

2ej. 63

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE INGENIERIA



**ESTUDIO PARA LA CIMENTACION DE UN  
EDIFICIO ALTO EN LA CIUDAD DE MEXICO**

T E S I S  
QUE PARA OBTENER  
EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL  
P R E S E N T A  
FRANCISCO ALBERTO GARCIA RANZ



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.

# TESIS CON FALLA DE ORIGEN



ESTADOS UNIDOS MEXICANOS  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

Al Pasante señor FRANCISCO ALBERTO GARCIA RANZ  
P r e s e n t e .

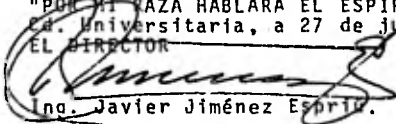
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Ricardo Fernández del Olmo, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIO PARA LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO ALTO EN LA CIUDAD DE MEXICO"

1. Introducción
2. Trabajos de campo y laboratorio
3. Características estratigráficas del subsuelo
4. Identificación de los problemas planteados -- por el proyecto
5. Procedimiento constructivo para la excavación
6. Análisis para los tipos de cimentación factibles
7. Consideraciones para el análisis dinámico de la cimentación y la interacción con la superestructura
8. Procedimiento constructivo para los elementos de cimentación.
9. Conclusiones

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente,  
"POR MI PAZ HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 27 de Julio de 1981  
EL DIRECTOR

  
Ing. Javier Jiménez Espriu.

JJE/06LH/sho.

## P R O L O G O

El gran desarrollo que ha tenido la mecánica de suelos, principalmente en las últimas décadas, ha dado nuevas perspectivas a la ingeniería civil. Un ejemplo citado es el de las grandes presas de materiales graduados, anteriormente consideradas de imposible realización debido al pobre estado del arte de los aspectos geotécnicos; ahora son concebidas, proyectadas y construidas con éxito.

La práctica y la investigación, así como la instrumentación y la observación de obras civiles, ha tenido como resultado el dar soluciones a muchos problemas, contándose en la actualidad con distintos criterios de análisis, mejores relaciones empíricas y nuevas teorías de innegable valor práctico pero afectadas, para su uso, por factores de seguridad altos que no solo cubren la heterogeneidad o el desacierto del muestreo del suelo sino también el grado de validez que poseen dichas teorías. Esto hace a la mecánica de suelos todavía materia de mucha investigación y estudio.

El diseño de cimentaciones de gran importancia se vuelve frecuente inclusive en zonas, como es el caso de la ciudad de México, donde las condiciones del subsuelo y la sismicidad no son favorables. En estos casos existen consideraciones de análisis que se encuentran poco comprobadas, simplificaciones que, por no justificarse aun método más adecuados, van del lado de la seguridad y poca conjunción de los aspectos geotécnicos y estructurales.

Todo lo anterior sugiere no solo mayor investigación de los problemas e incertidumbres específicos y mejor dominio de los aspectos geotécnicos y estructurales por todas y cada una de las personas que intervienen en el análisis de una cimentación sino también el aprovechamiento de los problemas rea-

# I N D I C E

1.	Introducción	1
1.1	Descripción general del proyecto	1
2.	Trabajos de Campo y Laboratorio	2
2.1	Muestreo y exploración del subsuelo	2
2.2	Pruebas de laboratorio	4
3.	Características estratigráficas del subsuelo	5
3.1	Piezometría	7
3.2	Estado de esfuerzos en el suelo	7
3.3	Resistencia al corte	8
3.4	Parámetros elásticos	8
4.	Identificación de los problemas planteados por el proyecto	9
5.	Procedimiento constructivo para la excavación	10
5.1	Discusión de las diferentes alternativas	10
5.2	Revisión de la alternativa seleccionada	13
5.2.1	Falla de fondo	13
5.2.2	Falla por subpresión	14
5.2.3	Falla por extrusión	15
5.2.4	Empuje sobre tablaestacas y troqueles	16
5.2.5	Abatimiento del nivel freático	16
5.2.6	Expansiones inmediatas	18
5.3	Secuencia para efectuar la excavación	19
5.3.1	Primera etapa de excavación y construcción	20
5.3.2	Segunda etapa de excavación y construcción	22
5.3.3	Tercera etapa de excavación y construcción	23
5.4	Recomendaciones generales y comentarios	24
6.	Análisis para los tipos de cimentación factibles	25
6.1	Capacidad de carga	26
6.2	Fuerzas de tensión provocadas por la excavación	30
6.3	Asentamientos a corto plazo	30
6.4	Asentamientos diferidos	32
6.5	Fricción negativa en muros perimetrales	33
6.6	Empujes sobre muros de contención	33
6.7	Recomendaciones generales y comentarios	34

7.	Consideraciones para el análisis dinámico de la cimentación y la interacción con la superestructura	36
7.1	Momento de volteo	36
7.2	Períodos de vibración	38
7.3	Fuerzas horizontales	40
7.4	Revisión del cortante en la base	40
7.5	Recomendaciones y comentarios	41
8.	Procedimiento constructivo para los elementos de cimentación	42
8.1	Pilotes	43
8.2	Pilas o Pilas Oblongas	45
8.3	Muestreo del concreto colado en pilas	47
9.	Conclusiones	47
	Bibliografía	50
	Apéndice A. Asentamientos de conjunto	A-1
	Apéndice B. Análisis dinámico	B-1
	Apéndice C. Fuerzas horizontales. Consideraciones	C-1

## 1. INTRODUCCION

Esta tesis, además de contener algunas recomendaciones generales, está formada por el reporte y la descripción de los trabajos y análisis efectuados, así como por los resultados obtenidos, para definir el tipo de cimentación más adecuado y un procedimiento constructivo de excavación para un edificio alto que se proyecta construir en la ciudad de México.

Con las características físicas y estratigráficas del subsuelo del sitio, determinadas por trabajos de muestreo, exploración y pruebas de laboratorio, y conocidas las características fundamentales del proyecto se identifican los problemas que presenta la ejecución de éste, se plantean y analizan diferentes alternativas de solución factibles y finalmente se determinan soluciones, que se consideran óptimas, definiendo también los parámetros necesarios para su diseño.

### 1.1 Descripción general del proyecto

El edificio se proyecta construir dentro de la zona de lago<sup>(1)</sup> al poniente del centro de la ciudad. Estará constituido por cinco sótanos y 54 niveles superiores, alcanzando una altura de 160m aproximadamente con respecto al nivel de banquetta; tanto los niveles de sótano como los diez primeros pisos superiores ocuparán, en planta, la totalidad del área del predio mientras que los restantes 44 pisos formarán una torre asimétrica que se situará en la parte media del predio. En las figuras 1 y 2 se muestra la geometría del predio y un corte esquemático del edificio, respectivamente.

---

(1) Reséndiz D., Springall G. 5a. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1970.



La estructura será a base de columnas, trabes, losas y muros de concreto armado con claros máximos entre columnas de 11m.

En la figura 3 se presenta una planta del proyecto al nivel del sótano inferior donde se aprecia la disposición de columnas y la proyección en planta de la zona de torre. En la figura 4 se incluyen las descargas en toneladas que cada columna transmitirá en condiciones estáticas a la cimentación.

El nivel de piso terminado del sótano inferior estará a 13.25m por debajo del nivel de banqueta y se estima que se requerirá una losa de cimentación de concreto armado de casi 2m de peralte, llegando así al máximo nivel de excavación hasta 15m de profundidad.

## 2. TRABAJOS DE CAMPO Y LABORATORIO

### 2.1 Muestreo y exploración del subsuelo

Con el objeto de definir la estratigrafía y las propiedades físicas del subsuelo en el sitio se efectuaron trabajos de muestreo y exploración utilizando máquinas perforadoras provistas del equipo necesario para el hincado a presión de tubos Shelby, rotatorio para el muestreo con ayuda del barril Denison y avance con broca tricónica y de percusión para la prueba de penetración estándar.

Los sondeos realizados se resumen en la siguiente tabla:

TABLA DE SONDEOS

<u>Sondeo No.</u>	<u>Tipo</u>	<u>Profundidad</u>
SE-1	exploratorio	50m
SE-2	exploratorio	50m
SM-1	mixto	57m
SM-2	mixto	50m
SC-1	continuo	50m

Los sondeos exploratorios, SE-1 y SE-2, se llevaron a ca bo empleando la herramienta de penetración estándar, ob- teniendo muestras representativas alteradas a cada 60cm y midiendo simultáneamente, la resistencia a la penetra- ción de los materiales atravesados. Donde la resisten - cia resultó mayor que 50 golpes se avanzó con broca tri- cónica hasta completar 60cm de perforación.

Los sondeos mixtos, SM-1 y SM-2, se ejecutaron combinan- do el uso de la herramienta de penetración estándar con el hincado de tubos Shelby de pared delgada de 10cm de diámetro, obteniendo muestras inalteradas. En los casos que las características del suelo dificultó el hincado de tubos Shelby se utilizó el barril Denison.

El sondeo continuo, SC-1, se efectuó utilizando únicamen- te el tubo Shelby (o el barril Denison) en todo el espe- sor muestreado.

Además de efectuar los sondeos mencionados y con el fin de conocer las condiciones hidráulicas del subsuelo, se instaló una estación piezométrica formada por cinco pie- zómetros abiertos (tipo Casagrande) colocados a 10.2, 20.3, 31.9, 39.4 y 49.5m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural.

La localización de los sondeos y piezómetros se muestra en la figura 1.

## 2.2 Pruebas de laboratorio

A todas las muestras obtenidas se les determinó el contenido de agua y fueron clasificadas de manera visual y al tacto, en estados húmedo y seco. Además se seleccionaron muestras de los estratos representativos, para someterlas a ensayos de límites de consistencia, granulometría y densidad de sólidos.

En las muestras inalteradas, además de las pruebas mencionadas, se hicieron las siguientes:

- . compresión axial no confinada
- . peso volumétrico en estado natural
- . compresión triaxial no consolidada no drenada. (uu)
- . compresión triaxial consolidada no drenada. (cu)
- . compresión triaxial consolidada no drenada (ensaye cíclico)
- . consolidación unidimensional estándar

En las figuras 5 a 9 se presentan, en forma gráfica, los resultados de las pruebas de clasificación, contenido de agua, resistencia a la penetración estándar, límites de consistencia, densidad de sólidos y resistencia al esfuerzo cortante (compresión axial sin confinamiento).

Las curvas de las pruebas de granulometría efectuadas en materiales arenosos se muestran en las figuras 10 y 11.

Las envolventes de Mohr de las pruebas de compresión triaxial uu y cu se presentan en las figuras 12 a 19.

Las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de las pruebas triaxiales consolidadas no drenadas con ciclos de carga y descarga se muestran en las figuras 20 a 25.

Las curvas de compresibilidad, trazadas a partir de los resultados de las pruebas de consolidación unidimensional, se presentan en las figuras 26 a 33.

### 3. CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS DEL SUBSUELO

La estratigrafía, definida tanto por los sondeos realizados como por la localización del predio, se identifica como la típica de la zona del lago; sin embargo debido a la gran cercanía con la zona de transición (poniente) se justifica la errática que se aprecia en la secuencia estratigráfica (ver figuras 5 a 9). Se distinguen, en la configuración del subsuelo de la zona del lago, cinco estratos o depósitos principales, denominados, a partir de la superficie del terreno, manto superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos<sup>(1)</sup>. En el sitio se identifican perfectamente el manto superficial y la formación arcillosa superior pero los demás estratos no se definen perfectamente en todos los sondeos, haciendo difícil la descripción con exactitud de una estratigrafía general del lugar.

Manto superficial. Se encuentra entre 0.0 y 5.3m de profundidad promedio y está constituido, de la superficie hacia abajo, por la siguiente secuencia estratigráfica: arcilla limosa, arcilla, limo arcilloso, limo orgánico, limo arenoso y limo arcilloso. Todos estos materiales, de color gris o café oscuro, presentan baja resistencia a la penetración estándar y un contenido natural de agua medio de 74%.

Formación arcillosa superior. Se detectó entre los 5.3 y los 20.5m de profundidad media y está formada por arcilla color gris con un contenido natural de agua medio de 195%. Se encuentran, interestratificadas, lentes y vetas de arena fina y limo arenoso volcánico color gris obscuro, estando los más importantes a los 12.0, 17.0 y 20.0m de profundidad promedio. El contenido natural de agua medio de estas lentes es de 65%, 48% y 50% respectivamente.

Subyaciendo a estos estratos se descubrieron limos arcillosos y/o limos arenoso de color gris, con contenido natural de agua medio de 50%, resistencia a la penetración estándar mayor de 25 golpes y con espesor de 1.0m o menor. Este estrato se identifica entre los 20.5 y 23m de profundidad.

A partir de los 22.0m de profundidad media y con un espesor de 2.0m se tienen arcillas o arcillas limosas color gris verdoso con un contenido natural de agua superior al 100% y resistencia a la penetración estándar menor de 20 golpes.

Entre los 24.5m y la máxima profundidad explorada se tienen, interestratificados, limos arcillo-arenosos, arcillas, limos arcillosos, limos arenosos, arenas y arenas limosas. En general todos estos materiales son de consistencia media a dura o compacidad alta, contenido natural de agua inferior al 50% (aunque se tienen contenidos naturales de agua superiores entre 32 y 34m de profundidad aproximadamente). Los valores de resistencia a la penetración estándar no resultaron similares en todos los sondeos; así en los sondeos SM-1 y SM-2 se reporta un número de golpes siempre mayor de 50, entre 31 y 50m de profundidad, y en el sondeo SE-1 se tiene una disminución del índice de resistencia entre 47 y 50m. Así mismo se observan discrepancias en el sondeo SE-2 (ver figuras 5 a 9).

### 3.1 Piezometría

Las mediciones efectuadas en la estación piezométrica instalada en el predio se han graficado y se presentan en las figuras 34 y 35.

Los niveles de aguas freáticas NAF reportado en los sondeos, medidos a partir de la superficie del terreno, son los siguientes:

Perforación	Profundidad (m)
SE-1	2.8
SE-2	2.5
SM-1	2.3
SM-2	2.4
SC-1	2.4

De los que resulta un valor promedio de 2.5m.

Con los datos anteriores se hizo la figura 36; en ella se compara una distribución hidrostática de presiones con la distribución de presiones obtenida considerando las mediciones piezométricas efectuadas.

Se destacan los abatimientos en las presiones hidrostáticas por lo que se ve un flujo descendente del agua del subsuelo.

### 3.2 Estado de esfuerzos en el subsuelo

Considerando los pesos volumétricos de los diferentes materiales del subsuelo del sitio se calculó la variación de la presión vertical total con la profundidad, figu -

ra 37; ésta se presenta junto con la variación de la presión efectiva vertical, estimada como la diferencia entre la presión vertical total y la presión de poro. En la misma figura se indican los intervalos de la carga de preconsolidación, obtenidos de las pruebas de consolidación efectuadas. En la gráfica puede observarse que el suelo se encuentra preconsolidado.

### 3.3 Resistencia al corte

Los resultados de los ensayos de compresión axial no confinada, además de estar reportados en las figuras 5 a 9, se muestran en la figura . Puede observarse una tendencia de aumento de la resistencia al corte con la profundidad de los materiales ensayados entre 0 y 20m de profundidad. A partir de los 20m se tiene una mayor dispersión, resultando imposible definir alguna tendencia. Lo anterior se ve justificado al considerar las diferencias estratigráficas del subsuelo del sitio.

### 3.4 Parámetros elásticos

De las curvas esfuerzo-deformación obtenidas de pruebas de compresión axial no confinada, se determinaron las tangentes correspondientes a los primeros incrementos de esfuerzo y las pendientes respectivas (ver figura 39). Los módulos de deformación  $E_s$  calculados de esta manera resultan en general bajos si se comparan con los valores de  $E$  del suelo in-situ<sup>(2) (3)</sup>. Experiencias al respecto

---

(2) Bozozuk, M. "The Modulus of Elasticity of Leda Clay from Field Measurements". Canadian Geotechnical Journal, Vol. I, No.1, 1963

(3) Ladd, C. C. "Stress-strain Modulus of Clay in Undrained Shear", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 90 No. SM 5, 1964.

en arcillas de la ciudad de México llegan a la misma con  
clusión, observándose además que la diferencia entre  $E_s$   
y  $E$  se incrementa con la profundidad<sup>(4)</sup>. Con resultados  
reportados de pruebas geosísmicas efectuadas en el sub -  
suelo de la ciudad de México se ha construido la gráfica  
mostrada en la figura 39 que se ha tomado como límite su  
perior para definir la gráfica  $E$ .

Los valores de  $\nu$  (relación de Poisson) empleados en el  
análisis se indican en la misma figura y se resumen de  
la siguiente manera:

Material	$\nu$ (relación de Poisson)
Arcillas saturadas y arcillas limosas saturadas	0.5
Arcillas y limos de consisten <u>cia</u> muy dura, arenas y arenas limosas (depósitos profundos)	0.3

#### 4. IDENTIFICACION DE LOS PROBLEMAS PLANTEADOS POR EL PROYECTO

Tomando en cuenta las características del proyecto arquitectó  
nico y las propias del subsuelo se pueden establecer, como  
principales, los siguientes problemas:

- (4) Reséndiz D., Nieto J., Figueroa J. "The Elastic Properties of Saturated Clays from Field and Laboratory Measurements" Tercer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Caracas, 1967.



- a) Determinación del procedimiento constructivo más apropiado para la excavación que alojará cinco niveles de sótano; ésta excavación se aproxima a 15m de profundidad, con respecto al nivel natural del terreno.
- b) Selección del tipo o tipos de cimentación más apropiados y determinación de sus características para diseño.
- c) Comportamiento de la cimentación bajo condiciones a corto y largo plazo.
- d) Comportamiento de la cimentación bajo condiciones dinámicas sísmicas.

## 5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LA EXCAVACION

### 5.1 Discusión de las diferentes alternativas

Existen distintos procedimientos constructivos que pudieran emplearse para la excavación que alojará a los sótanos y a la subestructura. A continuación se mencionan y se discuten ventajas y desventajas de cuatro alternativas que se consideran cercanas soluciones al problema. Los factores de tiempo y costo se analizaron de una manera cualitativa, pudiendo ser materia, en caso de justificarse, de un análisis cuantitativo y minucioso. Las alternativas son: (a) Utilizar un sistema de anclaje en las paredes perimetrales para contener los empujes de los taludes o cortes verticales<sup>(5)</sup> y efectuar la excavación en etapas para evitar expansiones excesivas;

---

(5) Littejohn, G.S. "Soil Anchors". Ground Engineering. Proceedings of the Conference Organized by the Institute of Civil Engineers in London, 1970.

(b) Excavar conforme la construcción de los niveles superiores de sótano lo requiera, hasta alcanzar los niveles inferiores de la subestructura (construyendo de arriba hacia abajo), dejando para esto perfiles de acero ahogados en pilas (cimentación profunda) y sobresalientes hasta la losa de planta baja<sup>(6)</sup>; (c) Dejando taludes a cielo abierto hasta la profundidad de máxima excavación y recortándolos conforme la construcción avance; (d) Hincando líneas de tablaestacas y excavando por franjas, utilizando troqueles.

La alternativa (a) presenta el inconveniente de que se necesitaría un alto número de anclas, de gran longitud (30m o más), para retener los cortes verticales lo cual encarecería mucho los costos (debe tomarse en cuenta que esta contención es a corto plazo). Por otra parte la dificultad para colocar anclas en las paredes perimetrales que se aproximan a edificios cercanos, sin dañar su cimentación, será grande. Esta alternativa sería costosa y no ofrece ventajas en optimizar el tiempo de excavación.

La alternativa (b) ofrece ventajas en lo que respecta a la contención de los empujes de tierra de las paredes perimetrales, puesto que no se necesitaría un sistema especial para este fin; sin embargo tiene inconvenientes de tipo estructural ya que las secciones de acero o de concreto que son posibles ahogar o unir a las pilas no

---

(6) Burland, B. J., Hancock R. J., "Underground Carpark at the House of Commons, London; Geotechnical Aspects". Building Establishment Current Paper 13/77 March 1977.

son compatibles con las secciones de columnas de la superestructura. Por otra parte ésta alternativa de excavación y construcción tomará más tiempo para su realización que la anterior discutida.

Para la alternativa (c), de formar taludes a cielo abierto hasta la profundidad de máxima excavación, se determinó el talud de máxima pendiente posible, limitado por el factor de seguridad mínimo admisible a corto plazo de 1.16. Para ello se analizaron los mecanismos de falla descritos en la figura 40 resultando un talud con pendiente máxima de 1.6:1. Para una primera etapa de excavación, haciendo taludes por los cuatro lados, hasta la profundidad de 15m y considerando las dimensiones del predio (50 x 75m), quedaría un área de trabajo inicial de 2 x 27m que se considera muy pequeña tomando en cuenta los trabajos por realizar. Esta alternativa se considera, además de tardada (debido a los problemas de acceso al área de trabajo), no más económica ya que se necesitaría el uso de tablaestacas interiores y de contención perimetral. Por último esta alternativa se considera menos segura y es posible que afecte en mayor grado a las colindancias.

La alternativa (d), de hincar líneas de tablaestacas y excavar franjas definidas con ayuda de troqueles, presenta ventajas y rapidez y control de excavación, pudiendo dar prioridad a la excavación y construcción de la zona de torre; con esta solución se protegería más a las colindancias ya que las tablaestacas interceptarían los estratos que aportan flujo horizontal de agua, aislando las zonas de excavación. Por otra parte podría resultar menos costosa si se determinan franjas de excavación de iguales dimensiones (ancho) con el objeto de usar,

hasta donde sea posible, el mismo sistema de troquelamiento varias veces.

De la discusión anterior se concluye que para dar mayor seguridad y rapidez a la excavación y construcción de los niveles de sótano así como prioridad a la construcción de la torre se recomienda el uso de una tablaestaca o muro Milán perimetral que junto con líneas de tablaestacas transversales limitarán franjas bien definidas de trabajo; éstas serán, hasta donde sea posible, de las mismas dimensiones transversales con el fin de usar el mismo sistema de troquelamiento en las distintas etapas de excavación. El uso de tablaestacas permitirá hacer cortes verticales e interceptar el flujo horizontal de agua de las formaciones superficiales más permeables.

## 5.2 Revisión de la alternativa seleccionada

Para la definición detallada del procedimiento de excavación (alternativa "d") se hicieron los siguientes análisis:

- . falla de fondo
- . falla por subpresión
- . falla por extrusión
- . empuje sobre tablaestacas y troqueles
- . abatimiento del nivel freático
- . expansiones inmediatas

### 5.2.1 Falla de fondo

En virtud de que durante la excavación se presentarán condiciones en las que se puede tener una

falla de fondo<sup>(7)</sup>, se revisó el factor de seguridad que se tendrá, ante este tipo de falla. En la figura 41 se muestra el mecanismo de falla. Para el análisis se consideró una sobrecarga uniforme  $q = 2 \text{ ton/m}^2$  debida a maquinaria de excavación, tablaestaca hincada hasta 20m de profundidad, presión vertical total  $Df = 20 \text{ ton/m}^2$  (ver figura 38) y la cohesión promedio ( $q_u/2$ ) de los materiales situados entre 15 y 20m de profundidad. El factor de seguridad obtenido bajo esas condiciones, resulta de 1.38 que es admisible para corto plazo.

### 5.2.2 Falla por subpresión

Considerando las condiciones piezométricas medidas en el sitio se revisó la estabilidad del fondo comparando la presión de poro de los estratos más permeables por abajo de la excavación, en su frontera con los estratos impermeables, con la presión vertical total del suelo comprendido entre el fondo de la excavación y la frontera entre esos estratos permeables, figura 42. De acuerdo con lo anterior se deduce la expresión incluida en la misma figura, en la que se desprecia cualquier resistencia al corte en los planos verticales. De esta manera resulta, para la presión ascendente del estrato permeable que se encuentra a los 20m de profundidad promedio, un factor de seguridad de 0.98. Si se considera que a la profundidad promedio de 17m se detectó una pe

---

(7) Juárez Badillo E., Rico, A., "Mecánica de Suelos" Tomo II, Limusa, 1973.

queña lente de arena de espesor variable, en el área explorada, en la que se presenta la misma situación se obtiene, debido a la presión en esa lente de arena, un factor de seguridad de 0.40. Se concluye que deberá abatirse el nivel piezométrico en ambos estratos permeables (17 y 20m de profundidad), manteniendo una presión de poro máxima de 2 y 5 ton/m<sup>2</sup>, respectivamente, en dichos estratos para tenerse factores de seguridad admisibles.

### 5.2.3 Falla por extrusión

La posible falla por extrusión de los materiales cohesivos situados atrás de las líneas de tablastacas se analizó revisando, en toda la altura considerada, que la presión total vertical del suelo no excediera en más de 5 veces los valores de resistencia al corte obtenidos de pruebas de compresión simple<sup>(8)</sup>. En la figura 43 se presentan las resistencias medias en compresión simple obtenidas a diferentes profundidades ( $q_u/2$  VS profundidad) y la variación de presiones totales verticales del suelo con la profundidad dividida entre 5 ( $\sigma_v/5$  VS profundidad). En dicha figura se aprecia que a ningún nivel se presentarán problemas de extrusión del material.

(8) Broms, B. B., Bennermark, H., "Stability of Clay at Vertical Openings", ASCE, J. of S. Mech and Found, Div., 93, No. 541, 1967.

#### 5.2.4 Empuje sobre tablaestacas y troqueles

Con el objeto de diseñar el ademe y los troqueles que contendrán los cortes verticales se calcularon los empujes a que estarán sujetos. La distribución de presiones horizontales adoptada es la propuesta por Peck<sup>(9)</sup> para suelos cohesivos blandos, considerando para ello una sobrecarga de 2 ton/m<sup>2</sup> en la superficie del terreno, la distribución de presiones en el agua mostrada en la figura 36, un coeficiente de empuje  $K_a = 0.4$  y una profundidad máxima de excavación de 15.5m. En la figura 44 se muestra la distribución obtenida. La posición de troqueles, condicionada por los niveles de las losas de sótano, y las reacciones correspondientes en toneladas por ancho unitario se indican en la misma figura. Se revisó que la suma de momentos con respecto a la corona de la tablaestaca fuera nulo, encontrándose para esa condición una distribución de esfuerzos horizontales en la pata de la tablaestaca, tendiente a la distribución de empuje pasivo.

#### 5.2.5 Abatimiento del nivel freático

Tomando en cuenta que a profundidades mayores de 10m existen abatimientos piezométricos importantes y considerando que tanto la tablaestaca, o muro Milán perimetral, como las líneas interiores de tablaestaca interceptan, hasta los 20m de profundidad, el flujo de agua de los distintos estratos (incluyendo el estrato arenoso localiza

(9) Peck, R.B. "Deep excavations and tunneling in soft ground" VII. International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, State of Art Volume, Main Session 4. México 1967.

do a los 20m de profundidad promedio) se tiene que el gasto que aportarán los materiales del fondo de la excavación y el correspondiente a las filtraciones que pudieran presentarse a través de la tablaestaca será pequeño<sup>(\*)</sup>. Así el gasto a extraer para mantener la excavación en condiciones de trabajabilidad estará gobernado, mas que por filtración, por la captación de aguas pluviales en el área excavada; este gasto puede estimarse en 5cm de lámina de agua por hora. Da da la baja capacidad de un número razonable de pozos de bombeo distribuidos en el área excavada se recomienda, durante la temporada de lluvias, canalizar el agua a un cárcamo desde el que se pueda bombear el excedente de agua (para un área de 12.5 x 50m se necesitará bombear un gasto de 10 lts/seg, y en la misma proporción para áreas mayores).

Para evitar fallas por subpresión deberán colocarse pozos de bombeo hasta 20m de profundidad que disipen la presión de poro de los estratos arenosos; se estima que se necesitan dos pozos por cada franja de 625 m<sup>2</sup> (12.5 x 50m) para extraer un gasto sumamente pequeño, con lo que se disipará esta presión. Sin embargo, en tempora-

(\*) En la figura 45 se muestra la red de flujo y el gasto obtenido para una distribución de presiones en el agua hidrostáticas (b) y una permeabilidad media de  $10-5 \frac{\text{cm}^3}{\text{seg}}$ . El resultado obtenido es una aproximación suficiente al problema y no diferirá mucho al que se obtuviese considerando la distribución medida de presiones (a). El análisis efectuado fue por metro de ancho.



da de lluvias, debido a la captación de los pozos el gasto se verá incrementado pudiendo llegar a ser de 0.5 lt/seg.

#### 5.2.6 Expansiones inmediatas

La expansión inmediata (elástica) que sufrirán los estratos que se encuentran a partir de los 15m de profundidad, debido a la descarga por excavación, se estimó aplicando la siguiente ecuación, dada por Steinbrenner<sup>(10)</sup>:

$$S_e = \frac{q \cdot B}{E} \left[ (1-v^2)F_1 + (1-v-2v^2)F_2 \right]$$

donde:

- q: descarga uniforme por unidad de área
- B: ancho del área descargada
- E: módulo de elasticidad
- v: relación de Poisson
- F<sub>1</sub> y F<sub>2</sub>: funciones de D/B y L/B
- D: profundidad considerada
- L: longitud del área descargada

El problema específico se resolvió considerando el medio estratificado de acuerdo a las características definidas en la figura 39, una descarga uniforme de 20 ton/m<sup>2</sup> y la interacción que existirá entre la cimentación profunda y el suelo<sup>(11)</sup>,

(10) Bowles, J. "Foundations Analysis and Design" 2<sup>nd</sup> edition, Mc Graw-Hill, 1977.

(11) Zeevaert, L. "Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions", Van Nostrand Reinhold Company, 1972.

representando esta última consideración una reducción en la magnitud de la expansión medida al nivel de máxima excavación.

En la figura 46 se muestra el mecanismo anterior esquematizándose el efecto del suelo sobre pilas, distinguiéndose un tramo superior en el que se genera fricción positiva y otro, inferior, en el que se genera fricción negativa, a lo cual corresponde una reducción en el cambio de esfuerzos por excavación debido al efecto de las pilas sobre el suelo.

En la figura 47 se comparan los valores obtenidos para puntos centrales de áreas descargadas de 12.5 x 12.5 y 12.5 x 25m sin tomar en cuenta la interacción de la cimentación profunda (expansión inmediata libre) y tomando en cuenta la interacción (expansión inmediata restringida).

Lás fuerzas de tensión que se generan, en los elementos de la cimentación profunda por la interacción descrita, se deben tomar en cuenta en la revisión estructural de estos mismos. En el inciso 6.2 se proporcionan estos valores.

### 5.3 Secuencia para efectuar la excavación

El predio se ha dividido, según se muestra en la figura 48 en tres zonas las cuales determinan las etapas de excavación. El ancho de las franjas de las etapas I y II se propone de 12.5m pudiendo ser variado en función del diseño del sistema de troqueamiento.

El tipo de tablaestaca que se ha tenido en mente es del tipo de concreto armado, suponiendo que es la opción mas económica. La ejecución de cualquiera de las etapas de excavación será precedida por la perforación y construcción de la cimentación profunda. A continuación se propone una secuencia para efectuar la excavación.

### 5.3.1 Primera etapa de excavación y construcción

Se excavará el área limitada por la tablaestaca perimetral y los ejes de tablaestaca 5' y 6', de finidos en la figura 48, los cuales son paralelos a los ejes de columnas 5 y 6, conforme el siguiente orden:

- . Se construirá la cimentación profunda conforme a las indicaciones del capítulo 8.
- . Se construirá la tablaestaca o muro Milán perimetral, que se muestra en la figura 48. (En el caso de elegirse una tablaestaca perimetral, y de ser conveniente para el contratista, podrán colocarse sólo las partes necesarias para efectuar las dos primeras etapas de excavación y posteriormente se colocará en el resto del perímetro). Este paso se podrá efectuar antes o simultáneamente al de la construcción de la cimentación profunda, si así más conviene.
- . Se colocarán las líneas de tablaestaca correspondientes a los ejes 5' y 6'.

- . Se perforarán e instalarán los pozos de bombeo Ia y Ib, como se muestra en las figuras 49 y 50.
- . Se instrumentará la zona con el equipo básico que se define en el inciso 5.4.
- . Cada franja o franjas (etapa I o etapa II, etc.) se excavarán en cuatro partes, troqueando, según el avance de la excavación, contra las tablaestacas de los ejes 5' y 6' o las correspondientes. En las cabeceras se troquelará contra el muro Milán o la tablaestaca perimetral (ver posición de troqueles en las figuras 44, 49 y 50).
- . La carga sobre los puntales, aplicada con gatos hidráulicos, deberá ser verificada constantemente no permitiendo su aflojamiento o exceso.
- . Se iniciará el bombeo en los pozos Ia y Ib una vez que la excavación alcance, localmente, 8m de profundidad.
- . Se avanzará, en cada franja, descubriendo áreas de 12.5 x 12.5 a 15m de profundidad y dejando taludes como los que se indican en la figura 51. Los últimos 50cm deberán excavararse a mano para evitar el remoldeo del suelo a la profundidad de máxima excavación.

- . Una vez excavado el 1er. tramo de 12.5 x 12.5m se iniciarán los armados correspondientes y se empezará la excavación del siguiente tramo. Esta secuencia se muestra en la figura 52. En caso de que se requiera, por trabajabilidad, se colocará una plantilla de concreto pobre.
- . Se colará la losa de cimentación en tableros de 12.5 de largo y se continuará con la construcción de los niveles superiores de sótanos, según convenga. Los troqueles que atraviesen los muros de los ejes 5 y 6 de proyecto (ver figura 2) quedarán ahogados cuando se construyan estos últimos.
- . Terminada la construcción de los niveles de sótanos de esta franja (figura 53) se iniciará la segunda etapa de excavación.

### 5.3.2 Segunda etapa de excavación y construcción

Se excavarán, simultáneamente, las franjas contiguas a la primera etapa de excavación, definidas por la tablaestaca perimetral y los ejes de tablaestacas 4' y 5', y 6' y 7' (ver figura 48), según el siguiente procedimiento:

- . Se construirá la cimentación profunda correspondiente a esta área.
- . Se colocarán las líneas de tablaestacas 4' y 7'.

- . Se perforarán e instalarán los pozos de bombeo 11a y 11d.
- . Se instrumentará la excavación.
- . Se iniciará la excavación y el bombeo correspondientes a cada franja como se indicó para la primera etapa, troquelando no contra las líneas de tablaestacas 5' y 6' sino contra la estructura ya construida, rompiendo o cortando las piezas de tablaestaca que la colocación de los troqueles requieran (ver figura 54). Los troqueles, como se propone en la misma figura 55, no son concurrentes con los troqueles colocados en la primera etapa y reaccionan contra las losas de sótano o muros y columnas ya construidas.
- . Se procederá de igual forma, para la excavación y colados, que en la primera etapa, logrando la continuidad con las losas ya construidas previamente.
- . Terminada la construcción de los niveles de sótano de ambas franjas se podrá dar inicio a la construcción de los niveles superiores de la torre y proseguir con la etapa III de excavación.

### 5.3.3 Tercera etapa de excavación y construcción

Se podrá efectuar, si así conviene, una vez iniciada o adelantada la construcción de la torre. De acuerdo con los resultados obtenidos en las primeras etapas se podrá efectuar en forma simi-

lar, hasta excavar toda el área, formando franjas paralelas a las anteriores de 12.5m de ancho y variando el ancho de las franjas extremas en función del área final por excavar (figura 55). Podrá excavarse, si conviene más, limitando franjas perpendiculares a las franjas de las primeras etapas y excavando de la misma forma que se ha descrito anteriormente (ver figura 56).

#### 5.4 Recomendaciones generales y comentarios

Con la secuencia anteriormente descrita se pretende dar rapidez a los trabajos de excavación con objeto, entre otros, de afectar, lo menos posible las colindancias. Las afectaciones, debido a los cambios de esfuerzos y de las condiciones hidráulicas que ocasionará la excavación, disminuirán al ser restituidas, en lapsos de tiempo cortos, las condiciones originales del subsuelo. Para tal fin la correcta planeación del procedimiento sugerido será fundamental.

Probablemente para efectuar el troquelamiento propuesto en la 2da. y 3era. etapa de excavación sea preferible incluir elementos estructurales temporales en los que logren reaccionar los troqueles en forma conveniente y representen ventajas en los trabajos de colado de losas. Por ejemplo: perfiles de acero paralelos a las columnas que reaccionen en un lado contra las losas de los diferentes niveles de sótano y por el otro contra los troqueles, situando a estos últimos en planos horizontales distintos a los de losas.

La instrumentación del sitio es un aspecto necesario de considerar ya que independientemente de otras ventajas se contará con mayor seguridad y control de los trabajos de excavación. El equipo necesario básico debe estar constituido por bancos de nivel superficial y profundo, piezómetros, referencias en muros e inclinómetros.

## 6. ANALISIS PARA LOS TIPOS DE CIMENTACION FACTIBLES

Con el fin de dar el mayor número de opciones y posibilidad de selección, de acuerdo a factores económicos y de contratación, se determinaron tres alternativas de cimentación factibles para la zona de torre.

De esta forma se plantean a continuación los análisis efectuados para determinar los parámetros de diseño de las tres alternativas.

Las alternativas son: (a) pilotes, (b) pilas y (c) pilas oblongas<sup>(\*)</sup> desplantadas, en cualquier caso, a 40m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural y unidas mediante una losa de cimentación de gran peralte, para las dos primeras alternativas o por contratraves de cimentación para la alternativa de pilas oblongas.

La profundidad de desplante se adoptó considerando que para una profundidad de desplante menor (entre 30 y 40m) corresponderían asentamientos diferenciales intolerables, debidos a la consolidación de arcillas limosas de espesor variable

---

(\*) Pilas de sección rectangular de gran área (3 x 4m).



y de mediana compresibilidad que se detectaron interestratificadas con los materiales compactos o duros encontrados a partir de los 30m de profundidad promedio.

