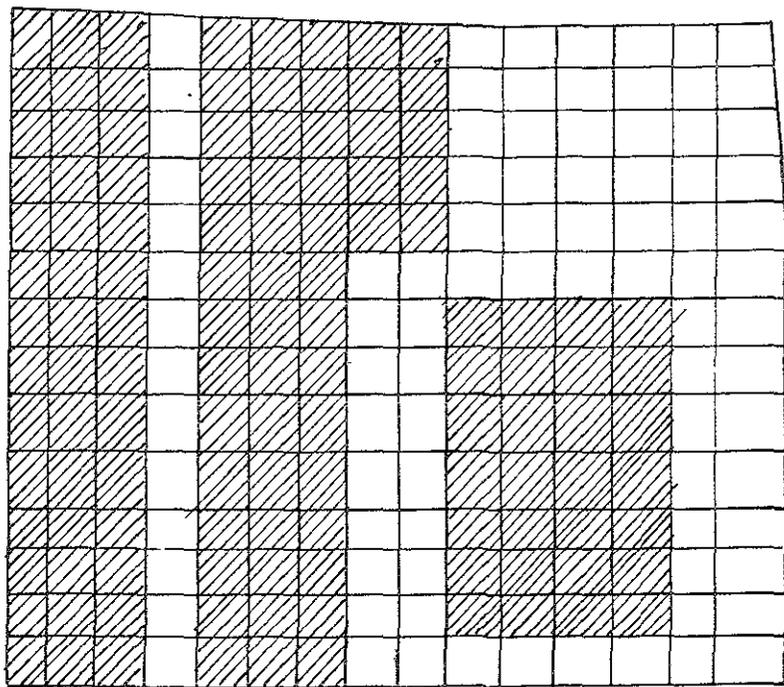
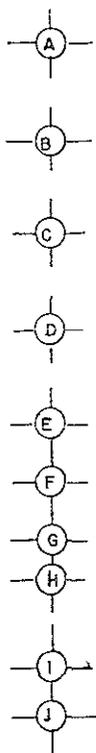
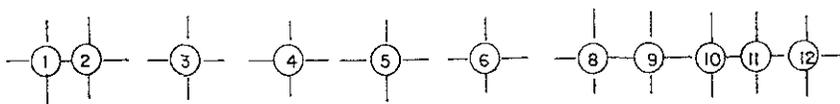
Para obtener el diseño de las tablestacas se realizaron los siguientes análisis:

- Empujes Temporales sobre muros tablestaca y troqueles.
- Empujes a largo plazo sobre muros rígidos.
- Revisión de la pata de las tablestacas

cada uno de ellos se detalla a continuación:

-Empujes temporales sobre muros tablestaca y troqueles

Este análisis tuvo como finalidad el determinar las presiones de diseño e instalación



-  CELDAS DE CIMENTACIÓN
-  CELDAS DE CIMENTACIÓN CON LASTRE

Fig. 3.5 Distribución del lastre en las celdas de cimentación.

de troqueles, tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como el proyecto.

Las condiciones analizadas consideraron una excavación con profundidad máxima de 11.80 m, con taludes verticales retenidos por muros a base de tablestacas. La profundidad del nivel freático es de 2.80 m con respecto a la superficie actual del terreno y se supuso una sobrecarga uniformemente distribuida en la corona del talud de acuerdo a las condiciones que presentan las colindancias de 2.5, 2.0 y 1.5 ton/m², como se muestra en la figura 3.6.

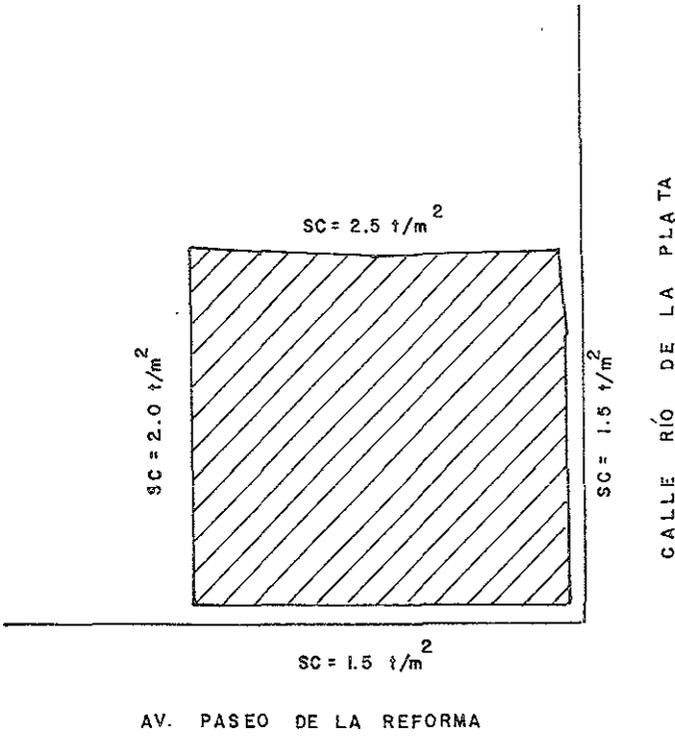
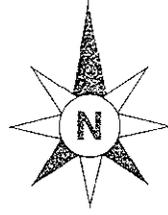
De acuerdo a los sondeos realizados dentro del área que cubre el edificio proyectado, el subsuelo presenta una estratificación medianamente horizontal y homogénea, considerándose como representativa de ella la determinada en los sondeos SM-1 y SM-2.

Los datos obtenidos de la estación piezométrica instalada, indicaron que se tenían abatimientos piezométricos de 1.51, 8.51 y 12.76 m. a las profundidades de 12.40, 16.50 y 24.0 m. respectivamente.

Según la estratigrafía encontrada, en la siguiente tabla se presenta la variación con la profundidad del peso volumétrico considerado en el análisis.

PROFUNDIDAD (m)	PESO VOLUMÉTRICO (ton/m ³)
0.00 - 1.50	1.70
1.50 - 2.50	1.49
2.50 - 4.50	1.35
4.50 - 4.80	1.50
4.80 - 6.50	1.40
6.50 - 7.20	1.30
7.20 - 9.00	1.15
9.00 - 9.10	1.46
9.10 - 10.00	1.17
10.00 - 10.10	1.40
10.10 - 12.30	1.20

La determinación de las presiones de diseño e instalación de troqueles se obtuvo observando las recomendaciones establecidas en el Manual de Diseño de Obras Civiles



ESC 1:1000

Fig. 3.6 Condiciones de sobrecarga perimetral

de la Comisión Federal de Electricidad, bajo una condición de empuje activo del suelo considerando los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua. Considerando la disminución de la presión hidráulica respecto a condiciones hidrostáticas, por efecto del abatimiento piezométrico.
- El empuje de la masa de suelo en condición de reposo para diseño de troqueles y en condición activa para presión de instalación de troqueles, obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos del subsuelo, afectados por el coeficiente de presión de tierras correspondiente.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno natural en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de empuje de tierra en reposo ó activo según se requiera determinar el empuje para diseño ó instalación de troqueles. Esta presión disminuye con la profundidad, sin embargo para tener un resultado más conservador, se utilizó el valor más crítico para el cálculo, manteniéndolo constante en toda la profundidad.

Una vez calculados los valores de estos tres efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales, la cual es transformada a la distribución equivalente propuesta por Peck, en la que el volumen de esfuerzo es igual, a una envolvente trapezoidal con base mayor igual a la profundidad considerada, base menor del 75% de dicha profundidad y altura dada por la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B + b}$$

donde:

- h Presión máxima de empuje horizontal
- A Volumen de esfuerzo considerando la superposición de los empujes debidos al agua, al suelo y la sobrecarga.
- B Profundidad de excavación considerada
- b 0.75 B

Aplicando el criterio anteriormente expuesto, se calcularon los empujes horizontales que sirvieron de base para obtener la envolvente de empujes modificada para las presiones de instalación (Fig. 3.7) y diseño de troqueles (Fig. 3.8), considerando las distintas zonas de sobrecarga (Fig. 3.6).

PROF.	PRESIÓN DEL SUELO	PRESIÓN DEL AGUA	PRESIÓN DE LA SOBRECARGA PARA			PRESIÓN TOTAL PARA		
			2.50	2.00	1.50	2.50	2.00	1.50
(m)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.38	0.30	0.23	0.38	0.30	0.20
1.50	0.73	0.00	0.38	0.30	0.23	1.11	1.03	0.90
2.50	1.20	0.00	0.38	0.30	0.23	1.58	1.50	1.40
4.50	1.52	1.70	0.38	0.30	0.23	3.60	3.52	3.40
4.80	1.56	2.00	0.38	0.30	0.23	3.94	3.86	3.70
6.50	1.75	3.70	0.38	0.30	0.23	5.83	5.75	5.60
7.20	1.81	4.40	0.38	0.30	0.23	6.59	6.51	6.40
9.00	1.91	6.20	0.38	0.30	0.23	8.49	8.41	8.30
9.10	1.93	6.27	0.38	0.30	0.23	8.58	8.50	8.40
10.00	2.04	6.94	0.38	0.30	0.23	9.36	9.28	9.20
10.10	2.06	7.00	0.38	0.30	0.23	9.44	9.44	9.20
12.00	2.45	8.00	0.38	0.30	0.23	10.83	10.75	10.60

Fig. 3.7 Cálculo de empujes horizontales para obtener las presiones de instalación de troqueles.

PROF.	PRESIÓN DEL SUELO	PRESIÓN DEL AGUA	PRESIÓN DE LA SOBRECARGA PARA			PRESIÓN TOTAL PARA		
			2.50	2.00	1.50	2.50	2.00	1.50
(m)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)	(ton/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.75	0.60	0.46	0.75	0.60	0.46
1.50	1.46	0.00	0.75	0.60	0.46	2.21	1.35	1.92
2.50	2.39	0.00	0.75	0.60	0.46	3.14	2.99	2.85
4.50	3.04	1.70	0.75	0.60	0.46	5.49	5.34	5.20
4.80	3.11	2.00	0.75	0.60	0.46	5.86	5.71	5.57
6.50	3.50	3.70	0.75	0.60	0.46	7.95	7.80	7.66
7.20	3.61	4.40	0.75	0.60	0.46	8.76	8.61	8.47
9.00	3.82	6.20	0.75	0.60	0.46	10.77	10.62	10.48
9.10	3.85	6.27	0.75	0.60	0.46	10.87	10.72	10.58
10.00	4.08	6.94	0.75	0.60	0.46	11.77	11.62	11.48
10.10	4.11	7.00	0.75	0.60	0.46	11.86	11.71	11.57
12.00	4.90	8.00	0.75	0.60	0.46	13.65	13.50	13.36

Fig. 3.8 Cálculo de empujes horizontales para obtener las presiones de diseño de troqueles.

Las envolventes de presión para diseño de troqueles considerando las distintas zonas de sobrecarga se presentan en las figuras 3.9 a 3.11 y en las figuras 3.12 a 3.14, las correspondientes a las presiones de instalación de troqueles.

-Empujes a largo plazo sobre muros rígidos

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, así como las de proyecto, la determinación de empujes a largo plazo sobre muros rígidos se obtuvo considerando las recomendaciones establecidas en el manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, bajo condición de empuje en reposo del suelo tomando en cuenta los siguientes efectos:

- La presión hidráulica que ejerce el agua, considerando la disminución de la presión hidráulica respecto a condiciones hidrostáticas, por efecto del abatimiento piezométrico.
- El empuje de la masa de suelo en condición de reposo. Obtenido de la envolvente de esfuerzos efectivos del subsuelo, afectado por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- La acción de una sobrecarga uniformemente repartida en la superficie del terreno natural en un área rectangular contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectados por el coeficiente de empujes en reposo. Esta presión disminuye con la profundidad, sin embargo para tener un resultado más conservador, se utilizó el valor más crítico para el cálculo, manteniéndolo constante en toda la profundidad.

Una vez calculados los valores de estos tres efectos, se superponen obteniéndose la envolvente de empujes horizontales que deberán ser considerados en el diseño de los muros.

Aplicando el criterio anterior, para las tres distintas condiciones de carga que se presentan (Fig. 3.6) se obtiene la figura 3.15.

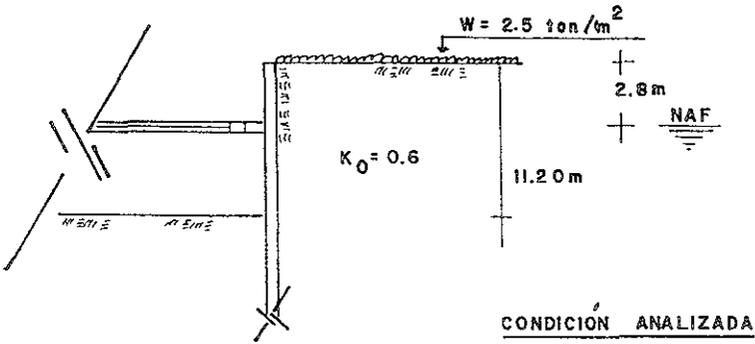
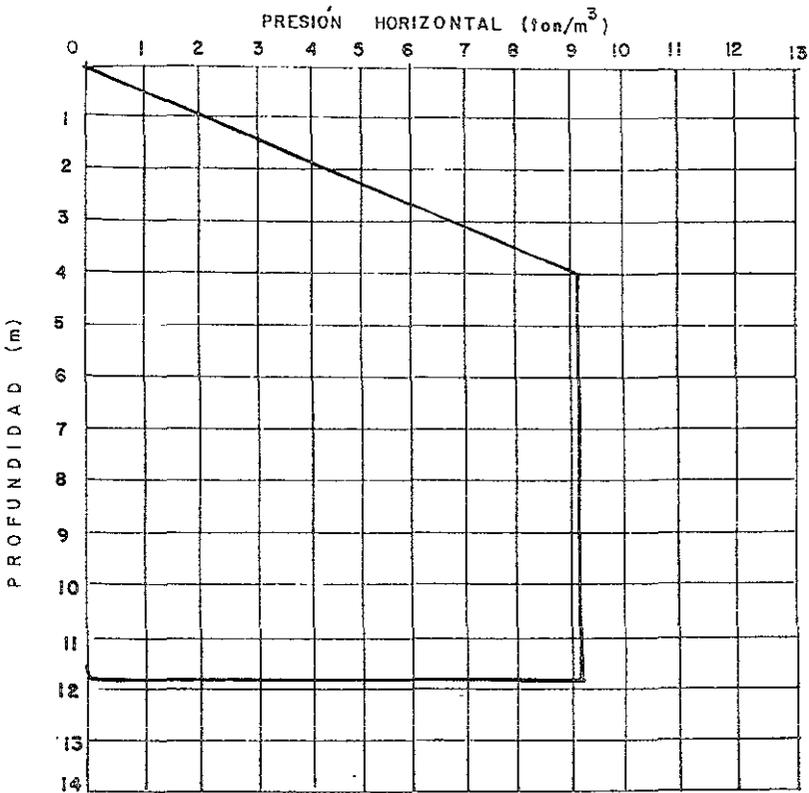


Fig. 3.9 Empuje para diseño de troqueles $W = 2.5 \text{ ton/m}^2$

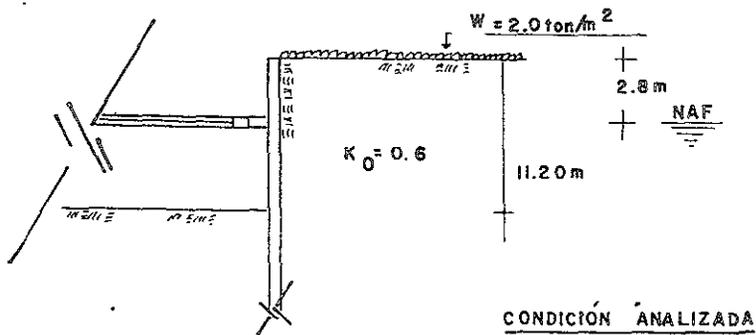
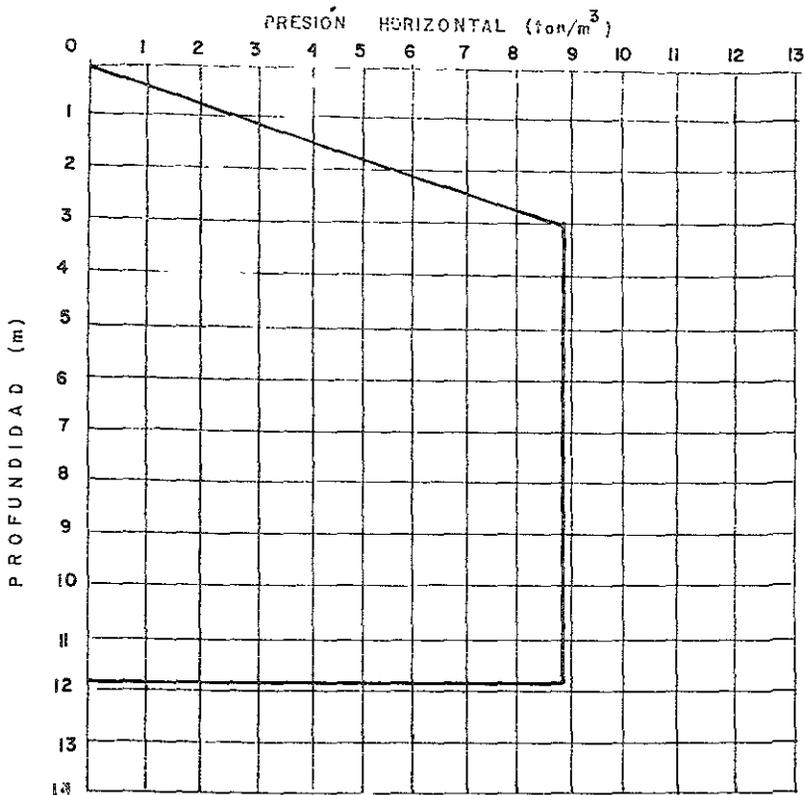


Fig. 3.10 Empuje para diseño de troqueles $W = 2.0 \text{ ton/m}^2$

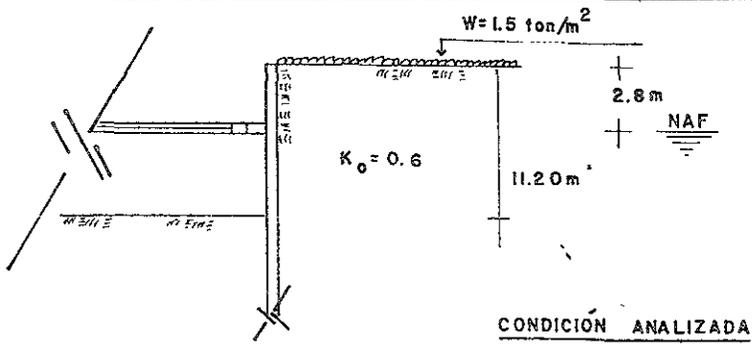
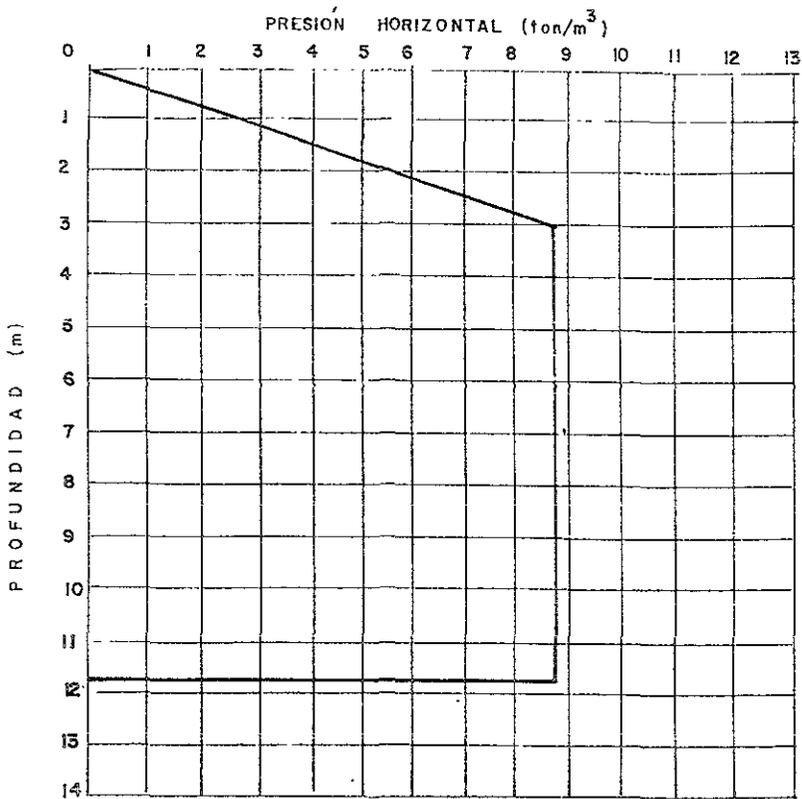


