

134  
28



*Universidad Nacional  
Autónoma de México*

*Facultad de Ingeniería*

**"REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE UN  
EDIFICIO DESPLOMADO POR LOS SISMOS  
OCURRIDOS EN SEPTIEMBRE DE 1985"**

**TESIS PROFESIONAL**

*Que Para obtener el Título de  
INGENIERO CIVIL*

*p r e s e n t a*

**MARIA DEL ROCIO RIVERA MONROY**

*México, D. F.*

*1987*



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

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

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

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

# I N D I C E

CAPITULO I	
INTRODUCCION . . . . .	1
CAPITULO II	
CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA . . . . .	3
CAPITULO III	
EXPLORACION DEL SUBSUELO. . . . .	7
CAPITULO IV	
PRUEBAS DE LABORATORIO . . . . .	10
CAPITULO V	
DESCRIPCION ESTRATIGRAFICA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO . . . . .	39
CAPITULO VI	
ANALISIS DE LA CIMENTACION . . . . .	49
6.1 Capacidad de carga . . . . .	49
i) Cajón de cimentación	
ii) Pilotes de fricción	
iii) Pilotes de punta	
6.2 Estados límite de falla . . . . .	52
i) Condiciones estáticas	
ii) Condiciones dinámicas	

6.3	Estados límite de servicio . . . . .	53
	i) Asentamientos para cimentaciones con pilotes de fricción	
	i) Asentamientos para cimentaciones con pilotes de punta	
CAPITULO VII		
	COMPORTAMIENTO ESPERADO . . . . .	55
7.1	Análisis de la cimentación . . . . .	55
7.1.1	Capacidad de carga . . . . .	55
7.1.2	Estados límite de falla . . . . .	56
7.1.3	Estados límite de servicio . . . . .	56
CAPITULO VIII		
	COMPORTAMIENTO REAL . . . . .	61
CAPITULO IX		
	EFFECTOS DEL SISMO . . . . .	64
9.1	Aspectos importantes antes y después del sismo . . . . .	64
9.2	Nivelaciones y desplomes . . . . .	64
CAPITULO X		
	REVISION DEL COMPORTAMIENTO REAL Y EFFECTOS DEL SISMO . . . . .	77
10.1	Análisis de la cimentación . . . . .	77
10.1.1	Capacidad de carga . . . . .	77
10.1.2	Estados límite de falla . . . . .	78
10.1.3	Estados límite de servicio . . . . .	79

CAPITULO XI

PROCEDIMIENTO PARA LA RECIMENTACION.	81
11.1 Propuesta de solución	81
11.2 Análisis de la cimentación	81
11.2.1 Capacidad de carga	81
11.2.2 Fricción negativa	82
11.2.3 Número de pilotes	83
11.2.4 Estados límite de falla	83
11.2.5 Estados límite de servicio	85
11.3 Condiciones y modificaciones necesarias para la recimentación.	86

CAPITULO XII

CONCLUSIONES	100
REFERENCIAS	101
ANEXO	103

## 1. INTRODUCCION

Dado lo problemático que resulta cimentar en los suelos lacustres del Valle de México, debido a la alta compresibilidad de sus estratos arcillosos, las cimentaciones requeridas para estructuras altas y de grandes dimensiones, que transmiten al suelo presiones mayores de  $10 \text{ ton/m}^2$ , se resuelven generalmente a base de cajones parcialmente compensados, trabajando en conjunto con una serie de pilotes.

Este tipo de cimentaciones deberá satisfacer adecuadamente las condiciones, tanto de estabilidad como de servicio, ya que los asentamientos registrados por éstas tendrán que ser permisibles y compatibles con el hundimiento regional.

En este trabajo se presenta el análisis del comportamiento de una cimentación de este tipo, para un edificio de oficinas con quince niveles, ubicado en la zona de Lago, el cual experimentó un desplome de 60 cm. en la fachada sur, cinco años después de concluida su construcción, debido a que durante la etapa de construcción del edificio se efectuaron modificaciones al proyecto original, ocasionando incrementos de carga en magnitud y distribución.

Por lo que durante los sismos ocurridos en septiembre de 1985, el desplome alcanzó un valor máximo de 1.38 m., en la esquina oeste de la fachada principal en dirección sur.

Esta revisión contempla trabajos de exploración del subsuelo, pruebas de laboratorio, análisis de resultados y las modificaciones necesarias para proponer con efectos didácticos exclusivamente, una de las soluciones de recimentación.

Por último se exponen algunos lineamientos para llevar a cabo los trabajos necesarios para el procedimiento de recimentación.