### 6.1 Capacidad de carga

Para cada alternativa se calculó la capacidad de carga última de acuerdo a los criterios de Terzaghi y Meyerhof, utilizando la siguiente expresión<sup>(11)</sup>:

$$Q_{Pu} = \alpha \left[ c N_c + (\sigma_{od} - \Delta\sigma_d) N_q \right] A_p$$

donde:

- $Q_{Pu}$ : capacidad de carga
- $\alpha$ : factor de forma ( = 1.2)
- $c$ : cohesión
- $N_c, N_q$ : factores de capacidad de carga
- $\sigma_{od}$ : esfuerzo vertical efectivo al nivel de desplante
- $\Delta\sigma_d$ : decremento en el esfuerzo vertical efectivo debido a la fricción negativa, al nivel de desplante
- $A_p$ : área de la base del cimiento profundo

La separación mínima, centro a centro, se fijó en tres diámetros para pilotes y 2.8 diámetros para pilas y pilas oblongas (diámetro o diámetro equivalente del elemento de cimentación). La fricción negativa<sup>(11)</sup> se calculó suponiendo que se desarrollará entre 15 y 30m de profundidad y usando, en general, la siguiente expresión para las distintas áreas de fuste consideradas:

$$F_{Nd} = \frac{w k \phi}{1 - \frac{w k \phi}{3a} d} \int_0^d \sigma_o \cdot dz$$

donde:

- FNd: fricción negativa al nivel de desplante
- w: perímetro del fuste
- k $\phi$ : coeficiente de fricción entre el suelo y el fuste
- d: profundidad o espesor considerado (15m)
- a: área tributaria

Los análisis se hicieron considerando los siguientes valores:

- ángulo de fricción interna de los materiales de apoyo:  $\phi = 35^\circ$
- cohesión de los materiales de apoyo:  $c = 0 \text{ ton/m}^2$
- esfuerzo vertical efectivo promedio:  $\sigma_{od} = 35 \text{ ton/m}^2$
- longitud de empotramiento en los depósitos resistentes:  $D = 10\text{m}$
- coeficiente de fricción entre suelo y fuste:  $k\phi = 0.345$

El factor  $N_q$  se obtuvo de la correlación entre el ángulo de fricción interna y el factor  $N_q^{(12)}$ , éste deberá verificarse a partir de pruebas de carga.

Considerando todo lo anterior se determinó la capacidad de carga admisible con la expresión :.

(12) Instituto de Ingeniería (1977) UNAM. "Diseño y Construcción de Cimentaciones" Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 405, 1977.

$$Q_{Pa} = \frac{Q_{Pu}}{F.S.} - FN$$

donde:

QPa: capacidad de carga admisible  
 F.S.: factor de seguridad

Utilizando un factor de seguridad de tres se obtuvieron los siguientes resultados, para la zona de torre, de las diferentes alternativas:

- Pilotes	Diámetro del fuste	$D_f = 0.45m$
	Diámetro de la base	$D_b = 0.60m$
	Capacidad de carga admisible	$Q_{Pa} = 220 \text{ ton}$
	Fricción negativa	$FN = 58 \text{ ton}$
- Pilas	Diámetro del fuste	$D_f = D_b = 2.0m$
	Capacidad de carga admisible	$Q_{Pa} = 1,570 \text{ ton}^{(*)}$
	Fricción negativa	$FN = 244 \text{ ton}$
- Pilas	Dimensiones base	$3 \times 4m$
Oblongas	Capacidad de carga admisible	$Q_{Pa} = 5,370 \text{ ton}^{(*)}$
	Fricción negativa	$FN = 630 \text{ ton}$

Para determinar el número de pilotes, pilas o pilas oblongas que se requerirán deberán emplearse los factores de carga indicados por el Reglamento de Construcción vigente. La revisión de la capacidad de carga del conjunto

(\*) Capacidad de carga admisible en función de la resistencia máxima del concreto colado bajo lodo bentonítico, limitado entre 50 y 60 kg/cm<sup>2</sup>.

se efectuó usando el criterio sugerido por Poulos y Davis<sup>(13)</sup> y estimando para cada una de las alternativas, el número y la disposición de elementos que se muestran en las figuras 57 y 58. Para la alternativa de pilotes se estimó un número de 480 pilotes con espaciamiento de 3 diámetros centro a centro.

Usando los mismos criterios de análisis se calculó la capacidad de carga de los elementos de cimentación para la zona fuera de la torre. Considerando la magnitud de las cargas de esa zona de la estructura se juzga que el tipo de cimentación más apropiado resulta a base de pilas desplazadas a 40m de profundidad ligadas con contra trabes de cimentación.

La capacidad de carga admisible fue limitada por la resistencia máxima del concreto colado bajo lodo bentonítico y se presenta en la figura 59. En esa misma figura se ha graficado la fricción negativa que se generará para diferentes diámetros de pilas.

Para el diseño estructural de los elementos de cimentación deberá tomarse como carga de trabajo a la carga ad misible más el valor de la fricción negativa que se especifica ( $Q_{Pa} + FN$ ).

El efecto de subpresión en la losa de fondo deberá despreciarse para el cálculo del número de elementos de ci mentación (pilotes, pilas etc.) dado que la tendencia

---

(13) Poulos, H.G., Davis, E.H. "Pile Foundation Analysis and Design", John Willey and Sons. 1980.

de las presiones en el agua son las de abatirse totalmente por debajo de los 15m de profundidad. Sin embargo, para el diseño de la losa de piso del sótano inferior, si se deberá tomar en cuenta la subpresión de 6 ton/m<sup>2</sup>.

## 6.2 Fuerzas de tensión provocadas por la excavación

Los elementos de cimentación, para cualquier alternativa, deberán revisarse para las fuerzas de tensión que transmitirá el suelo, por fricción, debido a la expansión que se tendrá por la excavación (inciso 5.2.6). Estas fuerzas se calcularon, para cada caso, integrando la fricción positiva<sup>(\*)</sup> que se genera en la parte superior del elemento (figura 46) y considerando el espaciamiento o disposición de las figuras 57 y 58. Las tensiones máximas se presentarán, en general, entre los 22 y los 30m de profundidad pudiendo llegar a alcanzar los siguientes valores:

- Pilotes (Df = 0.45m, Db = 0.6m)	55 ton/pilote
- Pilas (Df = 2.0m)	430 ton/pila
- Pilas oblongas (3 x 4m)	880 ton/pila
- Pilas fuera de la zona de torre	400 ton/pila

## 6.3 Asentamientos (a corto plazo)

Los asentamientos a corto plazo que sufrirán los diferentes elementos de cimentación, debidos a las cargas

(\*) La expresión es análoga a la usada, en el inciso anterior, para fricción negativa.

que estarán sometidos, se estimaron aplicando la siguiente expresión<sup>(14)</sup>:

$$d_e = \frac{Q_m L}{E_c A_f} + \frac{Q_b}{A_b} \frac{(1-v^2)}{E} \cdot m \text{ Cs fp}$$

donde:

- Q<sub>m</sub>: carga real media ( $Q_m = \frac{Q_a + Q_b}{2}$ )
- Q<sub>a</sub>: carga real aplicada en la cabeza del elemento de cimentación. ( $Q_a = Q_{Pa}/1.4$  <sup>(\*)</sup>)
- Q<sub>b</sub>: carga real en la base del elemento de cimentación. ( $Q_b = Q_a + FN$ )
- L: longitud del elemento de cimentación
- E<sub>c</sub>: módulo de deformación del concreto
- A<sub>f</sub>: área del fuste
- v: módulo de Poisson
- A<sub>b</sub>: área de la base del elemento de cimentación
- E: módulo de deformación del suelo
- m, Cs, fp: factores de forma, rigidez y profundidad  
(m. Cs. fp = 0.475)

Considerando un módulo de deformación del concreto igual a  $1.5 \times 10^6$  ton/m<sup>2</sup> y un módulo de deformación del suelo igual a 11,000 ton/m<sup>2</sup> en todo el espesor afectado por la descarga de un elemento de cimentación aislado se obtuvieron, para las distintas alternativas, los siguientes resultados:

(14) "V. Reunión Nacional de Mecánica de Suelos", Tomo I. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1970.

(\*) Factor de carga FC = 1.4.

- Pilotes	$d_e = 3.0 \text{ cm}$
- Pilas	$d_e = 3.7 \text{ cm}$
- Pilas Oblongas	$d_e = 5.6 \text{ cm}$

Para cada caso el acortamiento o deformación propia del concreto fue de 1.4, 0.7 y 0.6cm respectivamente.

La deformación  $d_c$  de cada elemento, considerando únicamente la influencia del resto de cimientos que forman el conjunto de cada alternativa, se estimó para determinar la deformación total ( $d_T = d_e + d_c$ ) y proporcionar valores de desplazamientos unitarios (matriz  $1/k_{ij}$ ) para el análisis y diseño de la subestructura (losa y/o contratrabes de cimentación). Los valores  $d_c$  obtenidos resultaron pequeños pudiéndose despreciar en el diseño de los elementos de la subestructura y estimar la rigidez de cada elemento de cimentación como :  $k_i = Q_{ai}/d_{ei}$ , siendo independientes entre si. (en el inciso 6.7 se amplía este punto).

#### 6.4 Asentamientos diferidos

Los asentamientos diferidos se estimaron empleando el segundo sumando de la expresión empleada para asentamientos instantáneos ( $d_e$ ) y considerando que el material, a lo largo del tiempo, presentará un comportamiento viscoplástico con lo que el módulo de deformación correspondiente resulta menor que el anterior. Este módulo se tomó igual a  $E' = 7,000 \text{ ton/m}^2$ (\*) , resultando para cada una de las alternativas asentamientos adicionales de 0.9, 1.7 y 2.8cm, respectivamente.

---

(\*) Obtenido de la relación  $E' = E/(1+k_v)$ ; para  $k_v = 0.5$ . (ref (1)).

El asentamiento regional que está sufriendo la zona, según el boletín No. 7 de la Comisión de Aguas del Valle de México, fue de 100cm en el período comprendido entre 1952 y 1973, por lo que es de esperarse que los hundimientos de la estructura, con respecto a la zona circundante, se vean reducidos por el asentamiento regional, suponiendo que se conserve este efecto.

Tomando en cuenta los datos del boletín No. 7, mencionado arriba, y considerando que los niveles piezométricos continuarán abatiéndose se estimó un asentamiento de 70cm, que puede considerarse como la cota superior de emersión de la estructura.

#### 6.5 Fricción negativa en muros perimetrales

La fricción negativa que se generará, debido al asentamiento regional, en las caras perimetrales de los sótanos en contacto con el suelo no fue tomada en cuenta como una carga adicional que se transmitirá, por la subestructura, hasta la cimentación profunda; esta suposición se hizo en base a que el sistema perimetral de retención que se use durante la excavación y construcción de los niveles de sótano (tablaestacas o muro Milán) permanecerá en el lugar, sirviendo como muro de acompañamiento, pudiendo deslizarse independientemente.

#### 6.6 Empuje sobre muros de contención

En la figura 60 se presenta la distribución de presiones horizontales que deberá considerarse para diseñar o revisar los muros de contención (empuje en reposo). La evaluación se hizo con un coeficiente de presión de tierras en reposo de 0.67, una sobrecarga de 2 ton/m<sup>2</sup> en



la superficie del terreno y la distribución de presiones en el agua mostrada en la figura

## 6.7 Recomendaciones generales y comentarios

Los resultados estimados en este capítulo servirán para la elección de la alternativa más conveniente desde el punto económico y para el análisis y diseño de los elementos de subestructura. Una vez seleccionada y definida alguna de las alternativas se podrán definir algunos datos adicionales para el diseño definitivo.

La fricción negativa se calculó con la expresión definida en el inciso 6.1 de manera simple, esto es considerando una área tributaria media constante con la profundidad. La integración paso a paso<sup>(11)</sup> de la expresión (área tributaria variable) se efectuó en algunos casos con fines de comparación, resultando discrepancias menores del 10% para los cimientos de la zona de torre y menores del 20% para los cimientos fuera de la torre.

De acuerdo con el Reglamento de Construcción vigente deberán hacerse un mínimo de dos pruebas de carga en los elementos de cimentación. Los resultados de estas pruebas permitirán verificar la capacidad de carga y los parámetros de deformabilidad del suelo, por lo cual se considera conveniente efectuar estas pruebas a la brevedad posible con el objeto de emplear los resultados oportunamente. El diseño de las pruebas deberá hacerse tomando en cuenta que los elementos de cimentación desarrollarán su capacidad de carga únicamente por punta y cuidando la correcta extrapolación de resultados para secciones distintas de las probadas y para predicción del comportamiento del conjunto de cimientos.

Debido a la incertidumbre que existe en cuanto al grado de contaminación del concreto colado bajo lodo bentonítico se adoptó una norma francesa contenida en los Documentos Técnicos Unificados (DTU) que limita la resistencia a compresión de los elementos de concreto colados bajo bentonítico a 50 kg/cm<sup>2</sup>. Esta norma no se encuentra contemplada en el Reglamento de Construcción del D.F. vigente, sin embargo se considera adecuada. Además se recomienda muestreo aleatorio del concreto colado de las pilas según se describe en el inciso 8.3.

Para la alternativa de pilas oblongas deberá verificarse cada uno de los apoyos a partir del nivel de desplante (40m) y hasta los 50m de profundidad debido a que ésta alternativa de cimentación concentra las cargas de la estructura en menos puntos de apoyo con lo que cualquier movimiento diferencial no sería contrarrestado tan fácilmente por la rigidización de las contratraves.

En el apéndice A se ha supuesto una disposición de pilas de 2m de diámetro y se ha calculado la influencia que tiene una presión unitaria transmitida por una pila de esquina y una pila central en la deformación vertical del resto de las pilas del conjunto. Los asentamientos diferenciales, encontrados de esta manera, son pequeños pudiendo resultar inclusive menores si se toma en cuenta el incremento de la presión confinante al centro del área cargada. Sin embargo la inclusión de estos valores en el análisis será opinión del ingeniero estructuralista, en cuyo caso se completarían los datos necesarios.

## 7. CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS DINAMICO DE LA CIMENTACION Y LA INTERACCION CON LA SUPERESTRUCTURA

Dadas las características del edificio se llevó a cabo un análisis dinámico modal con el fin de revisar el diseño de la estructura por sismo. De acuerdo al Reglamento de Construcción el predio se sitúa en la Zona III del D.F. (suelo compresible) correspondiendo al tipo de estructura un coeficiente de ductilidad  $Q = 4$  y un coeficiente sísmico  $c = 0.24$ . El análisis se efectuó considerando 54 grados de libertad y empotramiento perfecto de las columnas a partir del nivel de banqueta. Los resultados proporcionados por el ingeniero estructurista se han resumido para los fines de este estudio y se muestran en el apéndice B.

### 7.1 Momento de volteo

El incremento de carga  $Q_d$  que tendrá cada uno de los elementos de cimentación, debido al momento de volteo que se presenta en condiciones sísmicas, se calculó considerando la disposición de elementos de cimentación de las figuras 57 y 58 (para el caso de la alternativa de pilotes se usó una distribución uniforme de 480 pilotes bajo la losa de cimentación, figura 57), y suponiendo que el 95% del momento de volteo, obtenido del análisis dinámico, será tomado por los elementos de cimentación que se encuentran bajo la zona de torre. El cálculo se efectuó de la siguiente manera:

$$Q_{dx_i} = \frac{M_{vx}}{\sum x_i^2} x_i; \quad Q_{dy_i} = \frac{M_{vy}}{\sum y_i^2} y_i$$

donde:

$Qdx_i$ : incremento de carga en el elemento  $i$  debido a  $Mvx$

$Mvx$ : momento de volteo en la dirección  $x-x$

$x_i$ : distancia del elemento  $i$  al eje  $y-y$

Así en la dirección  $x-x$  para un momento de volteo igual a  $Mvx = 0.95 \times 291538 = 276\ 961$  ton-m se obtiene:

Alternativa	$\sum x^2$ (m <sup>2</sup> )	$x_{max}$ (m)	$Qd_{max}$ (ton)
pilotes	63840	19	82
pilas	7576	17	621
pilas oblongas	2613	15	1590

En la dirección  $y-y$ , para un momento de volteo igual a  $Mvy = 0.95 \times 318\ 296 = 302\ 381$  ton-m resulta:

Alternativa	$\sum y^2$ (m <sup>2</sup> )	$y_{max}$ (m)	$Qd_{max}$ (ton)
pilotes	92000	23	76
pilas	12438	23.8	579
pilas oblongas	4194	21	1514

La capacidad de carga en condiciones dinámicas se verá incrementada, para cada elemento, al menos por una carga igual a la generada, en condiciones estáticas, por la fricción negativa. Esta consideración se hace bajo la suposición que la fricción negativa, generada por el suelo en el fuste del elemento de cimentación se disipa o desaparece en el movimiento sísmico.

## 7.2 Períodos de vibración

Al tomarse en cuenta la flexibilidad o la rigidez angular  $K_e$  de la cimentación, los desplazamientos y elementos mecánicos, obtenidos del análisis dinámico efectuado, cambiarán. Los períodos correspondientes a los tres primeros modos de vibrar se encuentran en el tramo derecho descendente y en el tramo horizontal del espectro de diseño correspondiente (Anexo B); al hecho de incluir el efecto de la cimentación corresponde un aumento de los períodos de vibración, un amortiguamiento mayor y un decremento, al menos para el primer modo de vibrar, de las ordenadas espectrales  $S_a$ . De lo anterior se desprende que el diseño de la superestructura con el análisis dinámico efectuado resulta del lado de la seguridad.

El cálculo de  $K_e$  se realizó de la siguiente manera:

$$k_{ex} = k_d \sum x^2 \quad ; \quad k_{ey} = k_d \sum y^2$$

donde:

$k_d$ : rigidez del elemento de cimentación en condiciones dinámicas

Para evaluar  $k_d$  se usó un módulo de deformación dinámico del concreto de  $2.5 \times 10^6$  ton/m<sup>2</sup> y un módulo de deformación dinámico del suelo de 20 000 ton/m<sup>2</sup>. El período de rotación de la cimentación se calculó con la siguiente expresión<sup>(15)</sup>:

---

(15) Zeevaert, L. "Interacción Suelo-Estructura de cimentaciones" Limusa, 1980.

$$T_{\theta} = 2 \pi h m \sqrt{\frac{M}{k_{\theta}}}$$

donde:

M: masa del edificio

hm: altura del centro de masa

Los resultados para  $M = 90.1 \text{ ton seg}^2/\text{cm}$  y  $hm = 70\text{m}$  son:

Dirección x-x

Alternativa	$k_d$ (ton/cm)	$k_{\theta}$ (ton-cm/rad)	$T_{\theta}$ (seg)
Pilotes	116	$7.43 \times 10^{10}$	1.53
Pilas	648	$4.91 \times 10^{10}$	1.88
Pilas oblongas	1415	$3.70 \times 10^{10}$	2.17

Dirección y-y

Alternativa	$k_d$ (ton/cm)	$k_{\theta}$ (ton-cm/rad)	$T_{\theta}$ (seg)
Pilotes	116	$1.07 \times 10^{11}$	1.28
Pilas	648	$8.06 \times 10^{10}$	1.47
Pilas oblongas	1415	$5.93 \times 10^{10}$	1.71

El período de vibración, tomando en cuenta la rigidez de la cimentación, se podrá calcular de la siguiente manera<sup>(11)</sup>:

$$T^2 = T_n^2 + T_{\theta}^2$$

donde  $T_n$  es el período de vibración de la estructura obtenido del análisis dinámico efectuado.

### 7.3 Fuerzas horizontales

Las fuerzas horizontales que transmitirá el suelo a los elementos de cimentación durante un sismo se estimaron para la revisión estructural de los mismos. El análisis se hizo para un cimiento aislado empotrado en su base a partir de los 32.5m de profundidad y restringido su giro en la parte superior, para una variación lineal de desplazamientos del suelo con respecto a la profundidad, para una fuerza cortante  $v$  igual al cortante total en la base  $V_b$  dividido entre el número total de elementos de cimentación y para las características físicas del suelo que se muestran en la figura . En el apéndice C se incluyen los datos adicionales considerados en el análisis.

Los resultados obtenidos, para cada una de las alternativas y que servirán para la revisión estructural, son:

Alternativa	$v$ (ton)	$F_1$ (ton)	$F_2$ (ton)	$F_3$ (ton)	$F_4$ (ton)	$F_5$ (ton)
Pilotes	5.79	6.38	-0.48	-0.26	0.70	0.55
Pilas	42.0	45.43	18.35	10.40	32.28	64.46
Pilas oblongas	126.4	125.1	58.71	45.74	68.44	181.59

La posición de cada una de las fuerzas se muestra en la figura

### 7.4 Revisión del cortante en la base

Los muros de retención ~~deberán~~ revisarse para los empujes a que se verán sometidos durante ~~un~~ movimiento sísmico.

Para la revisión del cortante en la base no se conside  
ró la fricción losa-suelo, teniendo en cuenta que la lo  
sa de fondo se separará del suelo por el efecto de la  
consolidación regional.

La magnitud del empuje total en cualquiera de las ca -  
ras perimetrales deberá equilibrar al cortante total  
en la base del edificio o de lo contrario se presenta -  
rán fuerzas cortantes adicionales en las cabezas de  
las pilas. En la figura 60 se muestra una distribu -  
ción de presiones por metro de ancho tres veces menor  
que la correspondiente al empuje pasivo y que es sufi -  
ciente para tomar el cortante total en la base. En el  
lado perimetral opuesto se supone que se desarrollará  
el empuje activo.

#### 7.5 Recomendaciones y comentarios

Se establece, en el inciso 7.2, que el análisis de la  
superestructura sin considerar a la cimentación lleva  
a un diseño conservador.

Las respuestas sísmicas del edificio podrían recalcu -  
larse de una manera simple<sup>(11)</sup> usando los períodos de  
vibrar  $T$  incrementados (inciso 7.2) y los factores de  
participación  $f_p$  (apéndice B) del análisis dinámico  
efectuado. La respuesta de diseño  $R_d$  se calcularía to  
mando las respuestas  $R_i$  de los primeros modos de vi -  
brar de la siguiente forma<sup>(16)</sup>:

---

(16) Instituto de Ingeniería UNAM. Manual de Diseño por Sismo.  
Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Fe -  
deral. Publicación 406, 1977.



$$R_d^2 = \sum R_i^2$$

Los valores de diseño proporcionados para la alternativa de pilas oblongas se podrán considerar como promedios; en el caso de seleccionarse ésta alternativa para la cimentación del edificio se deberán revisar varios aspectos tratados en este capítulo y en el anterior, con más detalle.

Se observa que las fuerzas horizontales inducidas, por el suelo, a los elementos de cimentación son mínimas para la alternativa de pilotes. Lo anterior era fácil de suponer al considerar que los pilotes son elementos flexibles que pueden seguir con mayor facilidad los desplazamientos del suelo, caso contrario es el de las pilas oblongas.

## 8. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PARA LOS ELEMENTOS DE CIMENTACION

A continuación se propone un procedimiento para la construcción de la alternativa de pilotes y otro para las alternativas de pilas o pilas oblongas. Una vez seleccionada una de las alternativas el procedimiento se podrá modificar en función de los resultados que se obtengan en los primeros elementos construidos. En el caso de las alternativas de pilas o pilas oblongas se considera necesario construir una pila de prueba, fuera del área de cimentación con el fin de prever cualquier dificultad del procedimiento. La construcción de cualquiera de las alternativas será anterior a la excavación.

## 8.1 Pilotes

- . Los pilotes se deberán armar para soportar su izado y manejo durante el hincado, así como para los momentos y fuerzas a que estarán sujetas en la vida de la estructura.
- . Las juntas entre los tramos de pilote deberán tener por lo menos la misma resistencia en compresión, tensión y al corte que una sección corriente de los mismos.
- . Las puntas de los pilotes estarán debidamente reforzadas, con ángulos o algún elemento metálico que las proteja durante la hinca.
- . Para el hincado de los pilotes se requerirán perforaciones previas a 39.75m de profundidad y diámetro igual al círculo que circunscribe a la sección máxima del pilote (65-70cm). Los últimos 25cm para alcanzar el nivel de desplante recomendado se hinca rán a golpes.
- . Las perforaciones se deberán ademar con lodo bentonítico (sódico) mezclado en planta que garantice la estabilidad de las paredes. El lodo bentonítico tendrá un proporcionamiento, en peso aproximado, de 10:1 pero cuidando primordialmente que presente las siguientes propiedades: viscosidad plástica entre 10 y 15 centipoises, viscosidad Marsh entre 35 y 50 seg, densidad entre 1.03 y 1.06 gr/cm<sup>3</sup>, contenido de arena de 3% máximo y volumen de agua filtrada de 20 cm<sup>3</sup>, máximo.

- . Los pilotes se deberán hincar inmediatamente despues de terminar la perforación, o en un lapso que no se rá mayor de 3 horas; en caso contrario deberá reperforarse, antes del hincado del pilote, batiendo el lodo bentonítico dentro de la perforación durante un tiempo suficiente para que entren en suspensión los azolves que se hubieren sedimentado.
- . Se verificará la verticalidad de los tramos de pilote y de las perforaciones previas, antes de proceder al hincado. La desviación no deberá ser mayor al 1% de la longitud del pilote.
- . En las primeras fases del hincado el pilote deberá estar soportado por estrobos, de manera que al penetrar lentamente se eviten derrumbes debidos al efecto del pistón.
- . Durante la hinca de pilotes se llevará un registro que incluya para cada uno, su ubicación en la planta de cimentación, la profundidad de perforación previa, la fecha y hora de termino de la perforación, la fecha y hora del hincado, el número de golpes por metro de penetración y el número de golpes, por cada 2cm, para los últimos 25cm de penetración.
- . Los métodos usados para la hinca de los pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de estos.
- . Los pilotes deberán alcanzar por lo menos la profundidad de la perforación previa; el hincado se podrá suspender al alcanzar el rechazo especificado.

- . El rechazo suficiente para un martillo Delmag D-30 (54 500 ft/lbs) será de 3 cm para 10 golpes.
- . Una vez alcanzado los 15m de excavación se deberán rellenar la parte lateral esbelta de los pilotes con arena. Esta se podrá mezclar con lodo bentonítico para darle fluidez, e inyectar, desde la parte superior, con una bomba para lodos empleando una tubería flexible que se irá extrayendo conforme el relleno avance.

## 8.2 Pilas o Pilas oblongas

- . Se deberán perforar y construir las pilas en forma alternada de tal manera que no se trabaje, al mismo tiempo, en pilas que sean contiguas.
- . La perforación se hará hasta los 40m de profundidad, con respecto al nivel medio del terreno natural, usando equipo o maquinaria cuya herramienta de corte sea guiada con objeto de garantizar la verticalidad, evitando choques contra las paredes o cualquier otro movimiento que pudiera producir desprendimiento o caídas dentro de la perforación.
- . Se colocará un ademe metálico, en los primeros metros, para evitar caídos de la parte superficial.
- . Se usará lodo bentonítico (sódico), mezclado en planta, para estabilizar la perforación; éste se irá vaciando conforme la excavación progrese. Las características del lodo serán las mismas que para la alternativa de pilotes.

- . Alcanzada la profundidad de desplante deberán limpiar se los azolves y posibles caídos, usando un bote de desazolve o un eyector; deberá comprobarse la no existencia de caídos o azolves con sondas de verificación.
- . Los castillos o armados deberán tener separadores pa ra garantizar su recubrimiento y deberán estar sol-dadas todas las uniones y traslapes. La colocación se hará de tal manera que se eviten caídos dentro de la perforación; en caso de haberlos se extraerán con un eyector. Todos los castillos deberán quedar colgados de la parte superior de la perforación con el fin de mantenerlos verticales y sin ningún pandeo.
- . Una vez colocado el castillo se iniciará el colado en un término no mayor de 4 horas.
- . Se colará usando un tubo de colado tipo Tremie com- puesto de tramos de 2 a 3m de longitud y con diáme- tro mínimo de 12 pulg. El tubo se llevará hasta 0.3 ó 0.4m del fondo de la excavación y en su parte superior se colocará, antes de empezar el colado y con el fin de desplazar el lodo que llena al tubo, un balón de latex de diámetro ligeramente menor que el del tubo, sobre el que se empezará a vaciar el concreto.
- . El tubo de colado se irá retirando de la perforación conforme avance el colado de tal manera que la pun- ta del tubo quede dentro del concreto entre 1 y 2m; por tánto deberán tenerse en la obra procedimientos para el control de la posición del nivel del concreto en la perforación y para definir el volumen de concreto colocado. También se colocarán, durante

el colado, testigos para detectar cualquier emersión de los castillos. Se evitarán juntas de colado frías.

- . El colado de las pilas se llevará hasta 1m arriba del nivel de proyecto para posteriormente lograr una buena liga con losa o contratrabes. Será conveniente colocar un tubo de PVC, de 4 pulg. de diámetro ahogado 1m en la parte superior y al centro de la sección, en todas las pilas que vayan a muestrear con el fin de facilitar esta operación.
- . El resto de la perforación será rellena, antes de empezar las perforaciones contiguas con algún tipo de relleno (arena).

### 8.3 Muestreo del concreto colado en pilas

Una vez que se hayan colado las primeras pilas se deberán obtener corazones con el fin de verificar la continuidad del colado y la resistencia a compresión; esto es debido a la relativa incertidumbre, propia de colar bajo lodo bentonítico. El número de pilas por muestrear dependerá de los resultados que se vayan obteniendo; sin embargo en las primeras 10 pilas se deberán muestrearse el 50% de ellas.

## 9. CONCLUSIONES

Para definir el tipo de cimentación y el procedimiento de excavación más adecuados para la construcción de un edificio constituido por 54 pisos y cinco niveles de sótanos que se proyecta construir al poniente del centro de la ciudad de México se efectuó un estudio de mecánica de suelos consis-

tente en muestreo y exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio y análisis de resultados.

El subsuelo del sitio se identifica como el de la zona del lago, sin embargo debido a la gran cercanía con la zona de transición (poniente) se justifica la erraticidad de la secuencia estratigráfica. De manera general se encontraron entre 0 y 25m arcillas y arcillas limosas de alta compresibilidad y alto contenido de agua, interestratificadas con arenas limosas y lentes de arena. A partir de los 25m y hasta la máxima profundidad explorada se observa una mayor erraticidad teniéndose interestratificados, limos arcillo arenosos, arcillas, limos arenosos y arenas, de consistencia media a dura o compacidad alta y contenido natural de agua inferior al 50%.

El nivel de aguas freáticas se descubrió a los 2.5m de profundidad y se reportaron abatimientos piezométricos hasta los 50m de profundidad.

Se estudiaron varios procedimientos de excavación eligiéndose, por las ventajas de rapidez y control de excavación que representa, la alternativa de hincar líneas de tablaestacas y excavar franjas definidas con ayuda de troqueles.

Para la cimentación de la torre se determinaron tres alternativas, igualmente adecuadas, a base de pilotes, pilas y pilas oblongas desplantados a 40m de profundidad con respecto al nivel del terreno natural. Para los cuerpos bajos (zona fuera de la torre) se definió como la mejor opción una cimentación a base de pilas desplantadas a 40m de profundidad. Los parámetros de diseño para cada caso se especifican en el capítulo 5.

Se calculó un asentamiento regional máximo de 70cm, que se podrá tomar como la cota superior de emersión de la estructura.

Los asentamientos diferidos, de cualquiera de las alternativas de cimentación, serán muy pequeños y los asentamientos diferenciales serán despreciables.

Los incrementos de carga debidos al momento de volteo y las fuerzas horizontales que deberán tomarse en cuenta para el diseño de los elementos de cimentación, así como los empujes horizontales que se presentarán en los muros perimetrales de la subestructura en condiciones sísmicas se especifican en el capítulo 6.

Se estimaron, para cada alternativa, los módulos de rigidez angular y períodos de rotación de la cimentación, llegando a variar estos últimos, de acuerdo a la alternativa y la dirección de análisis, entre 1.28 y 2.17 segundos.

Se propone un procedimiento constructivo para la alternativa de pilotes y otra para las alternativas de pilas y pilas oblongas.



## B I B L I O G R A F I A

Bowles, J. E. 1977. Foundation Analysis and Design. Mc Graw-Hill, Inc. New York.

Instituto de Ingeniería UNAM 1977. Requisitos de Seguridad y Servicio para las Estructuras. Publicación 400. México.

Instituto de Ingeniería UNAM 1977. Manual de Diseño por Sismo. Según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Publicación 406. México.

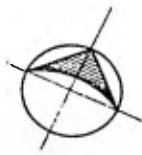
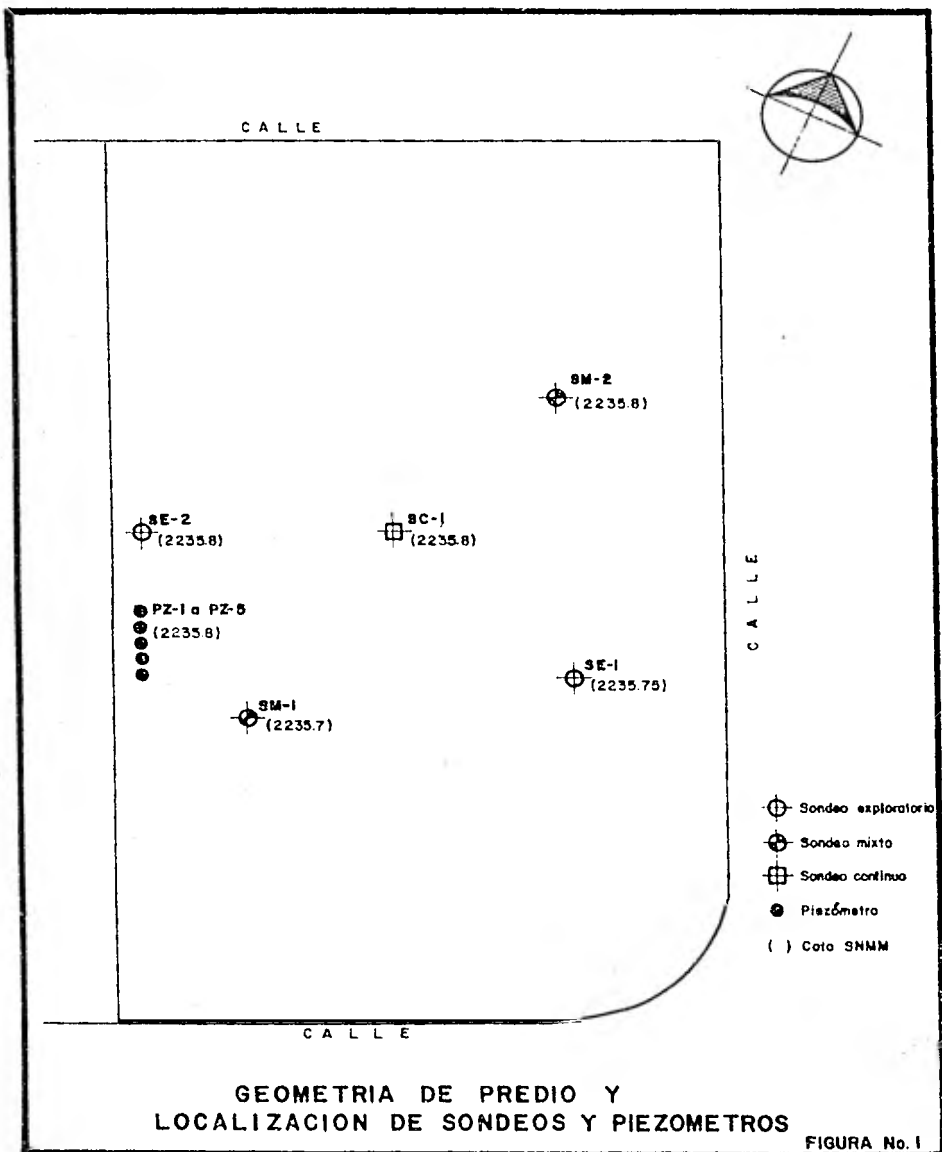
Juárez Badillo E., Rico A. 1975, 1973. Mecánica de Suelos Tomo I y II. Editorial Limusa. México.

Poulos, H. G., Davis E. H., 1980. Pile Foundation Analysis and Design. John Wiley and Sons, Inc. New York.

Reséndiz D., Springall G. 1970. 5a. Reunión de Mecánica de Suelos. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.

Zeevaert L, 1973. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Van Nostrand Reinhold Co. New York.

Zeevaert L. 1980. Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones Editorial Limusa. México.