Fig. 3.11 Empuje para diseño de troqueles $W = 1.5 \text{ ton/m}^2$

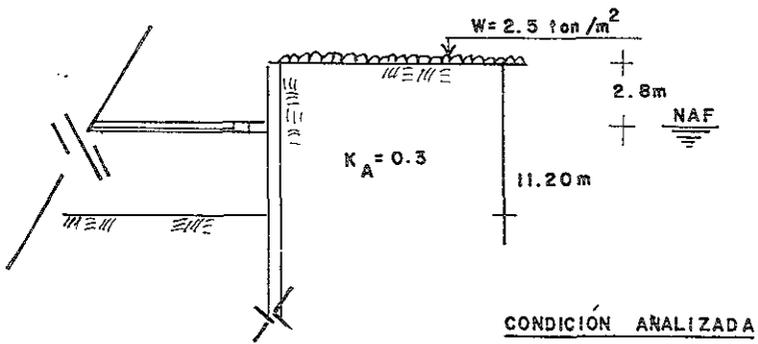
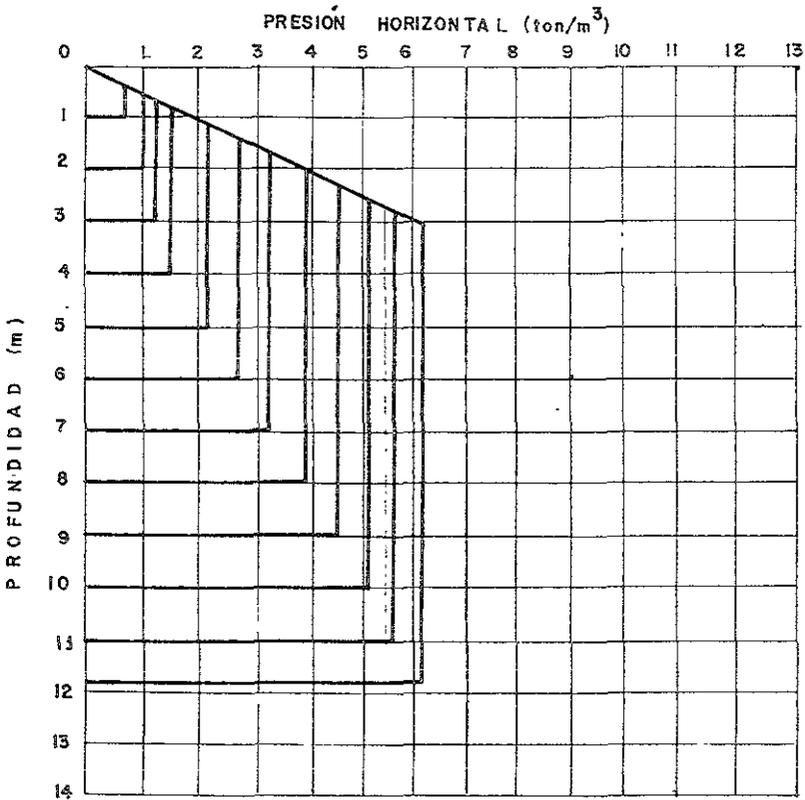


Fig. 3.12 Empuje para instalación de troqueles $W = 2.5 \text{ ton/m}^2$

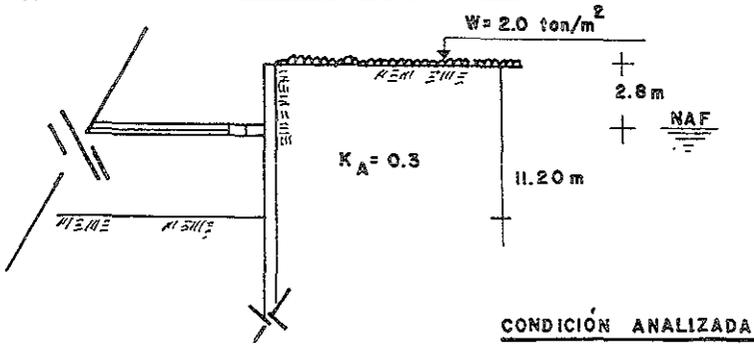
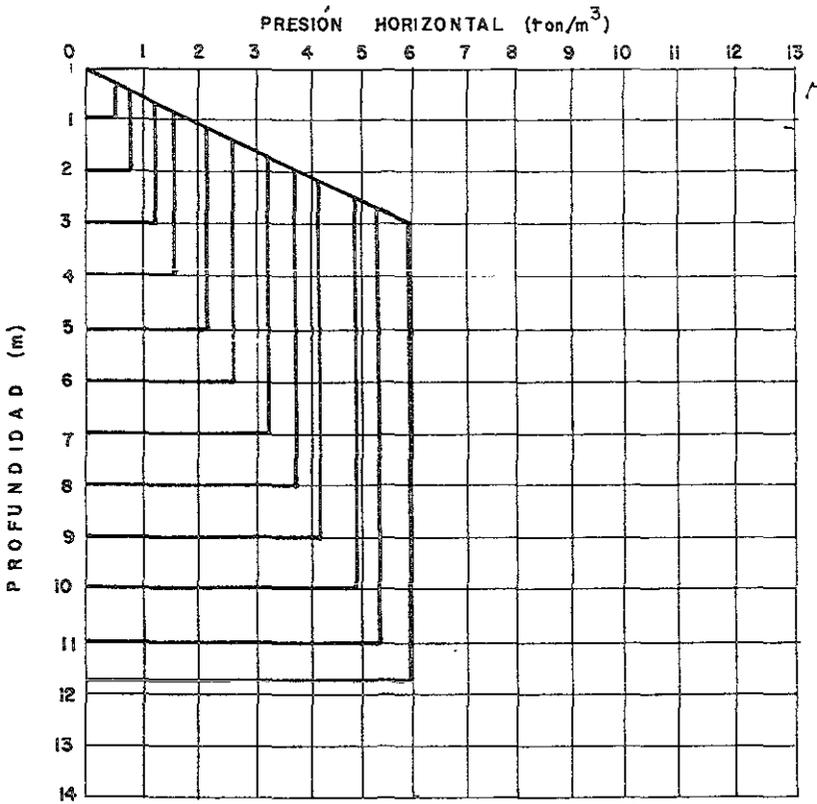


Fig. 3.13 Empuje para instalación de troques $W= 2.0 \text{ ton/m}^2$

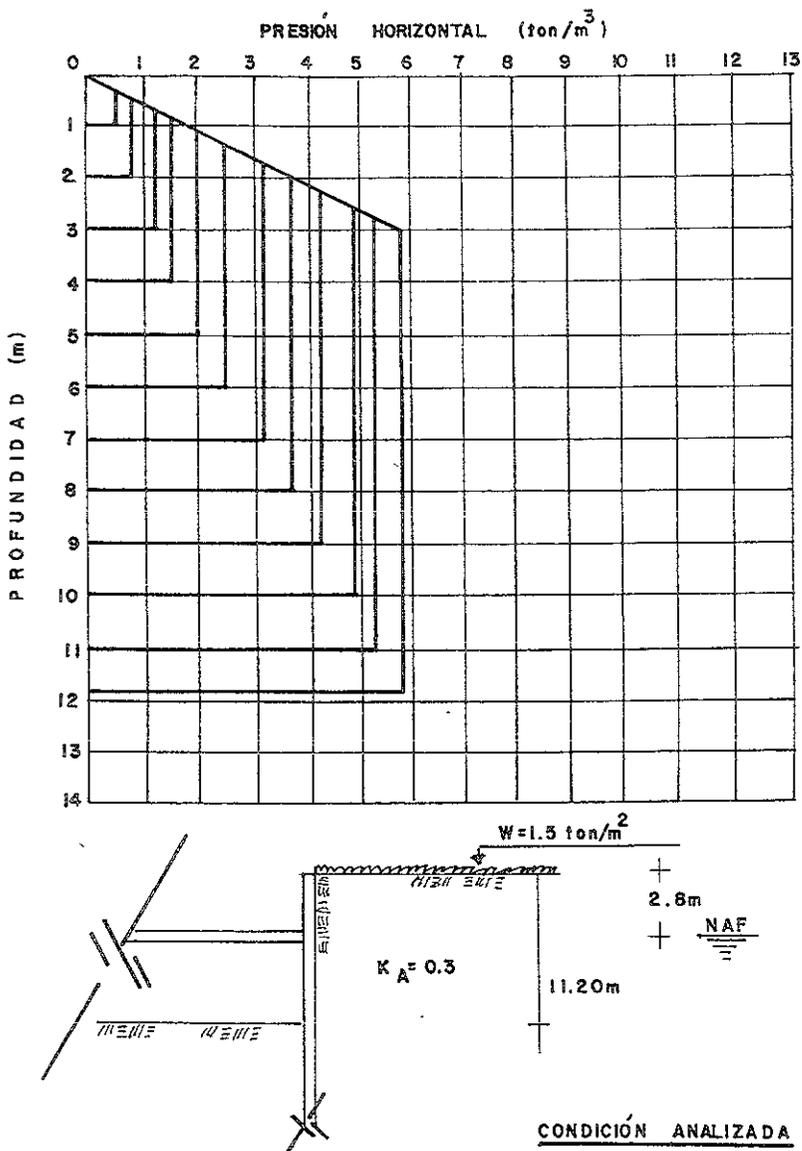


Fig. 3.14 Empuje para instalación de troqueles $W = 1.5 \text{ ton/m}^2$

PROF. (m)	PRESIÓN DEL SUELO (ton/m ²)	PRESIÓN DEL AGUA (ton/m ²)	PRESIÓN DE LA SOBRECARGA PARA			PRESIÓN TOTAL PARA		
			2.50 (ton/m ²)	2.00 (ton/m ²)	1.50 (ton/m ²)	2.50 (ton/m ²)	2.00 (ton/m ²)	1.50 (ton/m ²)
0.00	0.00	0.00	0.75	0.60	0.46	0.75	0.60	0.46
1.50	1.46	0.00	0.75	0.60	0.46	2.21	1.35	1.92
2.50	2.39	0.00	0.75	0.60	0.46	3.14	2.99	2.85
4.50	3.04	1.70	0.75	0.60	0.46	5.49	5.34	5.20
4.80	3.11	2.00	0.75	0.60	0.46	5.86	5.71	5.57
6.50	3.50	3.70	0.75	0.60	0.46	7.95	7.80	7.66
7.20	3.61	4.40	0.75	0.60	0.46	8.76	8.61	8.47
9.00	3.82	6.20	0.75	0.60	0.46	10.77	10.62	10.48
9.10	3.85	6.27	0.75	0.60	0.46	10.87	10.72	10.58
10.00	4.08	6.94	0.75	0.60	0.46	11.77	11.62	11.48
10.10	4.11	7.00	0.75	0.60	0.46	11.86	11.71	11.57
12.00	4.90	8.00	0.75	0.60	0.46	13.65	13.50	13.36

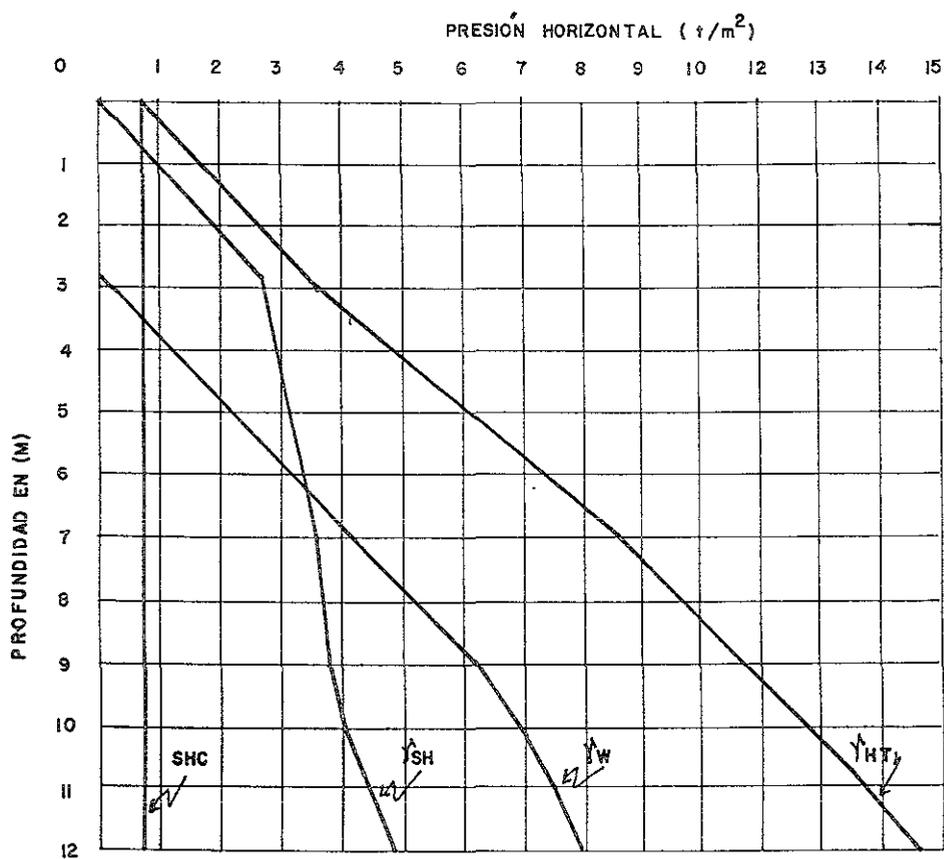
Fig. 3.15 Cálculo de la presión total a largo plazo.

Los resultados obtenidos se presentan en forma gráfica en las figuras 3.16 a 3.18.

-Revisión de la pata de las tablestacas

Debido a la magnitud de la excavación que se efectuó para la construcción del cajón que alojó los niveles de estacionamiento en sótano, y que tiene un nivel máximo de excavación de 11.80 m, el procedimiento para la excavación que permitió construir el cajón, se efectuó dejando inicialmente taludes con pendiente 1:1 con una berma intermedia y posteriormente con taludes verticales que fueron retenidos por muros a base de tablestacas, los cuales a su vez fueron contenidos mediante troqueles.

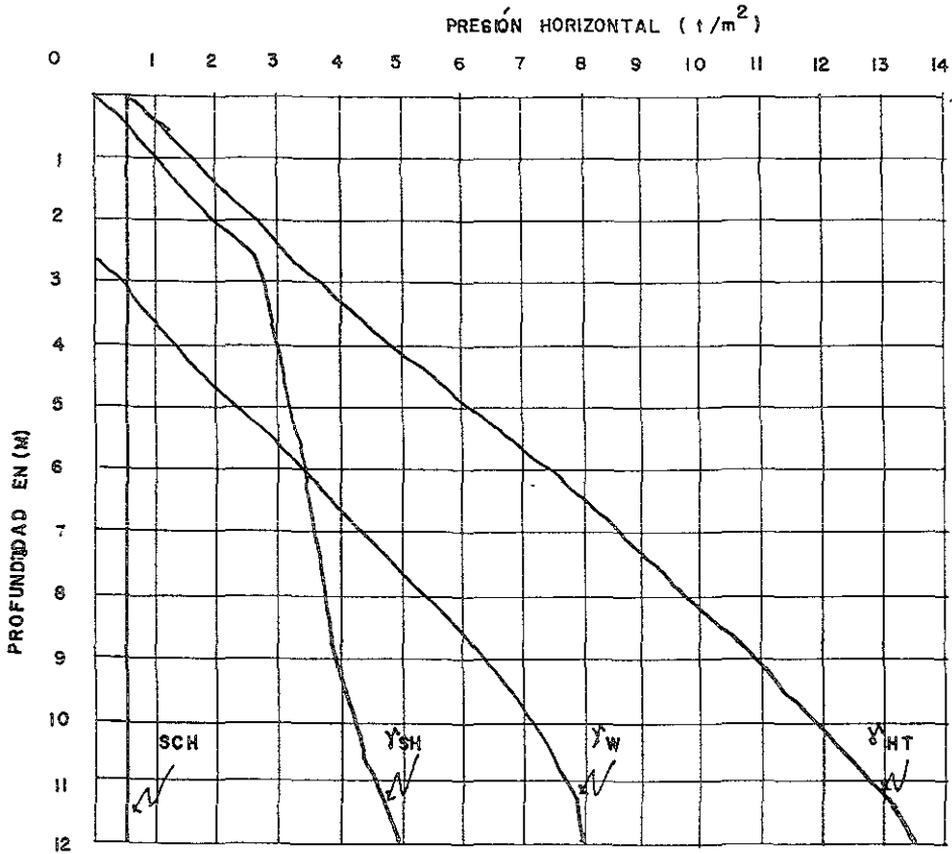
La ataguía de tablestacas se construyó hasta 2.40 m bajo el nivel máximo de excavación, es decir que se tuvo una pata de 2.40 m de longitud.



Símbología

- SCH Presión horizontal de la sobrecarga
- γ_{SH} Presión horizontal efectiva
- γ_W Presión del agua
- γ_{HT} Presión horizontal total

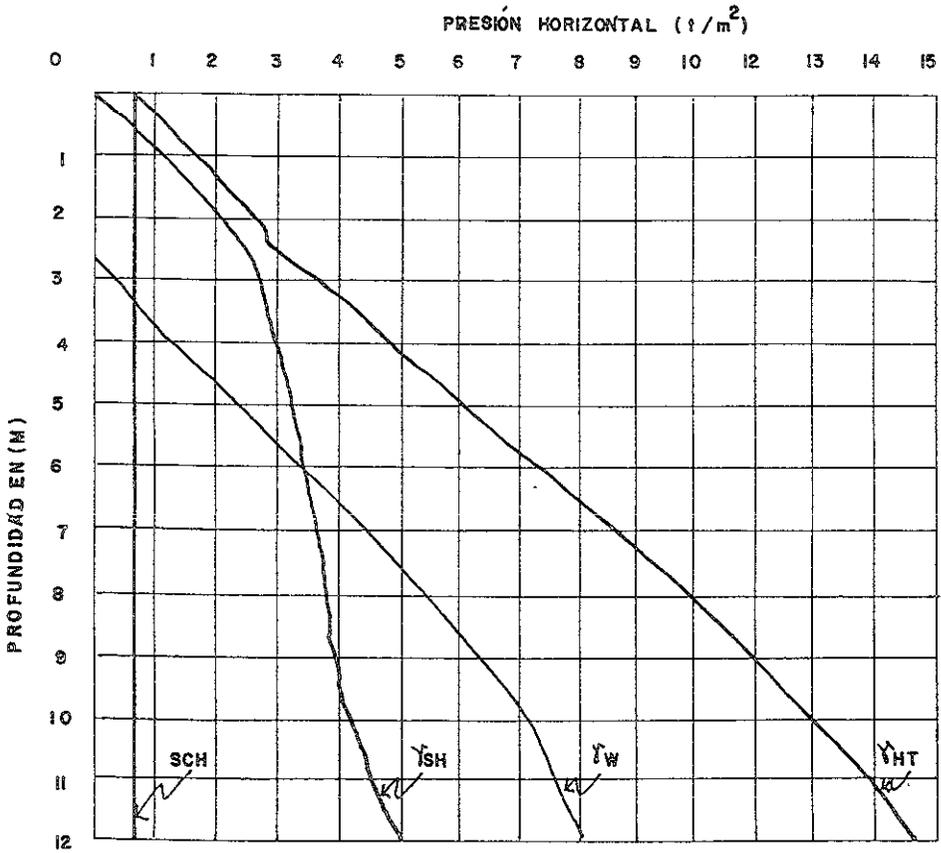
Fig. 3.16 Presiones a largo plazo sobre muros rígidos $W=2.5 \text{ ton/m}^2$



Simbología

- SCH Presión horizontal de la sobrecarga
- γ_{SH} Presión horizontal efectiva
- γ_W Presión del agua
- γ_{HT} Presión horizontal total

Fig. 3.17 Presiones a largo plazo sobre muros rígidos $W=2.0 \text{ ton/m}^2$



Simbología

- SCH Presión horizontal de la sobrecarga
- γ_{SH} Presión horizontal efectiva
- γ_W Presión del agua
- γ_{HT} Presión horizontal total

Fig. 3.18 Presiones a largo plazo sobre muros rígidos $W=1.5 \text{ ton/m}^2$

Considerando que la distribución de troqueles dependió de la capacidad estructural de ellos como de la ataguía, se revisó el factor de seguridad de falla de la pata para profundidades de excavación de 9.70 y 11.70 m, suponiendo que se llegarían a tener troqueles a 6.60 m y a 9.20 m de profundidad respecto al nivel de la superficie del terreno.

El mecanismo de falla analizado se presenta en la figura 3.19 y considera la posibilidad de falla de la pata por el empuje del suelo, E, teniendo en cuenta la distribución Peck con coeficiente de empuje de 0.6. El empuje fue resistido por la reacción del suelo, R, sobre la parte del muro enterrado, supuesta igual a la resistencia media del material en compresión no confinada por la longitud del muro antes indicada.

Se consideraron factores de seguridad contra falla de la pata, en las condiciones establecidas, obtenidos de la siguiente expresión:

$$FS = \frac{E}{R}$$

donde:

E Empuje del suelo
R Reacción del suelo

Resultando de 2.6 al nivel de excavación de 9.70 m, de 2.40 al nivel de excavación de 11.80 m, que son admisibles.