## 2. CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

El edificio consta de sótano, planta baja, dos niveles de estacionamiento, doce plantas tipo y azotea general, incluyendo la cubierta de elevadores como se presenta en la figura 2.

El diseño estructural del edificio fue definido mediante columnas capiteladas y losas aligeradas de concreto reforzado, formando marcos con claros entre ejes de 7.4 y 8.0 m. en el sentido corto y largo respectivamente, rigidizado mediante dadas diagonales en los muros de colindancia como se observa en la figura 1.

La cimentación quedó resulta a base de 133 pilotes de fricción con sección cuadrada de 2m. de perímetro, hincados hasta 32 m. de profundidad, sobre los cuales se apoya la losa de cimentación a través de contratraves de 2.5 m. de peralte en ambas direcciones y muros de contención sobre los ejes perimetrales; de esta manera la cimentación quedó parcialmente compen-

### Planta baja (nivel 0)

En esta planta se encuentran ubicados el vestíbulo general del edificio, las oficinas administrativas y el acceso a los dos niveles superiores por medio de rampas.



*Planta tipo ( nivel 1 y 2)*

*Estos niveles fueron destinados para estacionamiento de uso común, con una capacidad aproximada de 70 automóviles cada uno.*

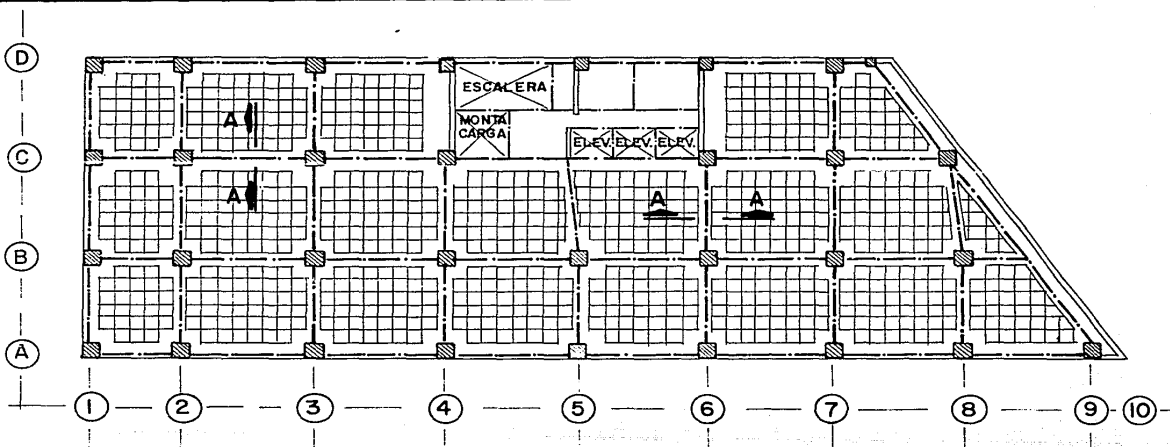
*Planta tipo ( niveles 3 al 14)*

*Destinados principalmente para oficinas, incluyendo el vestíbulo de acceso a los elevadores, escaleras y servicios.*

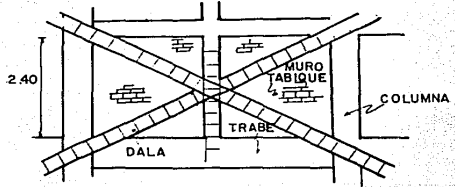
*Planta azotea (nivel 15)*

*En este nivel se encuentra localizado el cuarto de máquinas del cubo de elevadores .*

*La solución estructural para esta planta fue definida mediante losas macizas, apoyadas sobre muros de concreto.*



MARCO TIPO EN LOS EJES AYD DE (1-10)



CORTE A-A

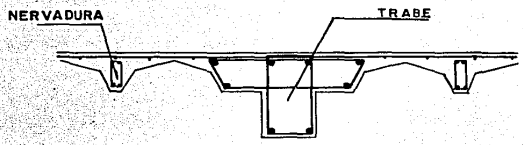


FIGURA No.1 PLANTA ESTRUCTURAL TIPO.