SM-2  
(2235.8)

SE-2  
(2235.8)

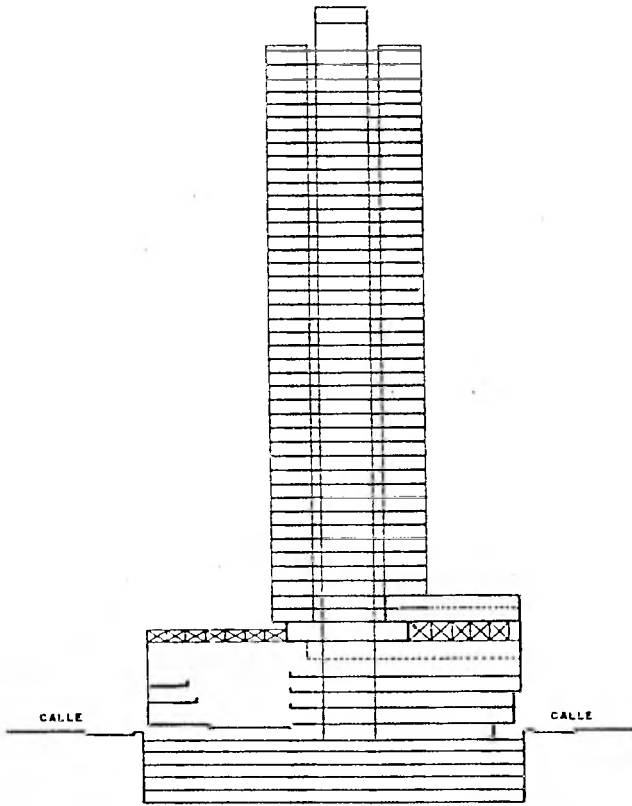
BC-1  
(2235.8)

PZ-1 a PZ-5  
(2235.8)

SE-1  
(2235.75)

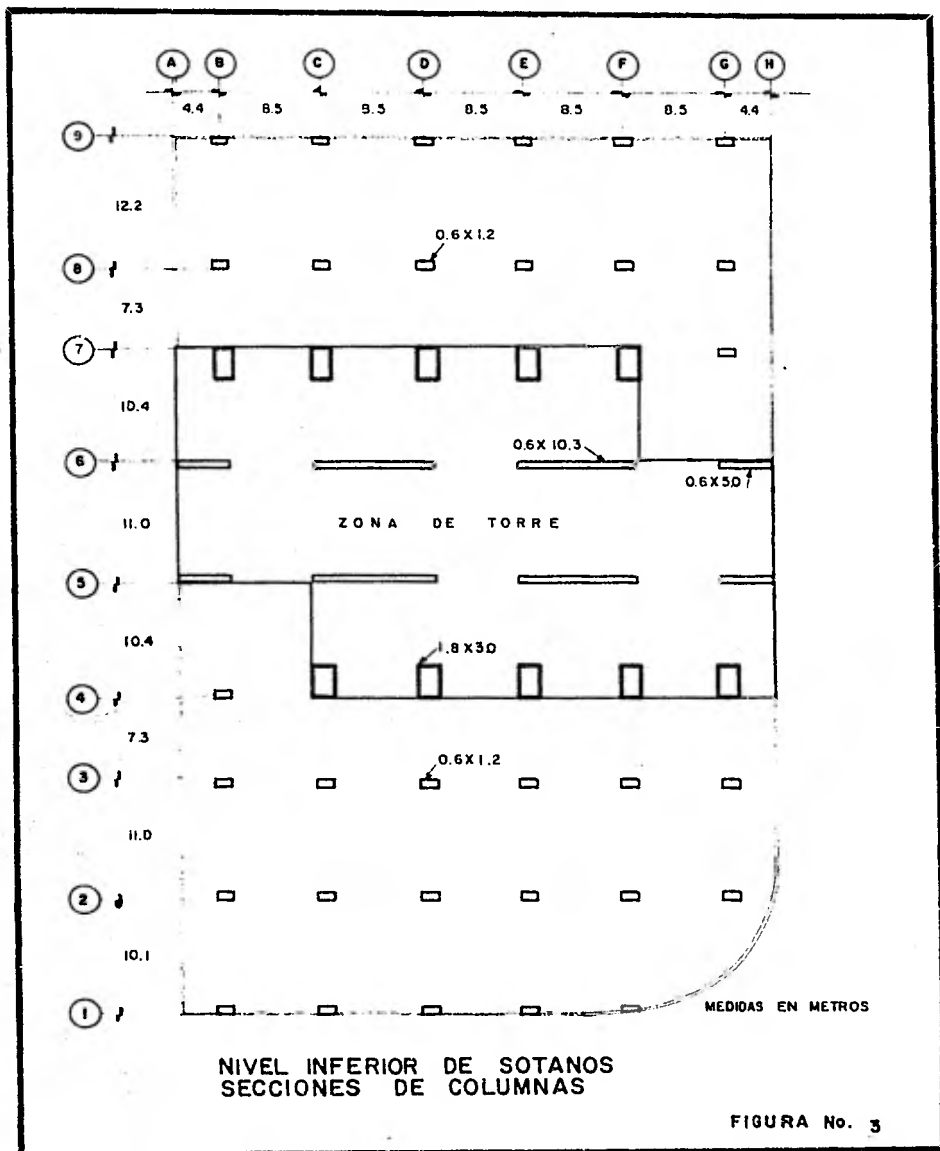
SM-1  
(2235.7)

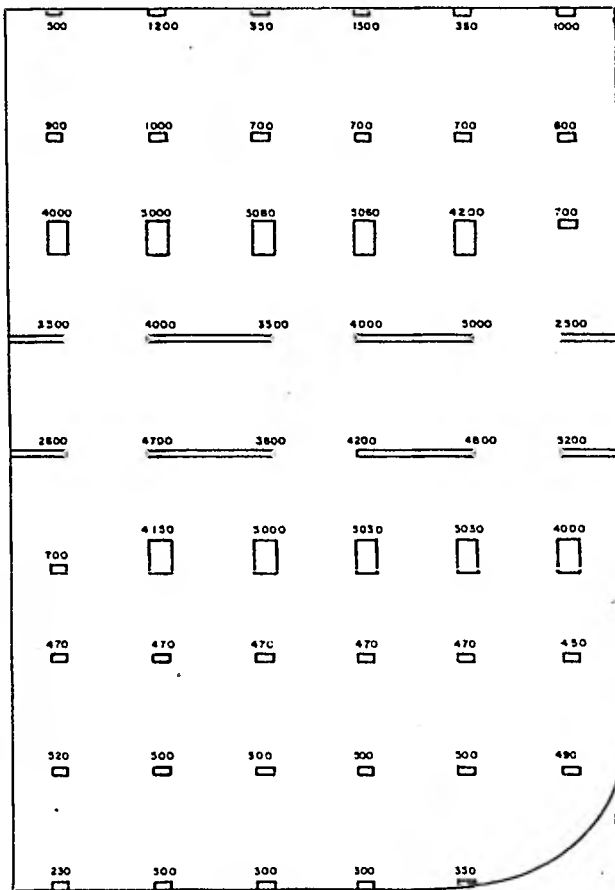
- Sondeo exploratorio
- Sondeo mixto
- Sondeo continuo
- Piezómetro
- ( ) Cota SNMM



CORTE ESQUEMATICO DEL PROYECTO

FIGURA No. 2

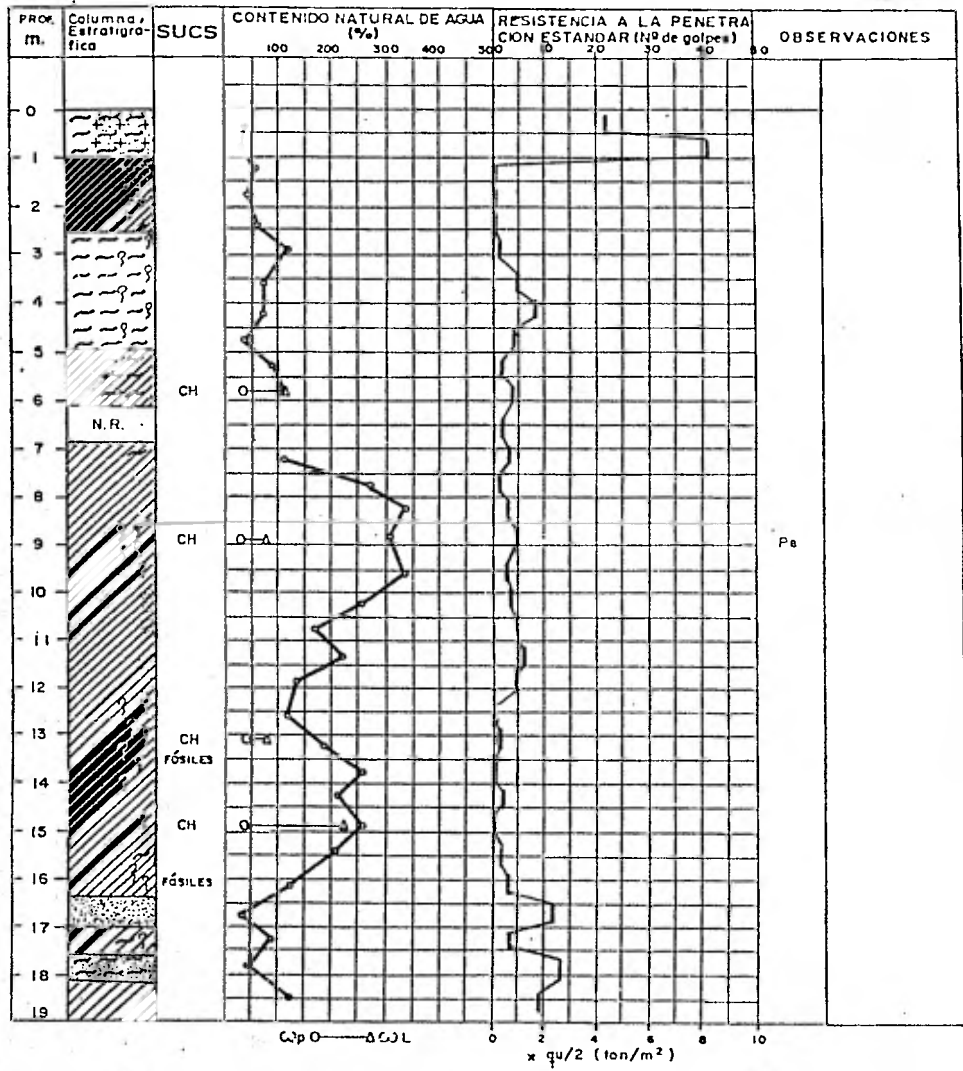




Nota :  
 Descargas en toneladas  
 ( afectadas de un F.C. = 1.4

DESCARGAS POR COLUMNA AL NIVEL INFERIOR DE SOTANOS

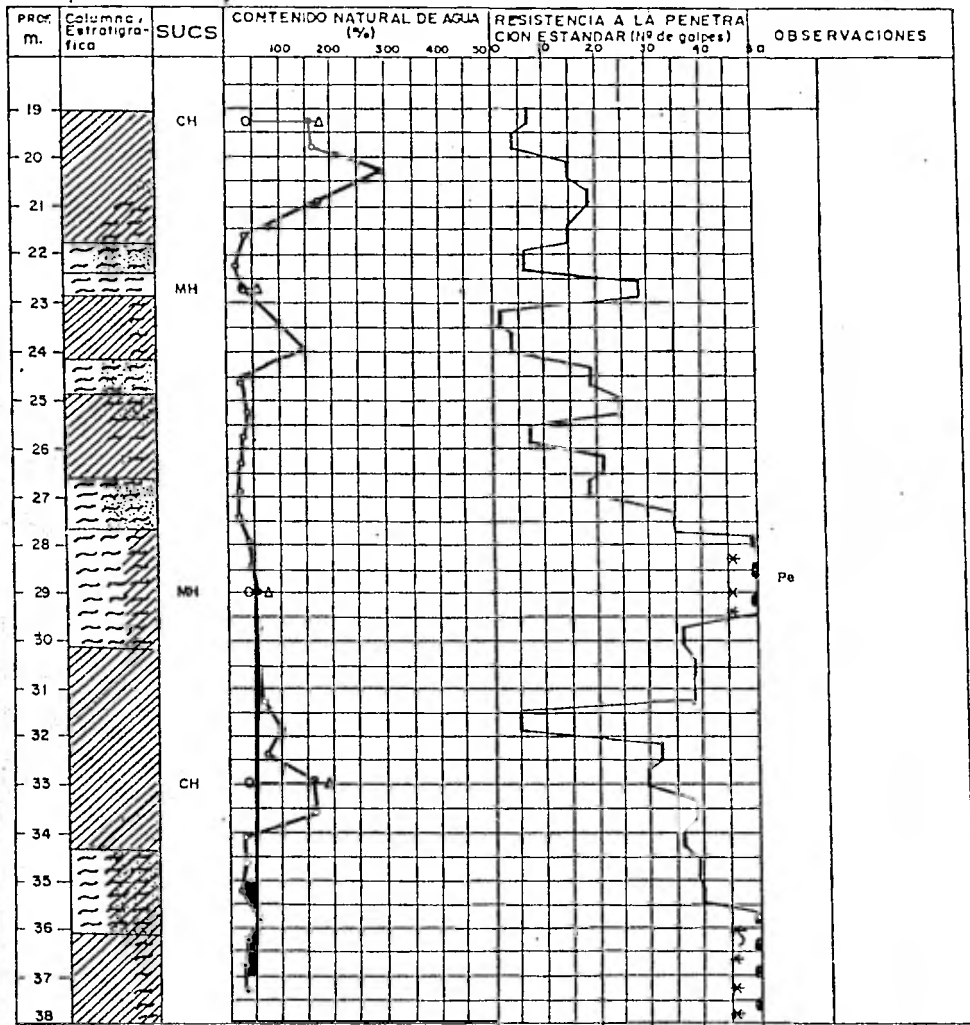
FIGURA No. 4



\* Avance con broca tricónica  
 > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperado  
 Pe Penetración estándar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelly  
 D " " " " Denison

FIGURA No. 5



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA

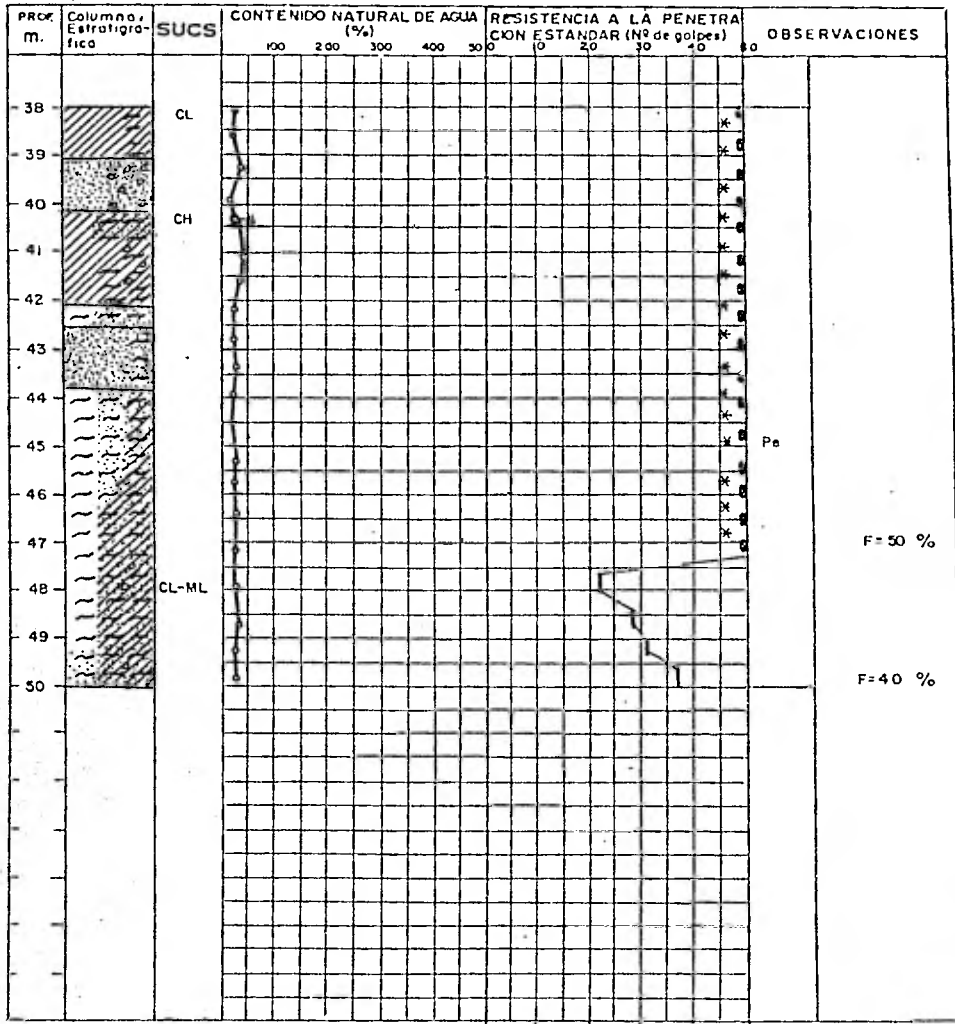


ARENA

\* Avance con broca tricónica  
 ■ ) 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperado  
 Pe Penetración estándar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelby  
 D " " " " " " Denison

FIGURA No. 5



$C_p$  0 —  $\Delta$   $W_L$       0    2    4    6    8    10  
 $\times$   $q_u/2$  (ton/m<sup>2</sup>)



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA



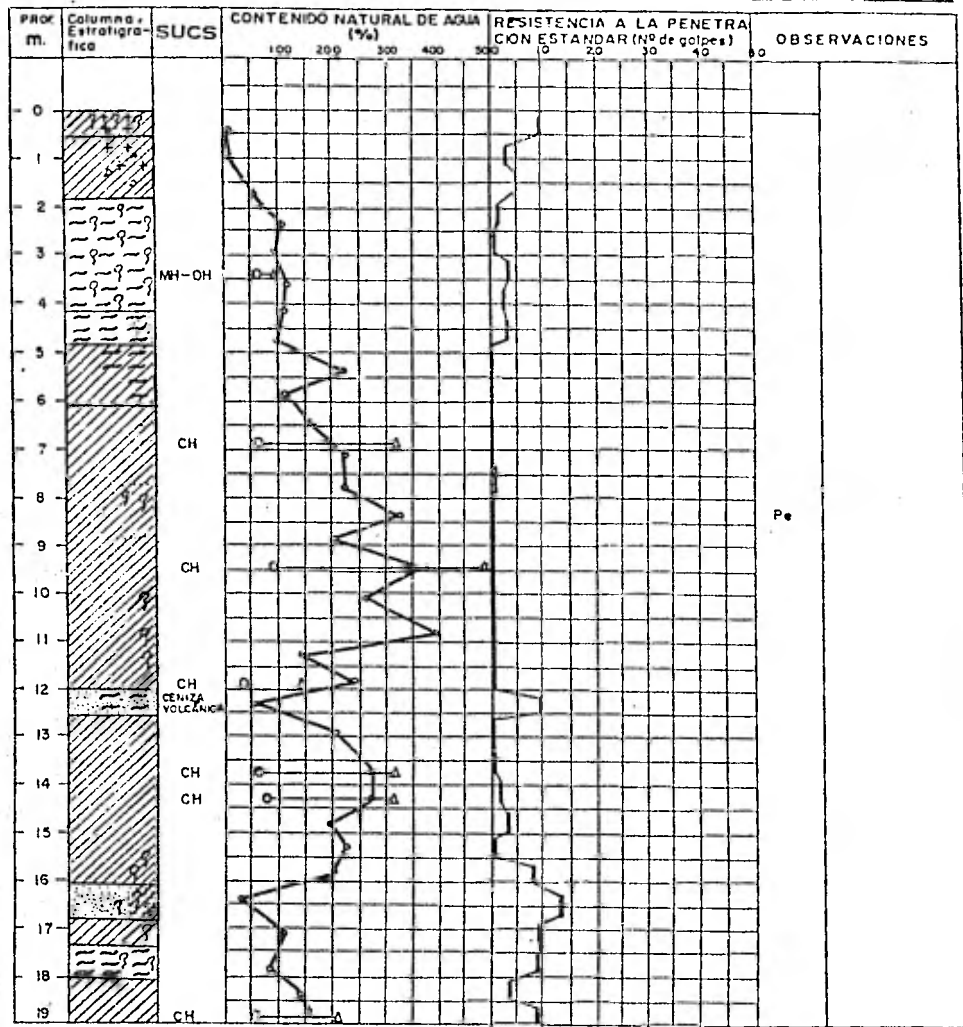
ARENA

\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 $q_u$  Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperó  
 Pa Penetración estándar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo Shelby  
 D " " " " Denison

FIGURA No. 5





Wp O — Δ C/L x qu/2 (ton/m<sup>2</sup>)



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA

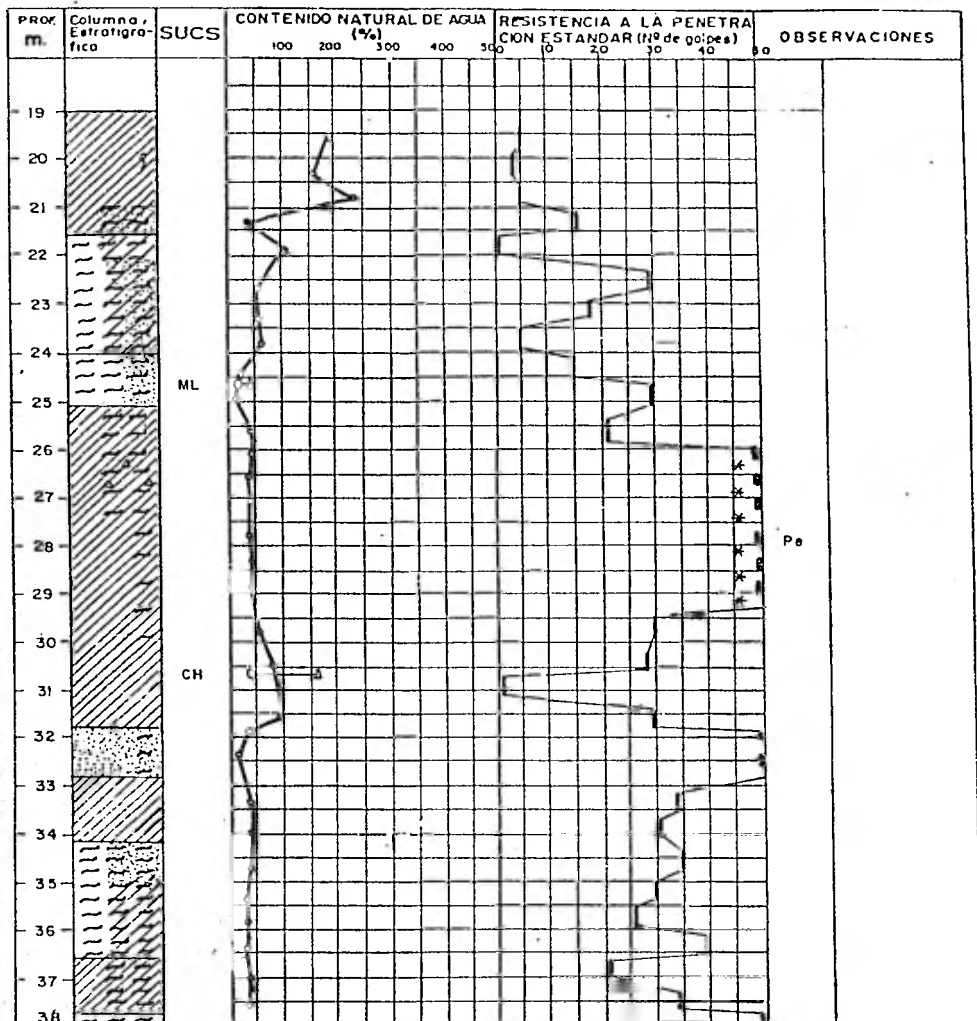


ARENA

\* Avance con broca tricónica  
 ■ ) 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperó  
 Pe Penetración estandar

F Finas  
 A Arena  
 Ph Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelly  
 D Denison

FIGURA No. 6



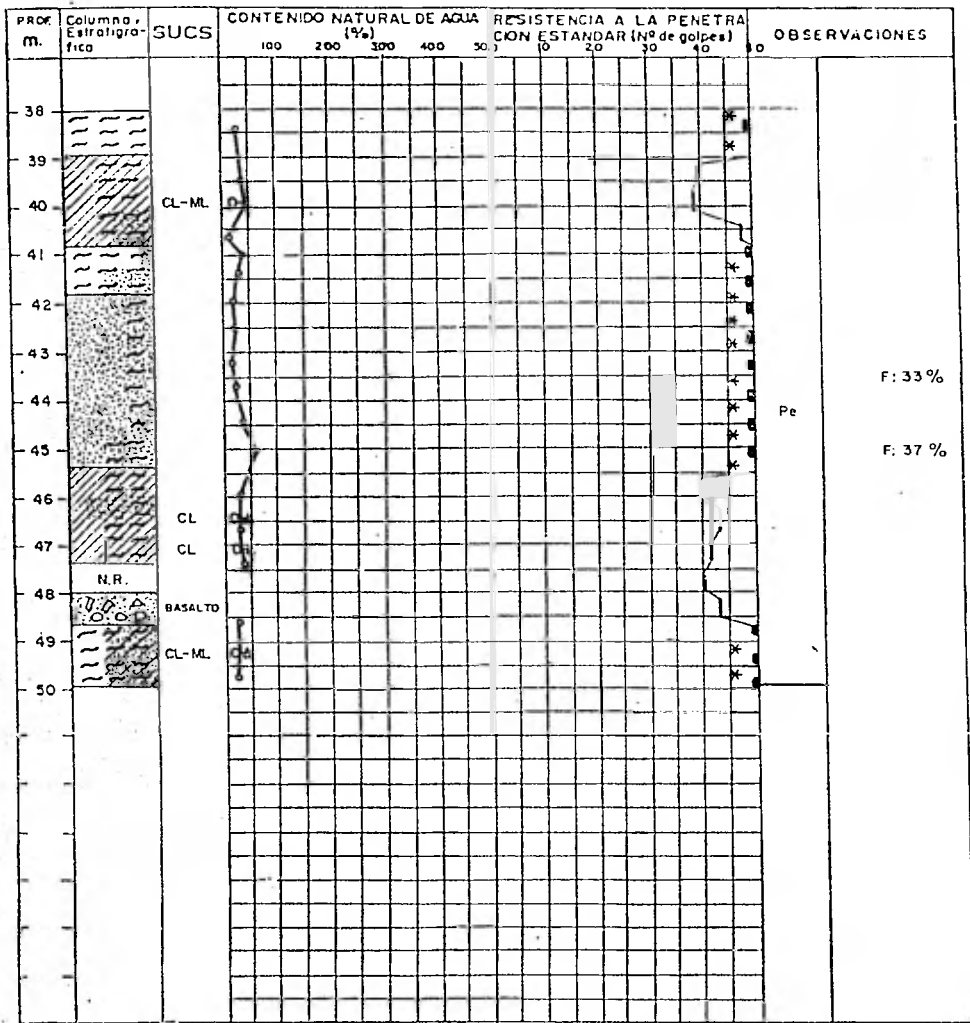
$\omega_p - \Delta \omega_L$       0      2      4      6      8      10  
 $\times qu/2$  (ton/m<sup>2</sup>)

-   
 LIMO
-   
 MAT. ORGÁNICA
-   
 RELLENO
-   
 ARCILLA
-   
 GRAVA
-   
 ARENA

\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperado  
 Pa Penetración estándar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestra con tuba shelly  
 D " " " " Denison

FIGURA No. 6



$C_p$  0  $\Delta C_w$  0 2 4 6 8 10  
 $\times q_u/2$  (ton/m<sup>2</sup>)



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA

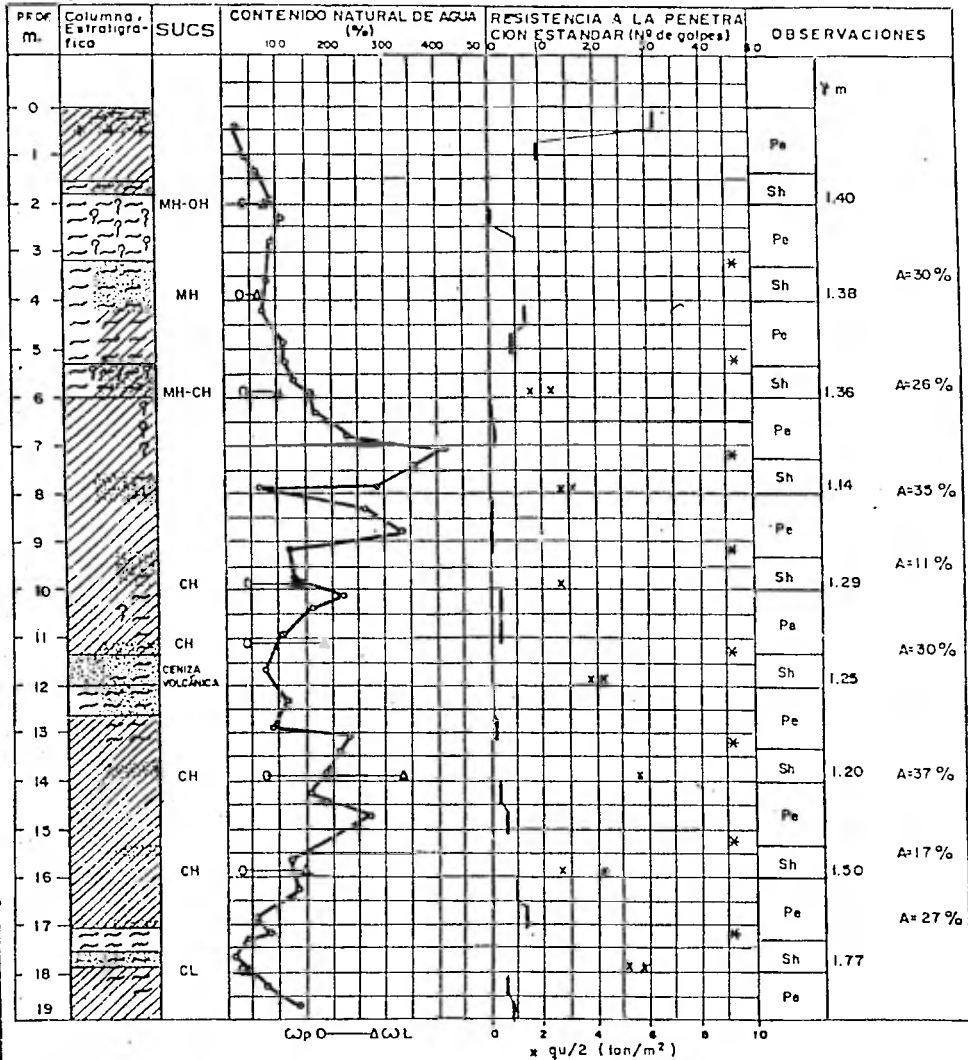


ARENA

\* Avance con broca triconica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperó  
 Pe Penetración estándar

F Finas  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelby  
 D " " " Denison

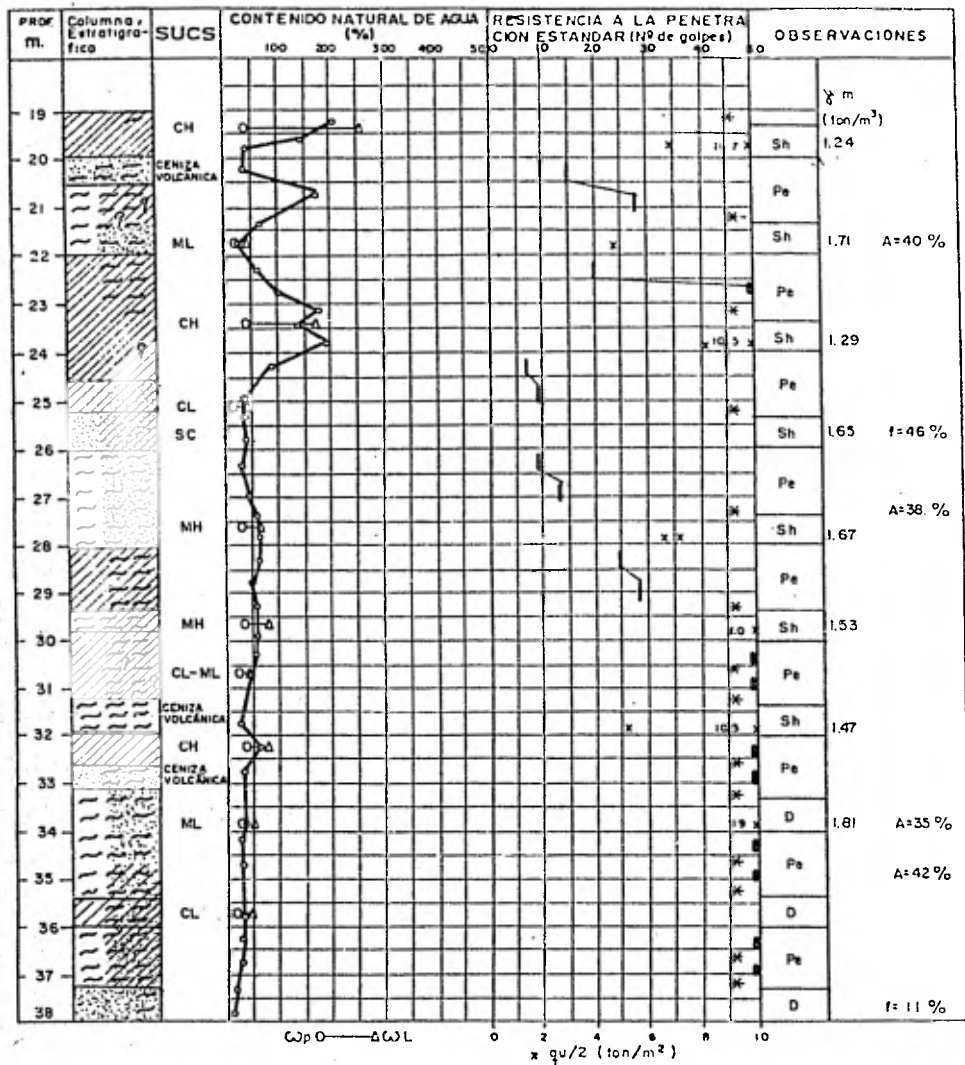
FIGURA No. 6



\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 HR No recuperó  
 Pe Penetración estándar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelly  
 D " " " " Donison

FIGURA No. 7



LINO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA

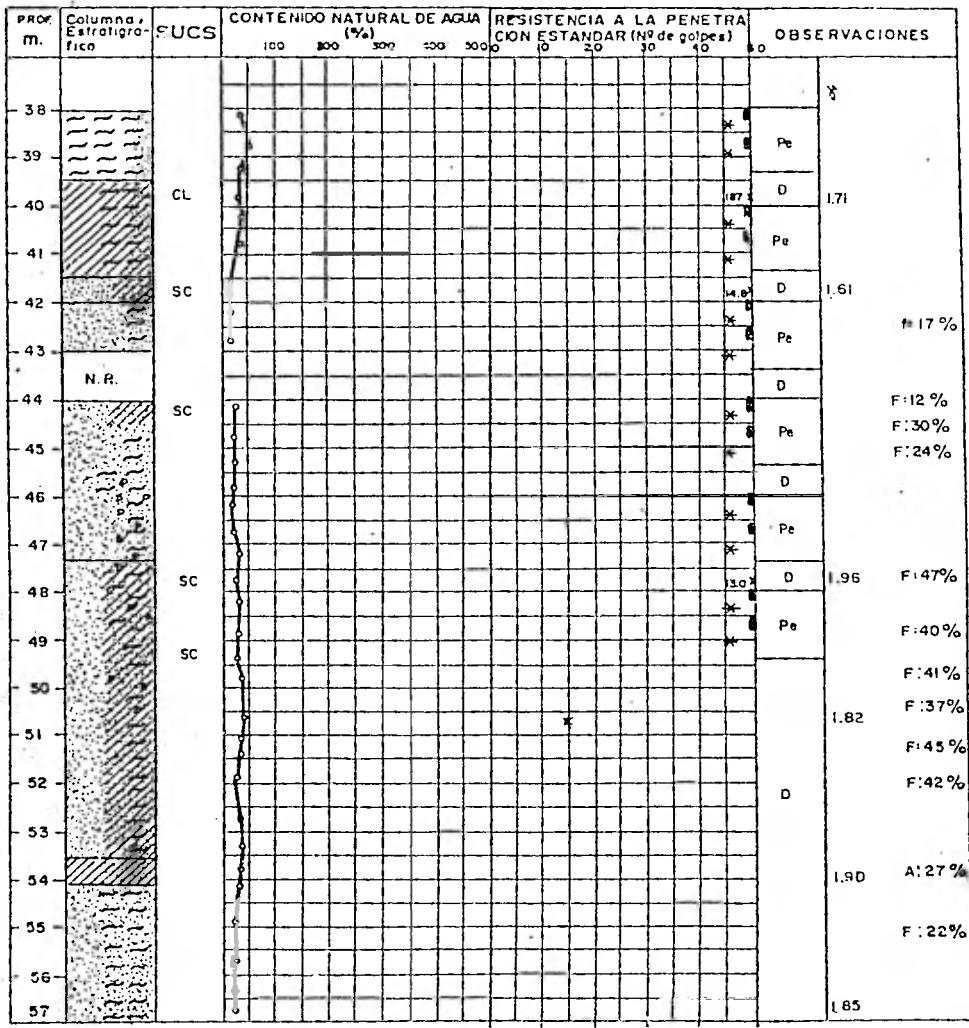


ARENA

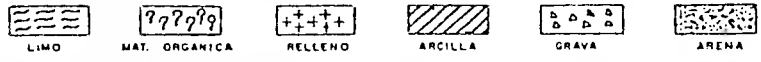
\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperd  
 Pe Penetración estandar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tuba shelly  
 D " " " " Denison