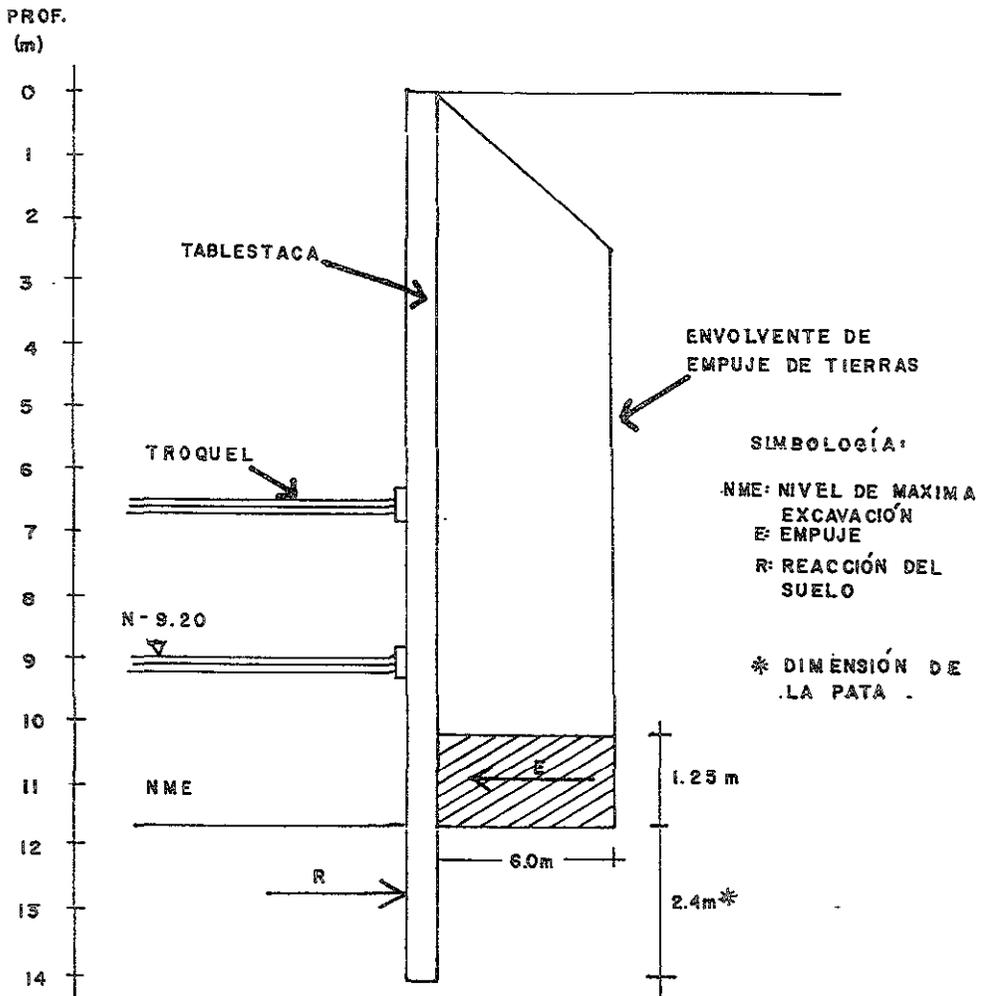


Fig. 3.19 Análisis de estabilidad de la pata de la tablestaca.

CAPÍTULO IV. PLANEACIÓN DE LA OBRA

La planeación consiste en fijar el curso concreto de acción que ha de seguirse, estableciendo los principios que habrán de orientarlo, la secuencia de operaciones para realizarlo y las determinaciones de tiempo necesarias para su realización. Planear es tan importante como hacer porque:

- La eficiencia no puede ser producto de la improvisación.
- El objetivo será infecundo, si los planes no lo detallaran, para que pueda ser realizado íntegra y eficazmente.
- Todo plan tiende a ser económico; desgraciadamente, no siempre lo parece, porque todo plan consume tiempo que por lo distante de su realización puede parecer innecesario e infecundo.
- Todo control es imposible si no se compara con un plan previo, sin planes se trabaja a ciegas.

Por lo anteriormente descrito, planear la realización de una obra civil es de gran importancia ya que como se explicó en el último inciso, si no se planea se trabaja a ciegas. Para planear la obra civil que nos ocupa se tomaron en cuenta los siguientes aspectos:

- Económico.
- De tiempo.
- De procedimiento.
- De personal.
- De maquinaria.

El aspecto económico es generalmente el punto principal a considerar para proceder a planear una obra civil. Regularmente existirán diferentes alternativas de acción, pero considerando las restricciones existentes en el proyecto, se optará por aquella que resulte más funcional y económica al mismo tiempo.

El aspecto del tiempo de realización de la obra, dependerá de saber si existe algún lineamiento que determine el tiempo máximo en el cual habrá de realizarse la obra, en caso de no existir ninguno, se utilizará el tiempo necesario para llevar a buen término la obra, considerando el aspecto económico y de procedimiento.

El aspecto del procedimiento a seguir, consiste en planear el proceso constructivo mediante el cual se hará posible la realización de la obra. Habiendo especificado el tiempo en el cual se tendrá que realizar la obra, se planea el procedimiento constructivo mediante el cual se podrá llevar a cabo, cumpliendo además los requerimientos de costo.

Dependiendo de la planeación realizada para la obra, se planeará el personal a utilizar en cada etapa de ésta. El personal deberá de clasificarse de acuerdo a la actividad que realice.

Al igual que el aspecto del personal, la planeación de la maquinaria depende de la programación hecha de la obra y de las restricciones de la empresa en cuanto a la disponibilidad de la misma, e igualmente se clasificará de acuerdo a la actividad para la cual sea destinada.

Las técnicas para formular planes de acción dentro de la industria de la construcción suelen ser dos: el diagrama de Gantt y las técnicas de trayectoria crítica.

DIAGRAMAS DE GANTT.

La única herramienta usada hasta hace algunos años para la preparación de un programa de trabajo, era el llamado "diagrama de barras" o "diagrama de Gantt".

El diagrama de Gantt, tiene por objeto controlar la ejecución simultánea de varias actividades que se realizan coordinadamente, el método consiste en predeterminar cuales son las actividades principales, cual su duración y presentarlos a cierta escala de manera que, a cada actividad le corresponda un renglón en la lista, que generalmente establece también, el orden de ejecución de las actividades, situándose la barra respectiva de cada actividad a lo largo de una escala de tiempos efectivos. Se convierte

la escala de tiempos efectivos en una escala de "días calendario", haciendo coincidir el origen de la escala con la fecha de iniciación del proceso. Si después de emplear el criterio personal, se obtiene una fecha de terminación igual a la propuesta, se acepta dicho programa, en caso contrario y basado únicamente en su experiencia e intuición, el programador reduce las dimensiones de las barras hasta obtener la fecha de terminación deseada.

Sin embargo, el diagrama de barras así preparado, considerado como método de planeación, programación y control, presenta las siguientes deficiencias básicas:

- a) Debido a la dificultad para representar la secuencia de ejecución de un gran número de actividades, sólo es posible descomponer el proceso en actividades principales.
- b) La secuencia de ejecución de las actividades del proceso se determina durante la fase de programación, analizando cada actividad y estimando qué partes de las otras actividades deben estar terminadas para iniciar la actividad en cuestión.
- c) No es posible decidir qué actividades controlan la duración del proyecto; es decir, todas las actividades son aparentemente de igual importancia para definir su duración.
- d) Por la imposibilidad de asegurar la fecha de terminación de cada actividad, en algunos procesos en que las condiciones meteorológicas son de importancia, se corre el riesgo de que ocurran lluvias, nevadas, etc. intensas, antes de terminar algunas actividades a las que pueden producir perjuicios serios.
- e) Cuando el programa de barras elaborado es el único medio para hacer la planeación y la programación de un proceso, es imposible prever con cierta seguridad los recursos (material, personal, equipo, capital, etc.) requeridos para realizarlo.

Debido a las deficiencias anteriormente descritas, el diagrama de Gantt como único medio de programación ha venido cayendo en desuso, actualmente se utiliza como una herramienta para mostrar los resultados de los nuevos métodos de programación.

TÉCNICAS DE TRAYECTORIA CRÍTICA

Los primeros trabajos sobre el CPM (Critical Path Method), Método de la Ruta Crítica, se desarrollaron en Enero de 1957, en los Estados Unidos de Norteamérica, y tenían como fin el mejorar las técnicas existentes de Planeación y Programación. Las personas que desarrollaron estos primeros trabajos fueron Morgan R. Walker miembro del Departamento de Ingeniería de la Compañía E. I. duPont de Nemours and Co. y el ingeniero James I. Killey Jr. que a su vez prestaba sus servicios en la Remington Rand, así como el Dr. R.L. Martino de la empresa Mauchly Associates.

Walker fue el autor de la lógica de la técnica, mientras que Kelly formuló y desarrolló el aspecto matemático; el Dr. Martino por su parte trabajó en los refinamientos de la técnica original aplicándola a la reprogramación de obras.

El método de la ruta crítica se puso a prueba por primera vez en el periodo de 1957-1958, en la construcción de una planta química para la compañía duPont, con un valor estimado de US\$ 10,000.00.

Simultáneamente a éstas investigaciones, la "Special Projects Office" de la Marina de los Estados Unidos en colaboración con el despacho de consultores Bozz, Allen and Hamilton desarrollaban una técnica similar diseñada para coordinar el proceso de los distintos contratistas y agencias que trabajaban en el proyecto Polaris, esta técnica fue bautizada con el nombre de PERT, que resumen las iniciales de: Program Evaluation and Review Technique (Técnicas de Evaluación, Programación y Reporte). el proyecto Polaris se descompuso en 23 partes, que contenían aproximadamente 3,000 actividades o trabajos. Se afirma que la utilización del método PERT en este proyecto, permitió acortar en dos años la duración del mismo.

Desde 1958, a partir de la aplicación de este método en la construcción de una planta química de la duPont, en la cual se obtuvieron magníficos resultados, la aplicación del método en Estados Unidos y Canadá ha dado logros en la ingeniería, así como aspectos individuales, comerciales, etc.

En 1959, la Catalytic Construction Company, reconociendo el enorme potencial del Método de la Ruta Crítica en la industria de la construcción, empezó a utilizar ésta técnica en la administración de un proyecto de diseño y construcción de una planta de fenol.

Básicamente los métodos PERT y CPM se desarrollan de la siguiente manera:

Una vez hecha la representación de un plan para un proceso productivo mediante una gráfica de flechas, se hace el análisis de tiempos o programación del mismo. En este análisis se supone que la longitud de cada flecha en el diagrama es:

- a) En el método CPM, una duración seleccionada (de acuerdo con algún criterio) para la actividad correspondiente.
- b) En el método PERT, la duración media de la actividad correspondiente.

Con base en estas longitudes, se encuentra la sucesión de flechas cuya suma de longitudes es máxima. Este valor es la duración (media, si se utiliza el método PERT) del proceso productivo en cuestión. Las actividades de dicha sucesión se denominan críticas, y a la sucesión se le denomina crítica.

Del análisis básico precedente se encuentra que, salvo las actividades críticas, las otras actividades de un proceso productivo, pueden disponer de cierto tiempo para retrasar su terminación sin retrasar la duración del proceso. A este tiempo se le denomina "holgura total" de la actividad. El conocimiento de las holguras totales para las actividades no críticas, es de gran utilidad para fijar sus tiempos de iniciación de manera que los recursos requeridos para ejecutar el proceso no exceden, en ningún tiempo durante la ejecución del proceso, a los recursos disponibles.

No existe radical diferencia entre los métodos CPM y PERT salvo que el segundo presupone un estudio probabilístico que estime tres duraciones: optimista, más probable y pesimista. Los métodos CPM y PERT y sus variaciones son una herramienta de trabajo para una programación lógica y confiable. El método más usado en obras de ingeniería civil es el CPM. Algunas de las ventajas de la programación CPM son las siguientes:

- Permite descomponer un proceso productivo en actividades de diferentes órdenes de importancia, y organizar la planeación, programación y ejecución de un proceso de acuerdo con esa descomposición.
- Permite coordinar eficientemente el trabajo de los diferentes organismos involucrados en cada una de las partes de un proceso productivo, durante las fases de planeación, programación y ejecución del proceso.

- Permite utilizar eficientemente la experiencia del personal directivo de los diferentes organismos responsables de un proceso, para elaborar en conjunto un plan maestro, que pueda incluir todas las actividades del proceso.
- Permite determinar cuales son las actividades de un proceso que controlan su duración (actividades críticas), y las holguras y márgenes de tiempo disponibles para retrasar la terminación de las otras actividades, sin retrasar la terminación del proceso.
- Permite determinar la forma de expedir un proceso para lograr costo directo mínimo.
- Permite determinar de antemano con la precisión que se desee, los recursos (materiales, personal, equipo, capital, etc.) requeridos en cualquier momento durante la ejecución del proceso.
- Permite comparar planes y programas alternativos para un mismo proceso, o para una misma parte de él, y seleccionar el que mejor se adapte a las condiciones propias de la empresa o institución encargada de ejecutar el proceso o la parte en cuestión.

La planeación de la obra que nos ocupa fue de vital importancia dada la magnitud de ésta y la gran cantidad de factores involucrados en la misma. Dentro de estos conceptos destacan los siguientes:

- La división del terreno de construcción en zonas mediante tablestacas de concreto troqueladas para evitar el derrumbe de las paredes de la excavación.
- La secuencia de las excavaciones fue importante, ya que permitió avanzar en la construcción de la cimentación aún cuando la excavación no estuviese totalmente concluida.
- La selección del tipo de maquinaria en base a la dureza del suelo y el número de ésta en relación al avance en la ejecución de los trabajos.
- El suministro, habilitado y colocación del acero de refuerzo.
- El suministro del concreto premezclado, en cantidad y tiempo de llegada de las ollas.

En la construcción de la cimentación existieron muchas otras actividades no críticas en las cuales la planeación realizó un papel no tan importante como en las anteriores, pero no obstante, estas actividades influyeron en la realización de la obra, ya que una mala planeación de éstas pudo traer como consecuencia un atraso en los trabajos anteriormente descritos (por ejemplo elaboración de muros de tabique, pintura en columnas, estriado de rampas, etc.).

Actualmente el uso de las computadoras y programas específicos de costos y de programación, han simplificado bastante la realización de la programación de obras, ya que con los programas de computadora adecuados, se puede realizar el presupuesto de la obra y exportar toda esa información a un paquete de programación, de tal manera que la información faltante será únicamente la duración de cada actividad y las relaciones entre las mismas. Realizado de esta forma el programa de obra, permite tener un control absoluto de la obra tanto en tiempo, insumos y en costo. Al mismo tiempo permiten diagnosticar a futuro, probables cambios en el procedimiento constructivo y saber su repercusión en costo y tiempo de una manera casi instantánea.

A continuación en la figura 4.1 se presenta una plantilla tipo de personal utilizada para llevar su control, en la figura 4.2 se muestra la ruta crítica de las principales actividades de la obra y en la figura 4.3 la representación en un diagrama de Gantt de los resultados de la ruta crítica.

En la fig. 4.1 se puede observar la clasificación de la mano de obra utilizada en la construcción de la cimentación, dividida por clasificación de la actividad, y en la cual se muestra la cantidad de personal requerida, la existente en cada turno y la faltante.

En la fig. 4.2 se muestra el diagrama de PERT generado para una programación supuesta ya que la original es información restringida y no existió acceso a la misma. En este diagrama, cada cuadro representa una actividad y la línea que los une, la relación existente entre cada una. Cada cuadro presenta la información mínima necesaria como es: la clave de la actividad, la descripción, la holgura total, la duración original, la duración remanente, el inicio temprano y el final temprano.

La fig. 4.3 es el diagrama de barras generada con el cálculo de la ruta crítica de la fig. 4.2, en ella aparece la descripción de cada actividad, la duración de la misma en días, el costo presupuestado, los recursos utilizados en cada actividad y la barra que representa la duración de cada actividad así como las relaciones existentes entre cada barra. Al final del programa de barras, aparece una gráfica de costos, la cual muestra el acumulado de los costos utilizados para la construcción de la cimentación. De la misma

manera que la gráfica de costos, se pueden generar gráficas de recursos (materiales, mano de obra, herramienta y equipo).

CONSTRUCTORA METRO S.A. DE C.V.

B-6

C-H-M

Personal de Estructuración

FRENTE

FECHA

13 de octubre de 1989

CATEGORIA	PLANTILLA	1°	2°	3°	TOTAL	FALTANTE	SOBRANTE	IMPORTE
ACERO DE REFUERZO	6-12							
CABO	2	2			2			
OF FERRERO	30	24			25	5		1P
AYUDANTES	30	12			12	18		
CIMBRAS	6-13							
CABO	3	3			3			
OF CARPINTERO	50	39			40	10		1F
AYUDANTES	50	27			29	21		2F
CONCRETOS	6-14							
CABO	2	2			2			
OF ALBAÑIL	16	16			16			
AYUDANTES	12	8			8	4		
VIBRADORISTA	2	2			2			
SOLDADURA	6-45							
OF SOLDADOR	4	3			4			1-ACC
AYUDANTES	4	3			3	1		
MAQUINARIA	8A							
OF ELECTRICO	1	1			1			
SUMAS		206	142		147	59		5

FORMULO

RECIBIO

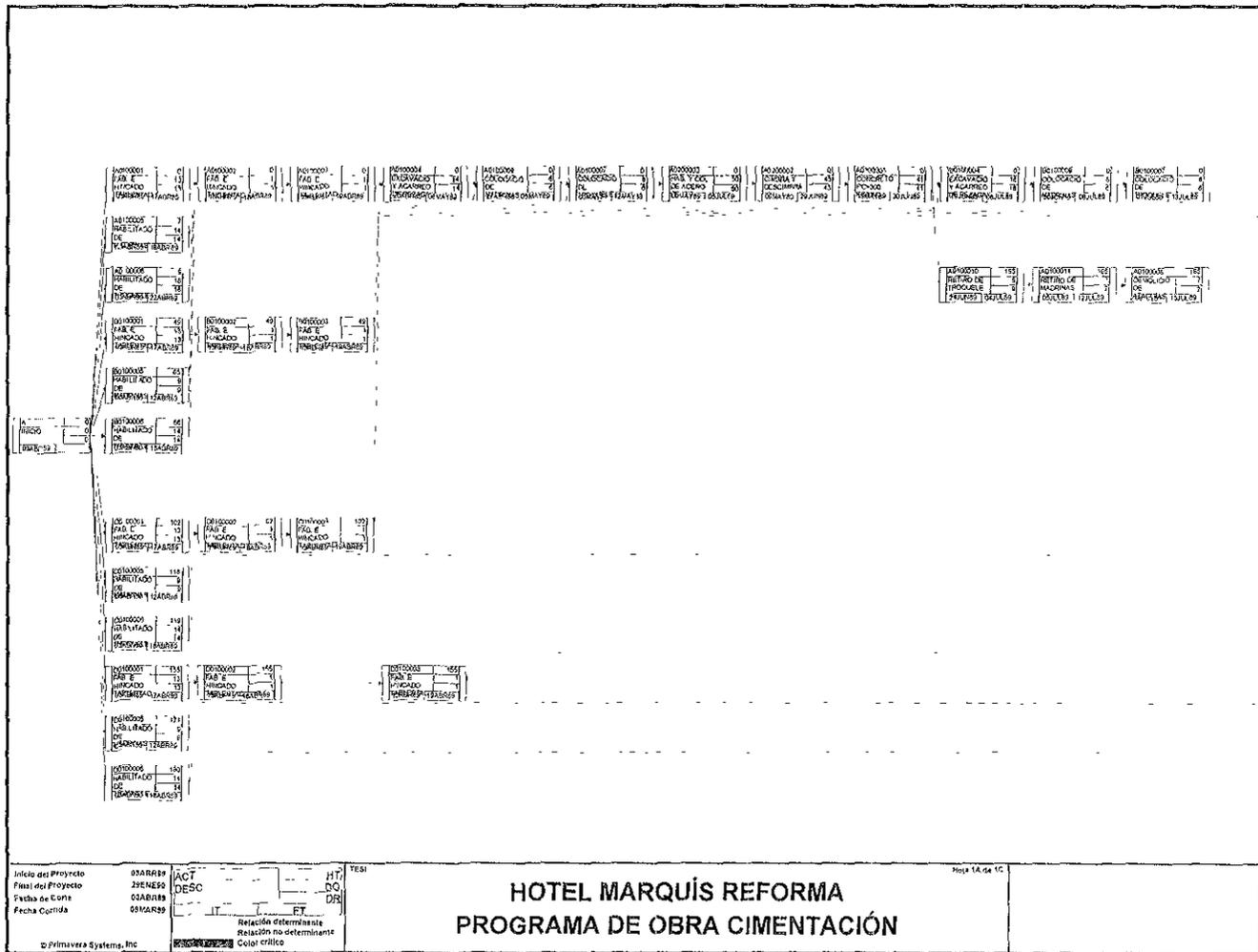


Fig. 4.2 Diagrama CPM de la programación de la cimentación del Hotel Marqués

01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01
01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01	01/00/00	01

Inicio del Proyecto 01ABR89
 final del Proyecto 29ENE89
 fecha de Coste 01ABR89
 fecha Cierre 01MAR89

ACT
 DESC
 ---IT---
 Relación determinista
 Relación no determinista
 Color crítico

HT

DO

DR

Hoja 10 de 10

HOTEL MARQUÍS REFORMA PROGRAMA DE OBRA CIMENTACIÓN

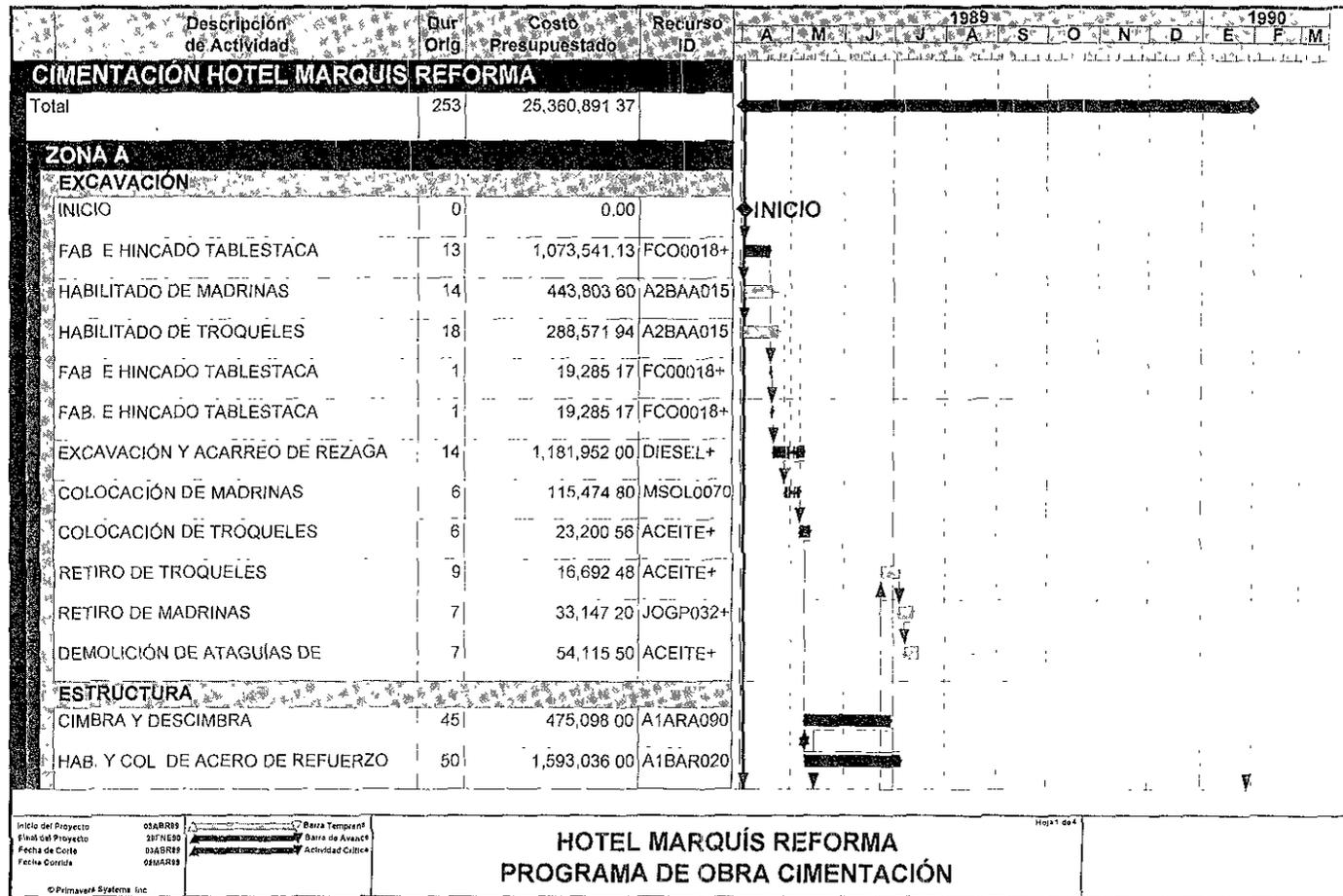


Fig 4.3 Programa de barras generado con el cálculo de la ruta crítica de la fig. 4.2

CAPÍTULO V. PROCESO CONSTRUCTIVO

En este capítulo se procederá a dar una descripción lo más detallada posible del proceso constructivo de la cimentación, indicando las etapas en las que se realizó.