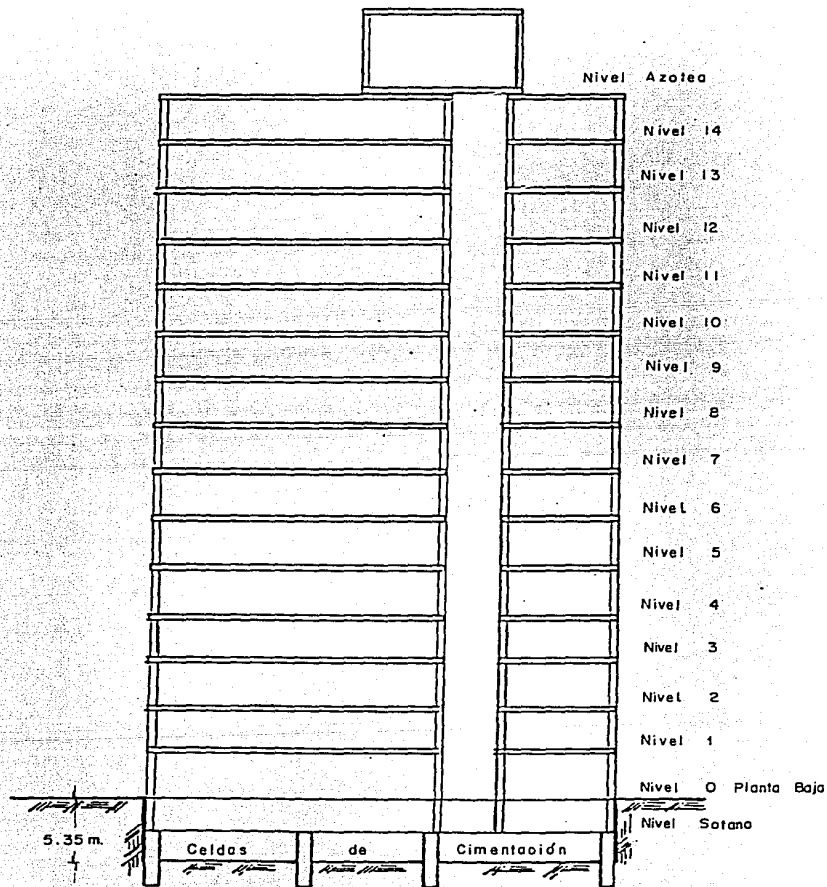


FIGURA No. 2 CORTE ESQUEMATICO

### 3. EXPLORACION DEL SUBSUELO

Siendo necesario conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en donde se encuentra ubicado el edificio, se efectuaron ocho sondeos (figura 3) con profundidades variables entre 45 y 50 m., cinco de ellos exploratorios (SE-1 a SE-5) ejecutados con broca tricónica, desde la superficie hasta una profundidad de 30 a 35 m., continuando con el equipo de penetración estándar hasta alcanzar profundidades de 45 a 50 m.

Los sondeos restantes fueron de tipo mixto (SM-1 a SM-3) y se efectuaron con el penetrómetro eléctrico, hincado a presión, obteniendo registros de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales, hasta alcanzar una profundidad media de 35-m.; a partir de la cual se continuó hasta 45 o 50 m. utilizando el equipo de penetración estándar, muestreando en uno de ellos con el barril Denison para obtener muestras representativas inalteradas de los materiales a profundidades que se juzgó conveniente.

Las muestras obtenidas en los sondeos exploratorios permitieron establecer la continuidad horizontal, profundidad y propiedades índice de los estratos resistentes, así como medir el índice de resistencia a la penetración estándar de los materiales explorados.

Cuadro uno " Profundidad de los sondeos "

Sondeo	Broca tricónica (m)	Penetrómetro estándar (m)	Cono eléctrico (m)	Barril Denison (m)
SE - 1	0.0 - 30.0	30.0 - 45.5		
SE - 2	0.0 - 30.0	30.0 - 46.5		
SE - 3	0.0 - 30.0	30.0 - 46.0		
SE - 4	0.0 - 35.5	35.5 - 48.5		
SE - 5	0.0 - 34.0	34.0 - 45.0		
SM - 1		36.5 - 50.0	0.0 - 34.5	34.5 - 36.5
SM - 2		35.0 - 46.0	0.0 - 36.0	
SM - 3		35.5 - 50.5	0.0 - 35.5	