FIGURA No. 7



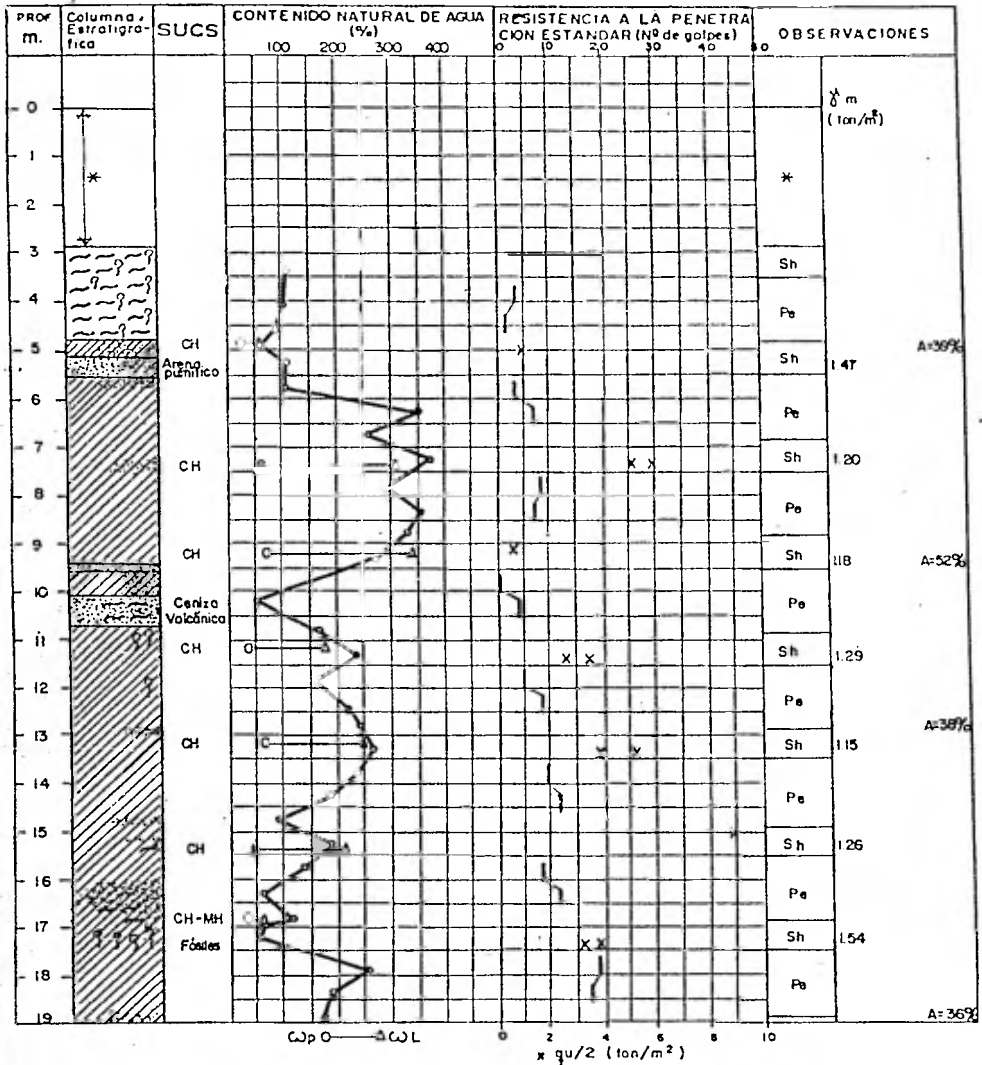
$\omega_p - \Delta \omega_L$       0      2      4      6      8      10  
 $\times q_u/2$  (ton/m<sup>2</sup>)



\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperó  
 Pa Penetración estándar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelyby  
 O " " " " Denison

FIGURA No. 7



A=36%

A=52%

A=38%

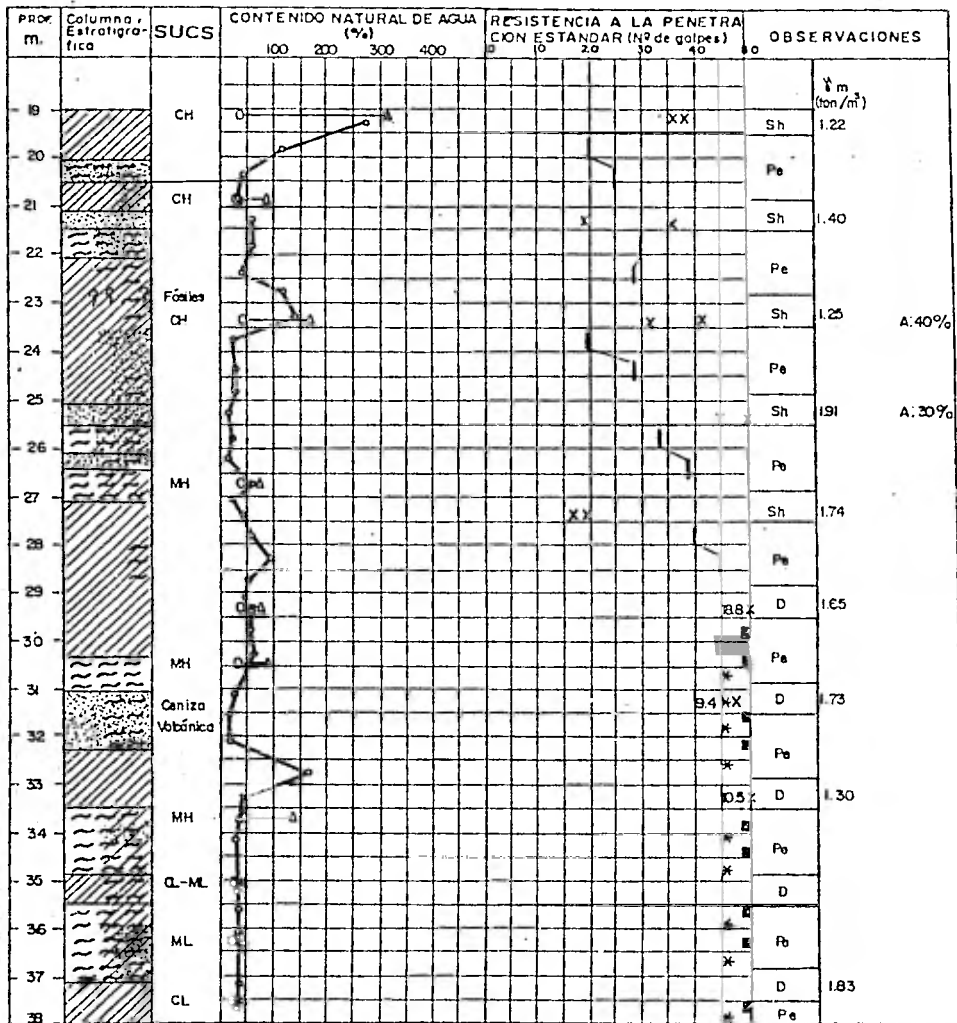
A=36%



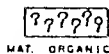
\* Avance con braca tricónica  
 = > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperado  
 Pa Penetración estándar

F Finos  
 A Arena  
 Pt Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelly  
 D " " Denison

FIGURA No. 8



Wp O — Δ WL      x qu/2 (ton/m²)

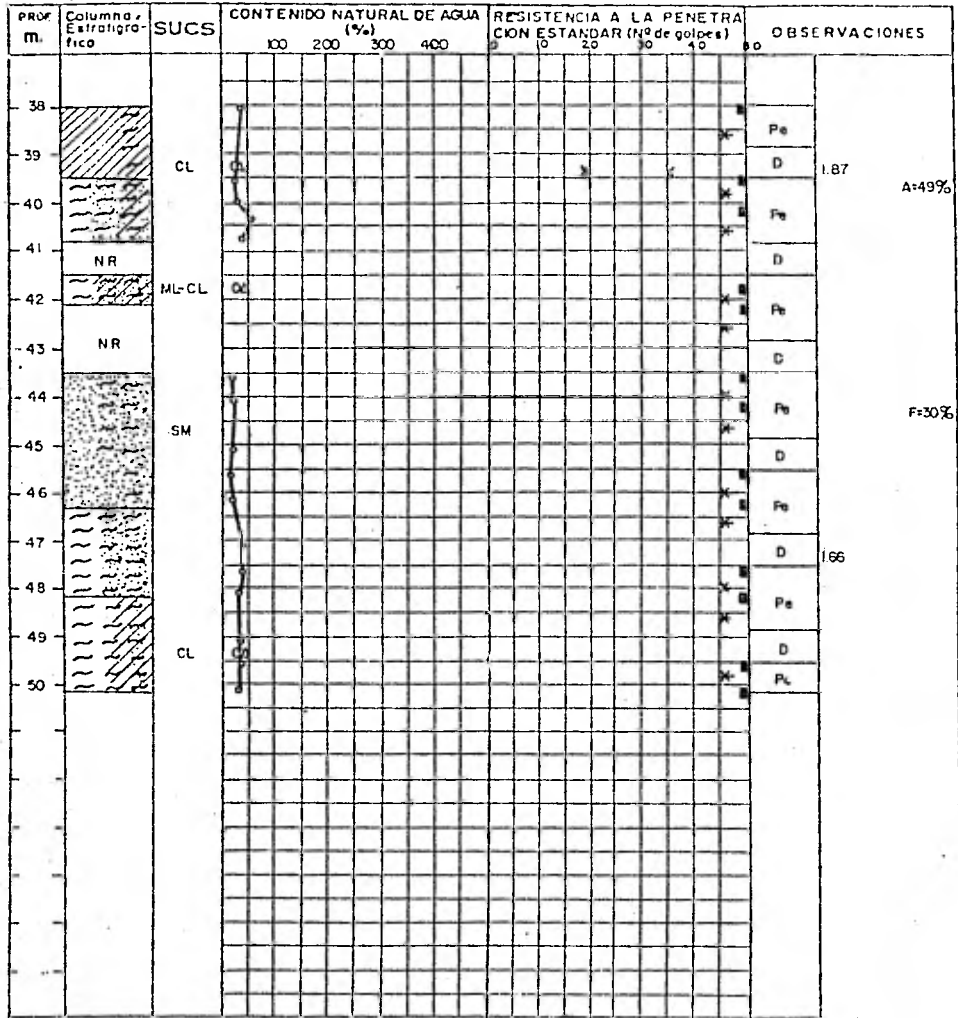


\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinado  
 NR No recuperó  
 Pe Penetración estándar

F Finas  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelby  
 D " " " " Denison

FIGURA No. 8





CpO — ΔWL

$\times qu/2$  (ton/m<sup>2</sup>)



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA

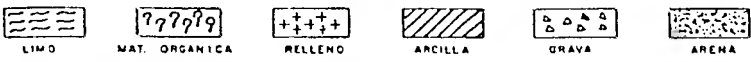
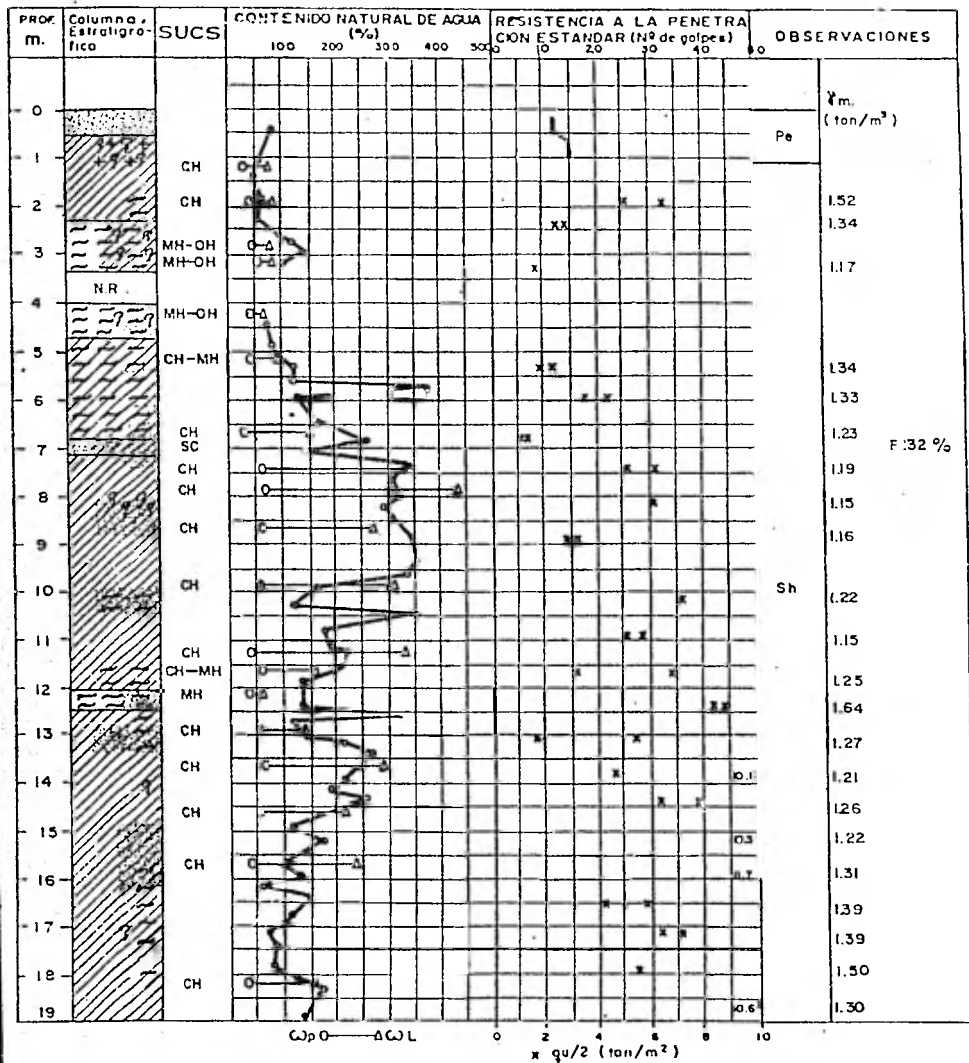


ARENA

- \* Avance con broca tricónica
- > 50 golpes
- qu Resistencia en compresión axial no confinada
- NR No recuperó
- Pe Penetración estándar

- F Finos
- A Arena
- PH Peso de herramienta
- Sh Muestreo con tubo shelly
- D " " " Denison

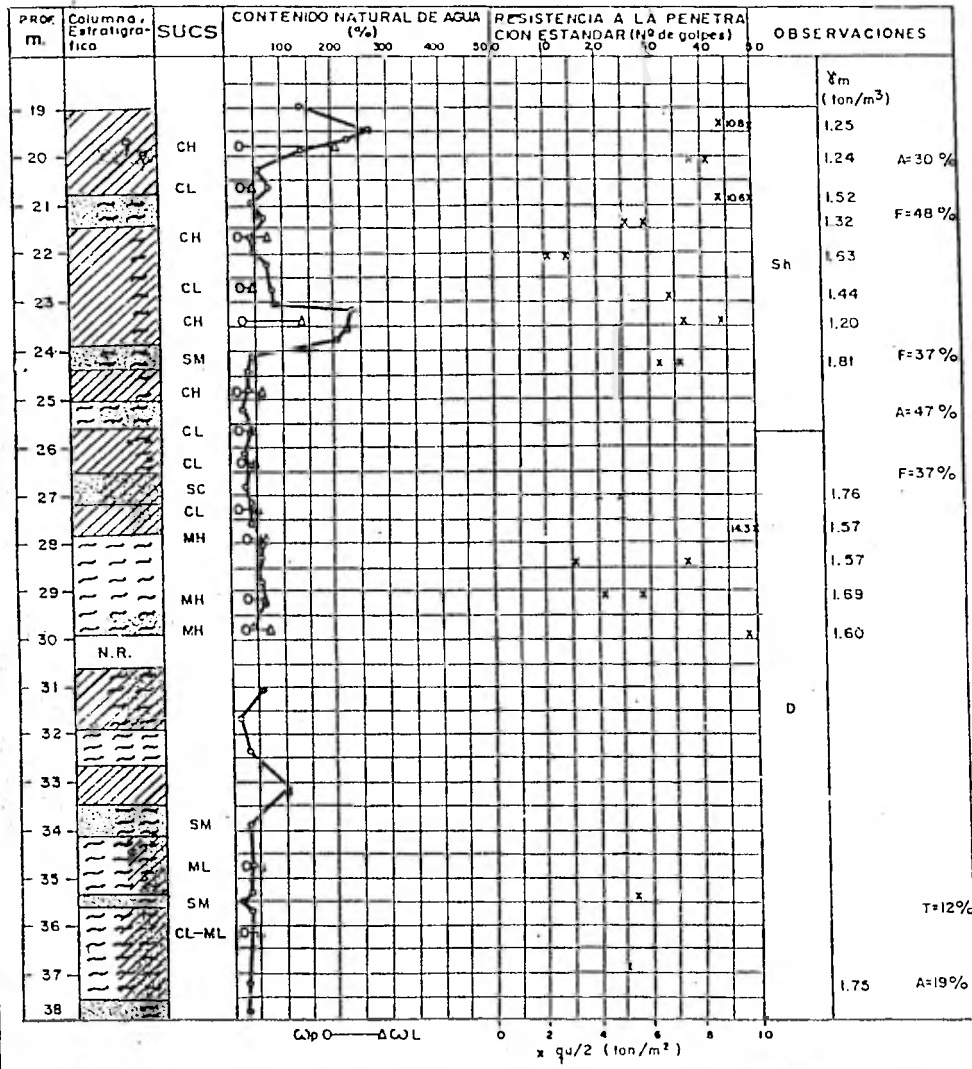
FIGURA No. 8



\* Avance con braco tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperó  
 Pe Penetración estandar

F Finas  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestra con tubo shelby  
 O " " " " Denison

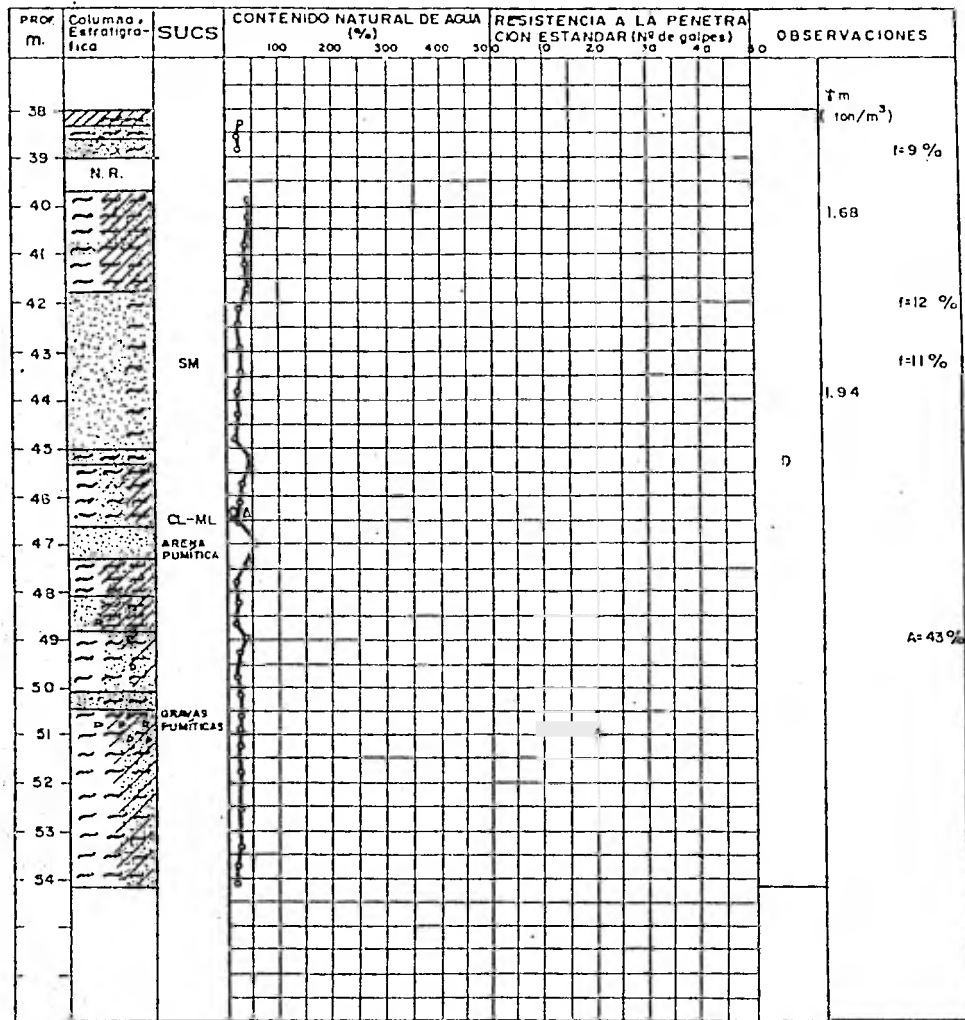
FIGURA No. 9



\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinado  
 NR No recuperd  
 Pe Penetración estandar

F Finos  
 A Arena  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelly  
 O " " " " Denison

FIGURA No. 9



$\omega_p$  0 —  $\Delta \omega_L$       0      2      4      6      8      10  
 $\times qu/2$  (ton/m<sup>2</sup>)



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA

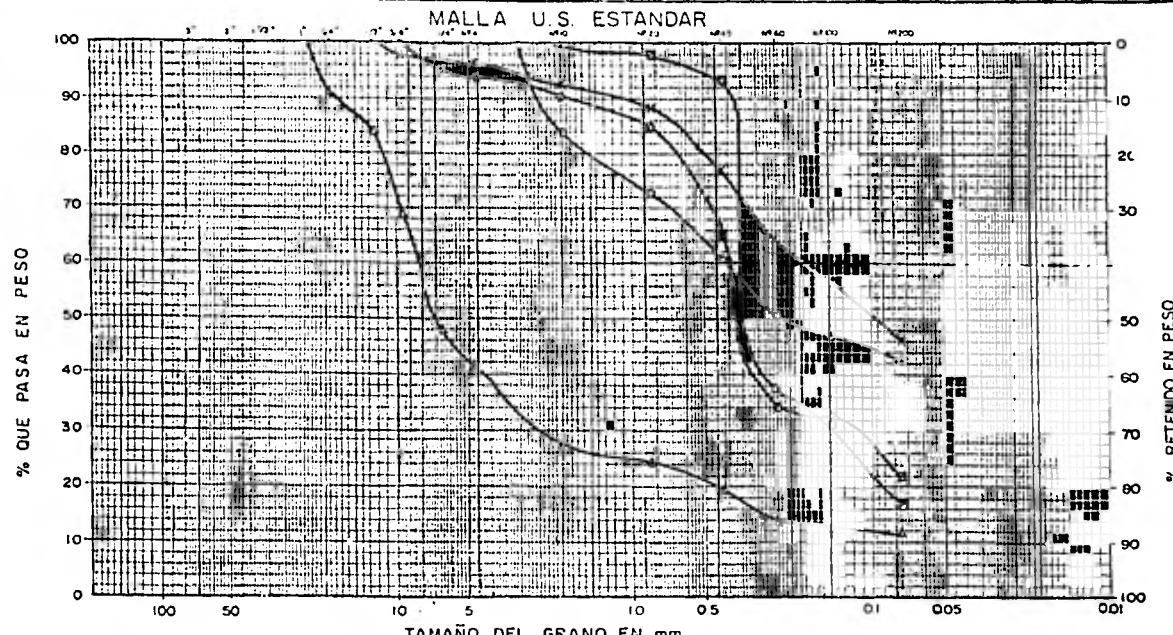


ARENA

\* Avance con broca tricónica  
 ■ > 50 golpes  
 qu Resistencia en compresión axial no confinada  
 NR No recuperó  
 Pe Penetración estándar

F Finos  
 A Areña  
 PH Peso de herramienta  
 Sh Muestreo con tubo shelby  
 D Denison

FIGURA No. 9

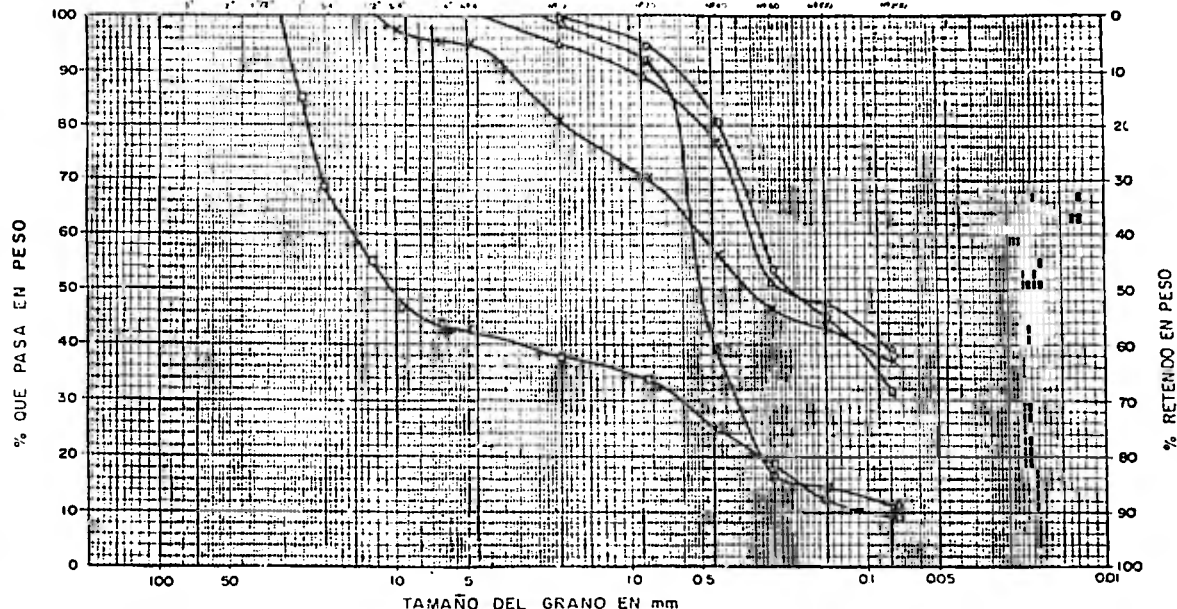


		GRAVA						ARENA			LIMO o ARCILLA	
		GRUESA		FINA		GRUESA		MEDIANA	FINA			
PROFUNDIDAD MEDIA	MUESTRA N°	SÍMBOLO	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub> = D <sub>90</sub> / D <sub>10</sub>	C <sub>c</sub> = D <sub>30</sub> / D <sub>10</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	DE AGUA NATURAL	GRUPO SUCS
m	—	—	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	%	
19.3 — 20.2	30	O—O						0	58	47		SM
30.7 — 30.8	47	X—X						3	50	47		SM
37.3 — 38.0	57	Δ—Δ						58	31	11		
41.3 — 42.2	63	□—□						0	83	17		
54.9 — 55.6	B2	⊖—⊖						4	74	22		

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
ANALISIS GRANULOMETRICO  
POR MALLAS  
SONDEO: MIXTO SM-1

FIGURA No. 10

MAJLA U.S. ESTANDAR



TAMAÑO DEL GRANO EN mm

GRAVA				ÁRENA			LIMO o ARCILLA	
GRUESA		FINA		GRUESA	MEDIANA		FINA	

PROFUNDIDAD MUESTRA	Nº	SÍMBOLO	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub> = $\frac{D_{60}}{D_{10}}$	C <sub>c</sub> = $\frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$	GRAVA	ARENA	FINOS	CONTENIDO DE AGUA NATURAL	GRUPO SUCS
m			mm	mm	mm			%	%	%	%	
6.8 — 7.5	11	O—O						0	68	32		SC
23.6 — 24.3	35	X—X						5	58	37		SM
26.4 — 27.1	39	Δ—Δ						0	63	37		SC
38.3 — 39.0	56	D—D	0.095	0.62	2.0	22.1	0.193	57	34	9		GP
43.2 — 43.9	62	β—β						0	89	11		SM

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS  
ANALISIS GRANULOMETRICO  
POR MALLAS

SONDEO: CONTINUO SC-1

FIGURA No. 11

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA  CONSOLIDADA  CONSOLIDADA   
 NO DRENADA  NO DRENADA  DRENADA

PRUEBA	$\omega_i$	$\omega_f$	$e_i$	$e_f$	( $S_r$ ) <sub>i</sub>	( $S_r$ ) <sub>f</sub>	$V_{i11}$	$V_f$ - $V_{i11}$	$\delta$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
N <sup>o</sup>	%	%			%	%	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	
1		98.5					5	17.14	1.33	$\beta =$ ° $c =$ ton/m <sup>2</sup>
2		107.9					10	18.95	1.33	
3		103.7					20	22.38	1.36	
4										
5										

SONDEO N.° SC-1  
 MUESTRA N.° 9 PROF. 5.4 - 6.1 m.  
 DESCRIPCION: ARCILLA LIMOSA GRIS  
OSCURA

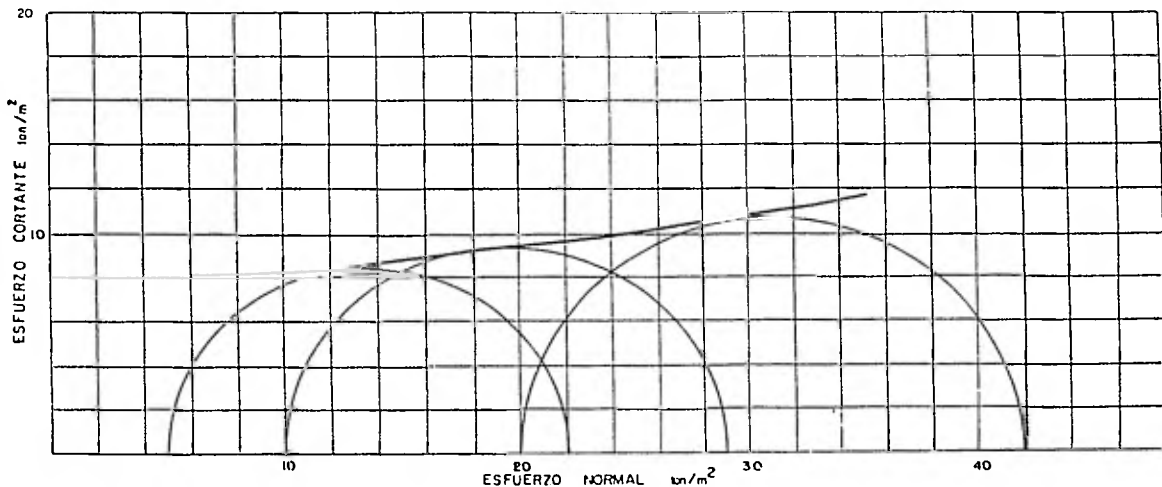


FIGURA No. 12

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA DRENADA

PRUEBA No.	$w_i$	$w_f$	$e_i$	$e_f$	$(S_r)_i$	$(S_r)_f$	$V_{ri}$	$V_r - V_{ri}$	$\delta$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
	%	%			%	%	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>	
1		258.8					5	11.06	1.16	$\phi =$ ° $c =$ ton/m <sup>2</sup>
2		249.8					10	11.55	1.16	
3		259.9					20	11.72	1.15	
4										
5										

SONDEO No. ( SM-2 )

MUESTRA No. ( 10 ) PROF. ( 8.8-9.5 ) m.

DESCRIPCION: Arcilla gris con vetas de arena fina

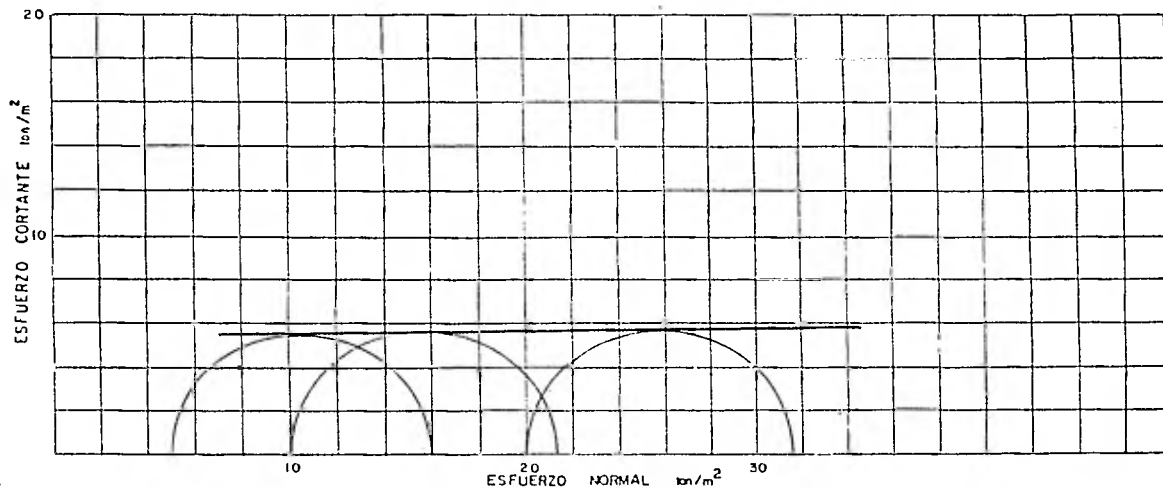


FIGURA No. 13



LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA  
NO DRENADA

CONSOLIDADA  
NO DRENADA

CONSOLIDADA  
DRENADA

PRUEBA	$\omega_i$	$\omega_f$	$e_i$	$e_f$	$(S_r)_i$	$(S_r)_f$	$V_{III}$	$V_i - V_{III}$	$\delta$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
N <sup>o</sup>	%	%			%	%	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>3</sup>	
1		94.3					10	22.7	1.21	$\beta = 0$ $c = 100 \text{ ton/m}^2$
2		94.6					20	22.9	1.20	
3		95.2					30	24.2	1.20	
4										
5										

SONDEO N. SC-1

MUESTRA N. 22 PROF. 14.5 — 15.2 m.

DESCRIPCION: ARCILLA GRIS VERDOSA CON FISURAS

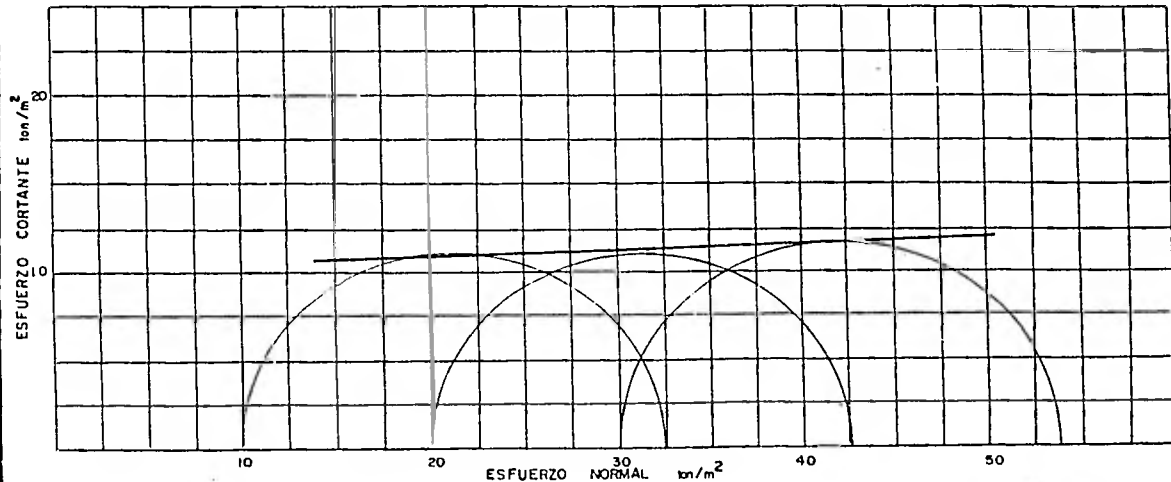


FIGURA No. 14

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR DE COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA  CONSOLIDADA  NO DRENADA  DRENADA

PRUEBA	W <sub>i</sub>	W <sub>f</sub>	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	(S <sub>r</sub> ) <sub>i</sub>	(S <sub>r</sub> ) <sub>f</sub>	V <sub>111</sub>	W-V <sub>111</sub>	δ	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
N.	%	%			%	%	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>	
1		65.6	1.90		81.4		10	28.9	1.35	φ: ° c: ton/m <sup>2</sup>
2		63.3	1.87		81.5		20	36.4	1.37	
3		60.7	1.82		82.6		30	46.6	1.39	
4										
5										

SONDEO N. SM-1

MUESTRA N. 27 INF. PROF. 17.3 — 18.0 m.