Se comenzó excavando a 2.0 m de profundidad en toda el área de la cimentación para eliminar cimientos antiguos, a continuación se recimentaron las construcciones vecinas, para ello las excavaciones se realizaron en tramos alternados de 3.0 m en cada una de ellas y se recibieron las cimentaciones vecinas a 2.0 m de profundidad de acuerdo a la fig. 5.1.

Antes de realizar la excavación para la cimentación, se colocó la instrumentación de medición y control, en el lugar que rodea a la excavación, con el fin de verificar que la construcción se realizara dentro de la seguridad proyectada, así como advertir el desarrollo de condiciones de inestabilidad y obtener información básica del comportamiento del suelo, que comparada con la utilizada en el diseño, permitiera concluir sobre la confiabilidad de éste, detectar errores y en caso necesario, fundamentar modificaciones en los análisis y en la construcción. Para realizar lo anterior, se observó el comportamiento de la masa del suelo en la cual se efectuó la excavación, a través de la determinación de:

- a) La evolución con el tiempo de las deformaciones verticales y horizontales en los puntos más representativos de la masa del suelo.

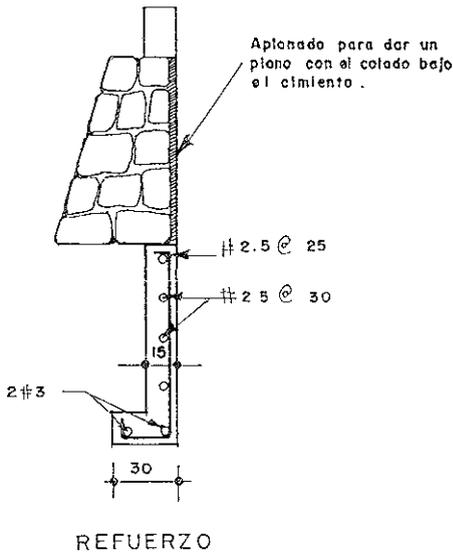
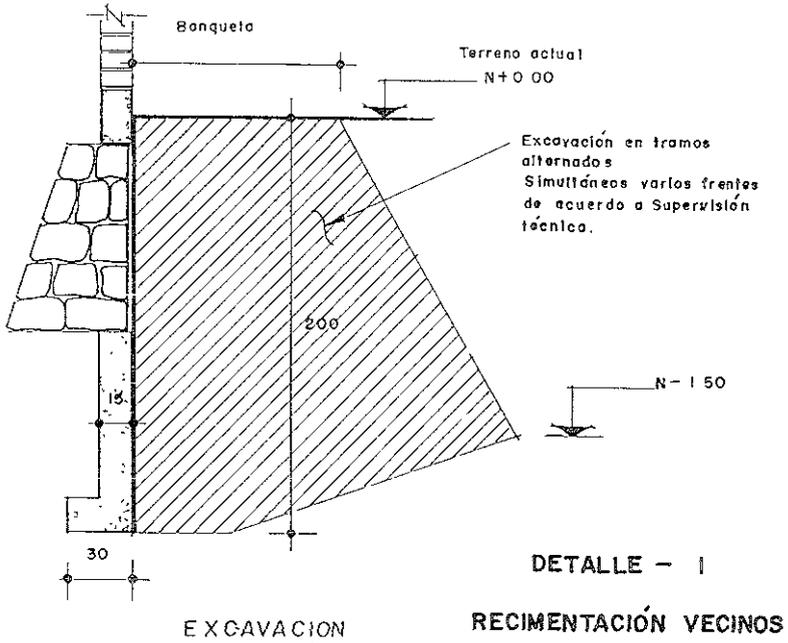


Fig. 5.1 Recimentación de construcciones vecinas.

b) La verificación con el tiempo de la presión de poro en los estratos significativos para estimar la evolución de los esfuerzos efectivos en la masa del suelo conforme progresa la construcción.

Para lo cual, se instalaron referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales, referencias en muros y en la parte superior de las tablestacas, inclinómetros, bancos de nivel semiprofundo y piezómetros.

REFERENCIAS SUPERFICIALES.- Tuvieron por objeto poder medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurrieron en la superficie del terreno que circundó la excavación, así como en las construcciones próximas que hubiesen podido sufrir daños a consecuencia de las excavaciones. Estas deformaciones permitieron detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad o bien, de deformaciones inadmisibles.

Los tipos de referencias superficiales así como sus características se describen a continuación:

- a) Testigo superficial .- Es un cilindro de concreto simple (fig. 5.2) de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura con un perno convencional empotrado en su extremo superior; el perno es de cabeza esférica de 5/8 X 4 pulg. y tiene una línea grabada en la dirección perpendicular de la ranura para destornillador. La ranura sirve de guía a la regla metálica de medición que está graduada en mm, cuenta con nivel de burbuja y mira para poder enfocar el tránsito.
- b) Testigo en muros .- Es una referencia de nivel horizontal (fig. 5.3) formada por un triángulo rojo pintado sobre un fondo blanco, que se localizó en los muros de las construcciones cercanas a las excavaciones.
- c) Testigos sobre tablestacas .- Es una referencia de nivel horizontal que se localizó en la parte superior de las tablestacas.

Los testigos superficiales se instalaron principalmente definiendo líneas de colimación, apoyadas en dos puntos de referencia fijos, alejados de los extremos de la excavación para evitar que sufrieran desplazamientos durante el proceso de construcción. Las líneas de colimación fueron

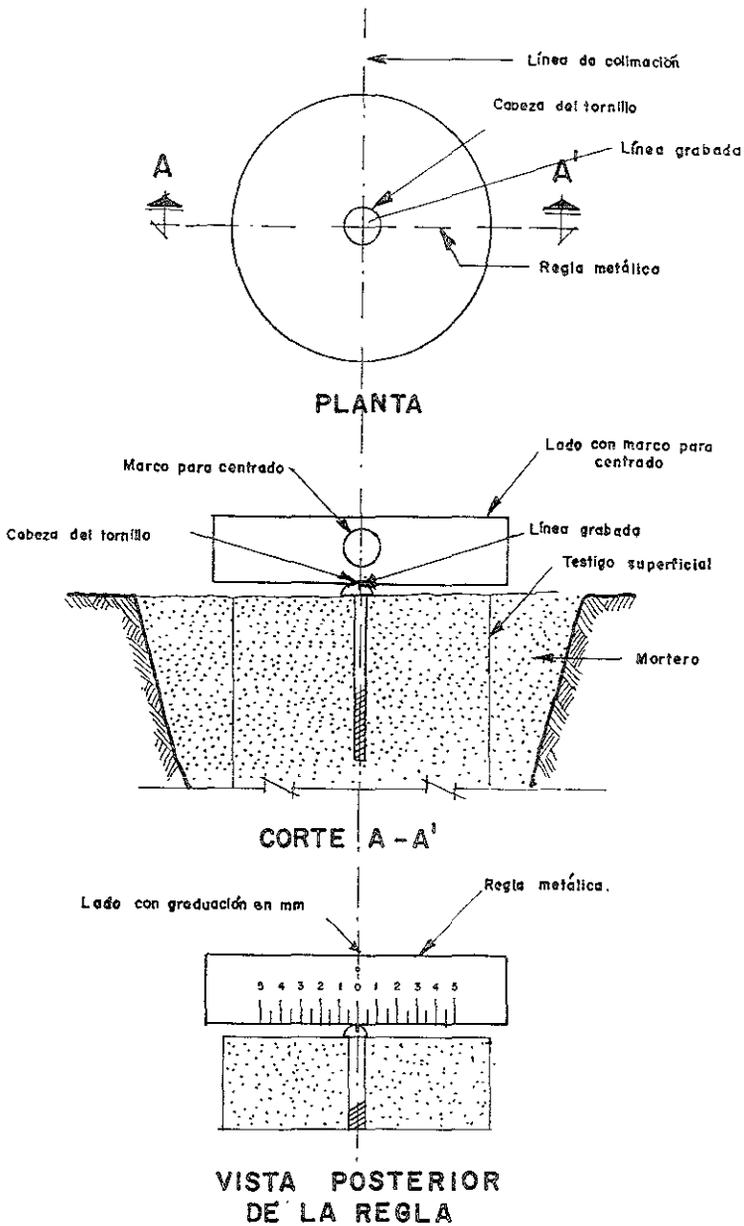


Fig. 5.2 Testigo superficial.

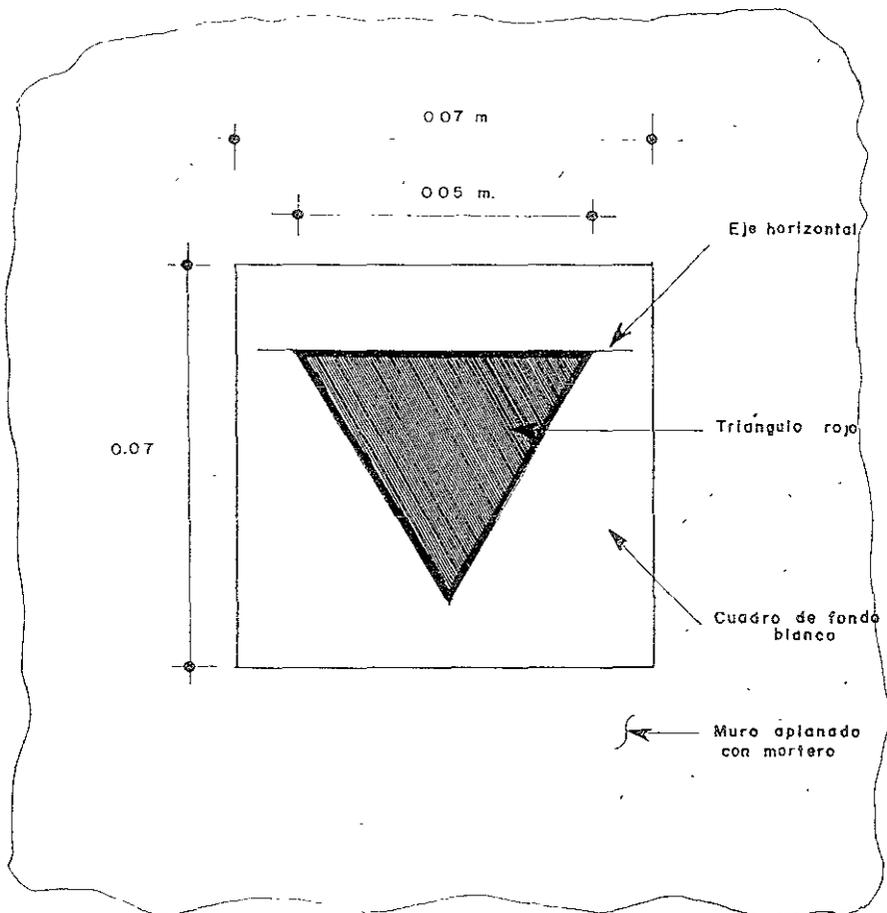


Fig. 5.3 Testigo en muros.

paralelas al borde de la excavación, señalando una a cada lado de la excavación en la colindancia con la vía pública; la distancia de las líneas de colimación al hombro de la excavación fue de 1 m y la separación entre testigos superficiales de 6 m.

Los testigos en muros se instalaron en todas las estructuras colindantes con el predio. Los testigos se colocaron en muros paralelos y perpendiculares a la excavación; el número mínimo fue de tres en cada muro y la separación máxima de 6 m.

Los testigos en las tablestacas se instalaron sobre ellas con una separación máxima de 6 m.

INCLINÓMETROS .- El inclinómetro (fig. 5.4 y 5.5) permite conocer la distribución con la profundidad de los desplazamientos horizontales que se presentan en la masa del suelo cercana a las excavaciones, está constituido por los siguientes elementos:

a) Ademe .- Es una tubería metálica o plástica, disponible de 1.5 a 3.0 m, que se une mediante coples para alcanzar la longitud requerida; esta tubería tiene ranuras perpendiculares entre sí que sirven de guía a la sonda durante las mediciones. El ademe se instala en una perforación vertical, empotrando su extremo inferior en el fondo de ésta, fuera de la profundidad de influencia de la excavación.

b) Sonda .- Es la unidad de medición, hermética y portátil, que aloja el sensor de inclinación, éste último consiste básicamente en una masa guía instrumentada que genera una señal eléctrica proporcional a su inclinación.

c) Cable .- Transmite la señal de la sonda a la unidad de registro y lecturas; además, sirve como referencia para conocer la profundidad de la sonda en los distintos niveles de medición.

d) Unidad de medición y lectura .- Su misión es recibir las señales eléctricas y transformarlas en lecturas analógicas ó digitales para su registro e interpretación, así como generar la energía necesaria para activar la sonda.

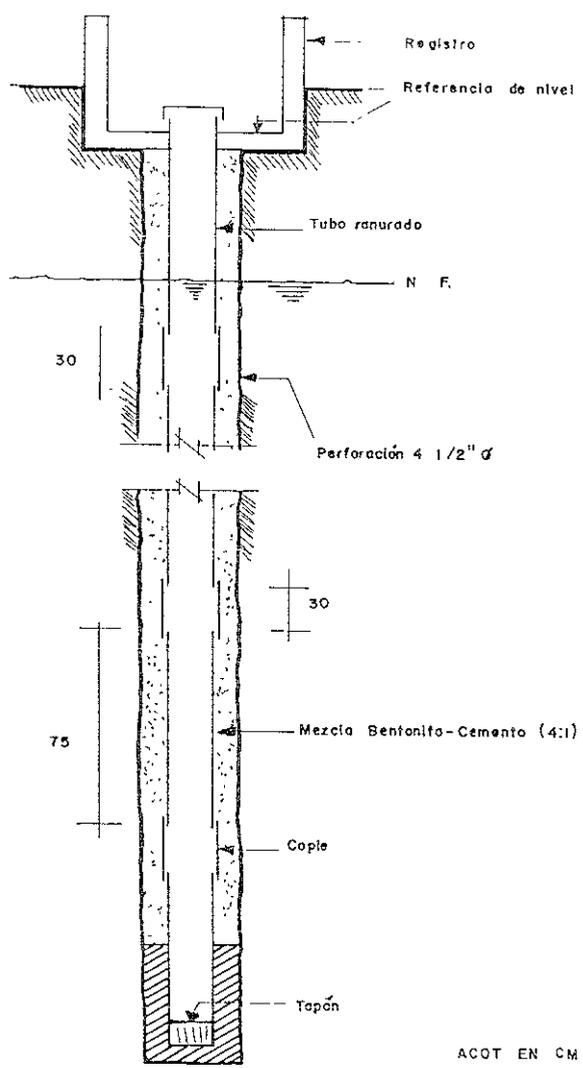


Fig. 5.4 Inclinómetro.

BANCOS DE NIVEL SEMIPROFUNDOS .- Tienen por objeto conocer los movimientos verticales que pudiera presentar la excavación, y a su vez la estructura por construir.

Consisten básicamente en una perforación de 6" de diámetro hasta 0.60 m por debajo de lo que fue básicamente el nivel máximo de excavación, posteriormente se reduce a 4" de diámetro y 0.60 m de profundidad, a ésta perforación se le introduce un ademe de PVC de 4" de diámetro, dentro de éste, se colocó un tubo de 1" de diámetro, cuyo fondo se ahogó en concreto dentro de un tubo Shelby de 3" de diámetro y 0.40 m de profundidad. Por último en la parte superior se le coloca su registro de protección.

PIEZÓMETROS .- Tienen por objeto observar las pérdidas de presión hidrostática en el subsuelo de la zona en la cual se efectuó la excavación y que posteriormente alojará a los sótanos del hotel. Para esto se instalaron tres piezómetros abiertos tipo Casagrande (fig. 5.6).

POZOS DE ALIVIO DE PRESIÓN .- Previamente al inicio de la excavación se construyeron pozos de alivio de presión con los cuales se abatió la presión de poro en el estrato permeable que se encuentra entre los 16 y los 18 m de profundidad, con lo cual poder evitar la falla de fondo por subpresión.

El sistema de abatimiento estuvo formado por una serie de pozos de alivio de presión perforados a 18 m de profundidad.

La ubicación de la instrumentación de control así como de los pozos de alivio de presión se encuentran señalados en la fig. 5.7.

- ETAPAS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Una vez colocada la instrumentación de control, se procedió con la excavación, para lo cual el predio se dividió en cuatro zonas "A", "B", "C" y "D" (fig. 5.8), colocando en las colindancias interiores de la excavación y exteriores del predio, una ataguía a base de elementos precolados de concreto hincados en el lugar con el fin de poder sostener las paredes de la excavación. El muro constituido por el hincado de las tablestacas tuvo las siguientes funciones:

- a) Contener los cortes verticales que existieron debido al procedimiento de excavación.

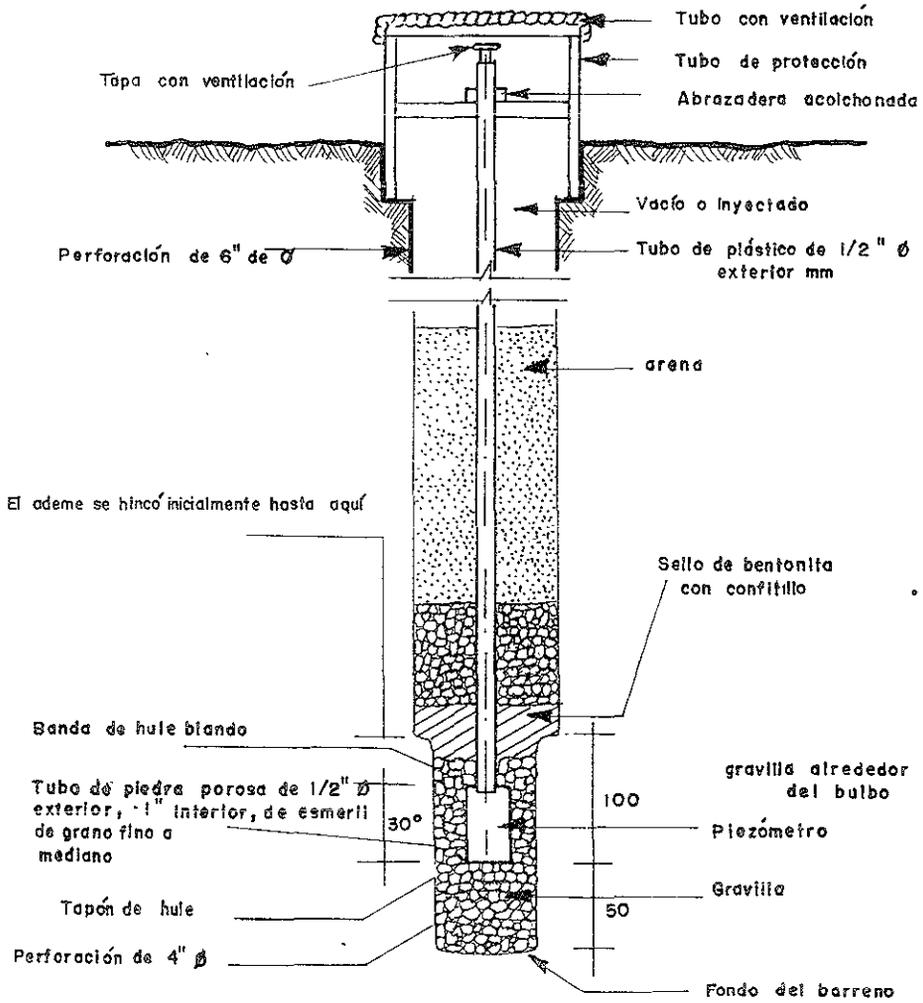


Fig. 5.6 Piezómetro tipo Casagrande.