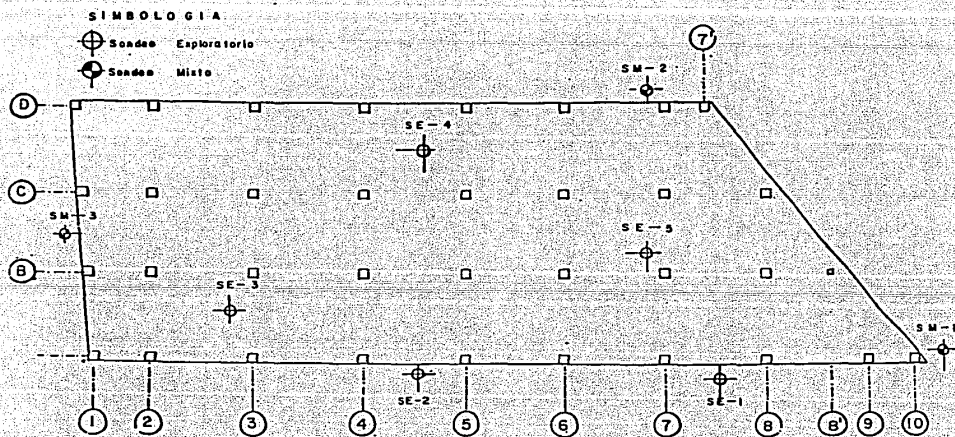


FIGURA No.3 LOCALIZACION DE SONDEOS

#### 4. PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras obtenidas mediante los sondeos mixtos y exploratorios, permitieron determinar dos características fundamentales para el estudio de mecánica de suelos; las propiedades índice y mecánicas, necesarias para conocer el comportamiento del subsuelo en función de la resistencia y deformabilidad del mismo.

Para tal efecto se realizaron conforme a las normas establecidas por el manual de la SARH (ref. 1), las siguientes pruebas de laboratorio:

Para las propiedades índice:

Clasificación

Granulometría

Peso volumétrico

Límites de consistencia

Densidad de sólidos

Para las propiedades mecánicas:

Resistencia al esfuerzo cortante

Resistencia a la penetración estándar

Compresión triaxial

Consolidación unidimensional

Los resultados obtenidos de las pruebas necesarias para determinar las propiedades índice y la resistencia a la penetración estandar, se presentan en la figura 12 para el estudio realizado originalmente y en las figuras 4 a 11 para los sondeos efectuados posteriormente para la recimentación.

Los registros de la resistencia al esfuerzo cortante obtenidos en los sondeos utilizados el penetómetro eléctrico se presentan en las figuras 13 a 15.

Adicionalmente para las muestras inalteradas se obtuvieron: las leyes de variación de la resistencia al esfuerzo cortante, obtenidas de las envolventes de los círculos de Mohr correspondientes al estado máximo de esfuerzos como resultado de las pruebas de comprensión triaxial (figs. 16 a 17 b) y las curvas de compresibilidad resultantes de las pruebas de consolidación unidimensional (figs 18 a 23 a).