DESCRIPCION: ARENA ARCILLOSA GRIS  
CLARO CON FOSILES

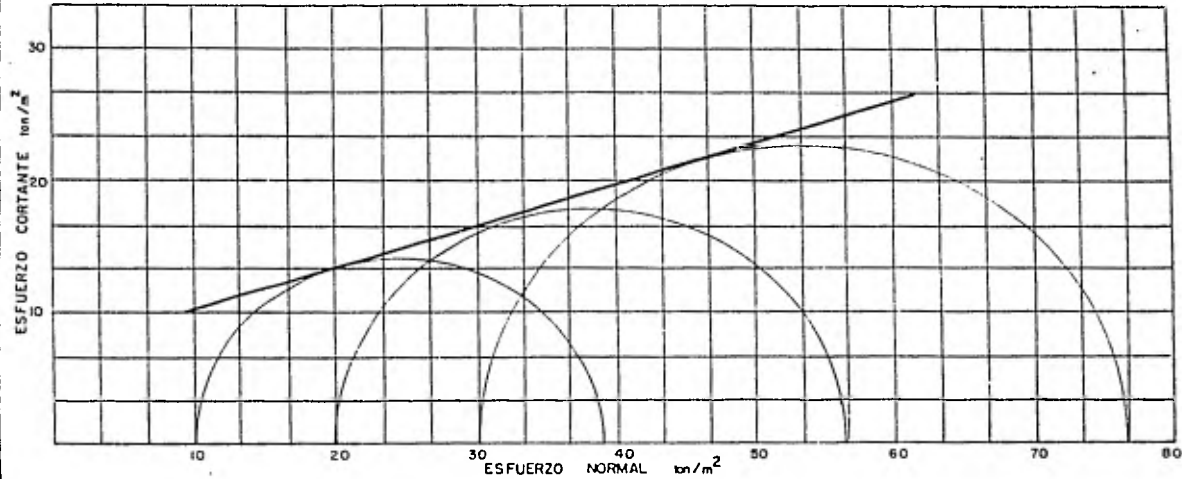


FIGURA No. 15

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA DRENADA

PRUEBA	$W_i$	$W_f$	$e_i$	$e_f$	$(S_r)_i$	$(S_r)_f$	$V_{III}$	$V_f - V_{III}$	$\delta$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
N.	%	%			%	%	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	
1		250.3	5.38				10	32.5	1.20	$\phi =$ *  $c =$ ton/m <sup>2</sup>
2		250.9	5.37				20	33.4	1.21	
3		251.2	5.40				30	35.8	1.21	
4										
5										

SONDEO N. SC - 1  
 MUESTRA N. 29 PROF. 19.4 - 20.1 m.  
 DESCRIPCION: ARCILLA GRIS VERDOSA

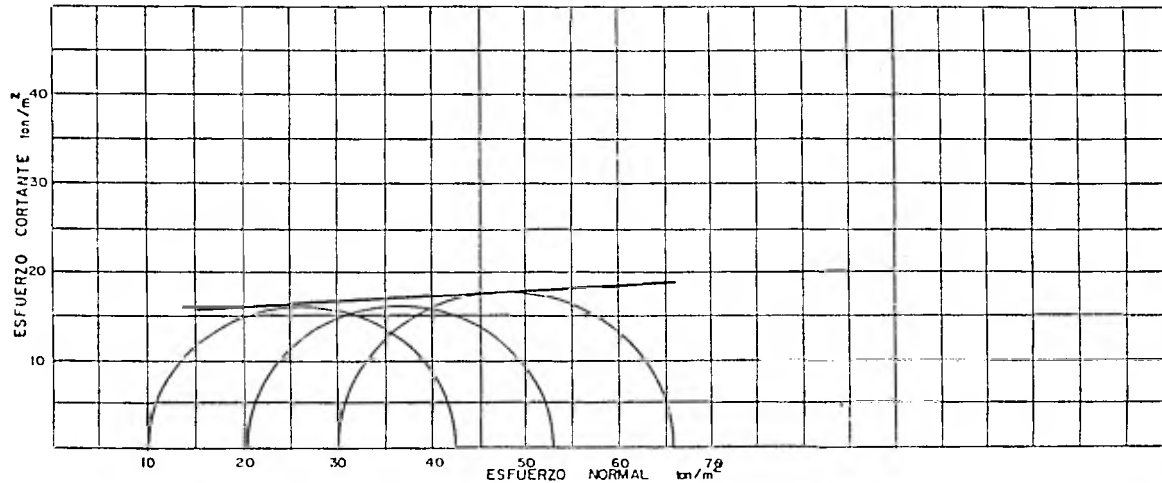


FIGURA No. 16

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA  CONSOLIDADA  CONSOLIDADA   
 NO DRENADA  NO DRENADA  DRENADA

PRUEBA N.	W <sub>i</sub> %	W <sub>f</sub> %	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	(S <sub>r</sub> ) <sub>i</sub>		V <sub>iii</sub> ton/m <sup>3</sup>	V <sub>f</sub> -V <sub>iii</sub> ton/m <sup>3</sup>	δ ton/m <sup>3</sup>	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
					%	%				
1		70.1	3.71				10	28.9	1.27	c = * c' = ton/m <sup>2</sup>
2		70.8	3.68				20	36.2	1.29	
3										
4										
5										

SONDEO N. 5M-1  
 MUESTRA N. 36 PROF. 23.2 -- 23.9 m  
 DESCRIPCION. ARCILLA GRIS VERDOSA

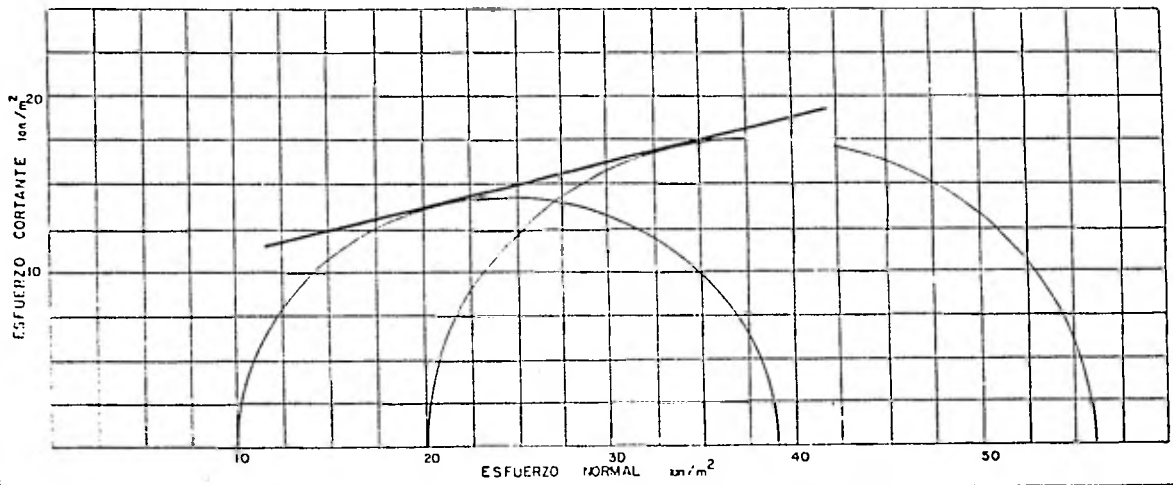


FIGURA No.17

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA  CONSOLIDADA  CONSOLIDADA   
 NO DRENADA  NO DRENADA  DRENADA

PRUEBA	$\omega_i$	$\omega_f$	$e_i$	$e_f$	$(S_r)_i$	$(S_r)_f$	$V_{iti}$	$V_{t-f}$	$\delta$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
N <sup>o</sup>	%	%			%	%	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	ton/m <sup>2</sup>	
1		37.3	1.01				10	63.2	1.64	$\beta$ : * $c$ : ton/m <sup>2</sup>
2		33.8	1.03				20	84.6	1.63	
3		32.9	1.03				30	96.4	1.63	
4										
5										

SONDEO N. MIXTO, SM-1  
 MUESTRA N. 60 PROF. 39.3-40.0 m.  
 DESCRIPCION: Limo arenoso con arcillo café con gravillas aisladas.

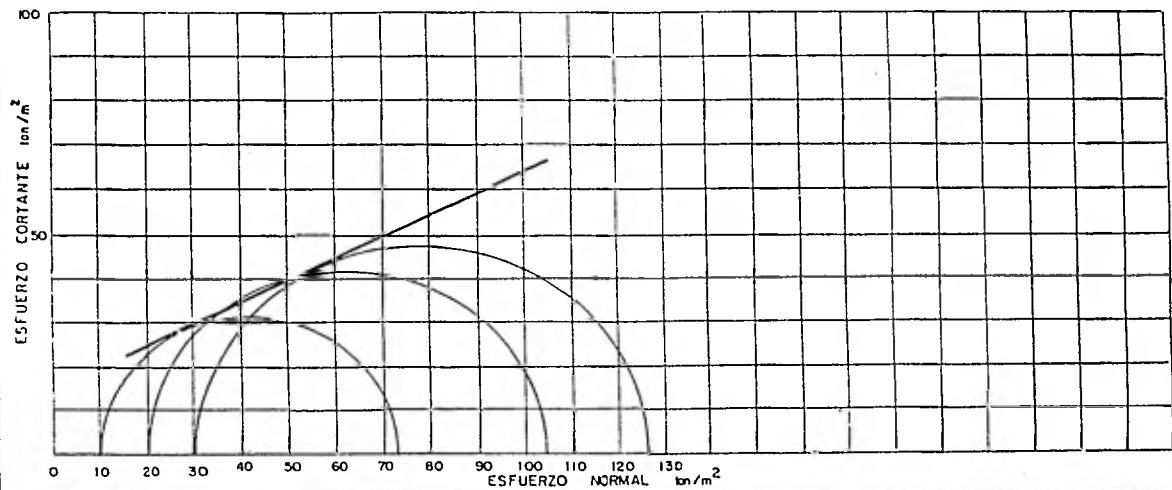


FIGURA No. 18

LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

NO CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA DRENADA

PRUEBA	$\omega_i$	$\omega_f$	$e_i$	$e_f$	$(S_r)_i$	$(S_r)_f$	$V_{ii}$	$V_f - V_{ii}$	$\delta$	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE
N <sup>o</sup>	%	%			%	%	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>	ton/m <sup>3</sup>	
1		18.6	0.61				10	49.72	1.96	$\phi =$ ° $c =$ ton/m <sup>2</sup>
2		18.4	0.59				20	68.8	1.96	
3		17.0	0.62				40	121.1	1.92	
4										
5										

SONDED N<sup>o</sup>. CONTINUO SC-1

MUESTRA N<sup>o</sup>. 62 PROF. 43.2-43.9 m.

DESCRIPCION: Arena limosa gris verdosa con granos de arena pumfíca

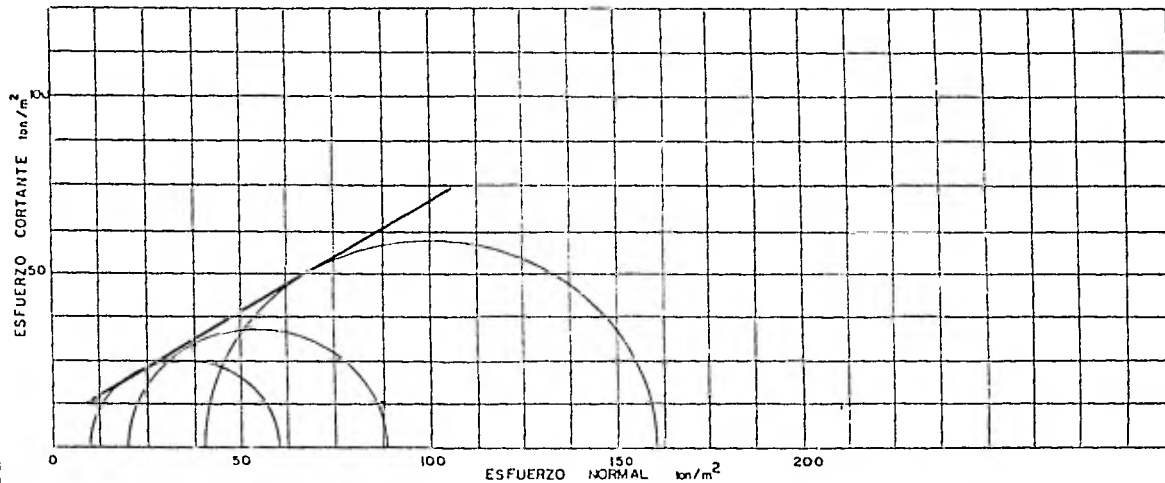


FIGURA No. 19

MUESTRA. 60.  
SONDEO MIXTO, SM - I  
PROF. ; 39.3— 40.0m.

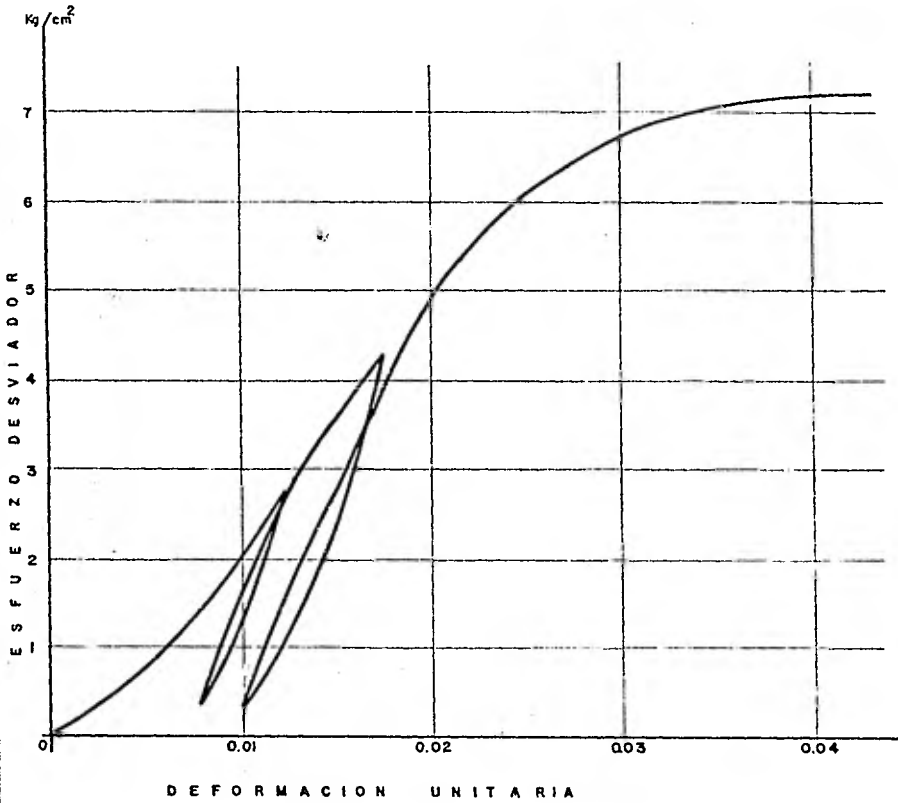


FIGURA No. 20

MUESTRA. 51.  
SONDEO MIXTO, SM-2 PROF. 36.8—37.5 m.

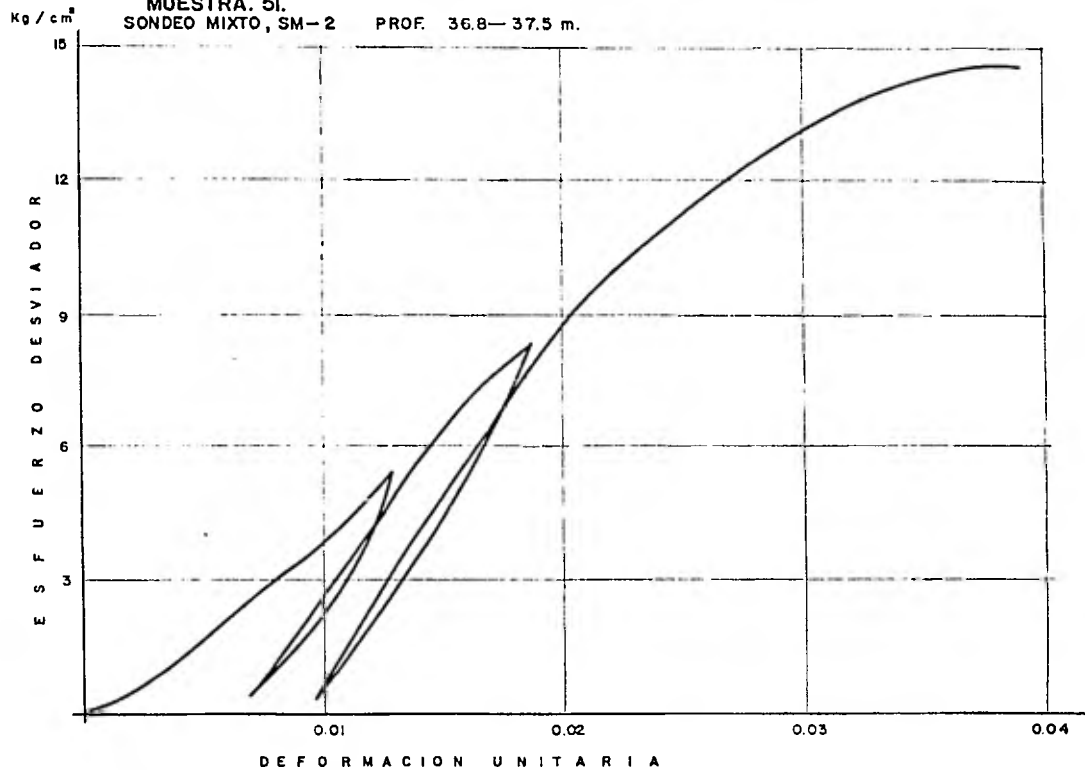


FIGURA No. 21



MUESTRA 54  
SONDEO MIXTO, SM-2.  
PROF. 38.8-39.5

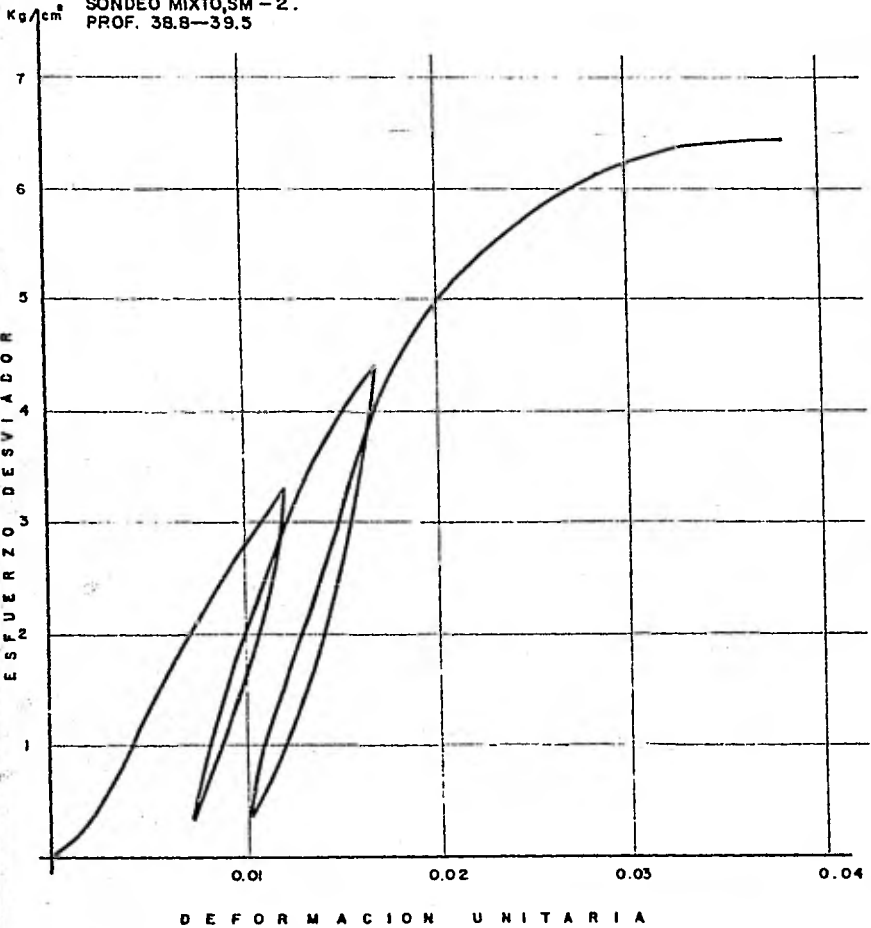


FIGURA No. 22

MUESTRA. 44.  
SONDEO CONTINUO SC-1.  
PROF. 36.9—37.6

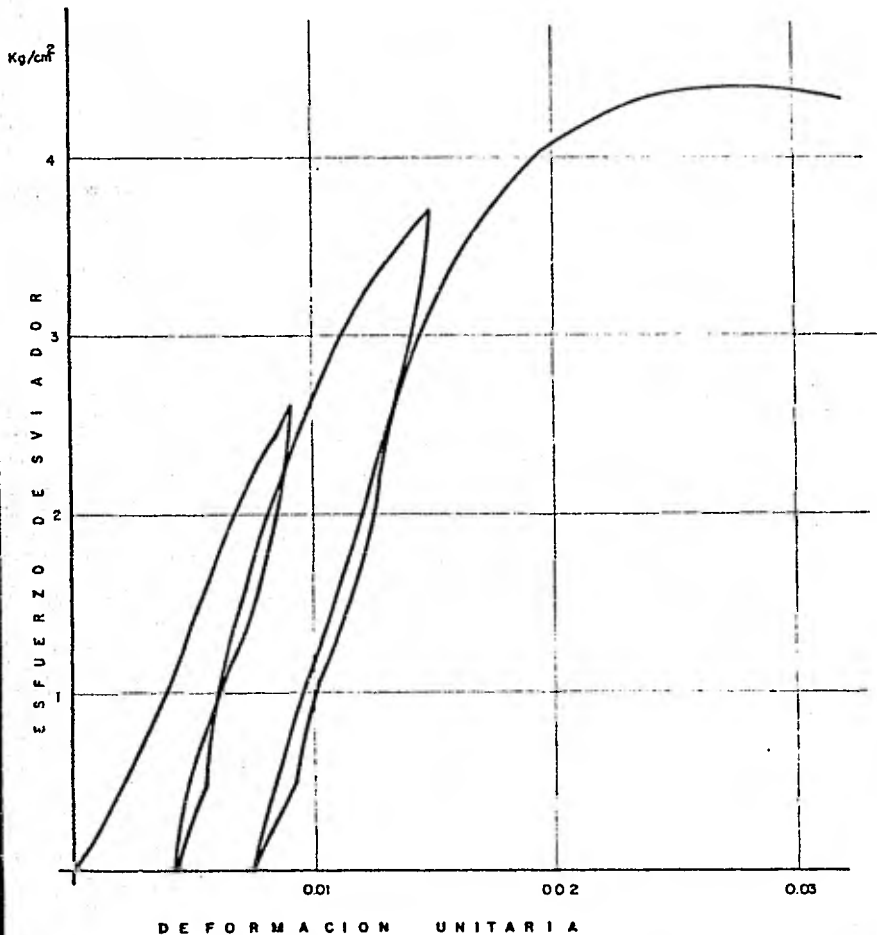


FIGURA No. 23

MUESTRA. 45.  
SONDEO CONTINUO, SC -1 PROF. 37.6—38.3m.

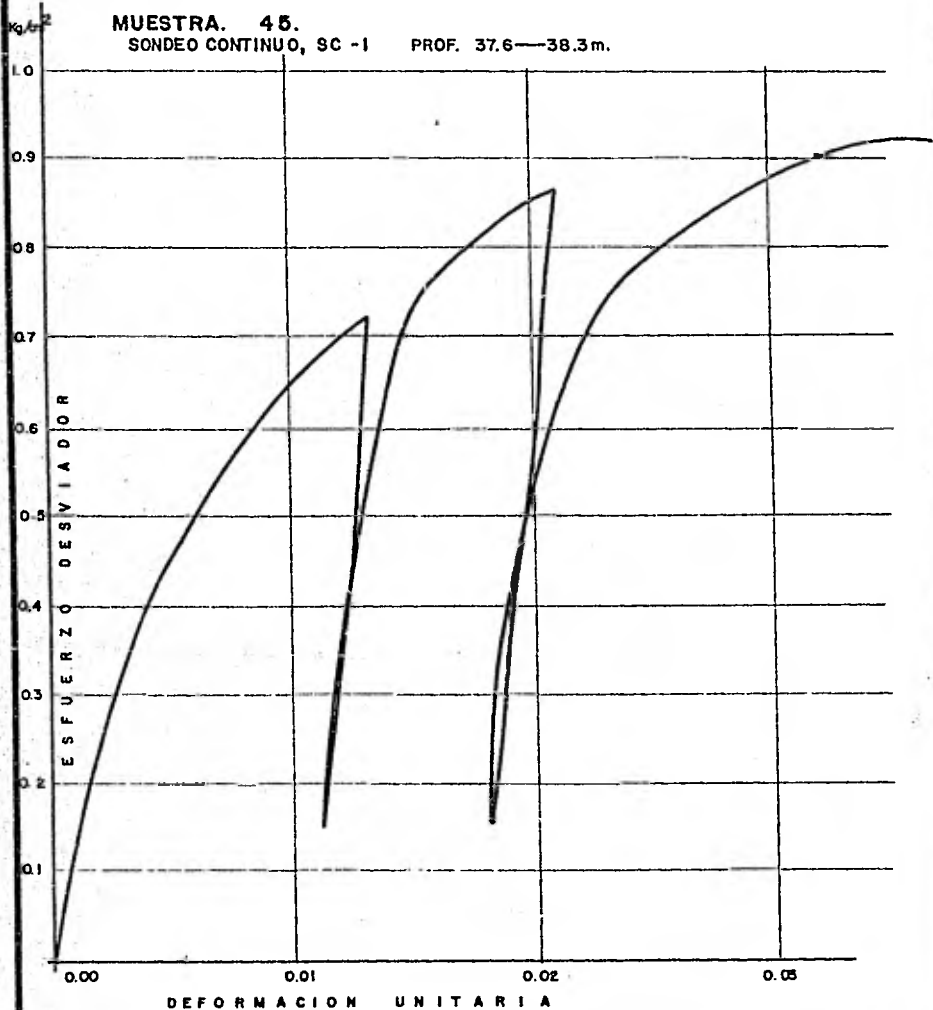


FIGURA No. 24

MUESTRA. 47.  
SONDEO CONTINUO, S C-1  
PROF. 39.7-40.40

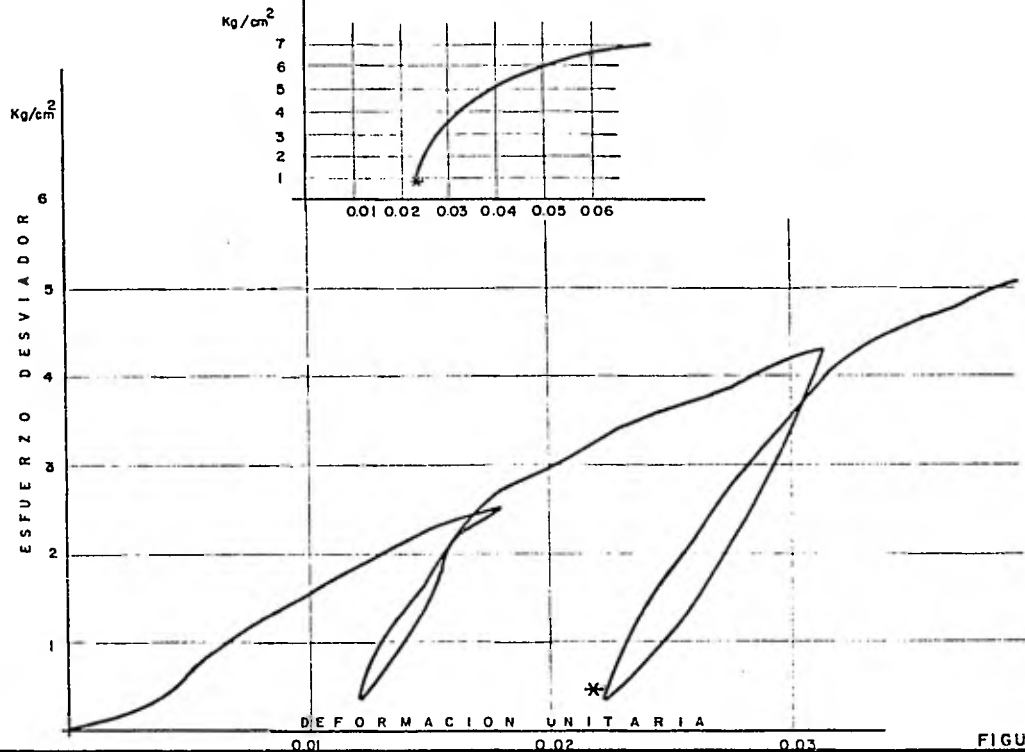


FIGURA No. 25

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

## LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SONDEO : MIXTO , SM - I

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$\omega_i$ (%)	$\omega_f$ (%)	$e_0$	Gsat (%)	$\rho$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	$\hat{p}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
8	4.7 — 5.4	110.8	75.6	2.815	91.7	0.76	0.42	1.02

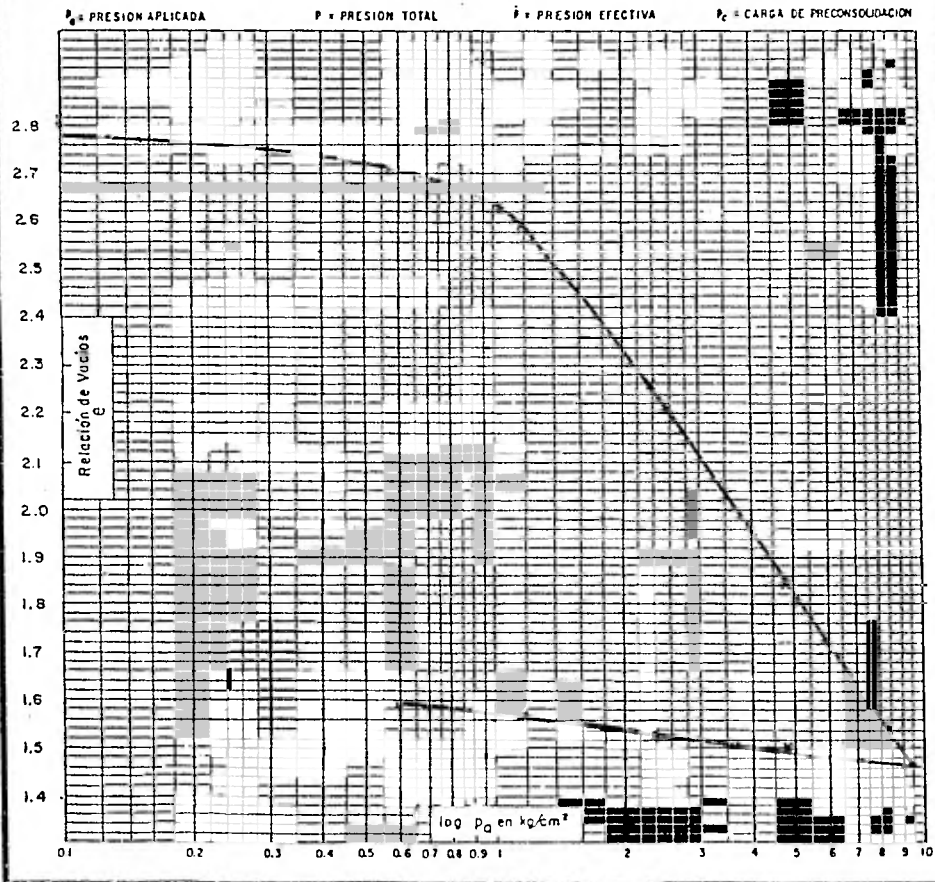


FIGURA No. 26

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

## LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SONDEO : CONTINUO, SC-1

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$\omega_i$ (%)	$\omega_f$ (%)	$e_o$	$G_{sat}$ (%)	$p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{p}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
12	7.5—8.2	284.6	135.0	6.299	100	1.14	0.67	1.03

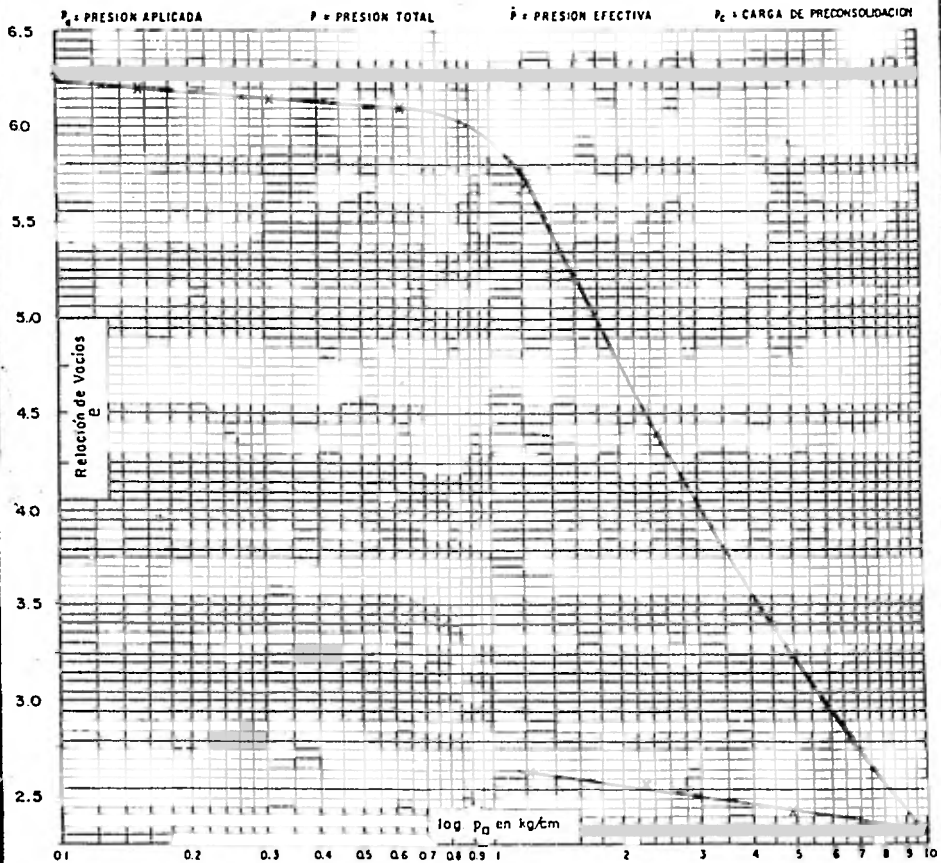


FIGURA No. 27

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

## LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SONDEO : MIXTO, SM-1

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$\omega$ (%)	$\omega_f$ (%)	$e_o$	Gsat (%)	$p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{p}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
15	9.2 — 9.90	308.5	137.2	7.654	96.3	1.32	0.70	0.85

$p_a$  = PRESION APLICADA
 $P$  = PRESION TOTAL
 $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA
 $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

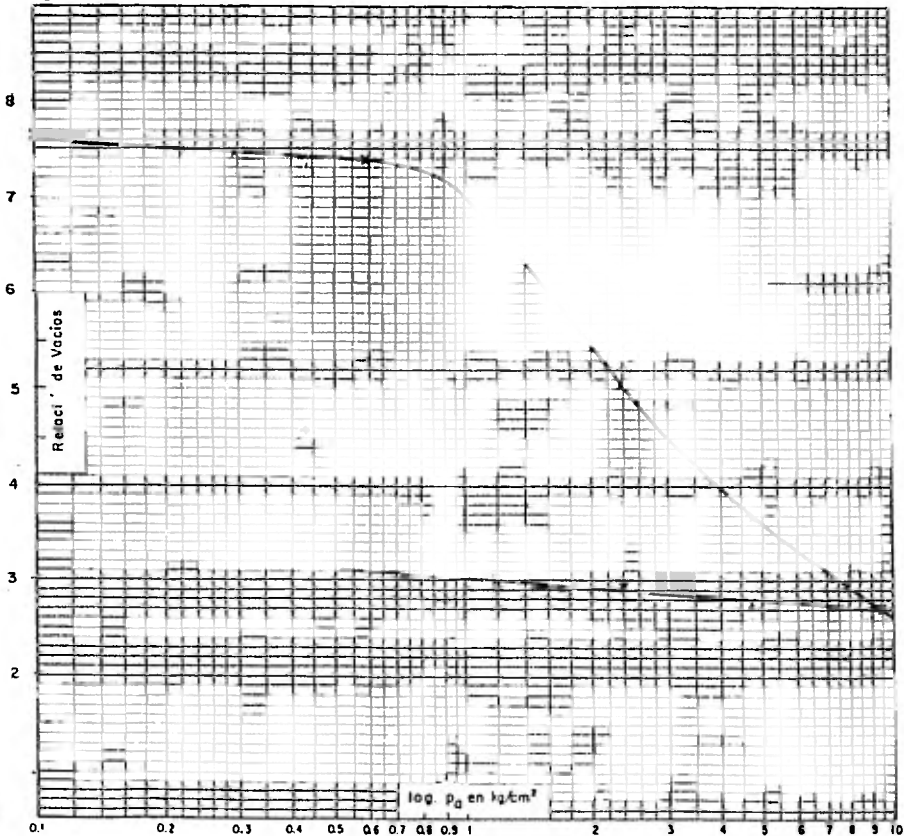


FIGURA No. 28

PRUEBA DE CONSOLIDACION  
 LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SONDEO : MIXTO SM-2

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$C_u$ (%)	$\omega$ (%)	$e_0$	$G_{sol}$ (%)	$p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{p}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
15	12.8 — 13.5	216.8	132.7	5.197	94.3	1.79	1.14	1.69

$P$  = PRESION TOTAL       $\bar{p}$  = PRESION EFECTIVA       $p_c$  = CARGA DE PRECONSOLIDACION

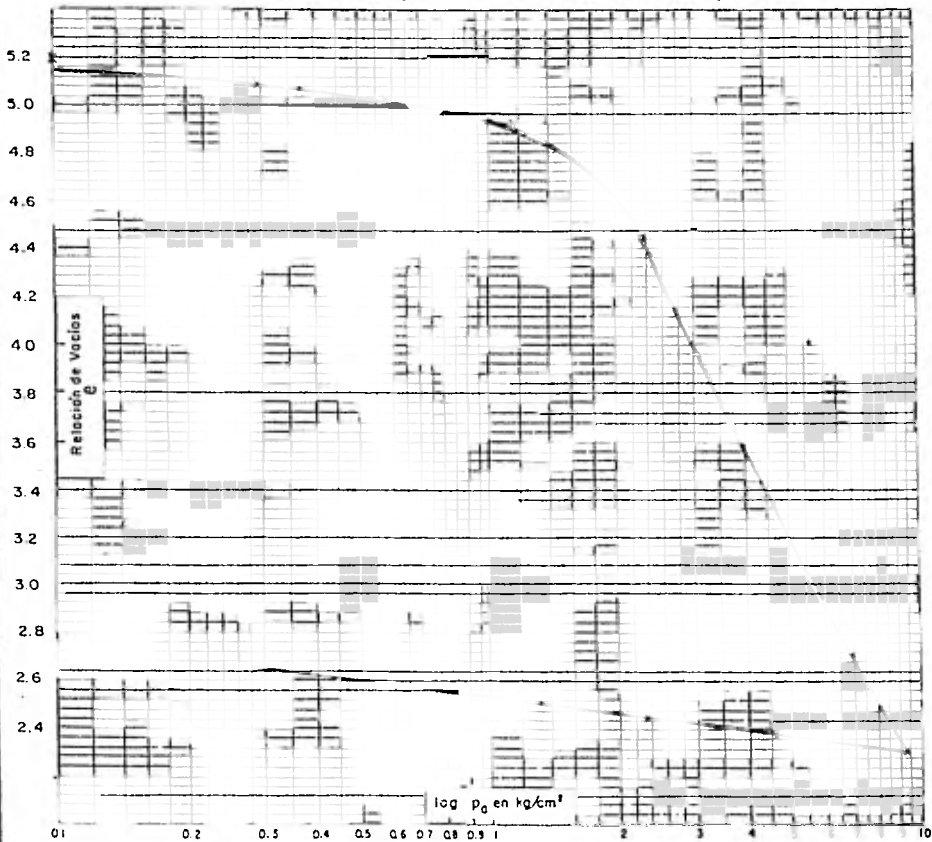


FIGURA No. 29



# PRUEBA DE CONSOLIDACION

## LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SONDEO : MIXTO SM-2

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$w_i$ (%)	$w_f$ (%)	$e_0$	$G_{sat}$ (%)	$p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\hat{p}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
18-1	14.8 — 15.5	232.3	118.0	5.347	100	2.03	1.39	2.20