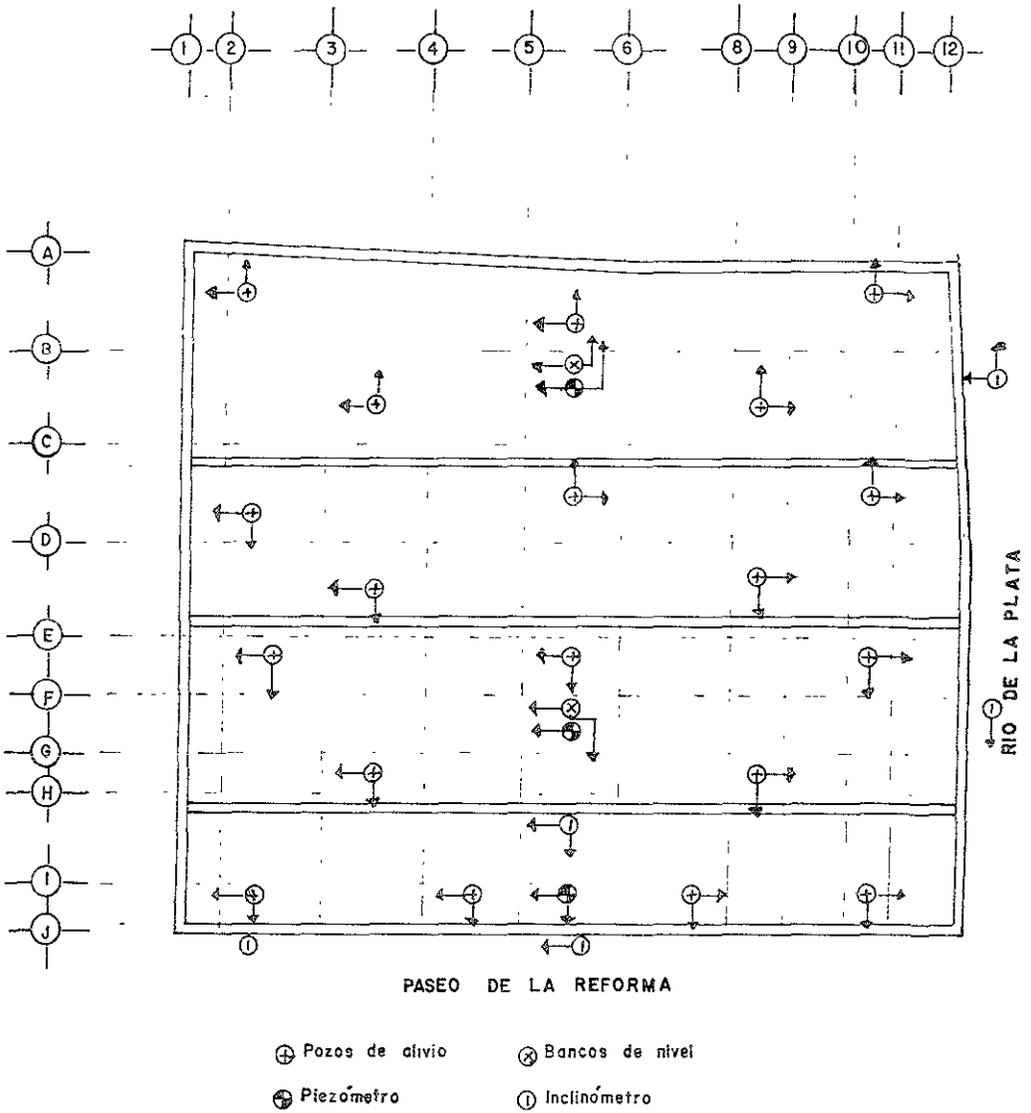


Fig. 5.7 Ubicación de la instrumentación de control.

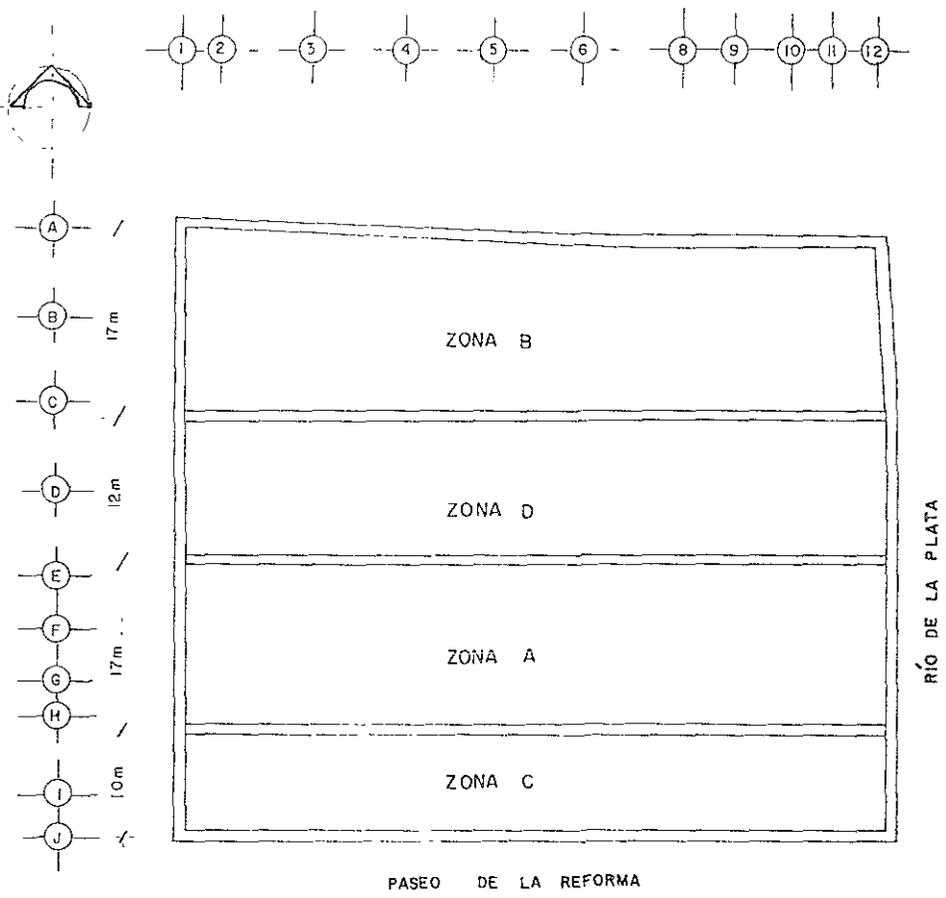


Fig. 5.8 División del predio en zonas.

- b) Reducir el flujo horizontal de agua de los estratos superficiales de mayor permeabilidad hacia las zonas de la excavación.
- c) Reducir al máximo los desplazamientos de las paredes de la excavación.

De acuerdo con el avance en la recimentación de las construcciones vecinas, se comenzó con el hincado de los elementos precolados, para lo cual previamente se realizó una pequeña zanja de 30 x 30 cm, a todo lo largo de las colindancias tanto interiores como exteriores con la ayuda de una grúa Link-Belt provista con un cucharón de almeja, una vez hecha ésta, se realizaron perforaciones en ella hasta los -14.20 m con un diámetro de 20 cm. a cada 0.75 m. La zanja y las perforaciones sirvieron como preparación y guía para que, al hincar los elementos precolados, la resistencia del suelo disminuyera y ayudar a que las ataguías se hincaran lo más verticalmente posible.

Se colocaron cuatro tipos de elementos precolados: ataguía tipo, ataguía de cierre, ataguía de esquina y ataguía de intersección.

La ataguía tipo es el elemento usado para la formación de la ataguía, pero como el hincado de los elementos precolados se realizó utilizando dos frentes en cada zona, al tratar de unir los dos frentes, normalmente quedaba un espacio que no tenía las dimensiones de la ataguía tipo, para solucionar este inconveniente, se colocaron ataguías de cierre que tenían dimensiones variables, para así poder cerrar los dos frentes perfectamente.

La ataguía de esquina, como su nombre lo indica, es la usada en las esquinas para poder dar forma a la ataguía y la ataguía de intersección, es aquella utilizada para poder dar forma a las intersecciones. Las características de las ataguías anteriormente descritas se muestran en las figuras 5.9 y 5.10.

La construcción de la ataguía se inició por la colindancia poniente, continuando con las ataguías interiores paralelas a la Avenida Paseo de la Reforma y que delimitan la zona "A", siguiendo posteriormente con la ataguía de la colindancia norte y la ataguía interior que delimita la zona "B", procediendo posteriormente con el hincado que delimita a la ataguía perimetral.

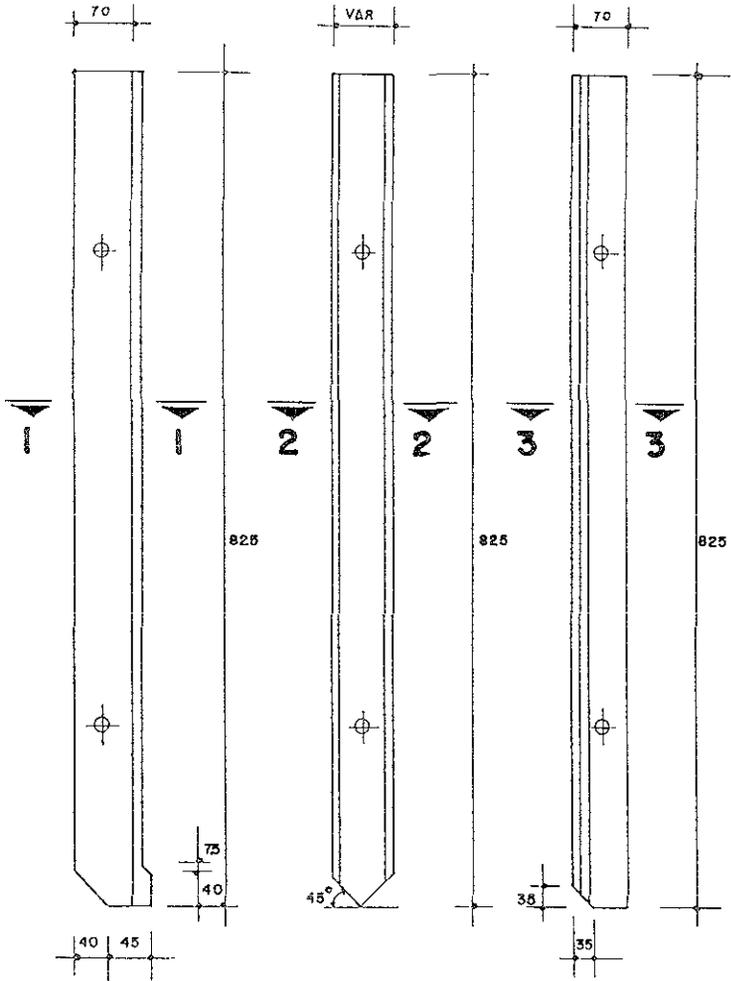
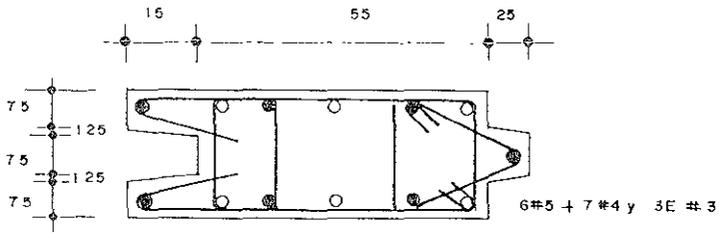
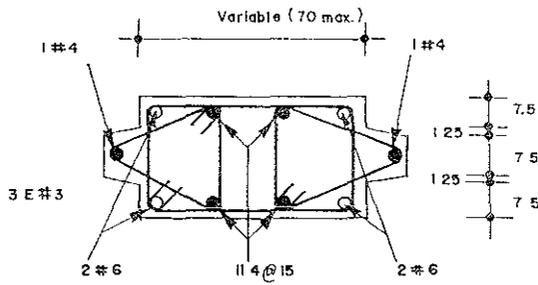


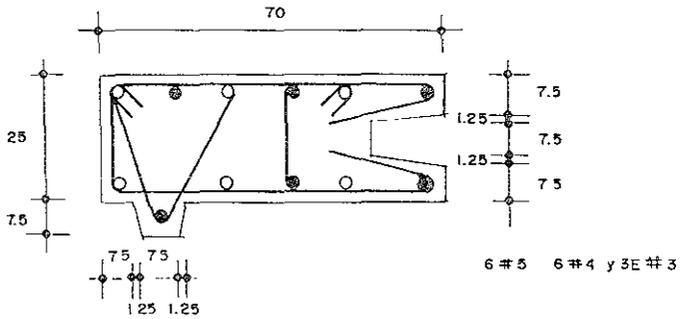
Fig. 5.9 Ataguía tipo, ataguía de cierre y ataguía de esquina



CORTE 1-1



CORTE 2-2



CORTE 3-3

Fig. 5.10 Armado de las ataguías tipo, de cierre y de esquina.

De acuerdo al avance obtenido en el hincado de la atagüa, se comenzaron a cerrar las uniones entre éstas, y con el fin de evitar que el agua se filtrara posteriormente al hincado, mediante chifloneo se limpió el espacio existente entre el machihembrado de las tablestacas y se inyectó una mezcla de arena fina-bentonita-cemento desde el fondo de la unión hacia la superficie.

Antes de iniciar la segunda parte de la excavación, se instalaron los instrumentos de medición y control y se perforaron los pozos de alivio de presión.

Para continuar con la excavación, el estudio de mecánica de suelos propuso atacar cada zona por dos frentes (lado oriente y poniente de la cimentación) para poder instalar los troqueles de esquina en ambos frentes, los cuales soportarían el tablestacado ubicado en los ejes I y II, llevando un ataque horizontal de tal manera que una vez excavado 0.5 m por debajo del siguiente nivel de aplicación de troqueles, se instalaran éstos de inmediato y proseguir la excavación hasta descubrir el siguiente nivel de troqueles (pasos 1 a 4 de la fig. 5.11).

El procedimiento anteriormente descrito presentaba los siguientes inconvenientes:

- Al finalizar los cuatro pasos de la excavación, quedaría una franja de terreno con un nivel de -2.00 m al centro de la excavación según se fuera atacando cada una de las cuatro zonas, por lo que para terminar cada zona sería necesario colocar la grúa en una zona contigua, lo cual generaría la necesidad de un mayor movimiento de la grúa.
- Para terminar la excavación en la zona C, sería necesario cerrar la lateral de la Avenida Paseo de la Reforma, teniendo como consecuencia alteraciones en el tráfico de la zona.
- Para finalizar la excavación en la zona D sería necesario que la zona B estuviera terminada hasta la planta baja y poder colocar la grúa en esa zona, lo cual probablemente le causaría daños estructurales a la cimentación por el peso de la grúa y los camiones que circularían en ese lugar.

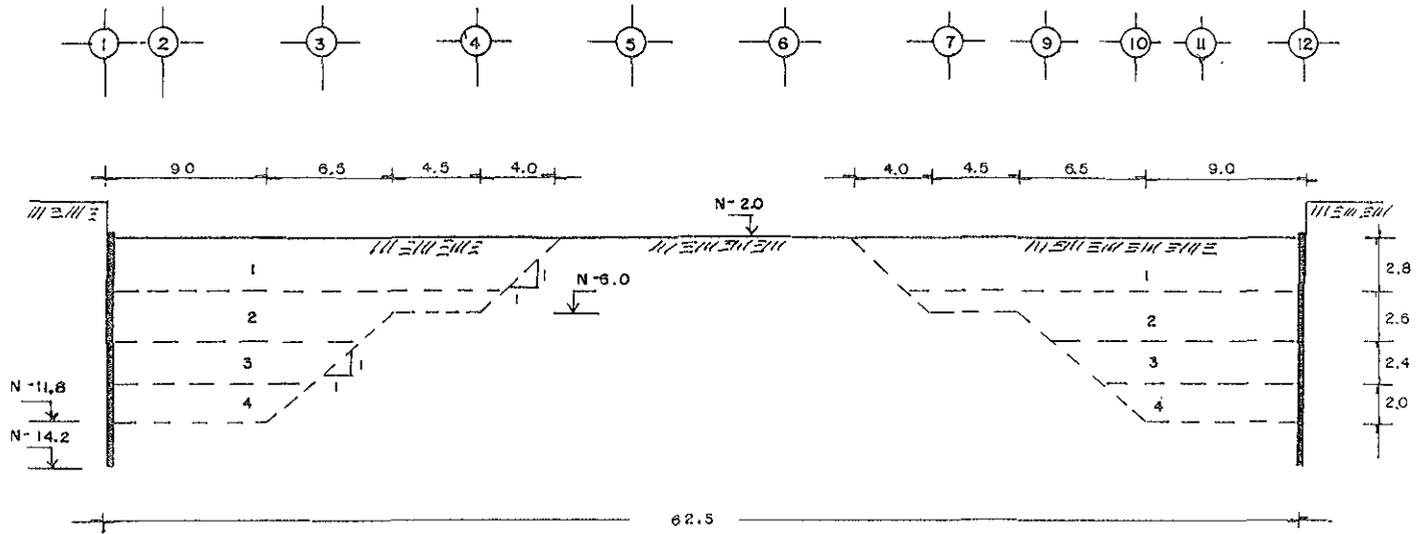


Fig. 5.11 Procedimiento constructivo indicado en el estudio de mecánica de suelos.

Debido a lo anterior, se modificó el proceso constructivo y se decidió que la excavación se realizara con un sólo frente, comenzando en cada una de las zonas del lado poniente hacia el oriente, para poder colocar los troqueles de esquina que soportarían el tablestacado del eje 1, a continuación se comenzó con la excavación respetando los pasos indicados en la fig. 5.11; con esto se logró que cada zona fuera independiente una de otra. La excavación a detalle se describe a continuación.

La excavación se comenzó en la zona "A" mediante una grúa Link-Belt modelo LC-80 provista con un cucharón de almeja con una capacidad de 1 1/2" yd³, con la distribución de troqueles indicada en la figura 5.12 y 5.13. La primera etapa de la excavación se inició en el extremo poniente y se ejecutó hasta los -6.50 m. de profundidad, de acuerdo a las etapas mostradas en la figura 5.14, tomando en cuenta que los troqueles fueron colocados una vez excavado 0.5 m por debajo sus puntos de aplicación, y no se procedió a profundizar la excavación hasta la colocación del troquel mediante la aplicación de la precarga del mismo y su instalación definitiva.

Cuando se efectúan grandes excavaciones en arcilla como en este caso, el peso del suelo vecino a sus bordes ejerce presiones laterales sobre las paredes de la excavación, por lo que si ésta continuara sin colocar los troqueles aún por un corto tiempo, se producirían movimientos laterales de las paredes de la excavación, lo cual traería como consecuencia asentamientos intolerables en las estructuras vecinas.

La precarga de los troqueles es una precaución común para reducir los movimientos del terreno adyacente a un valor mínimo tolerable, ésta precarga consiste en presforzar cada troquel cuando es colocado, para esto antes de insertar el troquel, se equipa un troquel auxiliar con gatos hidráulicos para aumentar la distancia entre las vigas madrinas contra las cuales se va a apoyar el troquel. Posteriormente se coloca el troquel, de manera que permanezcan en este esfuerzos de varias toneladas cuando se retiren los gatos.

TROQUEL TIPO	TR-1	TR-2	TR-3	TR-4	TR-5	TR-6	TR-7	TR-8
PRESIÓN DE PRECARGA (TON)	10	16	24	28	35	40	50	60

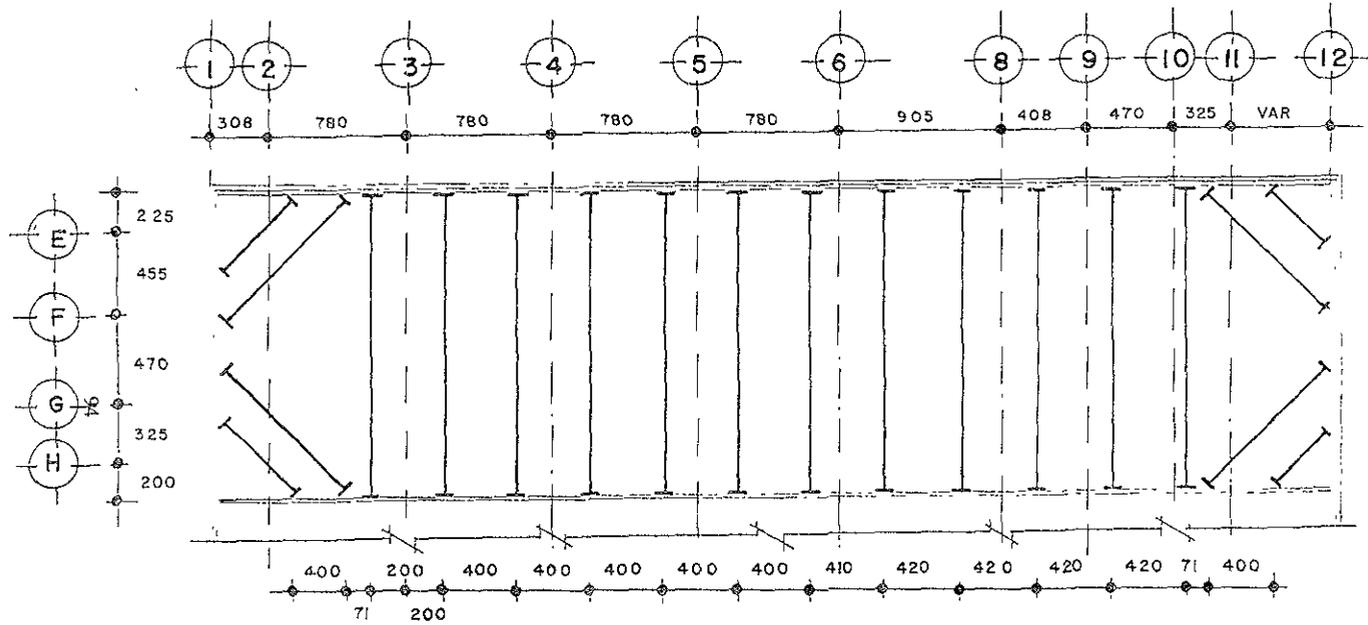


Fig. 5.12 Distribución de troqueles en la zona A.