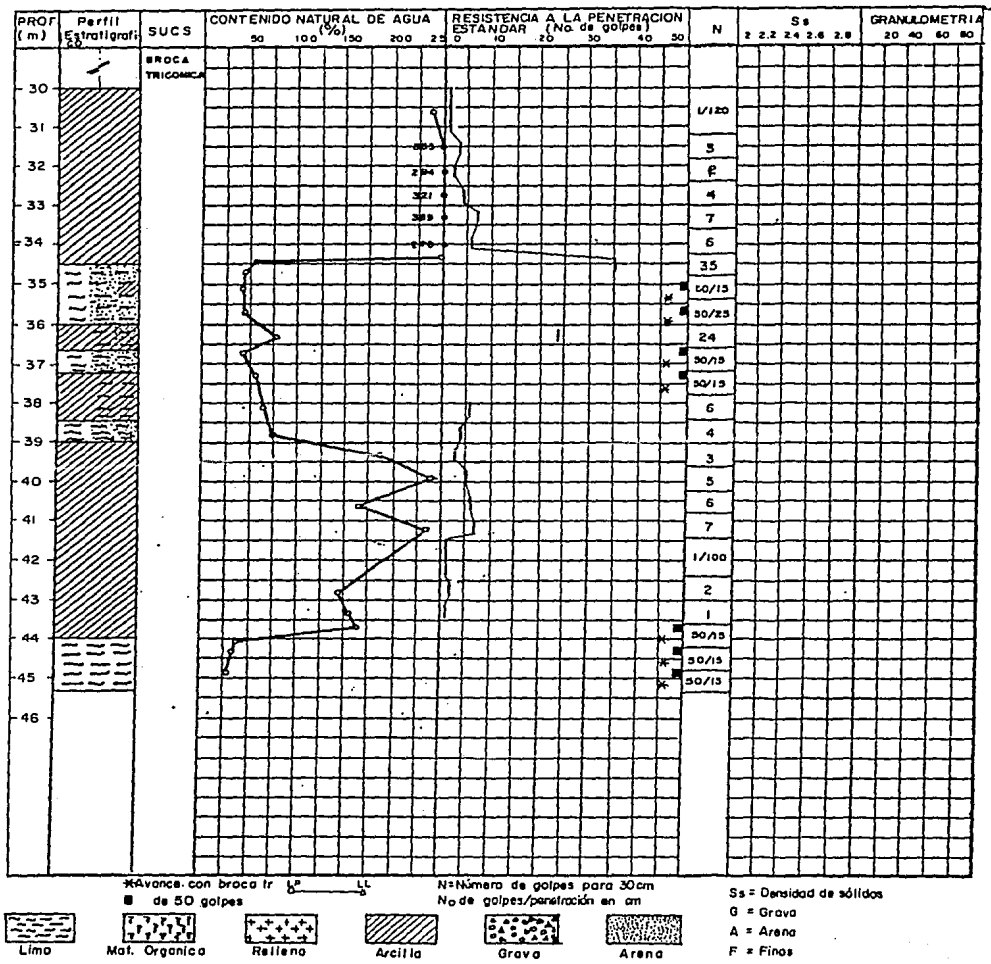


FIGURA No. 4 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SE-1

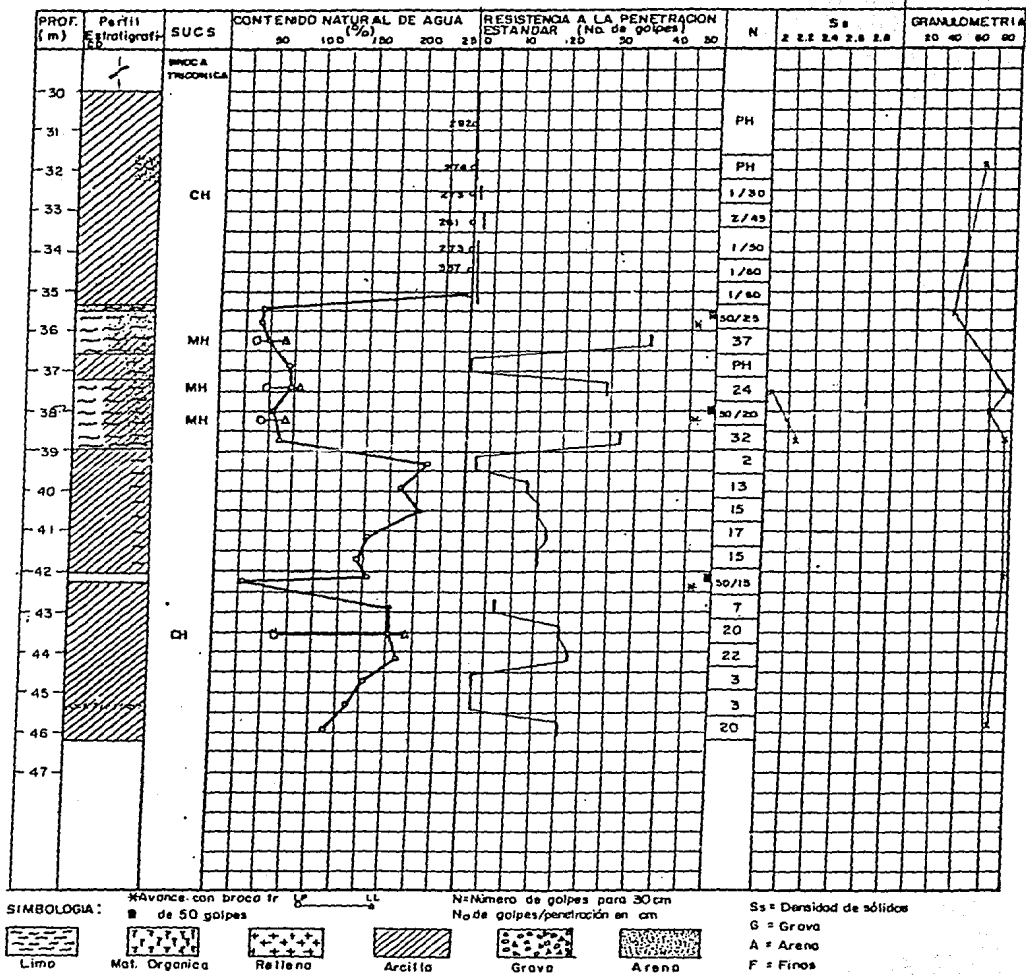