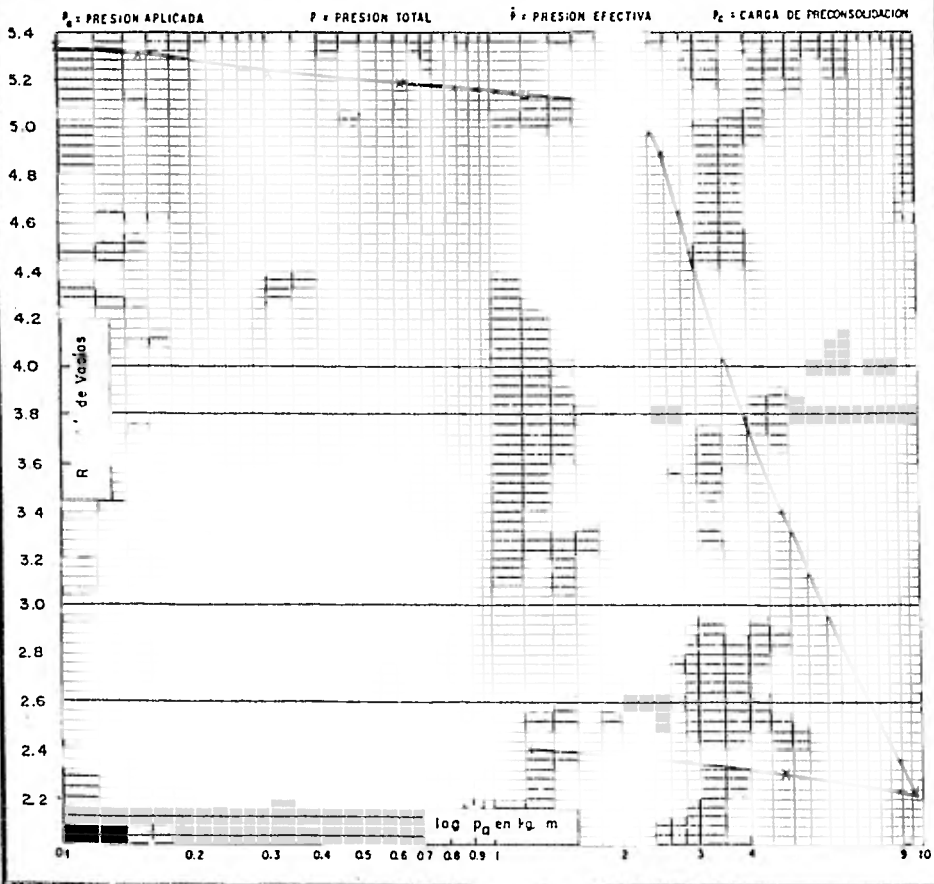


FIGURA No.30

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

## LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SDNDEO : MIXTO, SM-1

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$\omega_i$ (%)	$\omega_f$ (%)	$e_o$	$G_{sat}$ (%)	$p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{p}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
27	17.3—18.0	91.63	72.01	2.636	85.5	2.38	1.67	1.70

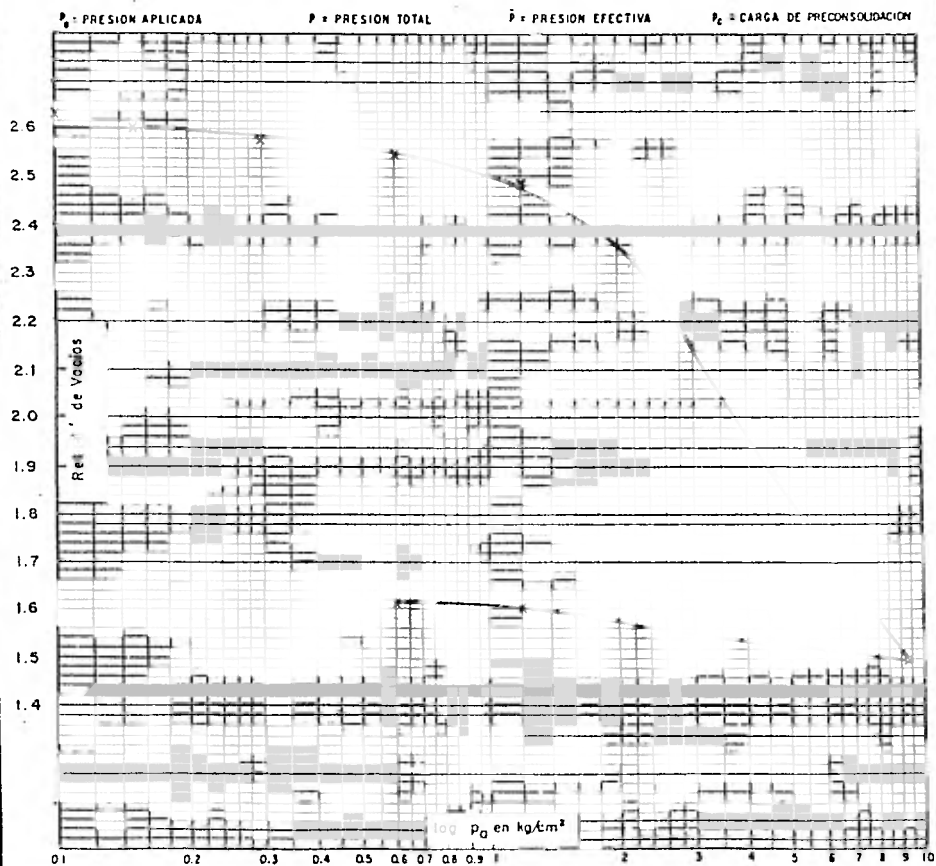


FIGURA No. 31

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

## LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SONDEO : CONTINUO, SC-1

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$\omega_i$ (%)	$\omega_f$ (%)	$e_o$	$G_{sat}$ (%)	$p$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{p}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
28	18.7 — 19.4	175.7	107.7	3.547	100	2.59	1.89	2.29

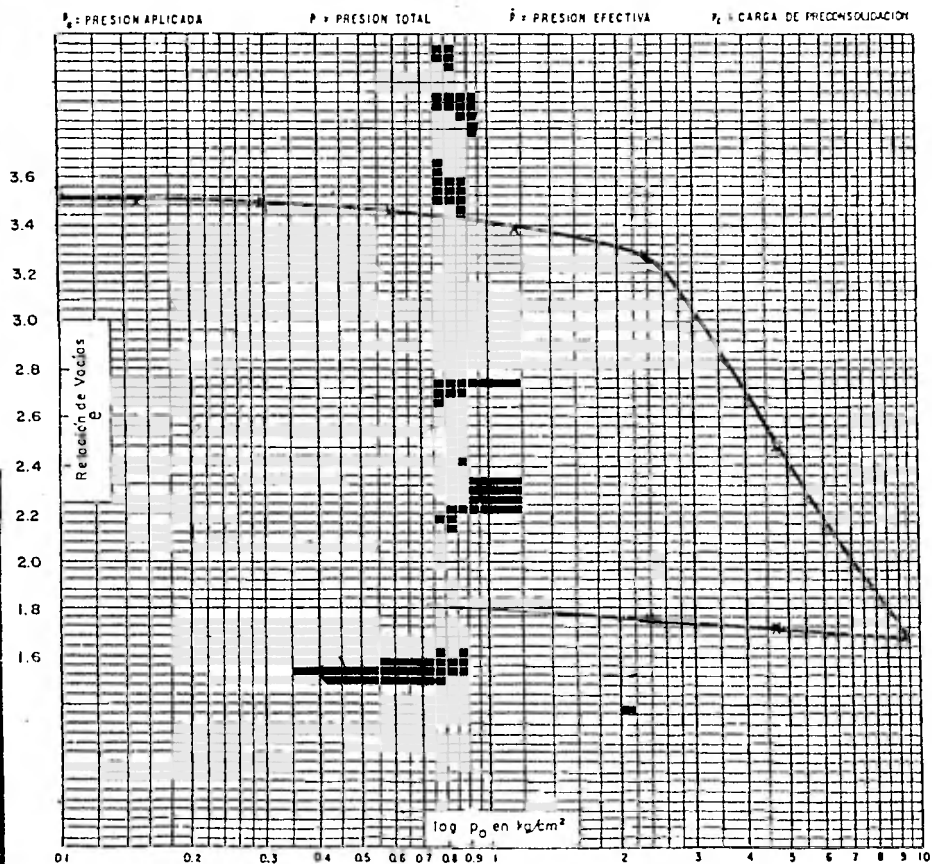


FIGURA No. 32

# PRUEBA DE CONSOLIDACION

## LABORATORIO DE MECANICA DE SUELOS

SONDEO : MIXTO, SM - 1

MUESTRA	PROFUNDIDAD	$C_u$ (%)	$\omega$ (%)	$e_0$	$G_{sat}$ (%)	$\rho$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	$\bar{\rho}$ (Kg/cm <sup>3</sup> )	$p_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
36	23.3 — 24.0	153.6	101.4	3.874	97.1	3.21	2.43	2.75

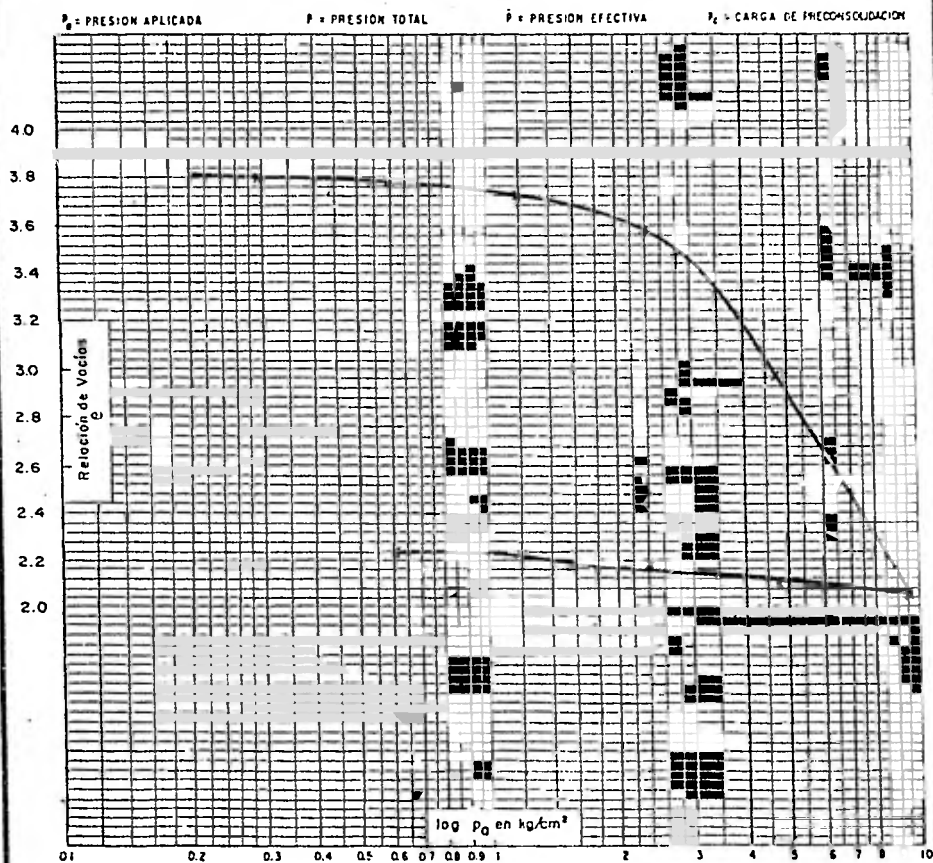


FIGURA No. 33

## GRAFICA DE LA EVOLUCION PIEZOMETRICA EN LA ESTACION. PZ-1 y PZ-2

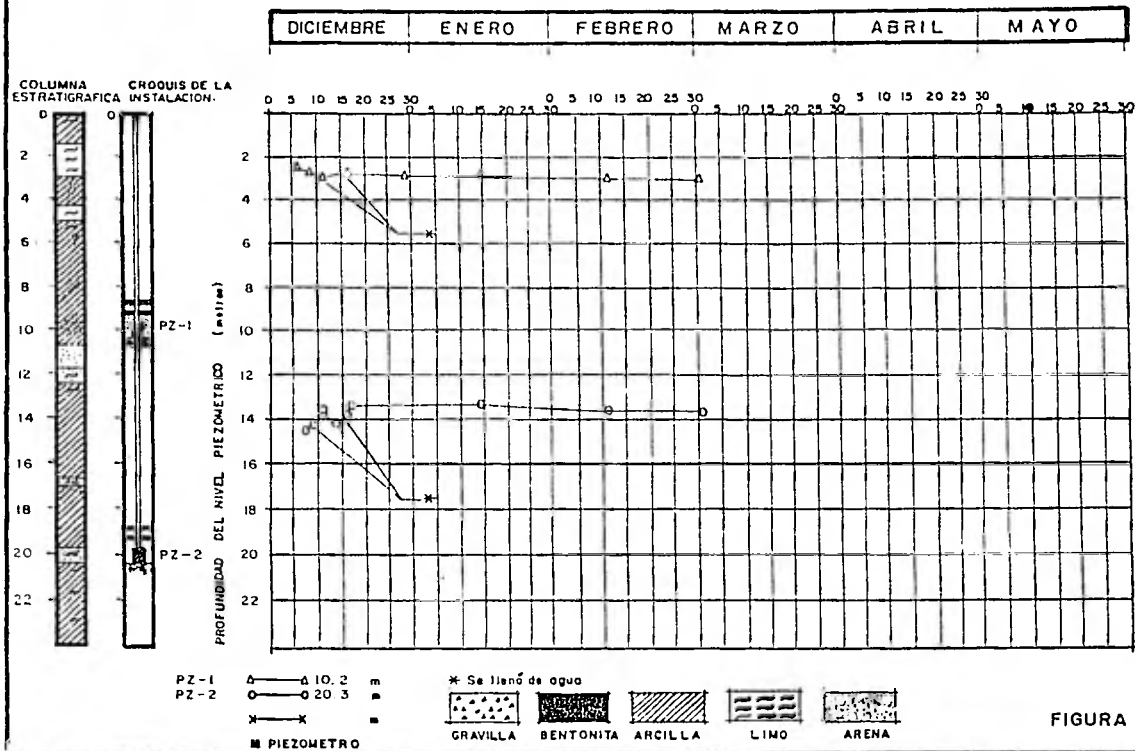
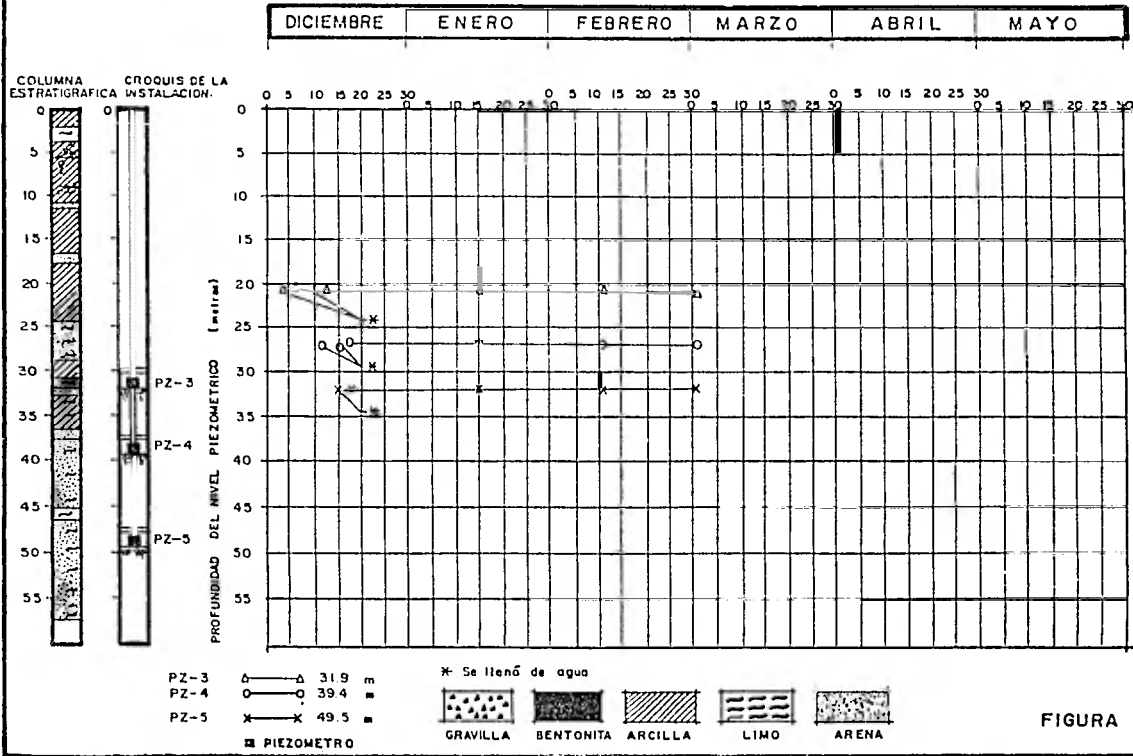


FIGURA No. 34

GRAFICA DE LA EVOLUCION PIEZOMETRICA EN LA ESTACION.  
PZ-3, PZ-4 y PZ-5



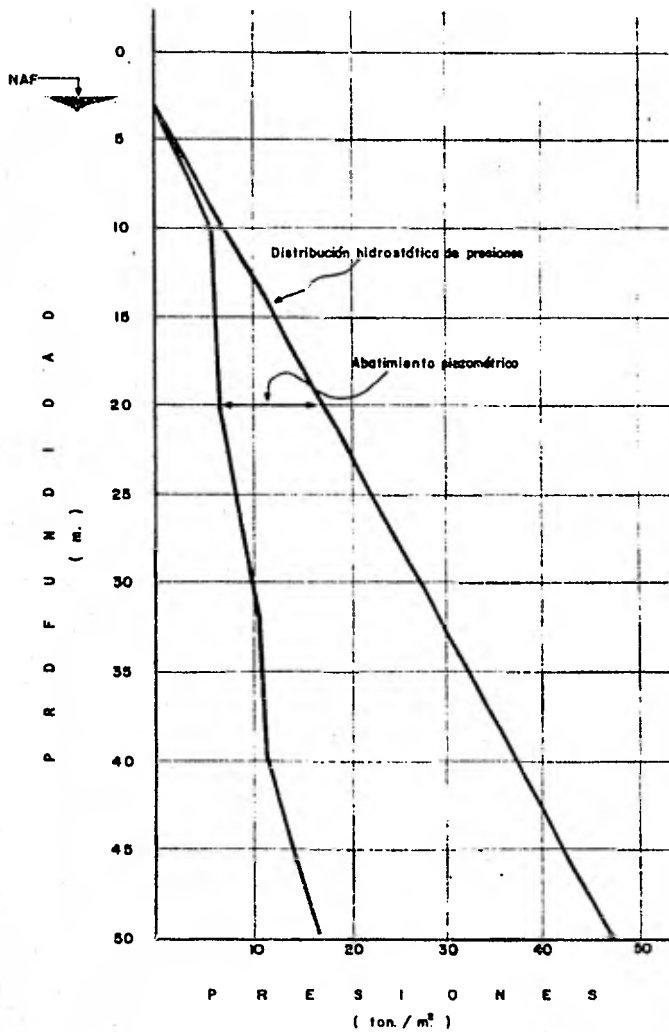


FIGURA No. 36

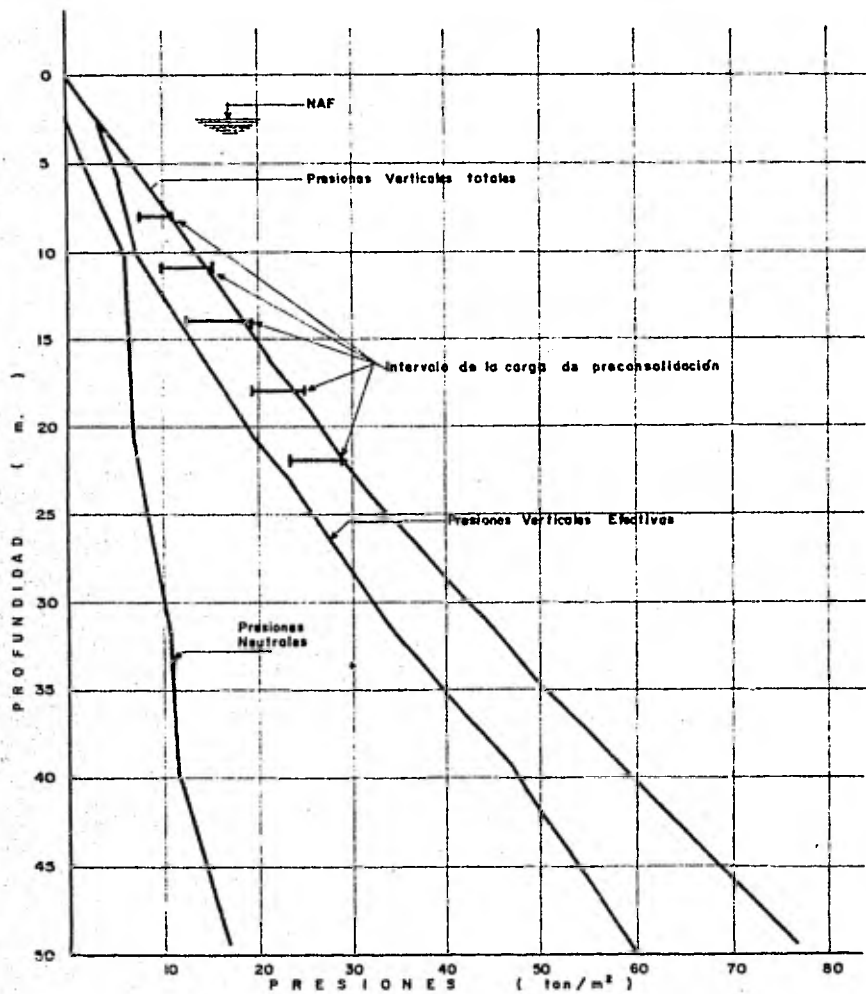
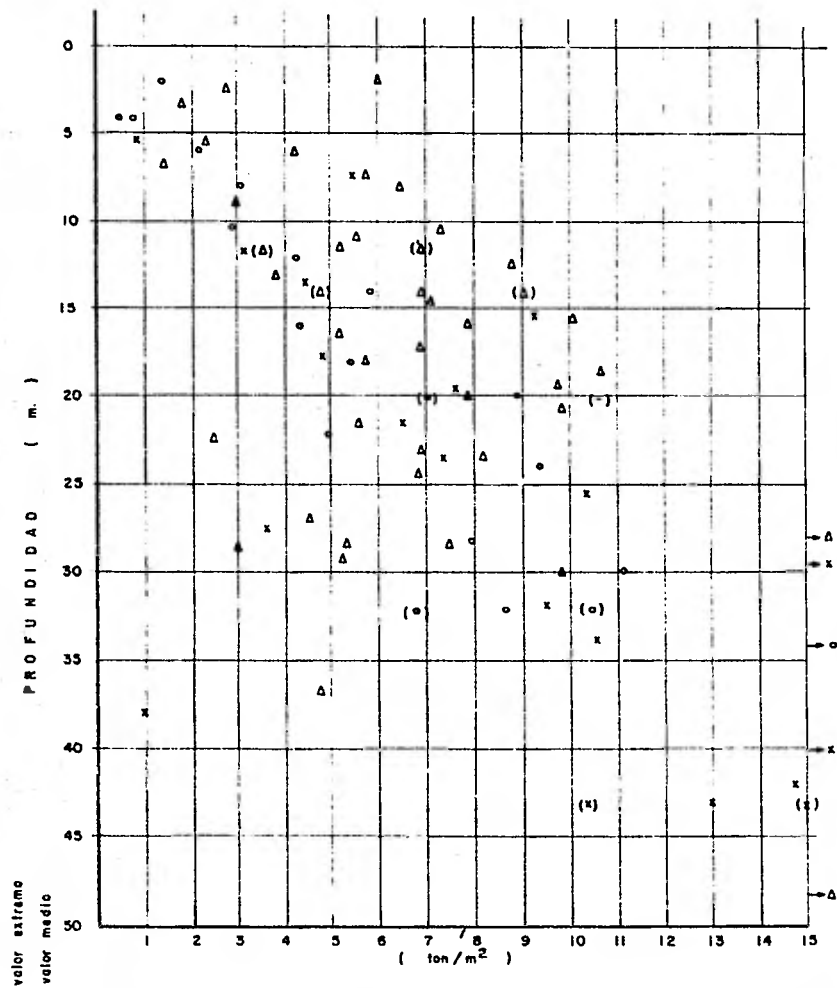


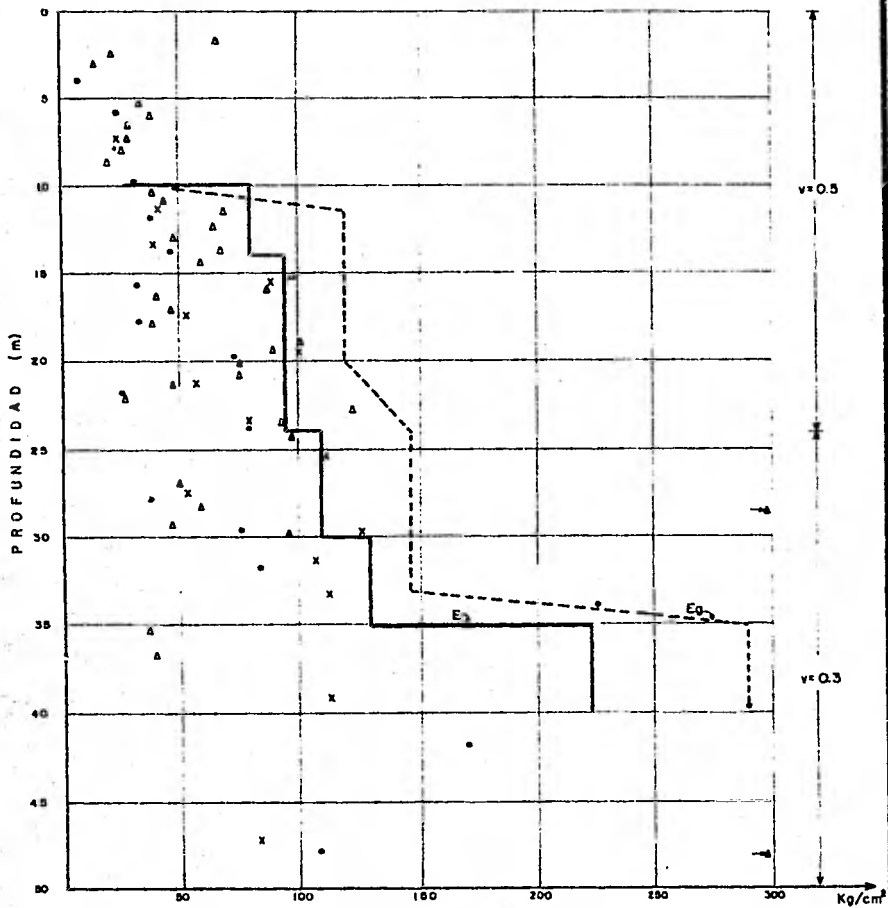
FIGURA No. 37





(Δ) Δ qu / 2 muestra del sondeo SC-1 ————— > de 15 ton / m<sup>2</sup>  
 (o) o qu / 2 muestra del sondeo SM-1 ————— qu ; resultado de la prueba de compresión  
 (X) X qu / 2 muestra del sondeo SM-2 ————— oxil no confinado

FIGURA No. 38



- $E_g$
- $E$
- $\Delta$  Muestra del sonda SC-1
- $\bullet$  Muestra del sonda SM-1
- $\times$  Muestra del sonda SM-2
- $\rightarrow$   $>$  de 300 Kg/cm<sup>2</sup>

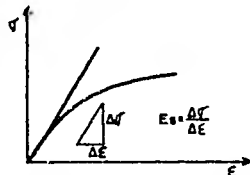
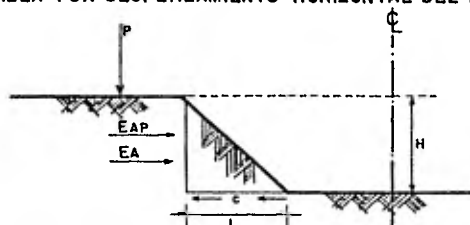


FIGURA No. 39

A.-FALLA POR DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL DEL TALUD



P = Peso de la máquina (draga)  
 c = Resistencia al esfuerzo cortante  
 EP = Empuje activo debido al peso de la máquina.  
 E = Empuje activo debida al suelo.

$$E = \frac{0.4 \cdot \gamma \cdot H^2}{2}$$

$$FA = EA + EAP$$

$$FR = cL$$

$$F = \frac{FR}{FA}$$

W = Peso de la masa deslizando  
 d = Distancia entre el centro de gravedad de la masa deslizando y el centro del círculo de falla  
 x = Distancia entre el punto de aplicación del peso de máquina y el centro del círculo de falla  
 R = Radio del círculo de falla.

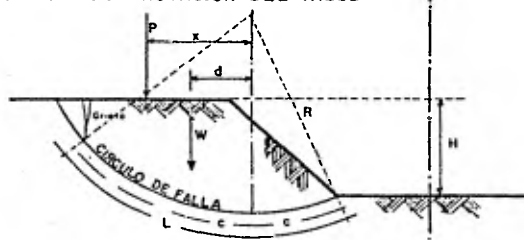
$$MR = cLR$$

$$Mm = Wd + Px$$

$$F_s = \frac{MR}{Mm}$$

Nota:  
 El factor de seguridad bidimensional es corregido a tridimensional considerando la relación propuesta por Skempton para edícula de capacidad de carga. El valor del factor de seguridad tridimensional es aproximadamente 1.2 del bidimensional.

B.-FALLA POR ROTACION DEL TALUD



C.-FALLA DE FONDO

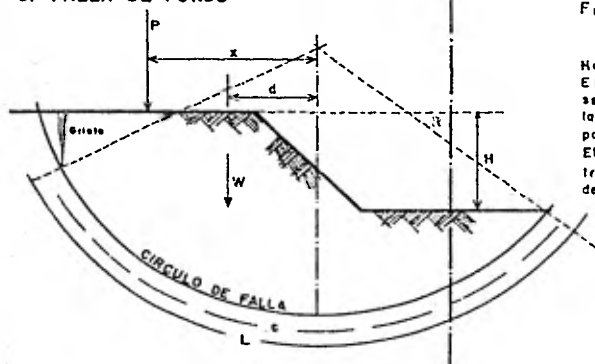


FIGURA No. 40

## FALLA DE FONDO

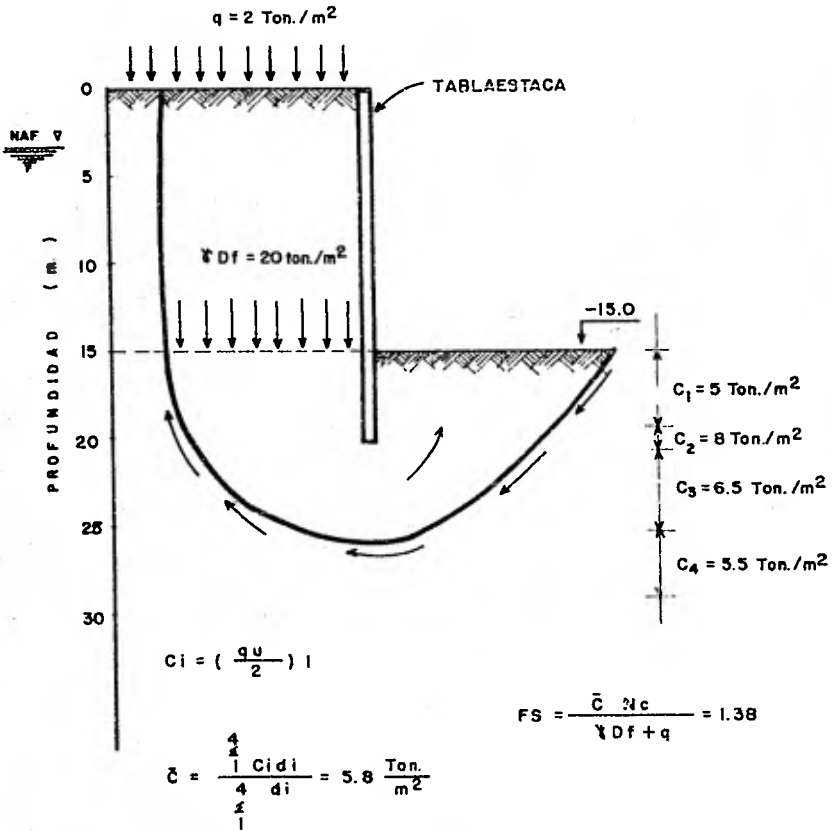
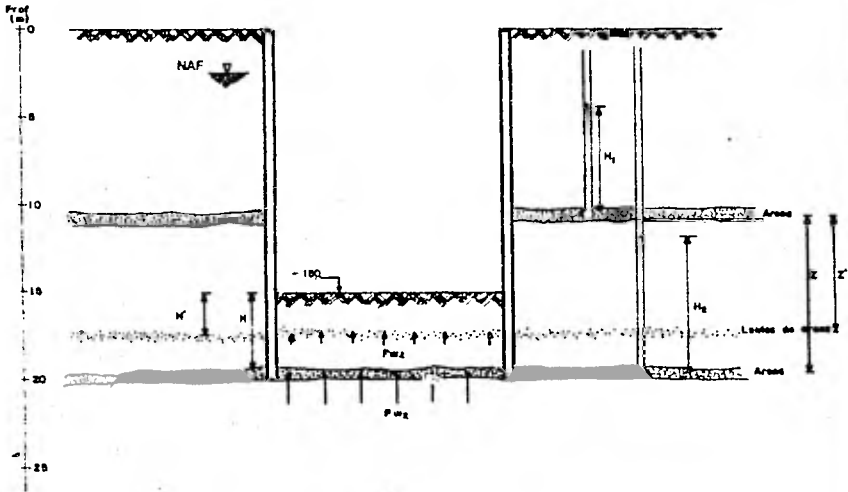