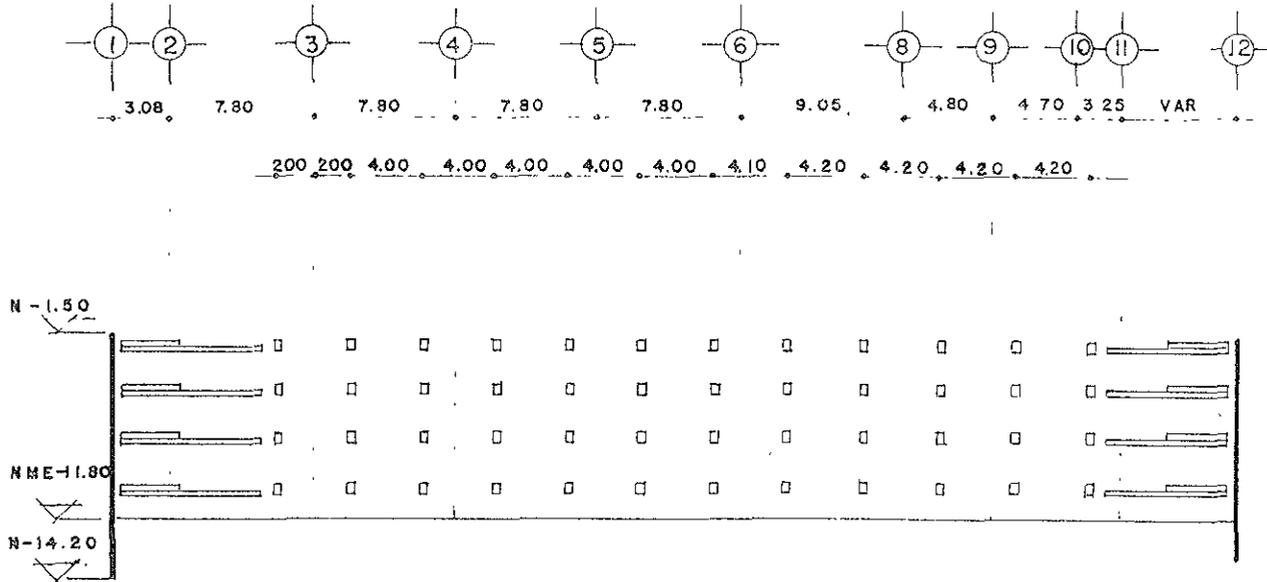


Fig. 5.13 Alzado de la distribución de troqueles en la zona A.

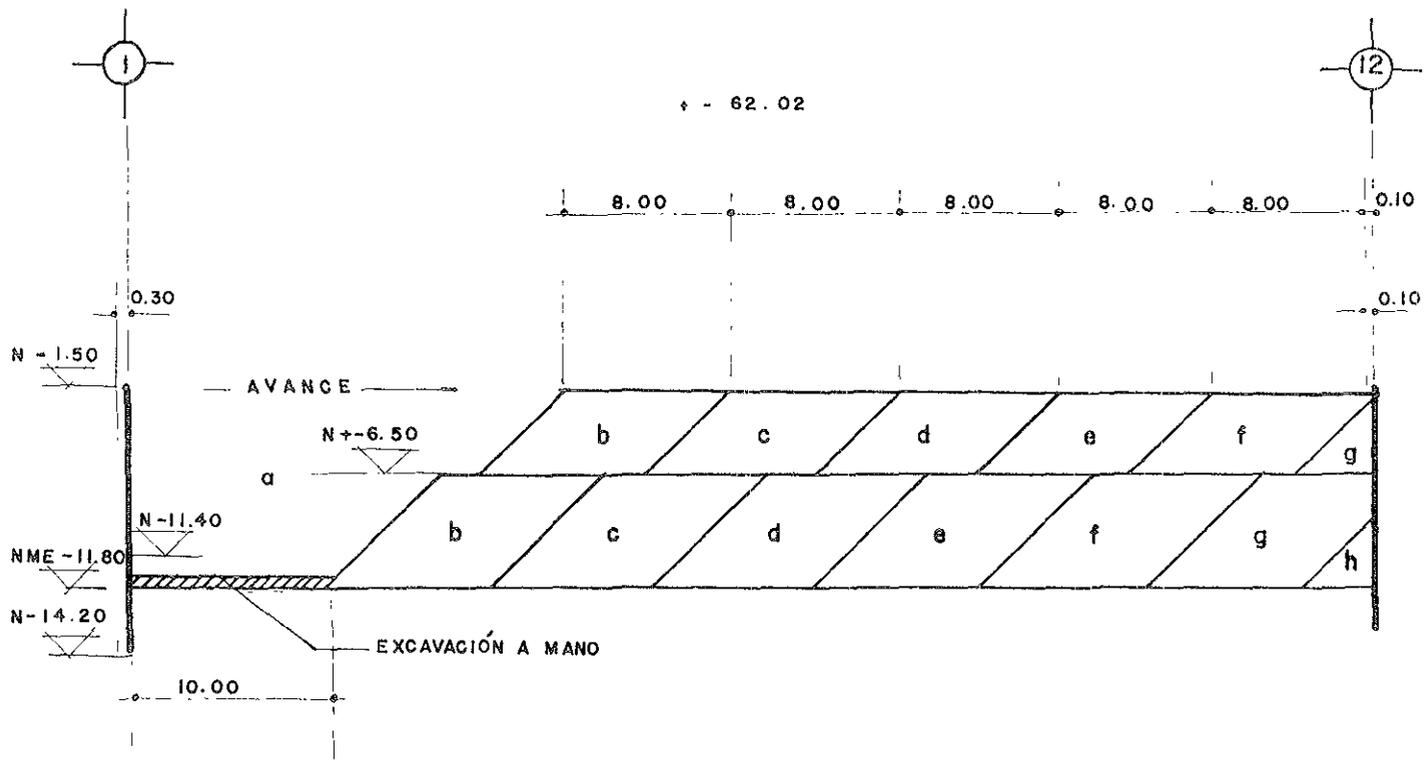


Fig. 5.14 Etapas de la excavación realizada en obra

La presión de precarga de los troqueles se realizó mediante gatos hidráulicos debidamente calibrados con una capacidad de 60 ton.

Los troqueles tipo tuvieron una capacidad de carga de 110 ton. para una longitud de 16.15 m y los troqueles colocados en diagonal en la cabecera de la excavación tuvieron 120 ton. de capacidad.

La estructura para troquelar las cabeceras se realizó como se indica en la figura 5.15 y Fotografía 5.1. Para colocar esta estructura se tuvo que tener la excavación 50 cm por abajo del nivel indicado de troqueles procediendo posteriormente con las preparaciones para los conectores entre la viga madrina y la ataguía interior; una vez que se tuvieron estas preparaciones, se colocó la viga madrina que va contra la ataguía perimetral (la cual tuvo que llevar separadores entre la ataguía perimetral y el muro de tablestacado, que permitieron posteriormente colar el muro de concreto fig. 5.16 y fotografías 5.2 y 5.3) y las vigas madrina que van contra las ataguías interiores. En éstas últimas se retacó con mortero cemento-arena y aditivo estabilizador de volumen el espacio comprendido entre éstas dos, de tal manera que se garantizara su contacto (fig. 5.17). En las esquinas se soldaron las vigas madrinas tal como se indica en la figura 5.18.

El nivel freático se encontró a una profundidad de 2.8 m, por lo que el agua que logró filtrarse a través del tablestacado, fue canalizada mediante un sistema de drenes superficiales hacia cárcamos dispuestos en las esquinas de la excavación, desde estos cárcamos se realizó un bombeo de achique a la superficie, el cual se descargó en la red de drenaje.

Una vez que se tuvo colocada la estructura de la cabecera, se continuó con la excavación avanzando con un frente de ataque horizontal, de tal manera que se configuraran los taludes mostrados en la fig. 5.14, los cuales muestran que el talud de la excavación tuvo que tener un ángulo de inclinación de 45° , en esta primera etapa se colocaron con la grúa Link Belt LC-80 el primero y el segundo nivel de troqueles, siguiendo en todo momento las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos, para lo cual se colocaron las vigas madrinas en tramos de 4, 8 y 12 m según se necesitó, dejando del punto de aplicación del troquel al extremo de la viga un máximo de 2 metros. Antes de colocar el troquel y someterlo a precarga se verificó que existiera contacto entre la viga madrina y la ataguía.

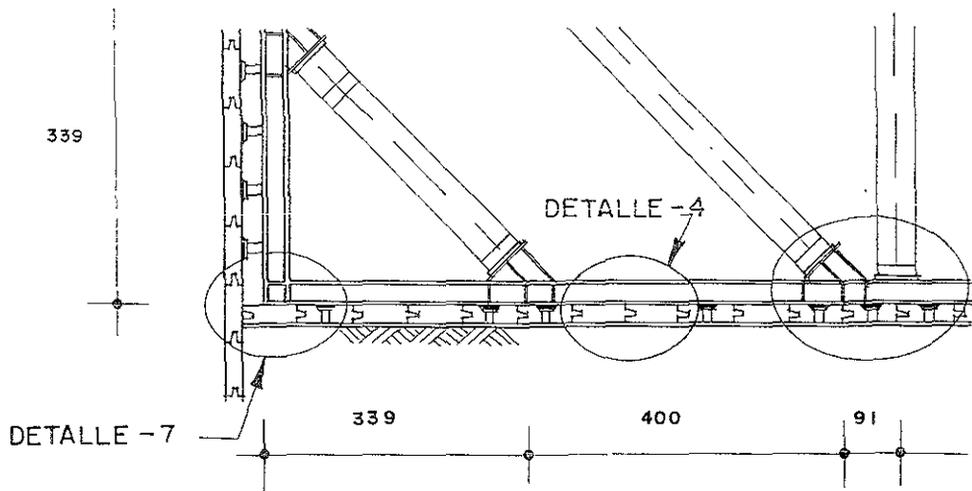
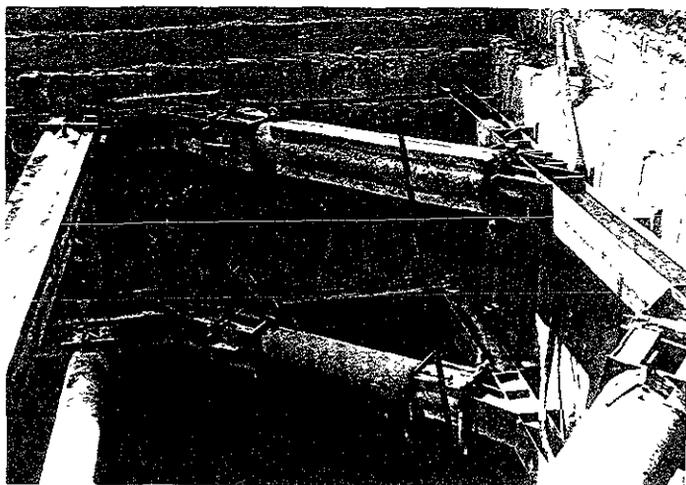


Fig. 5.15 Estructura para troquelar cabeceras



Fotografía 5.1. Estructura para troquelar cabeceras

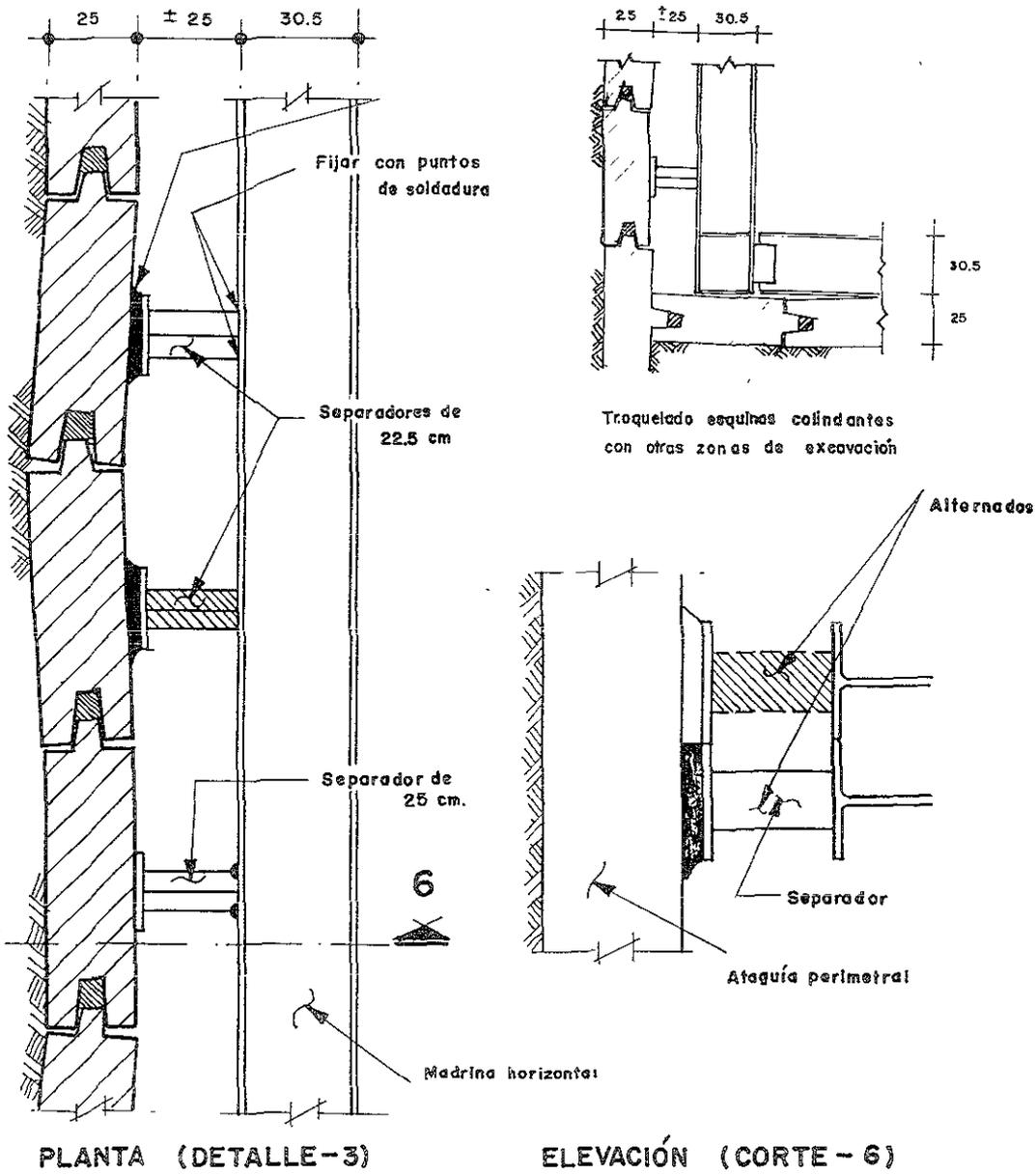
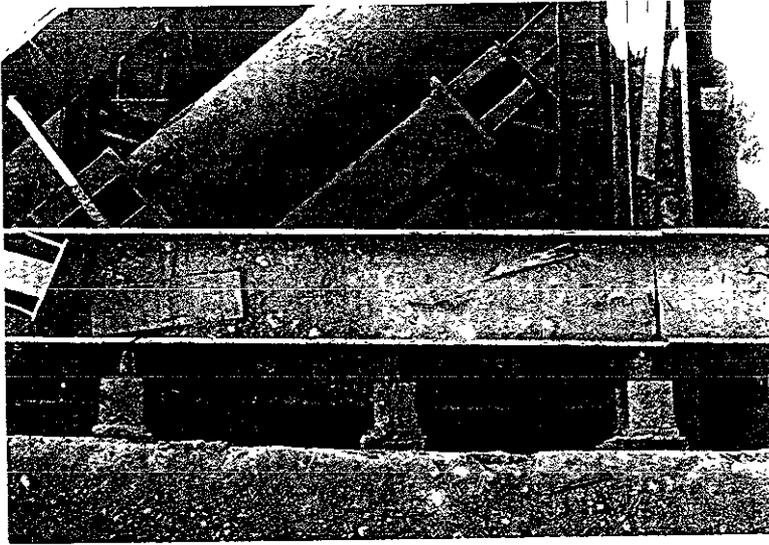


Fig. 5.16 Separadores entre ataguía perimetral y viga madrina



Fotografías 5.2 y 5.3 Separadores entre ataguía perimetral y viga madrina (fotografía superior), los cuales permitieron el colado del muro de concreto (fotografía inferior)

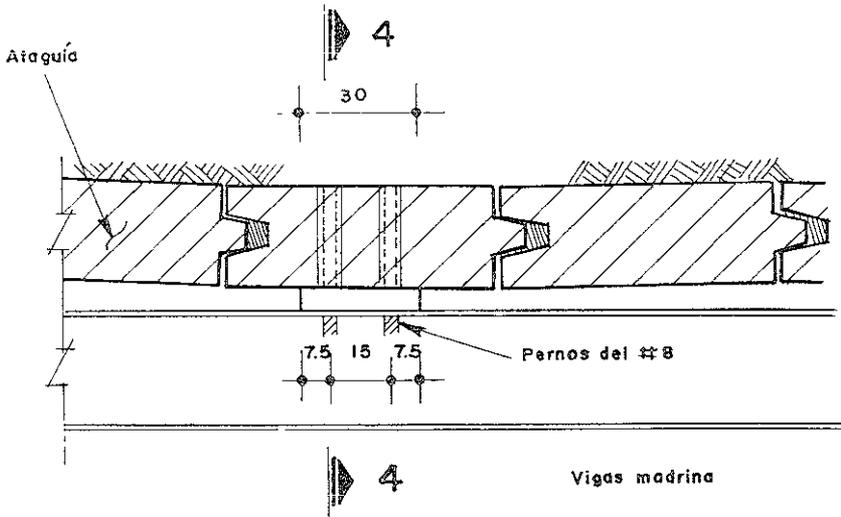


Fig 5.17 Unión entre atagüía y viga madrina

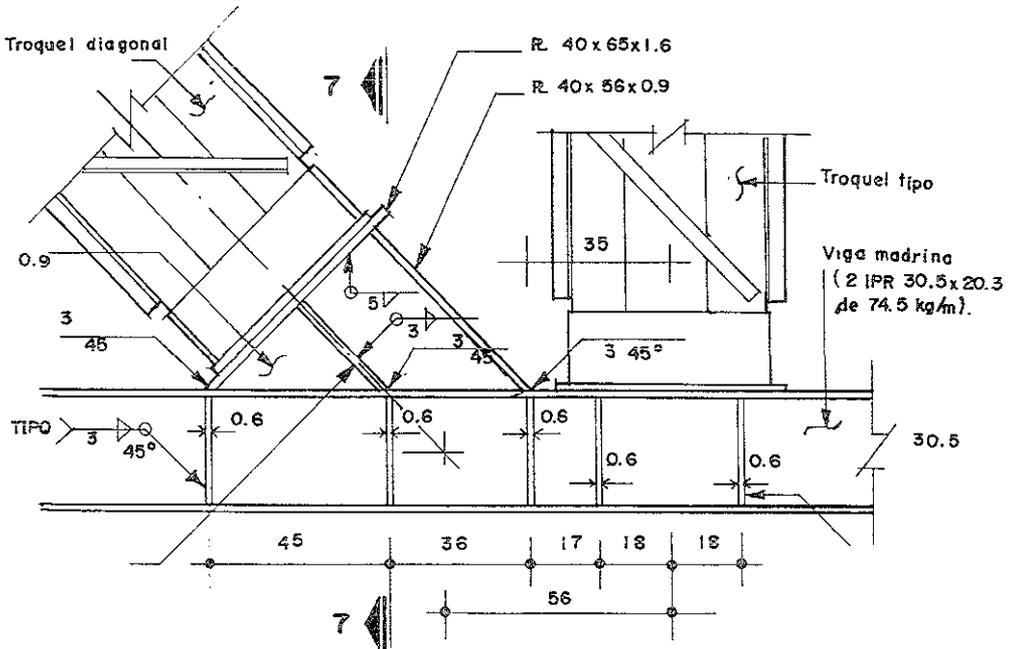


Fig. 5.18 Detalle del soldado de vigas madrina en esquina

La segunda parte de la excavación se continuó hasta el nivel -11.40 m, en esta etapa se encuentran el tercer y cuarto nivel de troqueles, repitiendo los pasos anteriormente descritos para la colocación de los mismos (fotografía 5.4). A partir de los -11.40 m. de profundidad, la excavación se realizó a mano para evitar el remoldeo de los materiales de apoyo.

Una vez que se llegó al fondo de la excavación y se tuvo un tramo de aproximadamente 10.0 m. a lo largo de la zona A, se revisaron los pozos de alivio de presión existentes en esta zona (los cuales fueron previamente perforados), para evitar que quedaran cubiertos por materiales impermeables.

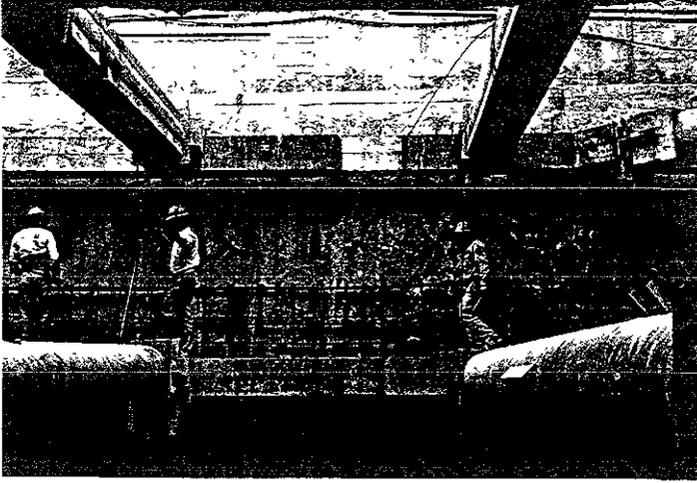
Posteriormente se colocó una cama de grava de 3/4" de diámetro y de 10 cm. de espesor, la cual fue compactada con pisón de mano.