FIGURA No. 5 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SE-2

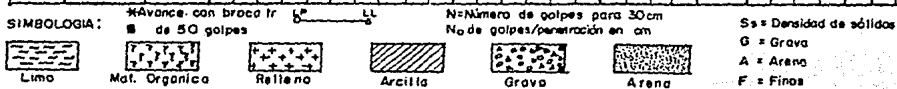
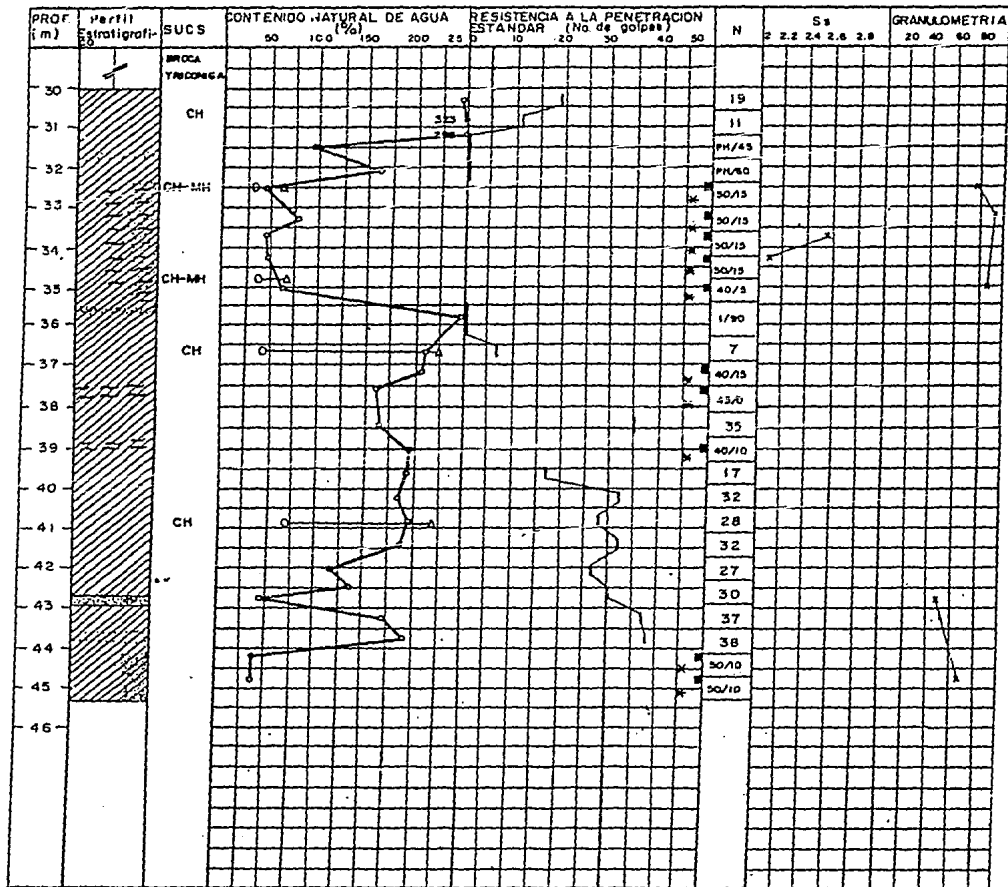
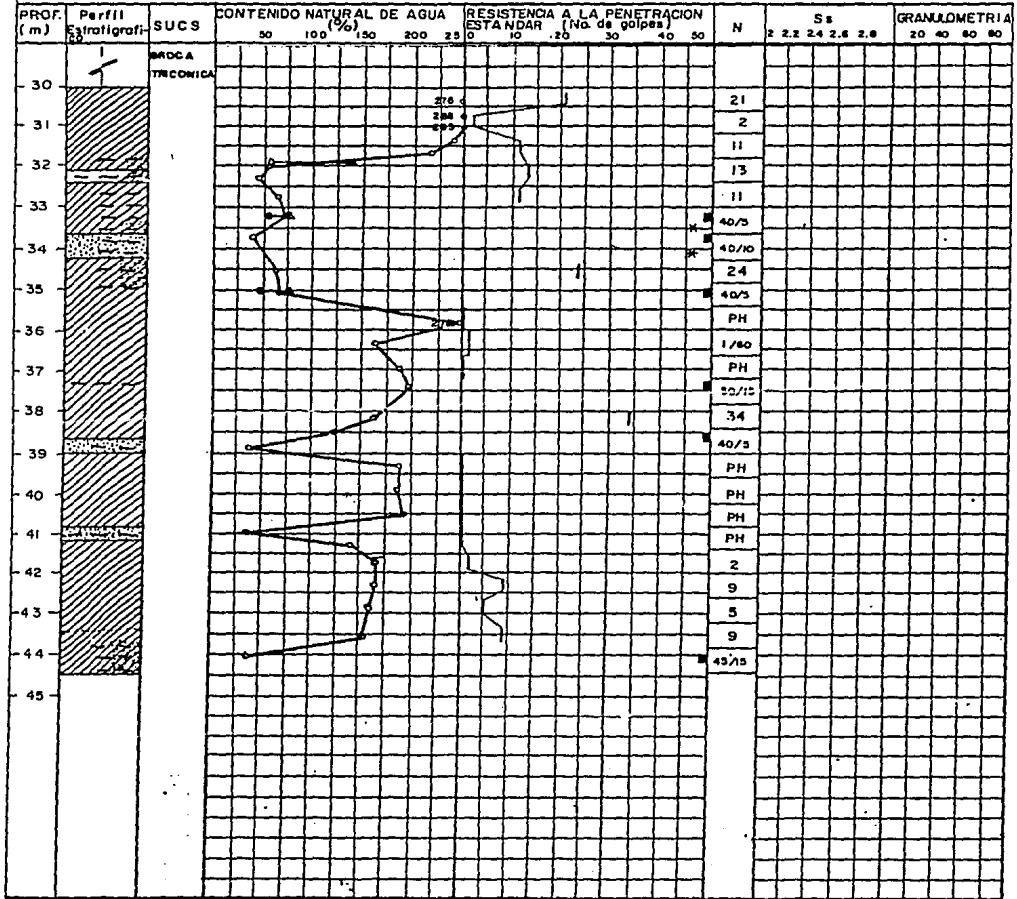