FIGURA No. 41

FALLA POR SUBPRESION



PROFUNDIDAD	h1 (m)	$\bar{\gamma}_m$ ton / m <sup>3</sup>
15.0 - 16.1	1.1	1.28
16.1 - 17.5	1.4	1.40
17.5 - 19.0	2.5	1.50
19.0 - 20.0	1.0	1.26

$$FS = \frac{\gamma_m H}{P_{sub}} = 0.98$$

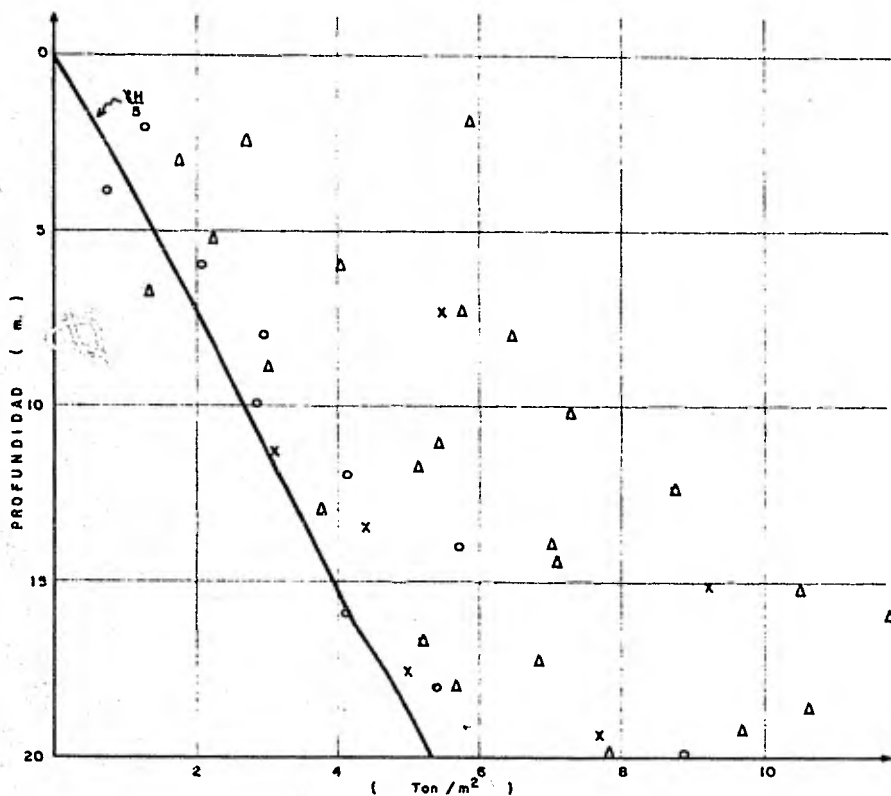
$$FS = \frac{m h'}{P_{sub}} = 0.39$$

$$mH = \sum h_i h_i$$

$$P_{sub} = \gamma_w H_2$$

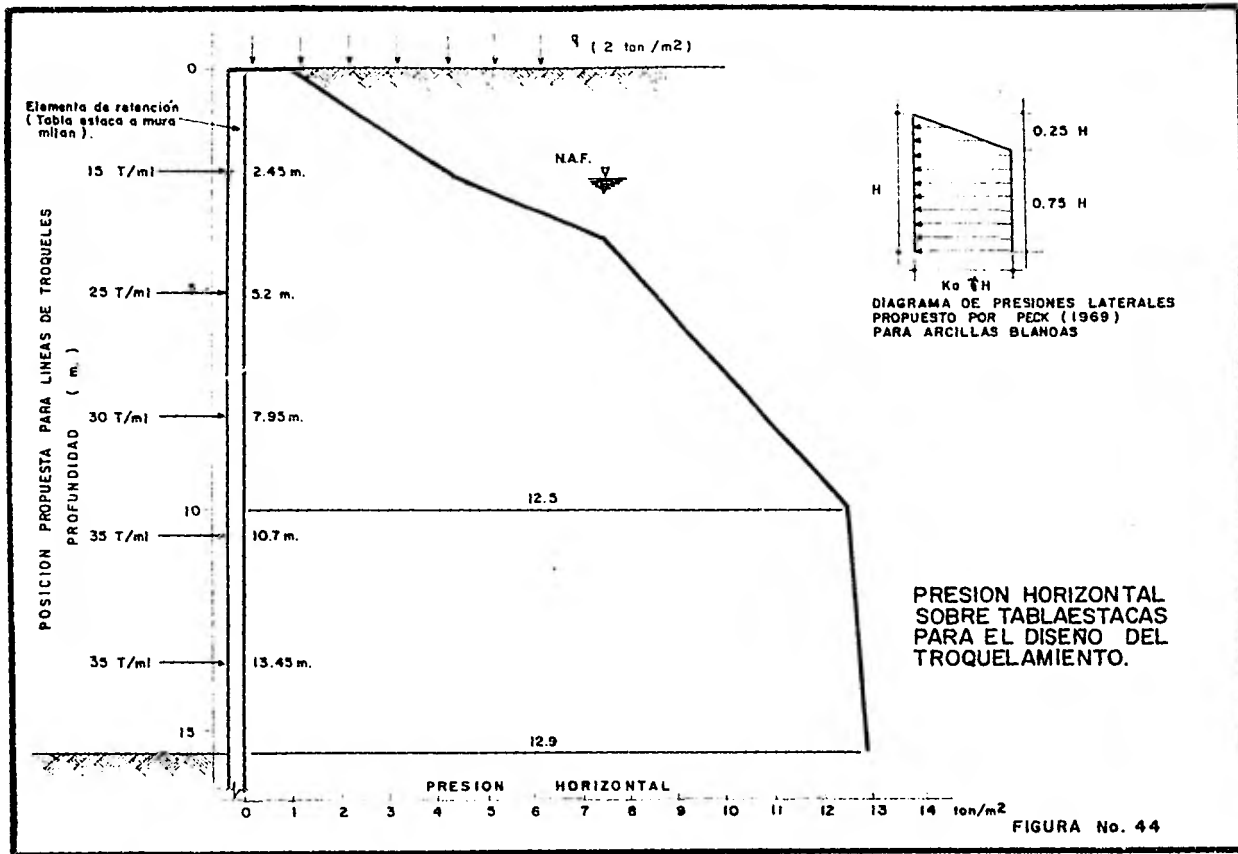
$$P_{sub} = \gamma_w \left( H_2 + \frac{H_1 - H_2}{Z} Z' \right)$$

FIGURA No. 42



YH = PRESION VERTICAL TOTAL  
 $\Delta$  =  $q_u/2$  MUESTRA DEL SONDEO SC-1  
 $\circ$  =  $q_u/2$  MUESTRA DEL SONDEO SM-1  
 x =  $q_u/2$  MUESTRA DEL SONDEO SM-2  
 $q_u$  = COMPRESION AXIAL NO CONFINADA

FIGURA No. 43



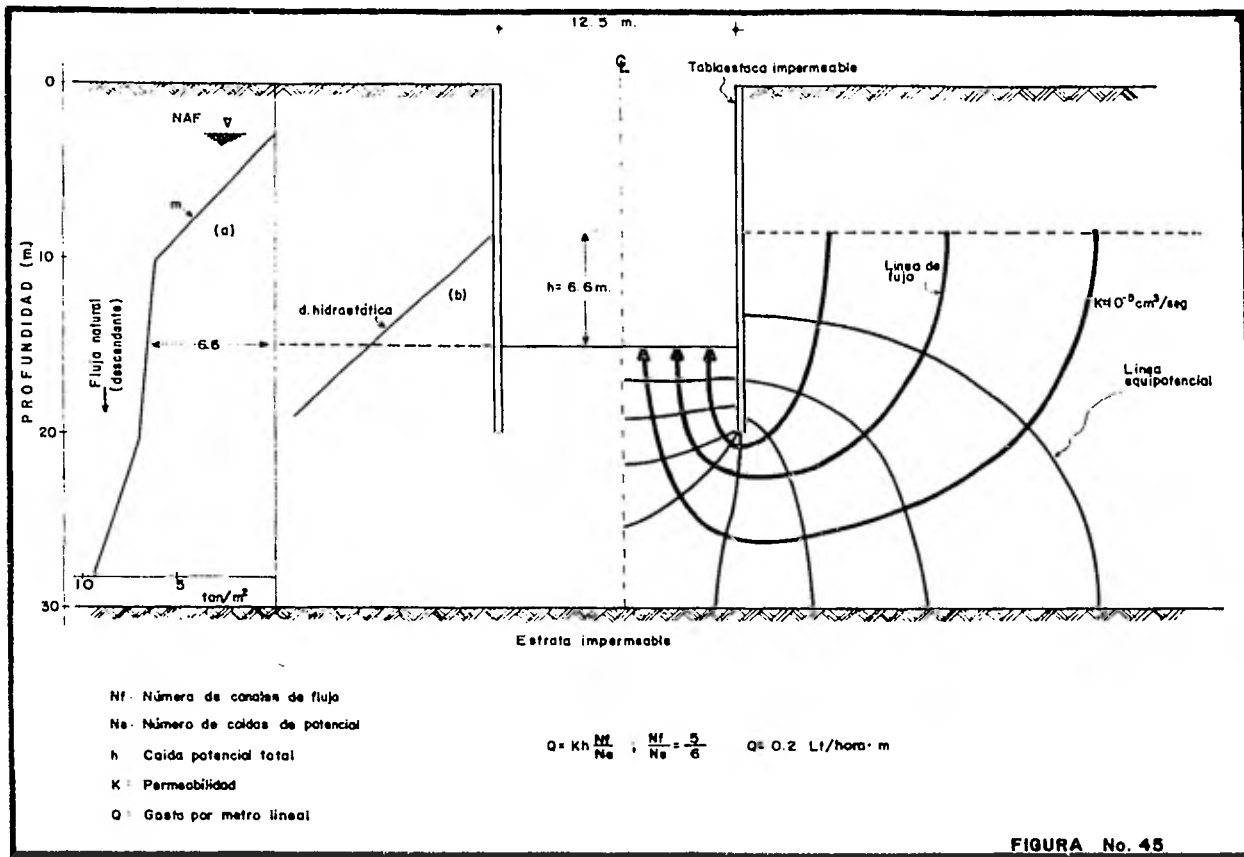


FIGURA No. 45



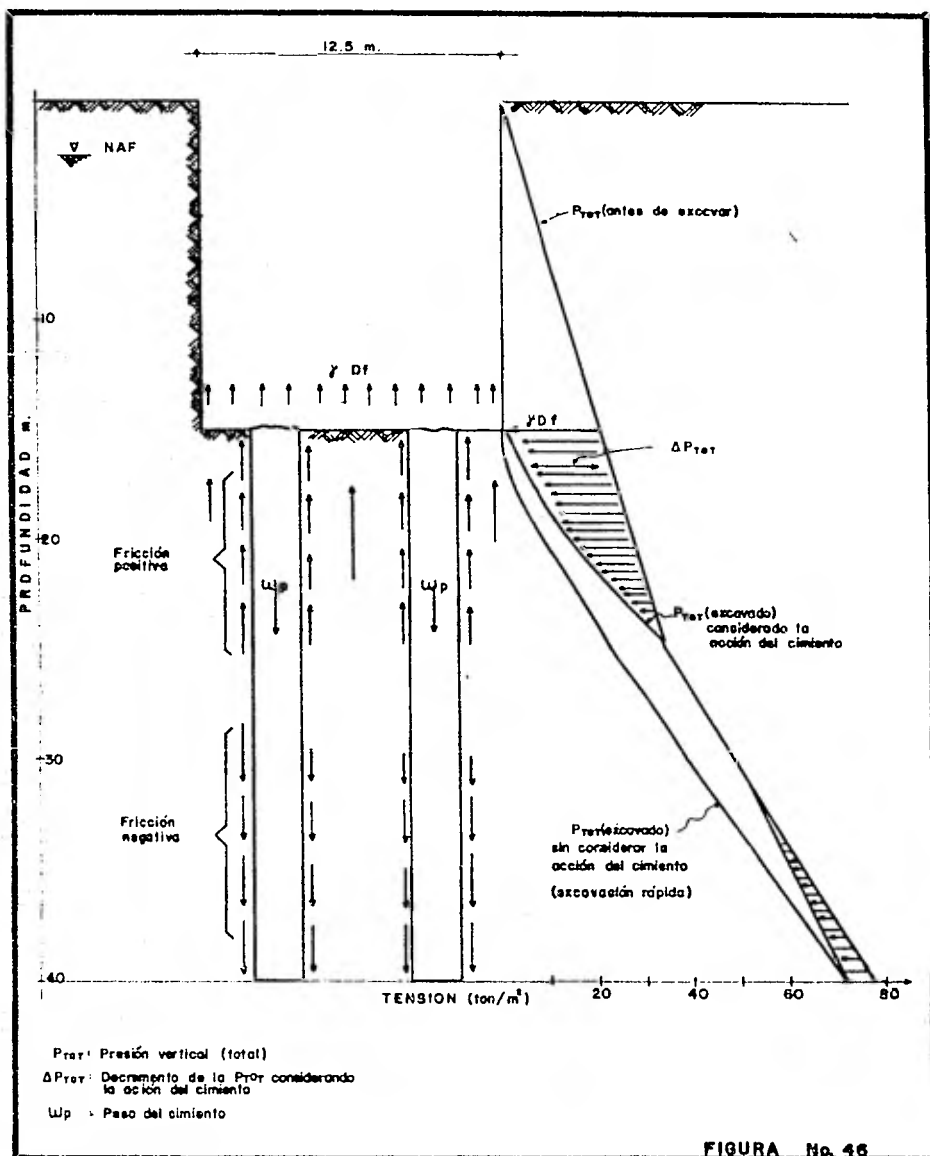


FIGURA No. 46

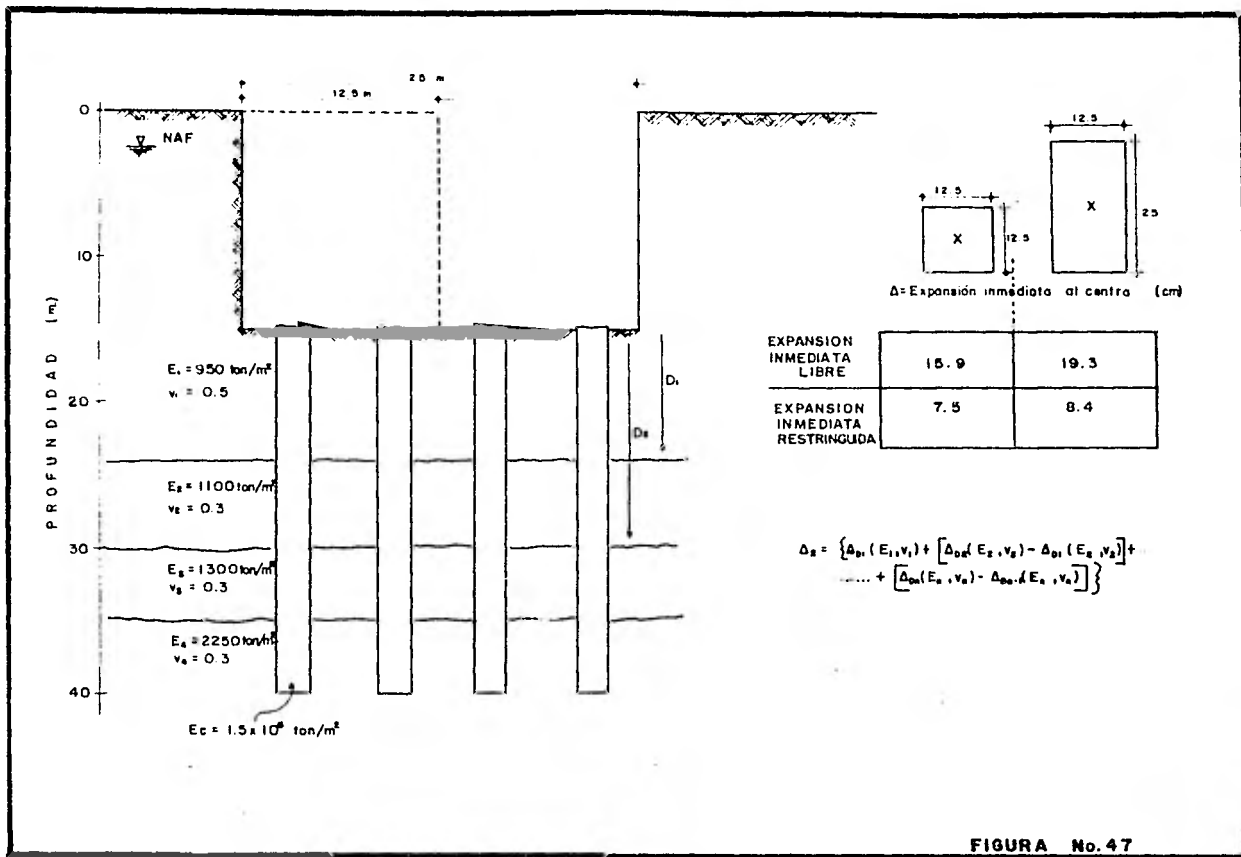
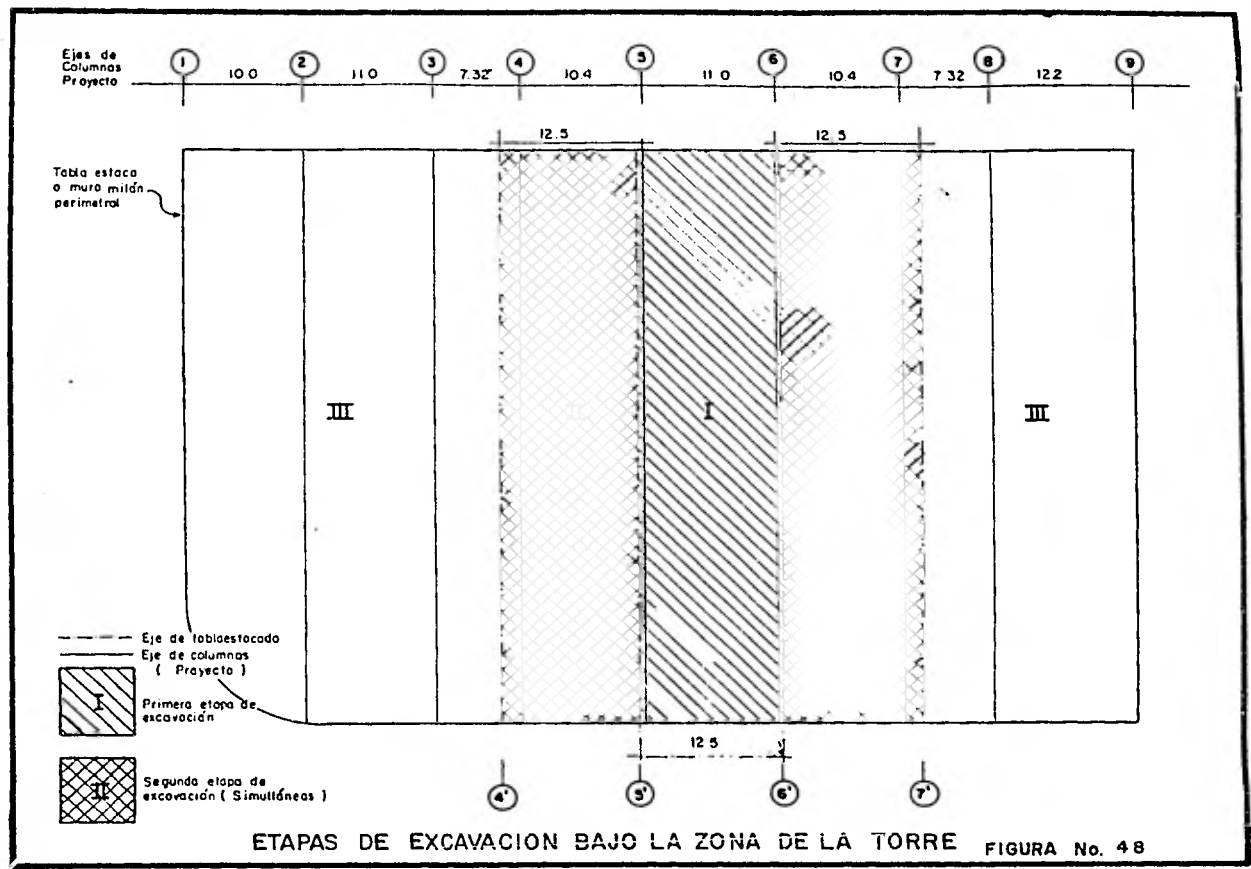
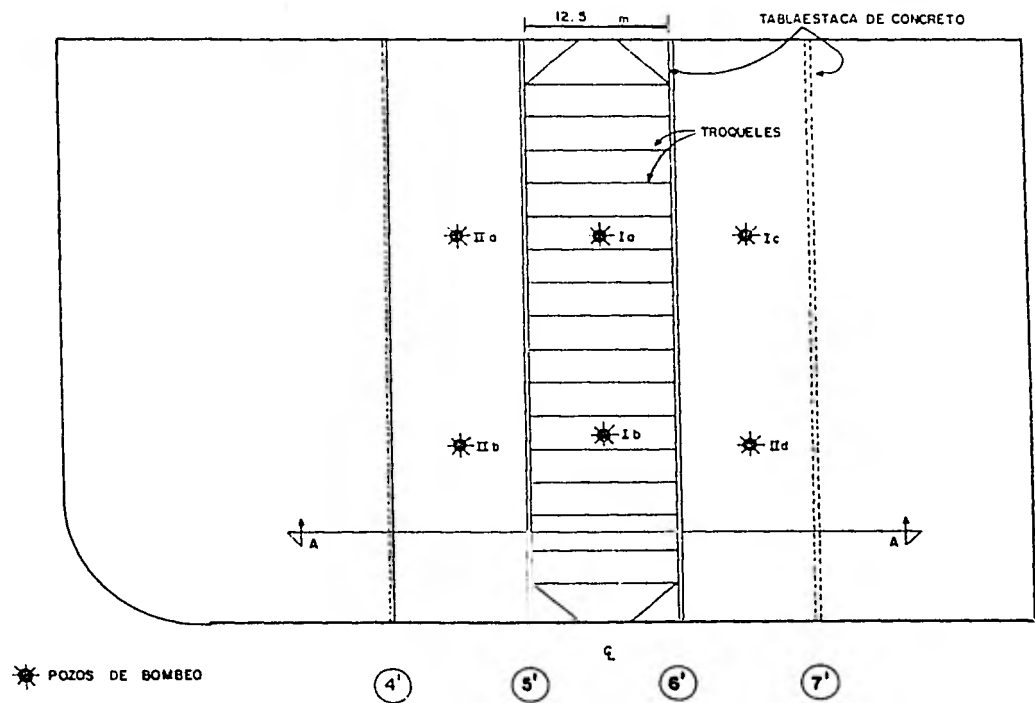