Una vez colocada la cama de grava, se coló una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor, esto se realizó al mismo tiempo que continuaba la excavación, con la única condición de que se respetara la modulación indicada (fotografía 5.5). La plantilla de concreto pobre se coló con la finalidad de evitar el fisuramiento de los depósitos debido a la pérdida de humedad y el remoldeo por la circulación de trabajadores.

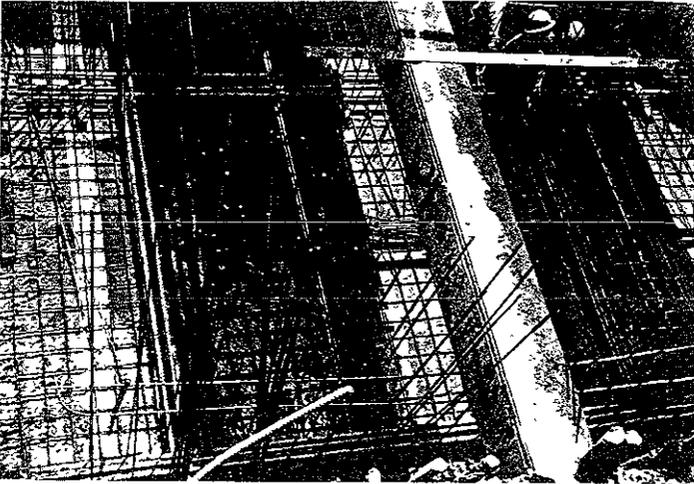
Ya colada la plantilla de concreto pobre, se continuó con el armado de la losa de fondo, en este armado se dejaron las preparaciones para desplantar los muros definitivos perimetrales de concreto y las contratrabes, por lo que una vez realizado esto, se procedió a colar la losa de fondo, utilizando concreto premezclado $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, colocado con la ayuda de una bomba estacionaria.

Una vez fraguado el concreto de la losa de fondo, se comenzó a armar el muro perimetral de concreto y las contratrabes, hasta el lecho bajo de los troqueles, a continuación se cimbraron y se colaron estos elementos, de tal manera que al alcanzar la resistencia adecuada, se retiraron los troqueles y se pudo colar la segunda parte de las contratrabes y de los muros perimetrales, y con la losa tapa cerrar el cajón de cimentación y dar piso al estacionamiento 3.

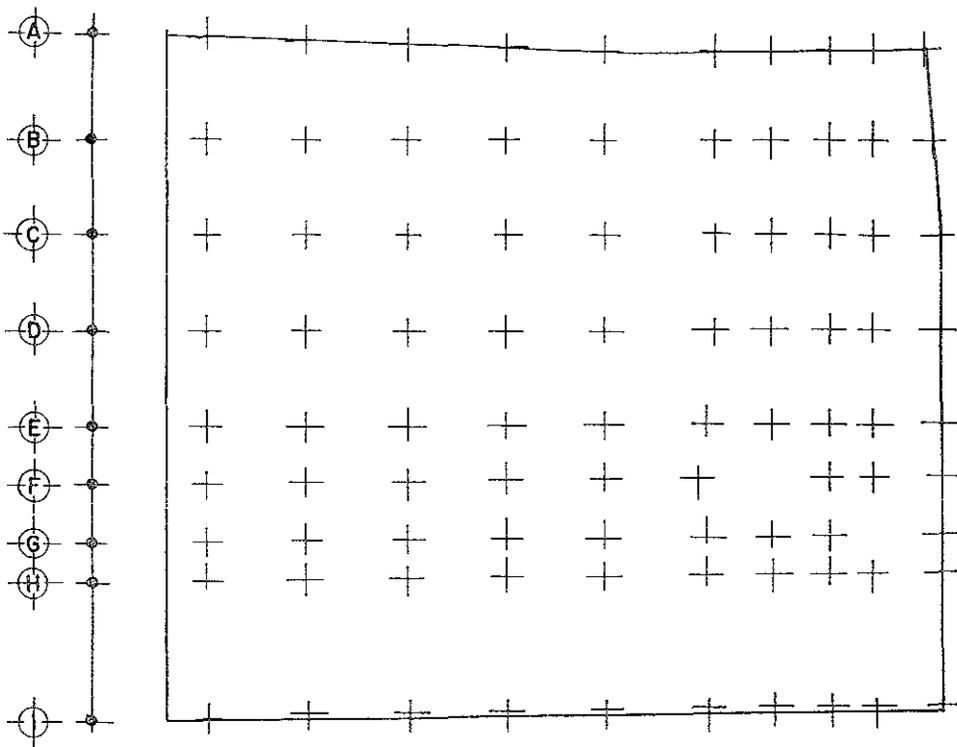
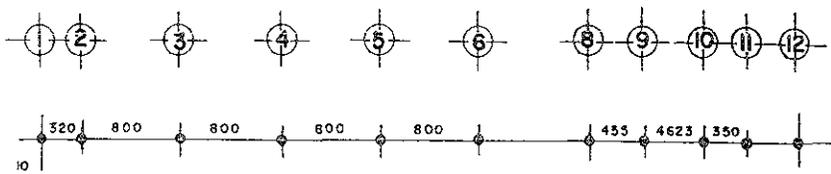
Al mismo tiempo que se armaban y colaban las contratrabes, se colocaban las columnas de acero y/o se armaban y colaban las columnas de concreto según la distribución de columnas de la figura 5.19 (fotografías 5.6 a 5.15).



Fotografía 5.4 Vista horizontal de los niveles de troqueles



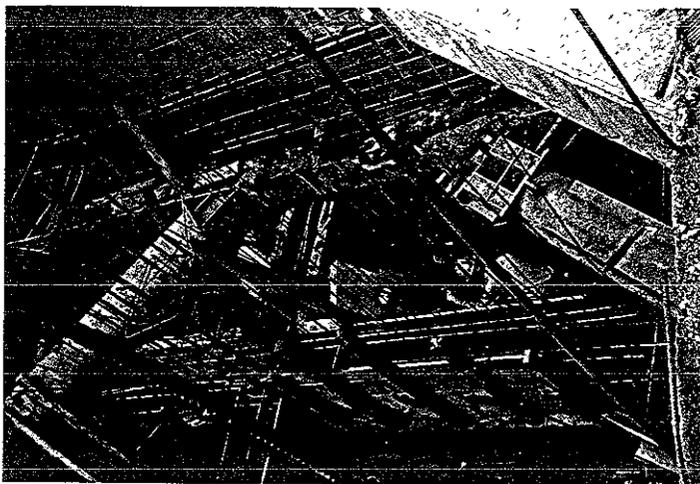
Fotografía 5.5 Armado de losa de fondo sobre plantilla de concreto



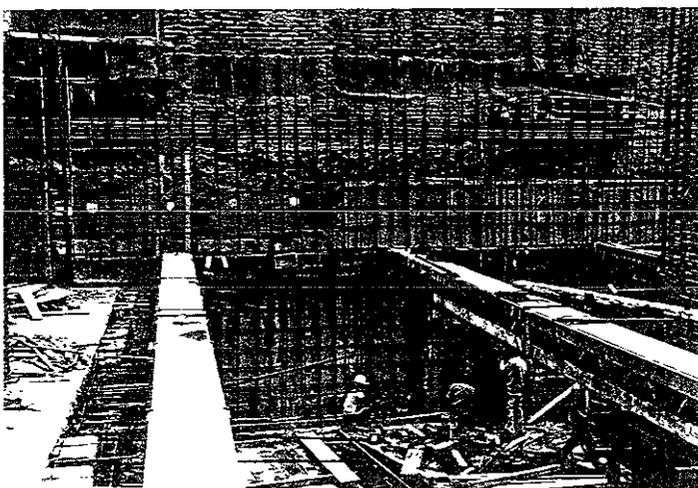
SIMBOLOGÍA

✚ UBICACIÓN DE COLUMNAS

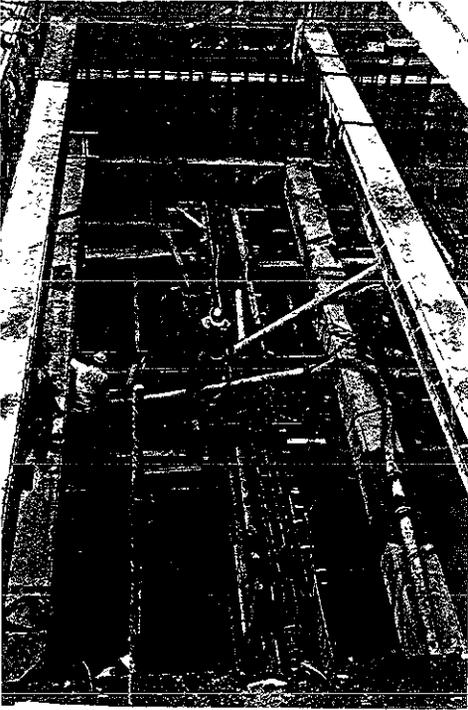
Fig. 5.19 Distribución de columnas



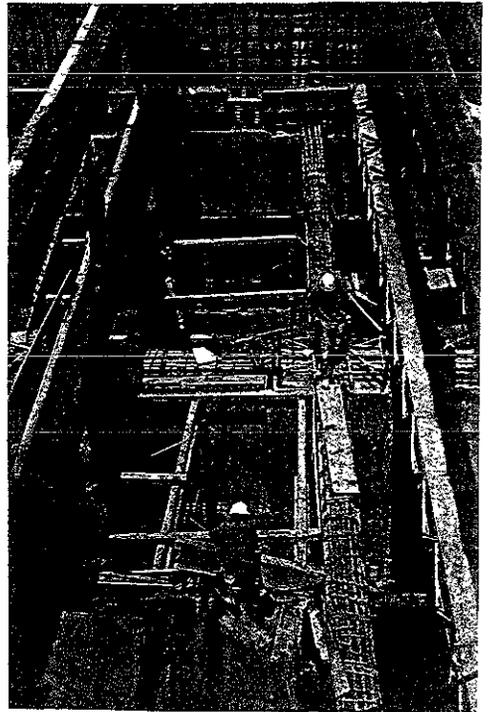
Fotografía 5.6 Armado de contratraves en cabeceras.

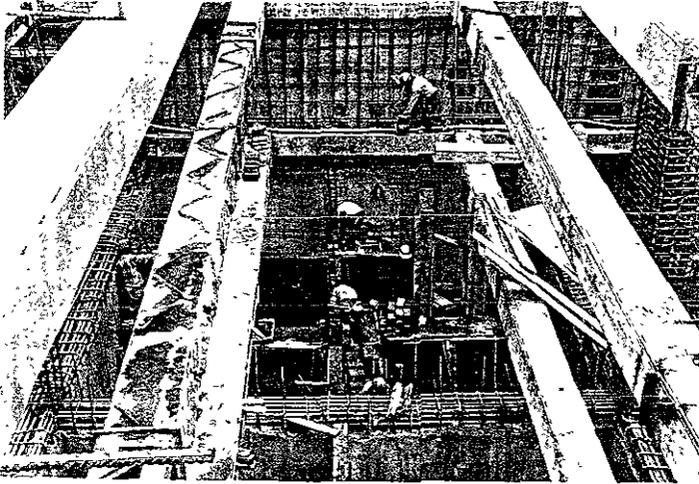


Fotografía 5.7 Armado de muro perimetral.

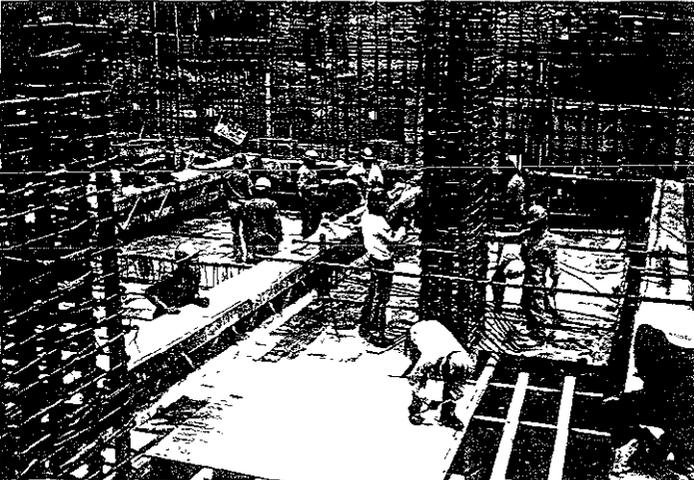


Fotografías 5.8 y 5.9 Armado y colado de contratraves

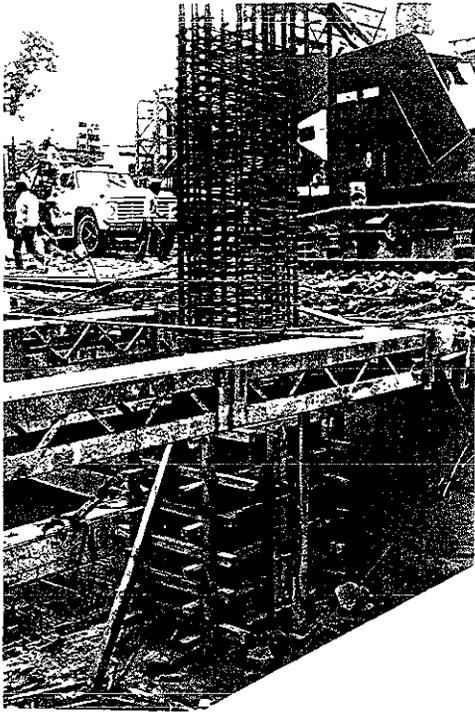




Fotografía 5.10 Elaboración de muros de tabique

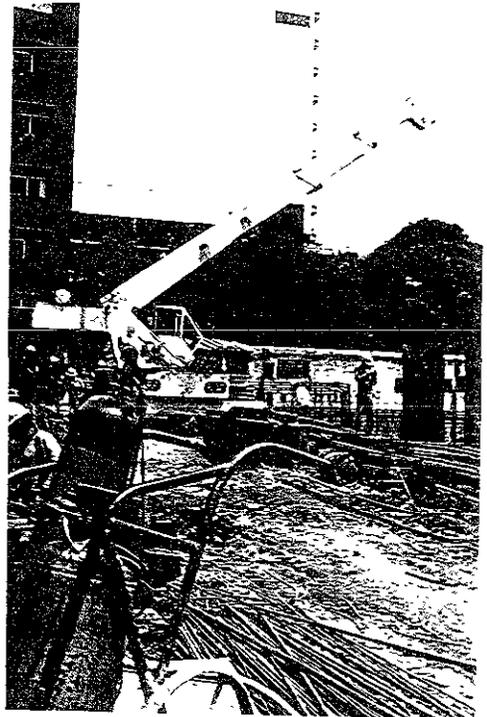


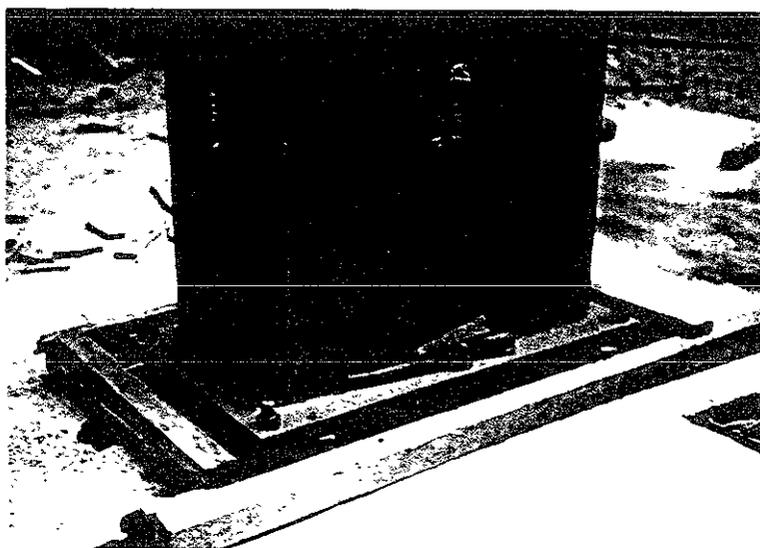
Fotografía 5.11 Cimbrado de losa tapa de cimentación.



Fotografía 5.12 Armado y cimbrado de columnas de concreto

Fotografía 5.13 Colocación de columnas metálicas





Fotografías 5.14 y 5.15 Detalle de anclaje de columnas metálicas a la estructura de concreto.

La construcción de la estructura se continuó hasta alcanzar los niveles de estacionamiento 2, estacionamiento 1 y planta de acceso, colando losas aligeradas y losas rampa apoyadas en las columnas metálicas.

Las losas aligeradas se realizaron utilizando casetones de fibra de vidrio de 31.7 x 63.5 y 63.5 x 63.5 cm, colando dichas losas con concreto clase 2 de un $f'c = 300$ kg./cm² y un peso volumétrico de 1.9 a 2.2 ton/m³.

Fue necesario retirar los troqueles antes de construir la losa del nivel superior, previo apuntalamiento de las ataguías contra la estructura ya construida.

Una vez que en la zona "A" se fue teniendo la cimentación ya construida hasta la planta de acceso, se inició a la excavación en las zonas "B" y "C".

La excavación en la zona "B" se realizó con la misma grúa Link-Belt modelo LC-80 provista con el cucharón de almeja de 1 1/2" yd³ de capacidad, con la distribución de troqueles indicada en la figura 5.12 y 5.13. La primera etapa de la excavación se inició en el extremo poniente y se ejecutó hasta los -6.50 m. de profundidad, de acuerdo a las etapas mostradas en la figura 5.14, tomando en cuenta todas las indicaciones para la colocación de troqueles señaladas en la zona "A". La presión de precarga fue la misma que para los troqueles de la zona "A".

La estructura para troquelar las cabeceras en la zona "B", se realizó de la misma manera que en la zona "A", como se indica en la figura 5.15 y Fotografía 5.1. Para colocar esta estructura se tuvo que tener la excavación 50 cm por abajo del nivel indicado de troqueles procediendo posteriormente con las preparaciones para los conectores entre la viga madrina y la ataguía interior; una vez que se tuvieron estas preparaciones, se colocó la viga madrina que va contra la ataguía perimetral (la cual tuvo que llevar separadores entre la ataguía perimetral y el muro de tablestacado, que permitieron posteriormente colar el muro de concreto fig. 5.16 y fotografías 5.2 y 5.3) y las vigas madrinas que van contra las ataguías interiores. En estas últimas se retacó con mortero cemento-arena y aditivo estabilizador de volumen el espacio comprendido entre éstas dos, de tal manera que se garantizara su contacto (fig. 5.17). En las esquinas se soldaron las vigas mdrinas tal como se indica en la figura 5.18.

El agua que logró filtrarse a través del tablestacado, fue canalizada mediante un sistema de drenes superficiales hacia cárcamos dispuestos en las esquinas de la

excavación, desde estos cárcamos se realizaba un bombeo de achique a la superficie, el cual se descargó en la red de drenaje.

Una vez que se tuvo colocada la estructura de la cabecera en la zona "B", se continuó con la excavación avanzando con un frente de ataque horizontal, de tal manera que se configuraran los taludes mostrados en la fig. 5.14, los cuales muestran que el talud de la excavación tuvo que tener un ángulo de inclinación de 45° , en esta primera etapa se colocaron con la grúa Link Belt LC-80 el primero y el segundo nivel de troqueles, siguiendo en todo momento las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos, para lo cual se colocaron las vigas madrinas en tramos de 4, 8 y 12 m según se necesitó, dejando del punto de aplicación del troquel al extremo de la viga un máximo de 2 metros. Antes de colocar el troquel y someterlo a precarga se verificó que existiera contacto entre la viga madrina y la ataguía.

La segunda parte de la excavación se continuó hasta el nivel -11.40 m en esta etapa se encuentran el tercer y cuarto nivel de troqueles, repitiendo los pasos anteriormente descritos para la colocación de los mismos (fotografía 5.4). A partir de los -11.40 m. de profundidad, la excavación se realizó a mano para evitar el remoldeo de los materiales de apoyo.

Una vez que se llegó al fondo de la excavación y se tuvo un tramo de aproximadamente 10.0 m. a lo largo de la zona "B", se revisaron los pozos de alivio de presión existentes en esta zona (los cuales fueron previamente perforados), para evitar que quedaran cubiertos por materiales impermeables.

Posteriormente se colocó una cama de grava de $3/4"$ de diámetro y de 10 cm. de espesor, la cual fue compactada con pisón de mano.

Una vez colocada la cama de grava, se coló una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor, esto se realizó al mismo tiempo que continuaba la excavación, con la única condición de que se respetara la modulación indicada (fotografía 5.5).

Ya colada la plantilla de concreto pobre, se continuó con el armado de la losa de fondo, en este armado se dejaron las preparaciones para desplantar los muros perimetrales de concreto (los definitivos) y las contratraves, por lo que una vez realizado esto, se procede a colar la losa de fondo, utilizando concreto premezclado $f'c=300 \text{ kg/cm}^2$, colocado con una bomba estacionaria.

Una vez fraguado el concreto de la losa de fondo, se comenzó a armar el muro perimetral de concreto y las contratrabes, hasta el lecho bajo de los troqueles, a continuación se cimbraron y se colaron estos elementos, de tal manera que al alcanzar la resistencia adecuada, se retiraron los troqueles y se pudo colar la segunda parte de las contratrabes y de los muros perimetrales, y con la losa tapa cerrar el cajón de cimentación y dar piso al estacionamiento 3.

Al mismo tiempo que se armaban y colaban las contratrabes, se colocaban las columnas de acero y/o se armaban y colaban las columnas de concreto según la distribución de columnas de la figura 5.19 (fotografías 5.6 a 5.9).