FIGURA No.6 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SE-3



SIMBOLOGIA:



Limo



Mat. Organica



Relleno



Arcilla



Grava



Arena

\*Avance con braca tr. de 50 golpes

N=Numero de golpes para 30cm  
No de golpes/penetración en cm

S<sub>s</sub> = Densidad de sólidos

G = Grava

A = Arena

F = Fina

FIGURA No.7. PERFIL ESTRATIGRAFICO, SE-4

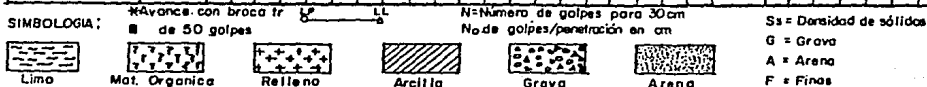
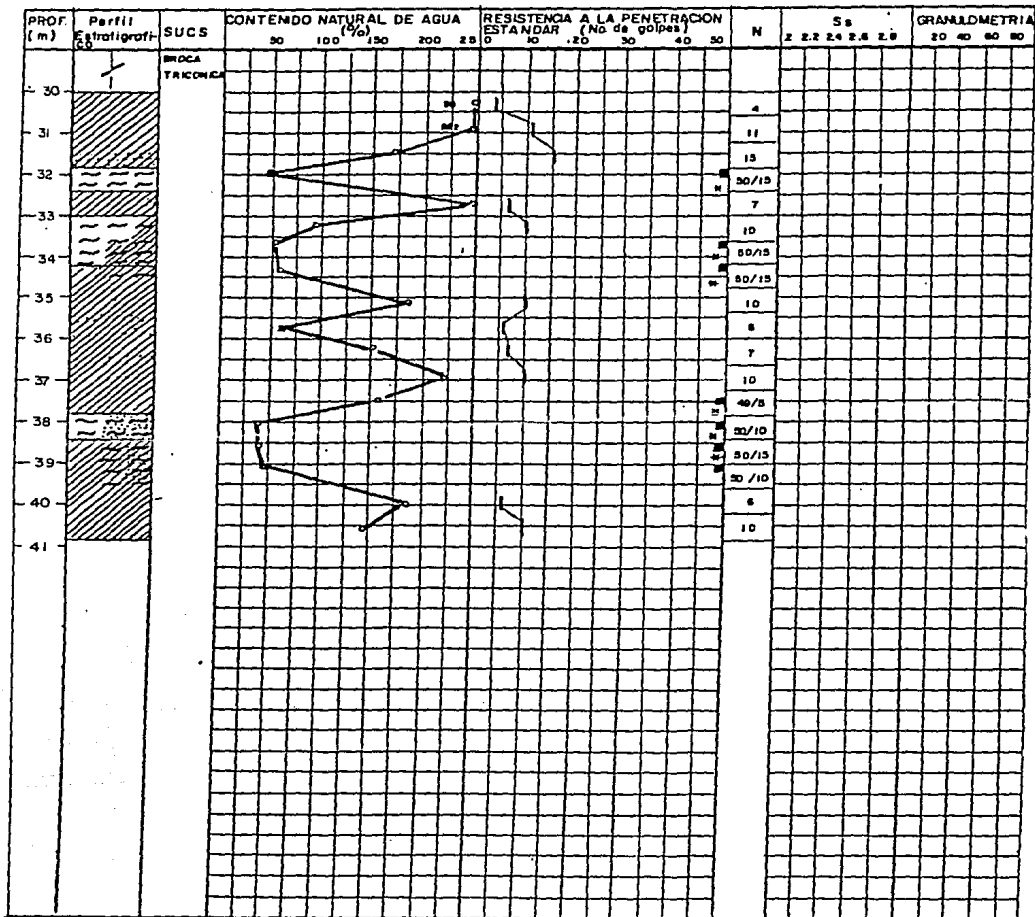