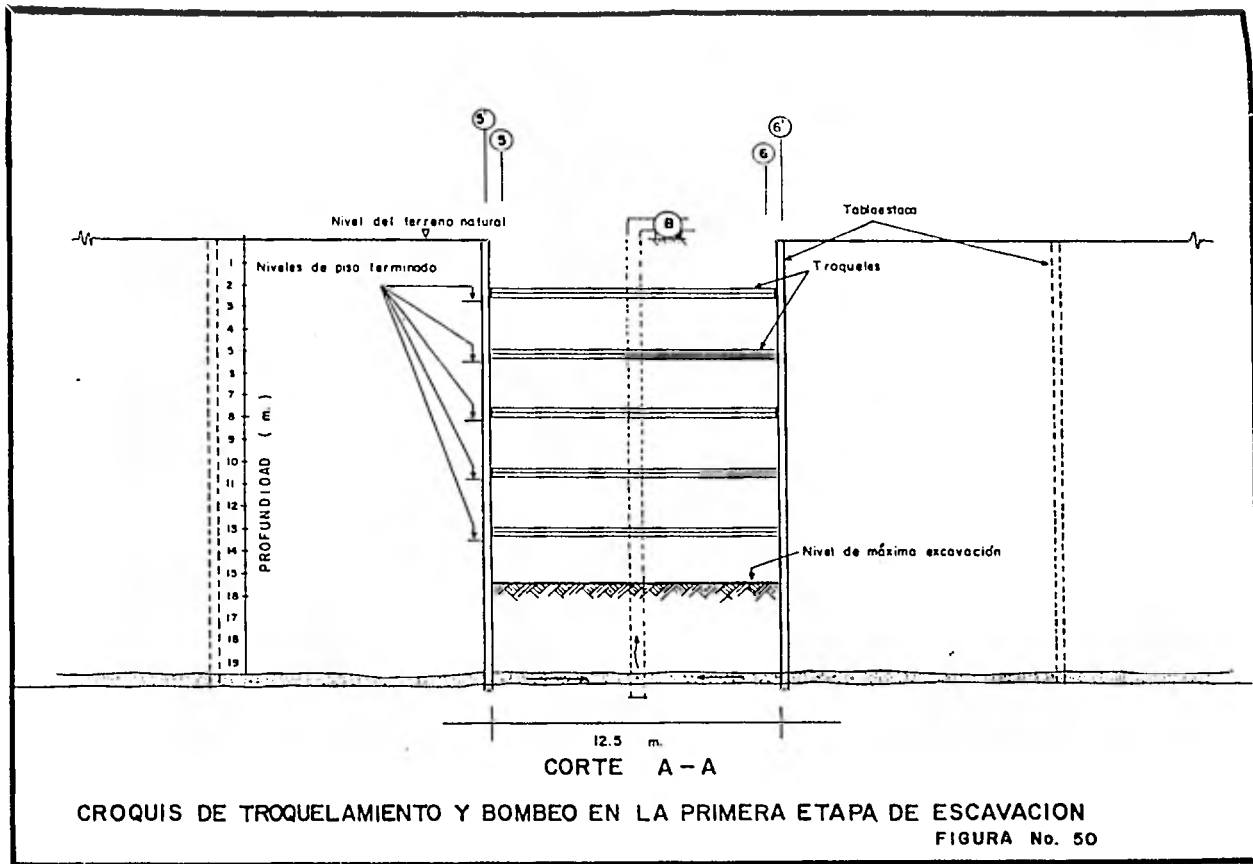
FIGURA No. 47

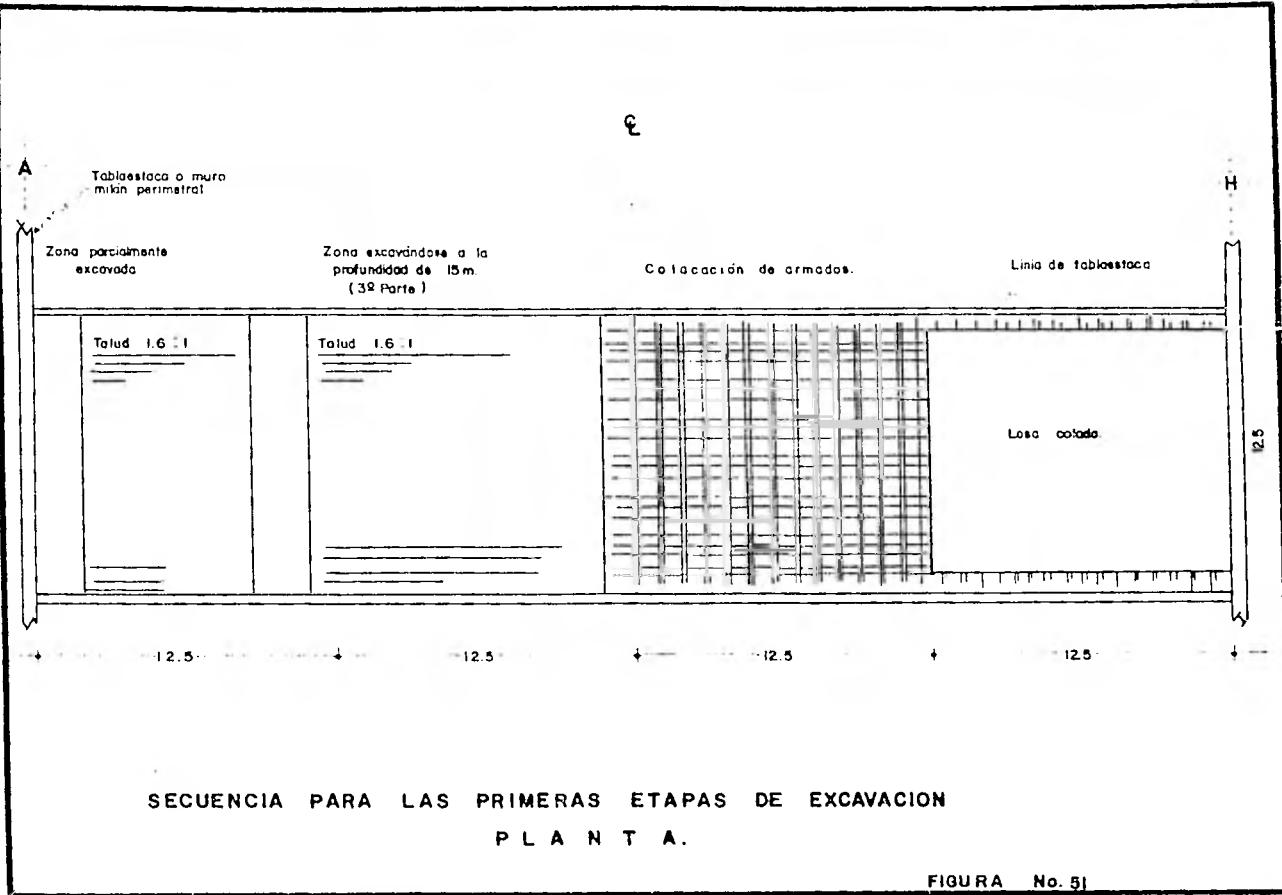


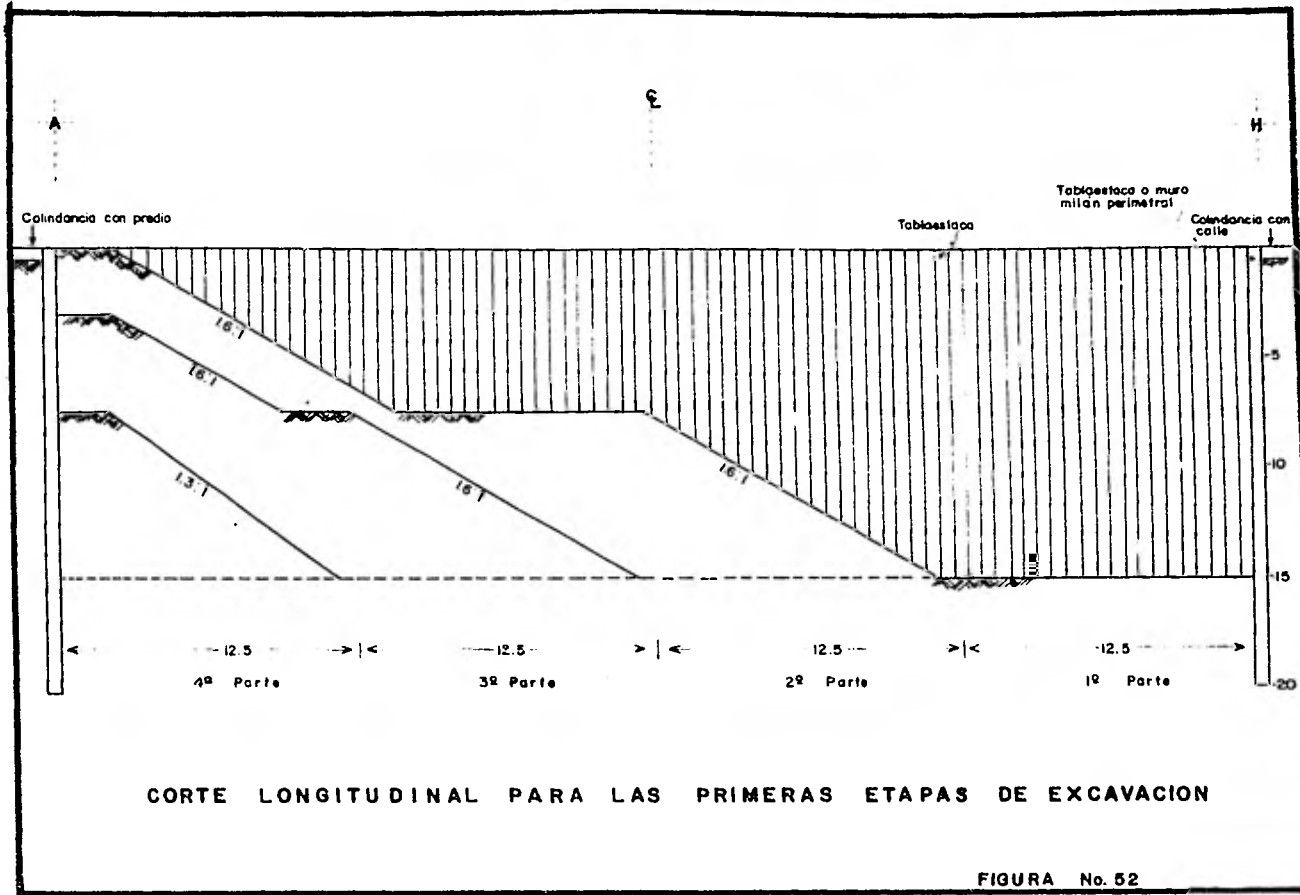


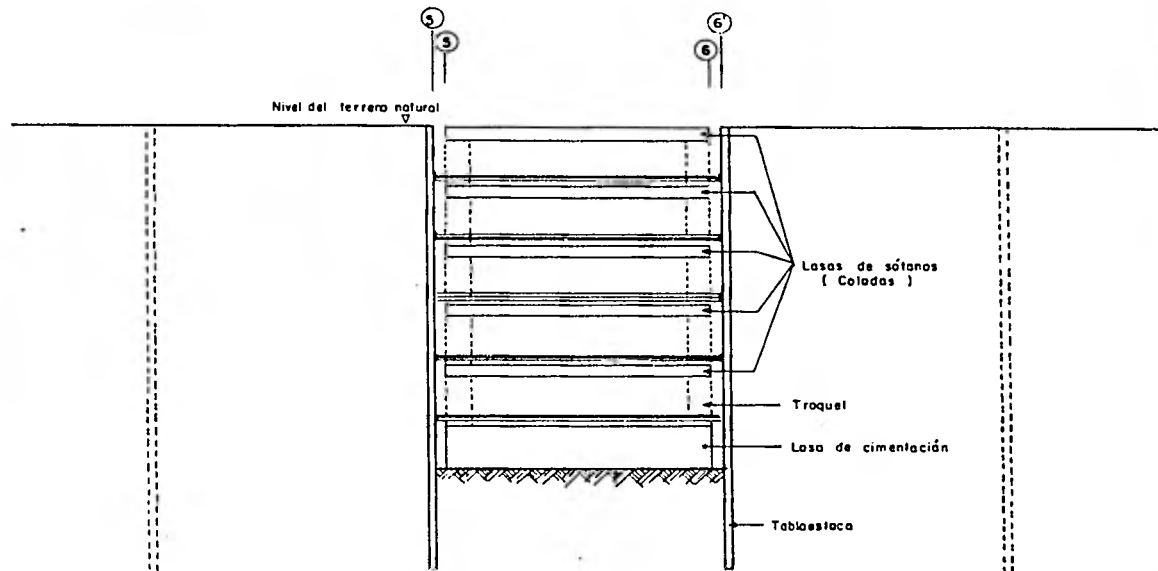
PLANTA DEL TROQUELAMIENTO EN LA PRIMERA ETAPA DE EXCAVACION

FIGURA No. 49







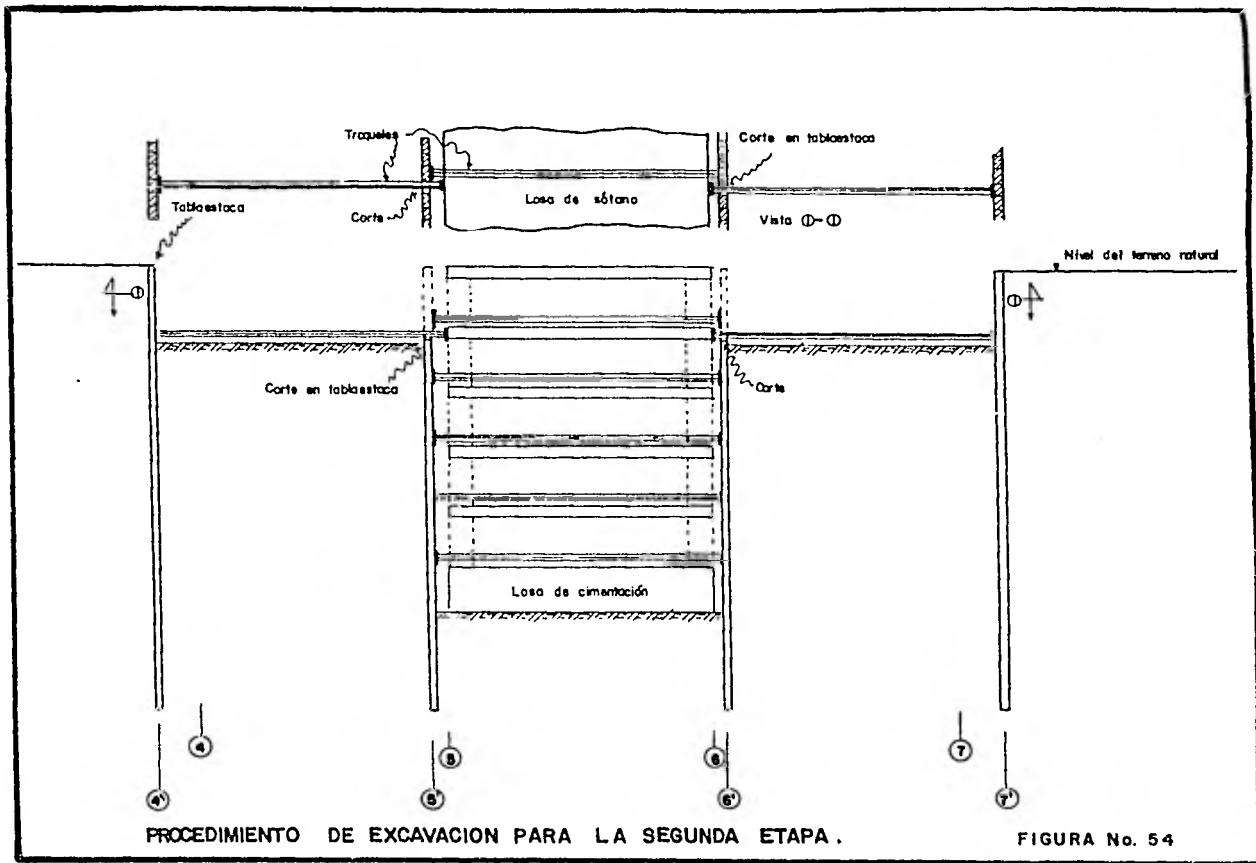


CORTE A-A

CROQUIS DE LA CONSTRUCCION EN LA PRIMERA ETAPA DE EXCAVACION

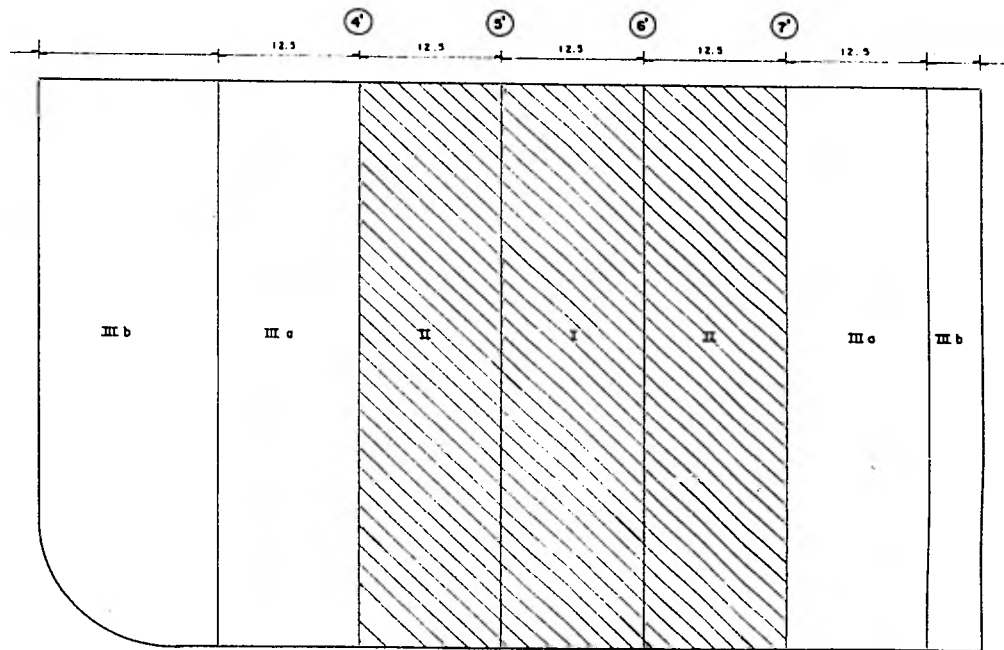
FIGURA No. 53



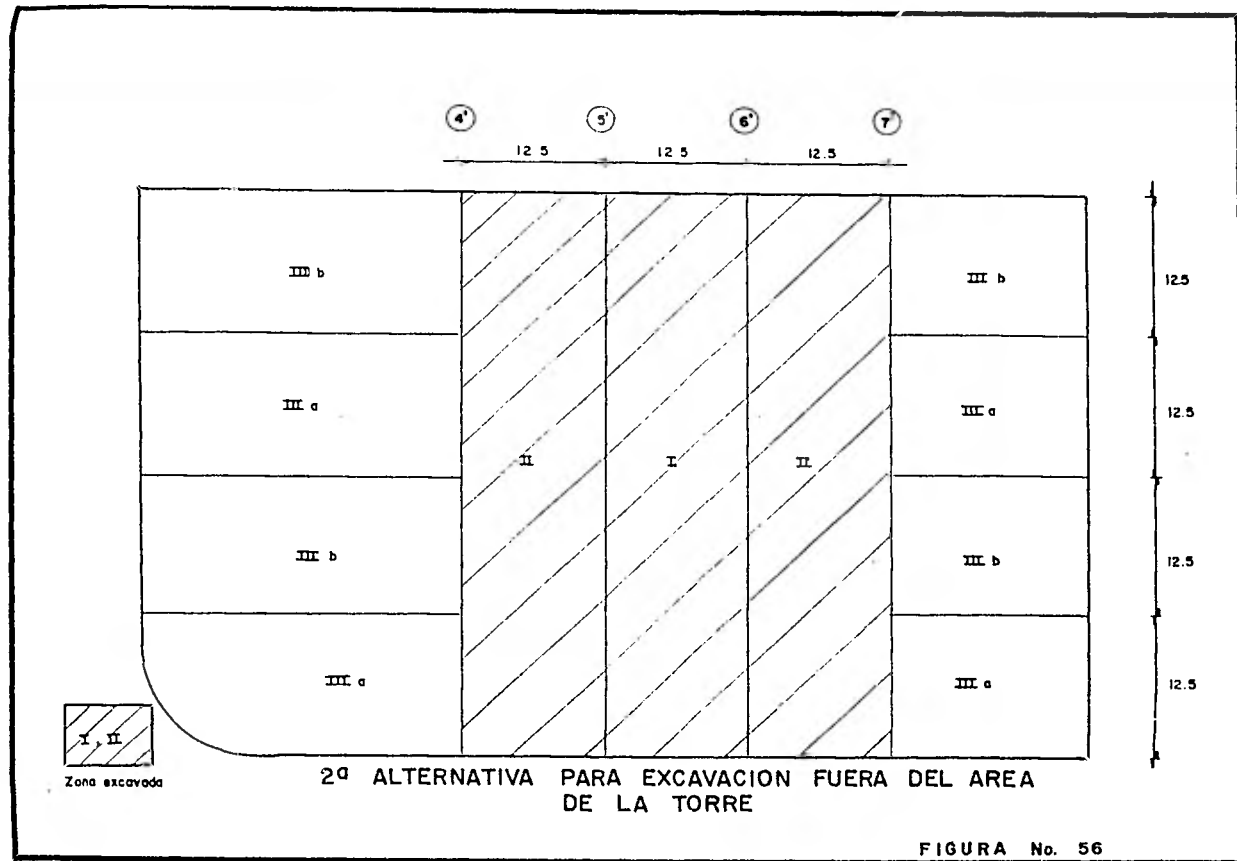


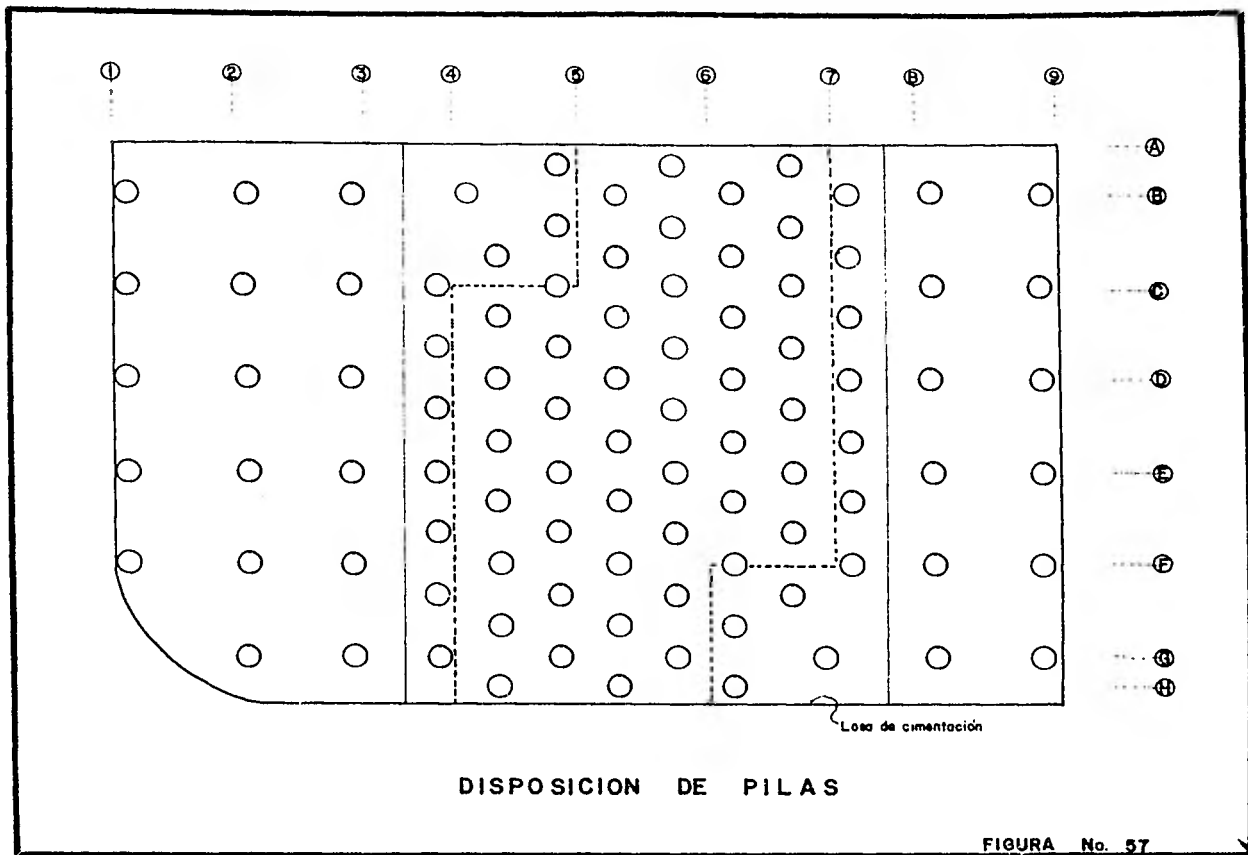
PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION PARA LA SEGUNDA ETAPA .

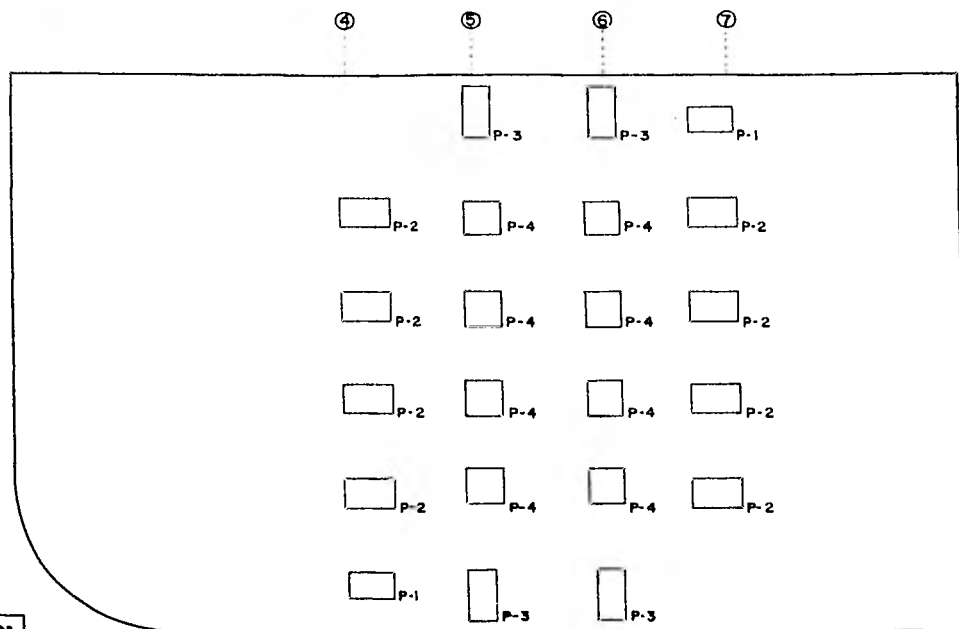
FIGURA No. 54



1ª. ALTERNATIVA PARA EXCAVACION FUERA  
DEL AREA DE LA TORRE

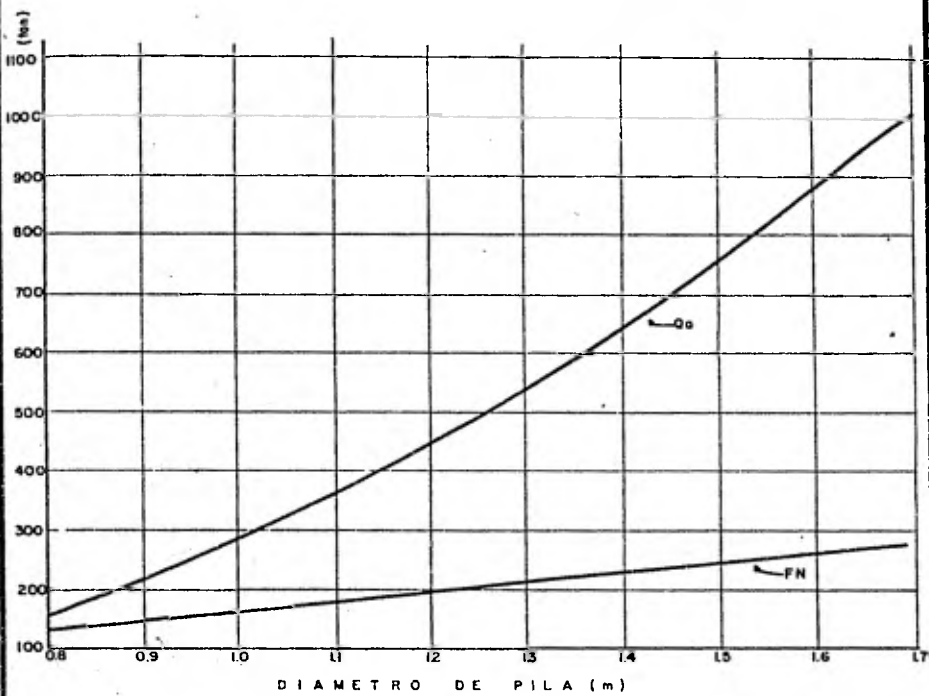






Pila	Dimensiones (m)
P-1	3.4 x 3.7
P-2	2.7 x 4.0
P-3	2.3 x 4.7
P-4	3.2 x 3.2

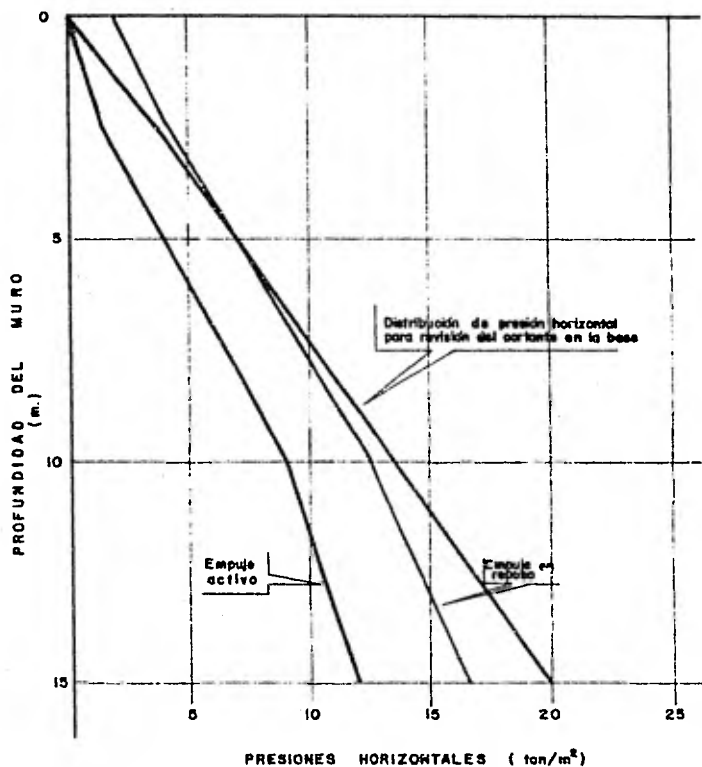
DISPOSICION DE PILAS OBLONGAS



Qa: Capacidad de carga admisible.  
 FN: Fricción negativa.

CAPACIDAD DE CARGA Y FRICCIÓN NEGATIVA PARA  
 DIFERENTES DIAMETROS DE PILAS. ZONA FUERA DE LA TORRE.

FIGURA No. 59



EMPUJE SOBRE MUROS DE CIMENTACION

FIGURA No. 60

APENDICE "A". Asentamientos de conjunto

Para el análisis se uso una disposición de pilas similar a la mostrada en la figura 57, con una separación mínima entre pilas de 5.6m, centro a centro (figuras A1 y A2). Los módulos de deformación E (figura A3) fueron supuestos en base a resultados de pruebas de placa que se han realizado en los depósitos profundos durante la construcción del drenaje profundo en el D. F. (A).

La distribución de esfuerzos bajo el área cargada se calculó con la ecuación de Frolich ( $x = 4$ ) para suelos homogéneos en que el módulo de deformación E se incrementa con la profundidad.

En la figura A1 se muestran los  $\bar{d}_{n1}$  (asentamiento de la pila n debidos a una presión unitaria aplicada por la pila 1). El asentamiento total que sufrirá la pila 1  $d_T$  será:

$$d_T = \bar{d}_{11} q_1 + \bar{d}_{12} q_2 + \bar{d}_{13} q_3 + \dots + \bar{d}_{1n} q_n$$

donde:

$$\bar{d}_{ij} = \bar{d}_{ji}$$

de la expresión A) se puede separar,

$$d_e = \bar{d}_{11} q_1 \quad (\text{ver inciso 6})$$

y

$$d_c = \bar{d}_{12} q_2 + \bar{d}_{13} q_3 + \dots + \bar{d}_{1n} q_n$$

para  $q_2 = q_3 = \dots = q_n = q$

$$d_c = (\bar{d}_{12} + \bar{d}_{13} + \dots + \bar{d}_{1n})q \quad (\text{pila 1})$$

(A) Trabajos realizados por la compañía GHI, S.C.-DIRAC para el D.D.F.



de manera análoga para la pila interior (figura A2);

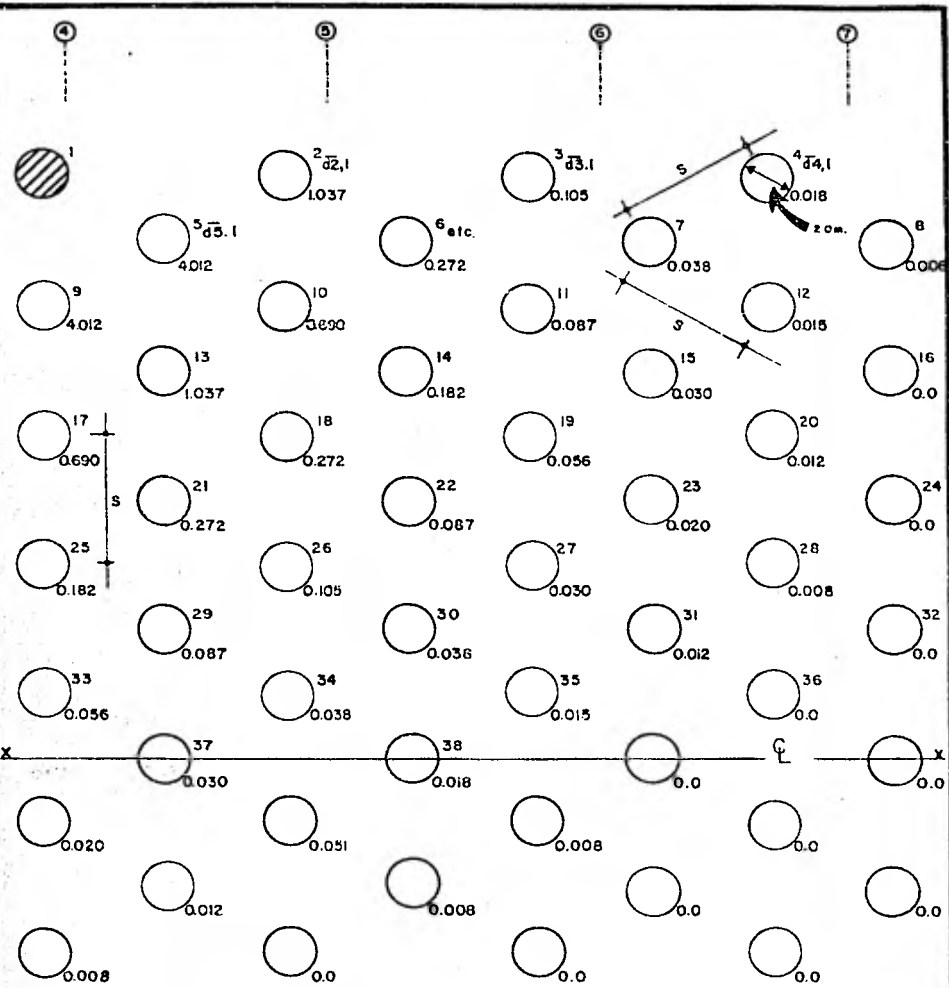
$$d_c = (\overline{d}_{38,1} + \overline{d}_{38,2} + \dots + \overline{d}_{38,37} + \overline{d}_{38,39} + \dots + \overline{d}_{38,n})_q \text{ (pila 38)}$$

Los valores encontrados de esta manera son:

Pila	dc/1 cm/(ton/m2)
1	$1.363 \times 10^{-3}$
38	$4.101 \times 10^{-3}$

El asentamiento de diferencial entre la pila 1 y la pila 38 será de 1.0cm considerando una presión de contacto de pila de  $q = 360 \text{ ton/m}^2$ .

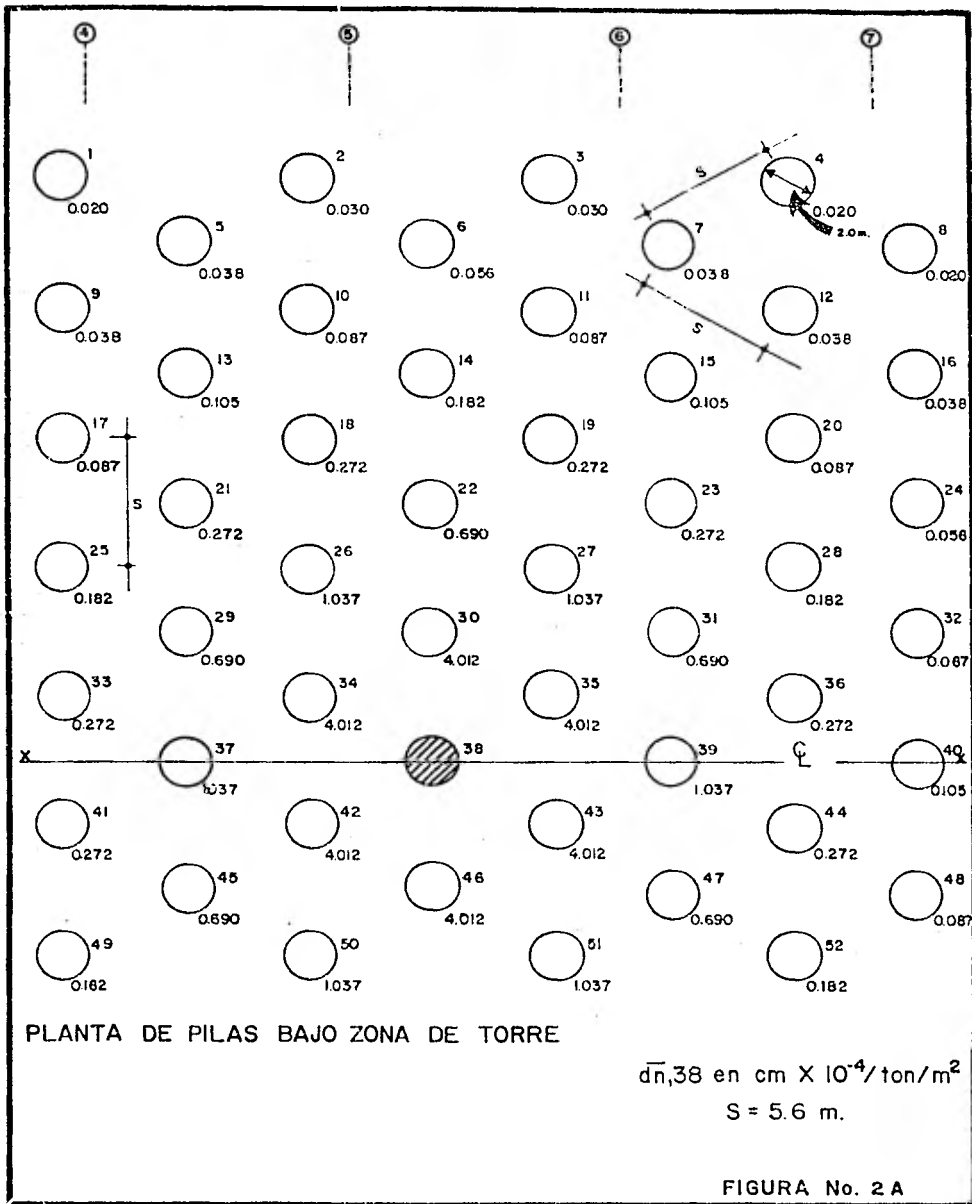
$$( q = \frac{Q_a}{A_p} = \frac{Q_{pa}}{1.4 A_p} )$$



PLANTA DE PILAS BAJO ZONA DE TORRE

$dn_i$  en  $cm \times 10^{-4} / ton/m^2$   
 $S = 5.6 m.$

FIGURA No. 1A



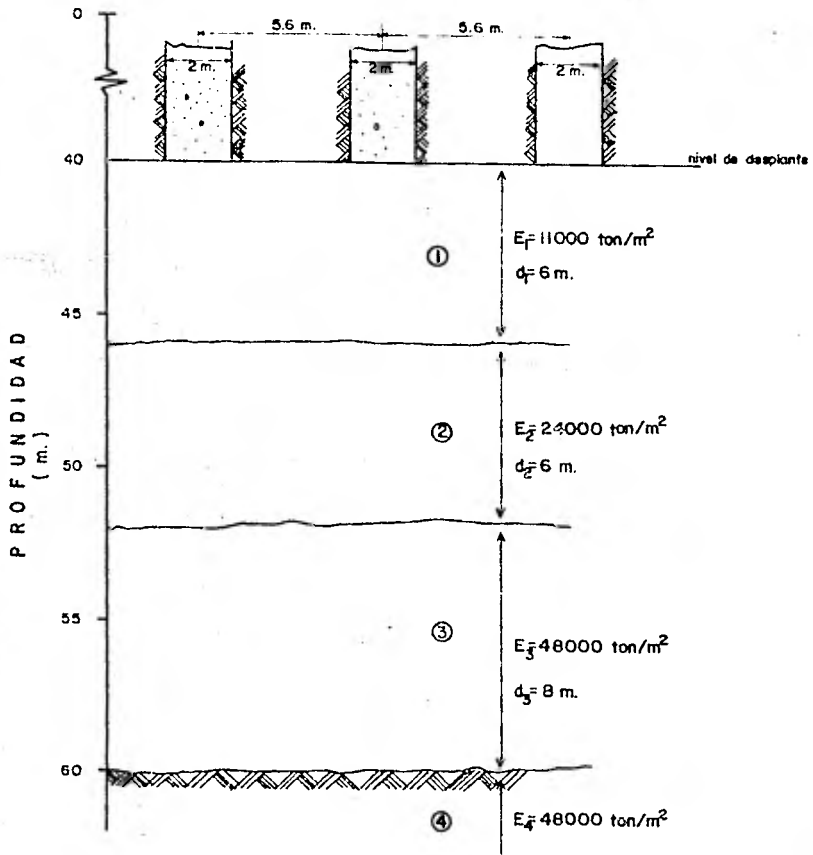


FIGURA No. 3A

APENDICE "B". Análisis dinámico modal

La estructura se analizó en conjunto en las dos direcciones ortogonales que se muestran en la figura 1.B. Los datos generales son los siguientes:

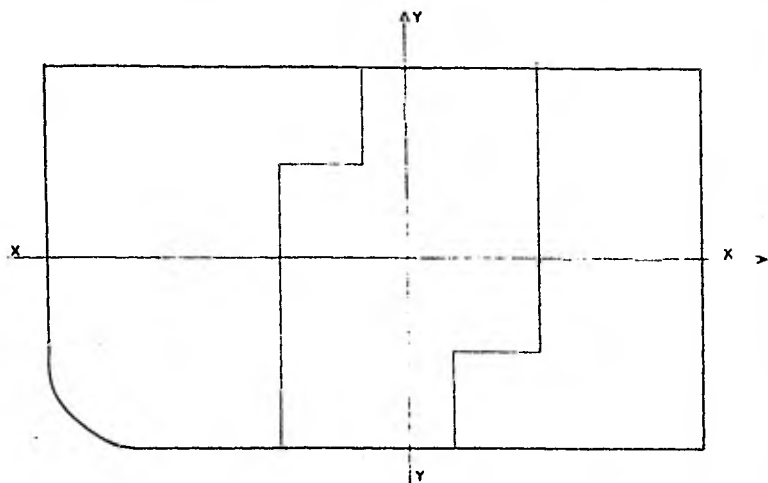
Peso total de la estructura	W = 88290 ton
Número de grados de libertad	54
Coefficiente de ductilidad	Q = 4,
Coefficiente sísmico	c = 0.24
Gravedad	g = 980 cm/seg <sup>2</sup>

El espectro de respuestas usado es el especificado por el Reglamento de Construcción para la Zona III del D. F. (figura 1.B.).

Los resultados, en las dos direcciones, para los cinco primeros modos de vibrar de la estructura son:

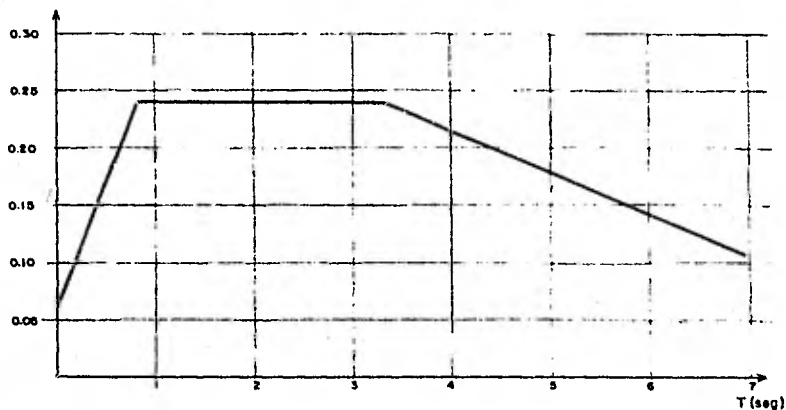
Dirección y-y

Modo	Periodo (seg)	Sa	Q'	Vbi (ton)	fpi
1	4.24	0.187	4.0	2822.28	0.684
2	1.67	0.240	4.0	674.90	0.127
3	1.13	0.240	4.0	305.05	0.058
4	0.85	0.240	4.0	176.55	0.033
5	0.66	0.208	3.46	81.45	0.015
Momento de volteo Mv (ton-m)		estático	590 640	dinámico	318 300
Cortante en la base Vb (ton)			5 297		2 927



DIRECCIONES DE ANALISIS

(a)



ESPECTRO DE DISEÑO ZONA III

$A_0 = 0.06$ ,  $T_1 = 0.8$ ,  $T_2 = 3.3$ ,  $c = 0.24$ ,  $r = 1$

(b)

FIGURA No. 1 B

Dirección x-x

Modo	Período (seg)	Sa	Q'	Vbi (ton)	fpi
1	4.47	0.177	4.0	2502.61	0.648
2	1.88	0.240	4.0	697.08	0.132
3	1.23	0.240	4.0	338.30	0.064
4	0.91	0.240	4.0	203.39	0.038
5	0.72	0.222	3.70	122.29	0.023

	estático	dinámico
Momento de volteo. Mv (ton-m)	590 640	291 538
Cortante en la base. Vb (ton)	5 297	2 634

símbolos:

- Sa: ordenada del espectro de diseño (figura 1.B)
- Q': factor de ductilidad, función de Q
- Vbi: cortante en la base debido al modo i
- fpi: factor de participación del modo i

APENDICE "C". Fuerzas horizontales. Consideraciones

Propiedades de los elementos de cimentación

Alternativa	Sección (m)	EI (ton.m <sup>2</sup> )
Pilotes	d: 0.45	$5.032 \times 10^3$
Pilas	d: 2.0	$1.964 \times 10^6$
Pilas oblongas	3 x 4	$2.250 \times 10^7$

$$E = 2.5 \times 10^6 \text{ ton/m}^2$$

I = momento de inercia de la sección

Propiedades del suelo:

El módulo de rigidez horizontal del suelo K se obtuvo de la siguiente manera<sup>(11)</sup>

$$k_i = \frac{3}{\sqrt{2}} u_i d_i \text{ (ton/m)}$$

donde:

$u_i$ : módulo de elasticidad al corte (figura 1C)

$d_i$ : espesor considerado del suelo

El sistema de ecuaciones formado es el siguiente:

$$(\bar{\delta}_{1'1'} + \frac{1}{k_1}) F_1 + \bar{\delta}_{1'2} F_2 + \bar{\delta}_{1'3} F_3 + \bar{\delta}_{1'4} F_4 = \delta_{s1} + \bar{\delta}_{1'1'} v$$

$$\bar{\delta}_{21'} F_1 + (\bar{\delta}_{22} + \frac{1}{k_2}) F_2 + \bar{\delta}_{23} F_3 + \bar{\delta}_{24} F_4 = \delta_{s2} + \bar{\delta}_{21'} v$$

$$\bar{\delta}_{31'} F_1 + \bar{\delta}_{32} F_2 + (\bar{\delta}_{33} + \frac{1}{k_3}) F_3 + \bar{\delta}_{34} F_4 = \delta_{s3} + \bar{\delta}_{31'} v$$

$$\bar{\delta}_{41'} F_1 + \bar{\delta}_{42} F_2 + \bar{\delta}_{43} F_3 + (\bar{\delta}_{44} + \frac{1}{k_4}) F_4 = \delta_{s4} + \bar{\delta}_{41'} v$$



donde:

$\bar{\delta}_{ij}$ : desplazamiento horizontal del elemento de cimentación en i debido a una fuerza unitaria aplicada en j. [m/ton]

$\delta_{si}$ : desplazamiento del suelo en i. (variación lineal, figura 1C). [m]

Los valores del problema son:

$$\begin{array}{lll}
 EI \bar{\delta}_{1'1'} = 446.6 & EI \bar{\delta}_{22} = 401.8 & EI \bar{\delta}_{33} = 190.5 \\
 EI \bar{\delta}_{1'2} = 421.9 & EI \bar{\delta}_{23} = 261.9 & EI \bar{\delta}_{34} = 68.5 \\
 EI \bar{\delta}_{1'3} = 270.8 & EI \bar{\delta}_{24} = 86.3 & EI \bar{\delta}_{44} = 32.7 \\
 EI \bar{\delta}_{1'4} = 88.5 & \bar{\delta}_{ij} = \bar{\delta}_{ji} & [m^3]
 \end{array}$$

	Pilotes	Pilas	Pilas Oblongas
EI · 1/k1	0.35 (m3)	136.45	1 562.50
EI · 1/k2	0.53	206.68	2 368.42
EI · 1/k3	0.53	206.68	2 368.42
EI · 1/k4	0.19	74.09	849.06
EI ( $\delta_{s1} + \bar{\delta}_{1'1'} v$ )	2 640.0 (ton·m3)	39 904.1	298 775.24
EI ( $\delta_{s2} + \bar{\delta}_{21'} v$ )	2 489.13	35 842.07	261 000.60
EI ( $\delta_{s3} + \bar{\delta}_{31'} v$ )	1 599.05	23 450.39	172 607.91
EI ( $\delta_{s4} + \bar{\delta}_{41'} v$ )	528.15	9 766.26	80,491.46
v	5.79 (ton)	42.0	126.4
No. de elementos	480 pilotes	66 pilas	22 pilas oblongas

$$v = \frac{(V_{bxx} + V_{byy})}{\text{No. de elementos}} \cdot \frac{1}{2} \quad (\text{ver apéndice B})$$

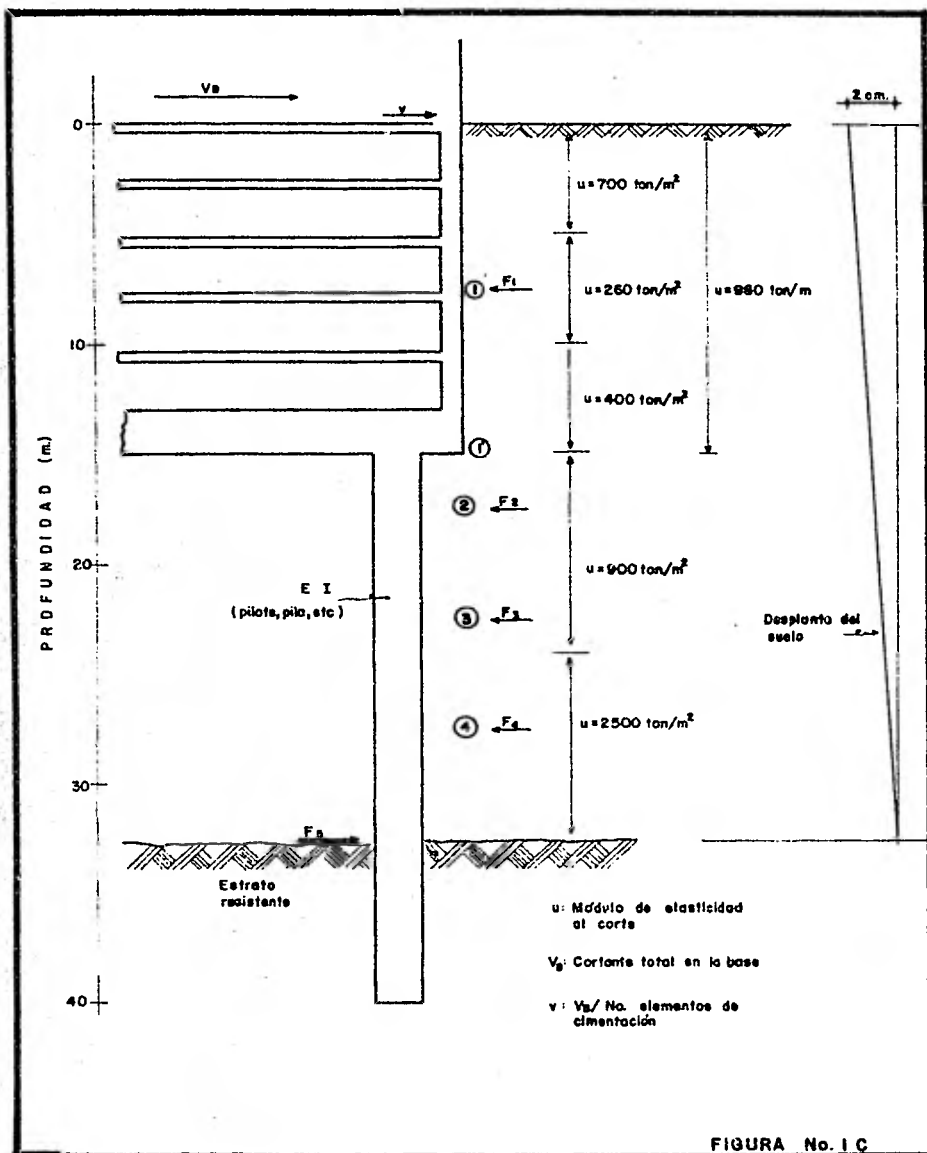


FIGURA No. 1 C