La construcción de la estructura se continuó hasta alcanzar los niveles de estacionamiento 2, estacionamiento 1 y planta de acceso, colando losas aligeradas y losas rampa apoyadas en las columnas metálicas.

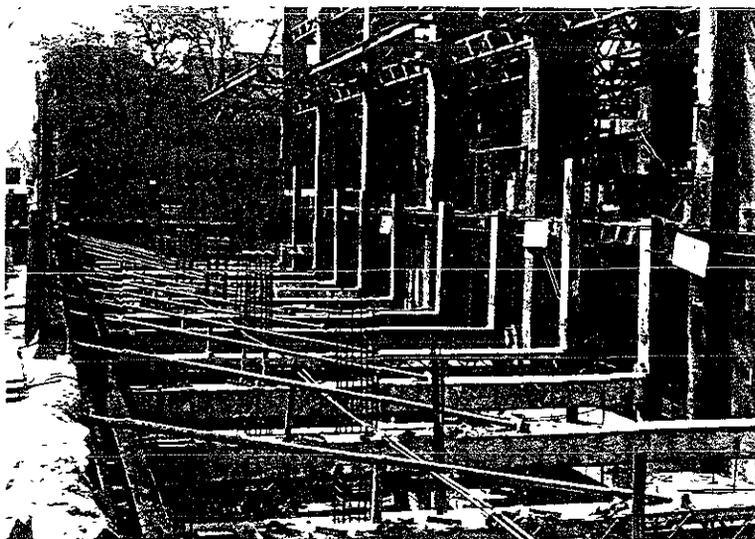
Las losas aligeradas se realizaron utilizando casetones de fibra de vidrio de 31.7 x 63.5 y 63.5 x 63.5 cm, colando dichas losas con concreto clase 2 de un $f'c = 300$ kg./cm² y un peso volumétrico de 1.9 a 2.2 ton/m³.

Fue necesario retirar los troqueles antes de construir la losa del nivel superior, previo apuntalamiento de las ataguías contra la estructura ya construida.

La excavación de la zona "C" se inició cuando la cimentación de la zona "A" en la cabecera poniente, llegó a la losa de la planta de acceso.

La excavación en la zona "C" se realizó mediante la misma grúa Link-Belt modelo LC-80 provista del cucharón de almeja de 1 1/2" yd³ de capacidad, con la misma distribución de troqueles de las zonas "A" y "B". La primera etapa de la excavación se inició en el extremo poniente y se ejecutó hasta los -6.50 m. de profundidad, de acuerdo a las etapas mostradas en la figura 5.14.

En esta zona el proceso de excavación tuvo la siguiente variación: una vez que la excavación descubrió el punto de aplicación de cada troquel, se demolió la ataguía que separaba las zonas "C" y "A", para poder troquelar la estructura apoyándose en la ataguía de la colindancia sur y vigas mdrinas verticales colocadas en las losas de entrepiso de los niveles 1, 2 y 3 de la zona "A" (fotografías 5.16 y 5.17).



Fotografías 5.16 y 5.17 Apoyo de los troqueles sobre la colindancia sur y vigas madrina verticales colocadas en la zona "A", para poder realizar la excavación en la zona "C".

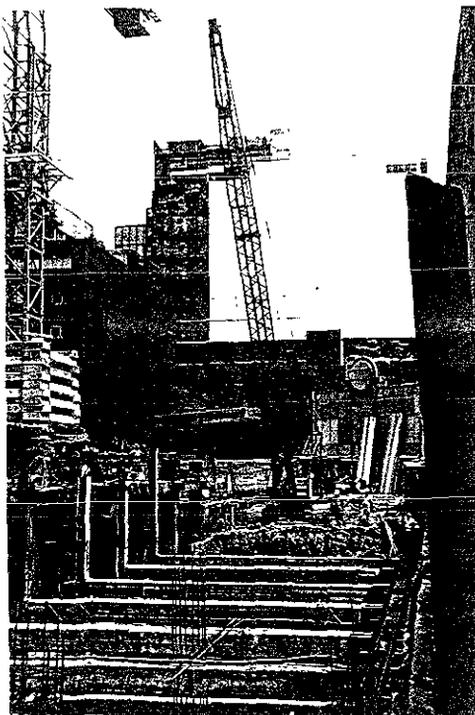
Las ataguías se demolieron de losa a losa empleando una rompedora neumática para posteriormente retirarlas con la grúa y permitir la unión de ambas estructuras.

La estructura para troquelar las cabeceras se realizó como se indica en la figura 5.15 y Fotografía 5.1. Para colocar esta estructura se tuvo que tener la excavación 50 cm por abajo del nivel indicado de troqueles procediendo posteriormente con las preparaciones para los conectores entre la viga madrina y la ataguía interior; una vez que se tuvieron estas preparaciones, se colocó la viga madrina que va contra la ataguía perimetral (la cual tuvo que llevar separadores entre la ataguía perimetral y el muro de tablestacado, que permitieron posteriormente colar el muro de concreto fig. 5.16 y fotografías 5.2 y 5.3) y las vigas madrina que van contra las ataguías interiores. En éstas últimas se retacó con mortero cemento-arena y aditivo estabilizador de volumen el espacio comprendido entre éstas dos, de tal manera que se garantizara su contacto (fig. 5.17). En las esquinas se troquelaron y soldaron las vigas mdrinas tal como se indica en las figuras 5.17 y 5.18.

El nivel freático se encontró a una profundidad de 2.8 m, por lo que el agua que logró filtrarse a través del tablestacado, fue canalizada mediante un sistema de drenes superficiales hacia cárcamos dispuestos en las esquinas de la excavación, desde estos cárcamos se realizaba un bombeo de achique a la superficie, el cual se descargó en la red de drenaje.

Una vez que se tuvo colocada la estructura de la cabecera se continuó con la excavación avanzando con un frente de ataque horizontal, de tal manera que se configuraran los taludes mostrados en la fig. 5.14, los cuales indican que el talud de la excavación tuvo que tener un ángulo de inclinación de 45° , en esta primera etapa se colocaron con la grúa Link Belt LC-80 el primero y el segundo nivel de troqueles (fotografía 5.18), siguiendo en todo momento las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos, para lo cual se colocaron las vigas mdrinas en tramos de 4, 8 y 12 m según se necesitó, dejando del punto de aplicación del troquel al extremo de la viga un máximo de 2 metros. Antes de colocar el troquel y someterlo a precarga se verificó que existiera contacto entre la viga madrina y la ataguía.

La segunda parte de la excavación se continuó hasta el nivel -11.40 m en esta etapa se encuentran el tercer y cuarto nivel de troqueles, repitiendo los pasos



Fotografía 5 18 Colocación de troqueles con la grúa en la zona "C".

anteriormente descritos para la colocación de los mismos (fotografía 5.4). A partir de los -11.40 m. de profundidad, la excavación se realizó a mano para evitar el remoldeo de los materiales de apoyo.

Una vez que se llegó al fondo de la excavación y se tuvo un tramo de aproximadamente 10.0 m. a lo largo de la zona C, se revisaron los pozos de alivio de presión existentes en esta zona (los cuales fueron previamente perforados), para evitar que quedaran cubiertos por materiales impermeables.

Posteriormente se colocó una cama de grava de 3/4" de diámetro y de 10 cm. de espesor, la cual fue compactada con pisón de mano.

Una vez colocada la cama de grava, se coló una plantilla de concreto pobre de 10 cm. de espesor, esto se realizó al mismo tiempo que continuaba la excavación, con la única condición de que se respetara la modulación indicada (fotografía 5.5). La plantilla de concreto pobre se coló con la finalidad de evitar el fisuramiento de los depósitos debido a la pérdida de humedad y el remoldeo por la circulación de trabajadores.

Ya colada la plantilla de concreto pobre, se continuó con el armado de la losa de fondo, en este armado se dejaron las preparaciones para desplantar los muros perimetrales de concreto (los definitivos) y las contratraves, por lo que una vez realizado ésto, se procede a colar la losa de fondo, utilizando concreto premezclado $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$, colocado con una bomba estacionaria.

Una vez fraguado el concreto de la losa de fondo, se comenzó a armar el muro perimetral de concreto y las contratraves, hasta el lecho bajo de los troqueles, a continuación se cimbraron y se colaron estos elementos, de tal manera que al alcanzar la resistencia adecuada, se retiraron los troqueles y se pudo colar la segunda parte de las contratraves y del muros perimetral, y con la losa tapa cerrar el cajón de cimentación y dar piso al estacionamiento 3.

Al mismo tiempo que se armaban y colaban las contratraves se colocaban las columnas de acero y/o se armaban y colaban las columnas de concreto según la distribución de columnas de la figura 5.20 (fotografías 5.6 a 5.15).

La construcción de la estructura se continuó hasta alcanzar los niveles de estacionamiento 2, estacionamiento 1 y planta de acceso, colando losas aligeradas y losas rampa apoyadas en las columnas metálicas.

Las losas aligeradas se realizaron utilizando casetones de fibra de vidrio de 31.7 x 63.5 y 63.5 x 63.5 cm, colando dichas losas con concreto clase 2 de un $f'c = 300$ kg./cm² y un peso volumétrico de 1.9 a 2.2 ton/m³.

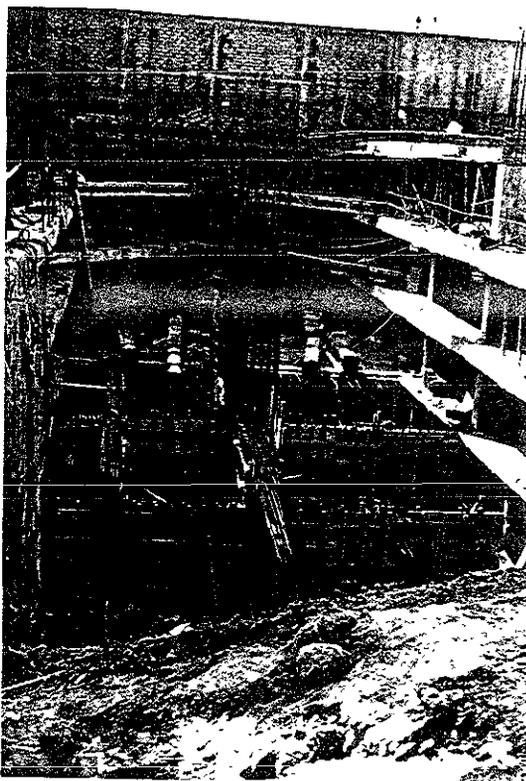
Fue necesario retirar los troqueles antes de construir la losa del nivel superior, previo apuntalamiento de las ataguías contra la estructura ya construida.

La excavación de la zona "D" dió inicio cuando la estructura de concreto de la zona "B" en la cabecera poniente llegó a la planta de acceso, con la característica de que en ésta zona únicamente se necesitó troquelar las cabeceras apoyándose en las vigas mdrinas de la cabecera oriente y poniente así como en las estructuras de concreto (fotografías 5.18 y 5.19) construidas exprofeso en las zonas "A" y "B". Esto permitió que la excavación, así como el colado de las estructuras de concreto, se realizara con mayor rapidez que en las zonas anteriores. En este caso también se tuvieron que retirar las ataguías intermedias para poder unir la zona "D" con las zonas "A" y "B". Al no existir troquelamiento intermedio, los colados de contratrabes y muros se realizaron de losa a losa (fotografías 5.20 a 5.22).

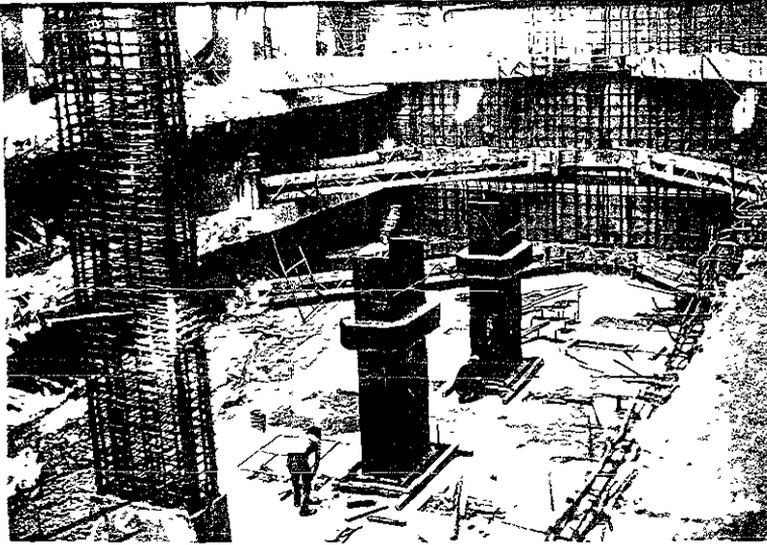
A continuación se presenta un resumen de los volúmenes de obra ejecutados más importantes así como sus costos aproximados a septiembre de 1997 :



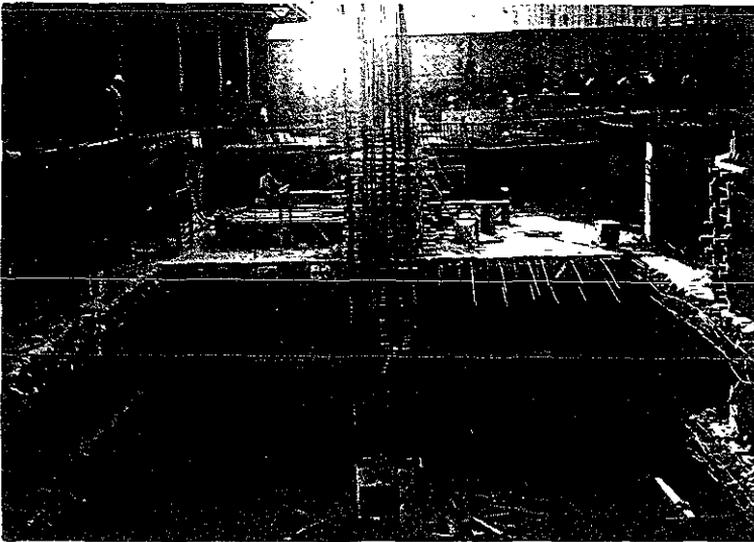
Fotografía 5.19 Excavación en la zona "D"



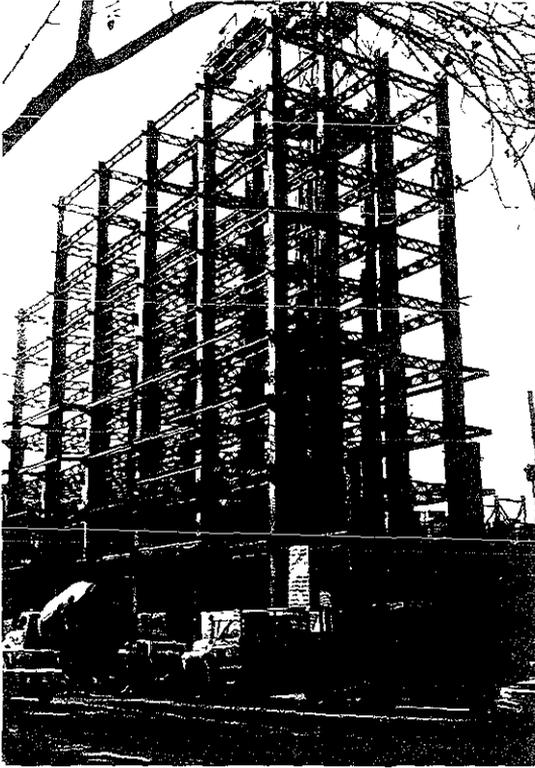
Fotografía 5.20 Troqueles en la cabecera de la zona "D",
cimbrado y colado de contratrabes y losa tapa



Fotografía 5.21 Troquelado y columnas metálicas en la zona D.



Fotografía 5.22 Estructura en la zona D



Fotografía 5.23 Estructura metálica.

A. EXCAVACIÓN

CONCEPTO	U	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Fab. e hincado tablestaca tipo	pza	556.00	\$6,428.39	\$3,574,184.84
Fab. e hincado tablestaca de cierre	pza	10.00	\$6,428.39	\$64,283.90
Fab. e hincado tablestaca de esquina	pza	10.00	\$6,428.39	\$64,283.90
Excavación y acarreo de rezaga	m3	36,000.00	\$109.44	\$3,939,840.00
Habilitado, colocación y retiro de madrinas.	ton	140.00	\$14,810.64	\$2,073,489.60
Habilitado de troqueles	pza	113.00	\$8,487.41	\$959,077.33
Colocación y retiro de troqueles.	pza	360.00	\$369.38	\$132,976.80
Demolición de ataguías.	m3	500.00	\$360.77	\$180,385.00
			Subtotal	\$10,988,521.37

B. ESTRUCTURACIÓN

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
Manejo y colocación de concretos.	m3	7,000.00	\$1,068.37	\$7,478,590.00
Cimbra y descimbra.	m2	26,000.00	\$60.91	\$1,583,660.00
Habilitado y colocación de acero de refuerzo.	ton	1,200.00	\$4,425.10	\$5,310,120.00
			Subtotal	\$14,372,370.00

TOTAL \$ 25'360,891.37

El costo total, dividido entre el área construida de la cimentación (3,456.97 m²), nos da un precio por metro cuadrado de \$ 7,336.16

Conclusiones

Todo proceso de excavación está asociado a un cambio de esfuerzos en el terreno, este cambio está indudablemente acompañado por deformaciones, y éstas comúnmente toman la forma de hundimiento del área que rodea la excavación, de movimiento hacia dentro del suelo situado en los bordes y de hufamiento del suelo localizado en el fondo.

Como no puede hacerse ninguna excavación sin alterar el estado de esfuerzos en cierto grado, puede considerarse como inevitable el que se produzcan algunos movimientos asociados a un tipo de construcción determinado. En este caso, los daños provocados a las estructuras vecinas pudo deberse a las siguientes situaciones:

- Por el cambio de esfuerzos en el subsuelo adyacente a la excavación, producto de ésta.
- Por la pérdida del confinamiento de los depósitos aledaños a la excavación, por movimientos en el tablestacado.
- Por el abatimiento del nivel freático necesario para realizar la excavación, lo cual hace que el peso efectivo del material aumente, del valor correspondiente al suelo sumergido al de suelo húmedo ó saturado. Esto causa el aumento correspondiente de presión efectiva en todos los niveles abajo de la posición original del nivel freático y produce deformaciones en el material en cuestión.

Aunque los asentamientos producidos por la excavación en las construcciones vecinas sean ineludibles, éstos deben de estar dentro de rangos tolerables. Por lo anterior es de primordial importancia evaluar las condiciones del sitio en el cual se va a desplantar la cimentación, ya que esto permitirá elegir la cimentación y el método constructivo más adecuado para cada caso.

En relación al método de la cimentación compensada escogido para cimentar este edificio, y dadas las características del subsuelo, es posible afirmar que era la mejor opción para minimizar los asentamientos que pudiera tener la construcción.

Respecto a la planeación de la obra, ésta se realizó utilizando el método de la ruta crítica, lo cual permite tener un mayor control del tiempo y los recursos que son necesarios para poder cumplir con el programa de obra propuesto. En cambio, el método tradicional mediante barras de Gantt como único medio de programación,

contiene una gran incertidumbre en su elaboración, ya que el único fundamento que tiene es la experiencia del programador.

En el proceso constructivo descrito en el capítulo cinco, se puede apreciar que el hincado de las tablestacas de concreto, redujo el tiempo necesario para elaborar el ademe necesario para realizar la excavación proyectada, ya que los preparativos necesarios para ello son mínimos en comparación con un proceso constructivo alternativo como puede ser el muro milán, en el cual los preparativos toman más tiempo de elaboración

Una vez realizada la excavación y la estructura en las zonas A y B, para poder realizar la excavación de la zona C, únicamente se necesitó de construir algunos apoyos sobre los cuales colocar los troqueles, por lo que el proceso constructivo de esta zona fue aún más rápido que las anteriores. Para la unión de la zona C con las zonas A y B, solamente se necesitó de demoler las tablestacas que las separaban, lo cual se realizó desbastando la misma a la altura de la losa de piso y de la losa de techo de cada nivel, para proceder a retirar tramos completos.

Para realizar la estructura de la zona D, únicamente fue necesario troquelar las cabeceras de la zona, ya que previamente existían las estructuras de las zonas A y B, por lo que el tiempo necesario para construir la estructura de esta zona fue el menor de los cuatro. Así mismo, para la unión con las estructuras adyacentes, se realizó el mismo procedimiento que para la zona C.

Por lo todo lo anterior, y como resultado del presente trabajo se puede concluir que las excavaciones realizadas usando elementos precolados hincados en el lugar, son una buena opción cuando se pretende un sistema constructivo rápido y eficiente, en el cual las preparaciones previas son mínimas y el desalojo de éstos elementos una vez construida la estructura, es rápida y limpia.

Respecto al costo de la excavación utilizando tablestacado de concreto, éste es un poco más caro que el muro Milán, pero el ahorro en tiempo justifica su utilización en ciertas situaciones.

BIBLIOGRAFÍA

a) BÁSICA

- Estudio de mecánica de suelos del Hotel Marqués
G.H.I. Ingenieros Consultores S.A. de C.V.

- M. J. Tomlinson.
Diseño y construcción de cimientos
Ediciones URMO.

- A. L. Little
Cimentaciones
Editorial CECSA 1965

- Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas A.C.
Construcción de obras subterráneas en suelos (seminario 1987)
Edición patrocinada por el DDF

- Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Mecánica de Suelos, tomos I y II
Editorial LIMUSA.

- Schulze W. E.
Cimentaciones
H. Blume 1978

b) GENERAL.

- Leonardo Zeevaent
Foundation Engineering of Difficult Subsoil Conditions

- Bell Fredering-Gladstone
Foundation Engineering in Difficult Ground

- Mana Fructuoso
Patología de las cimentaciones