FIGURA No.8 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SE-5

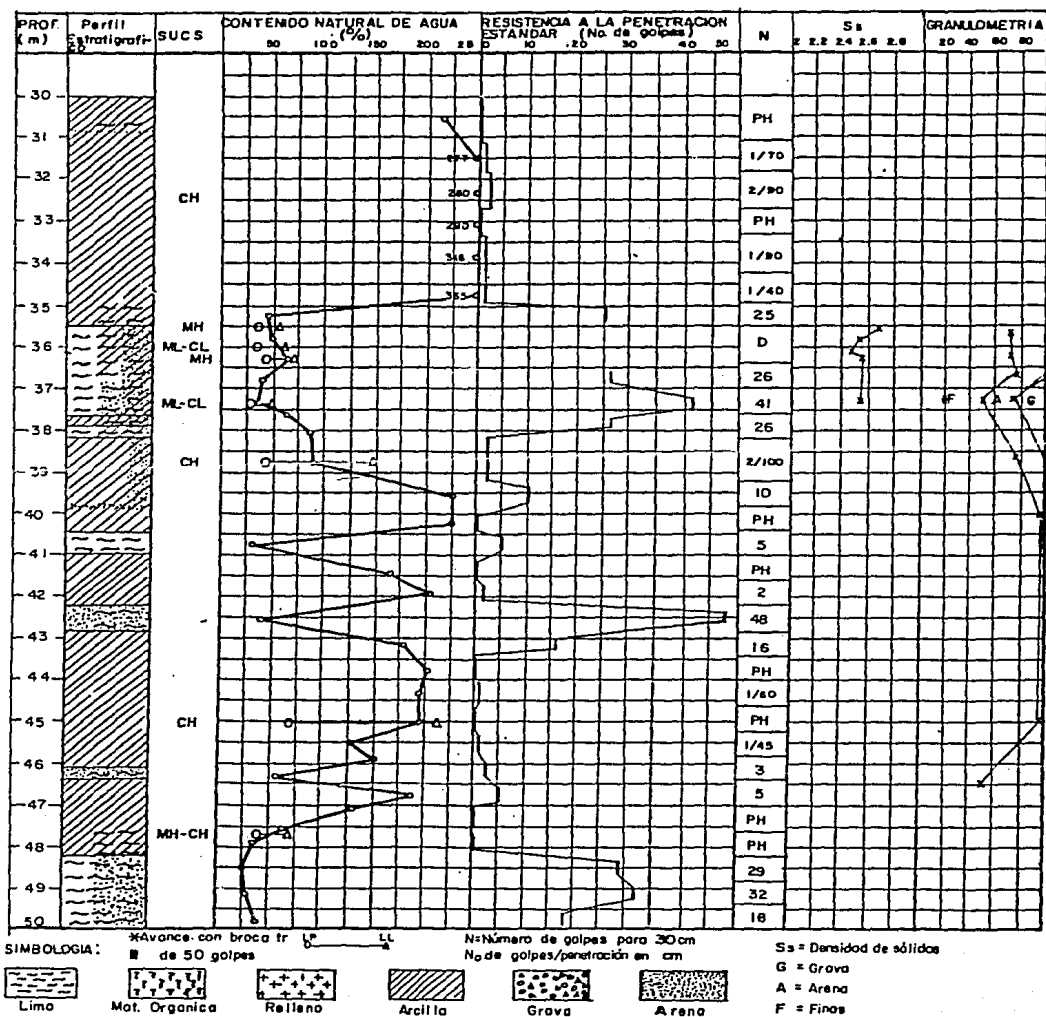


FIGURA No.9 PERFIL ESTRATIGRAFICO, S.M-1

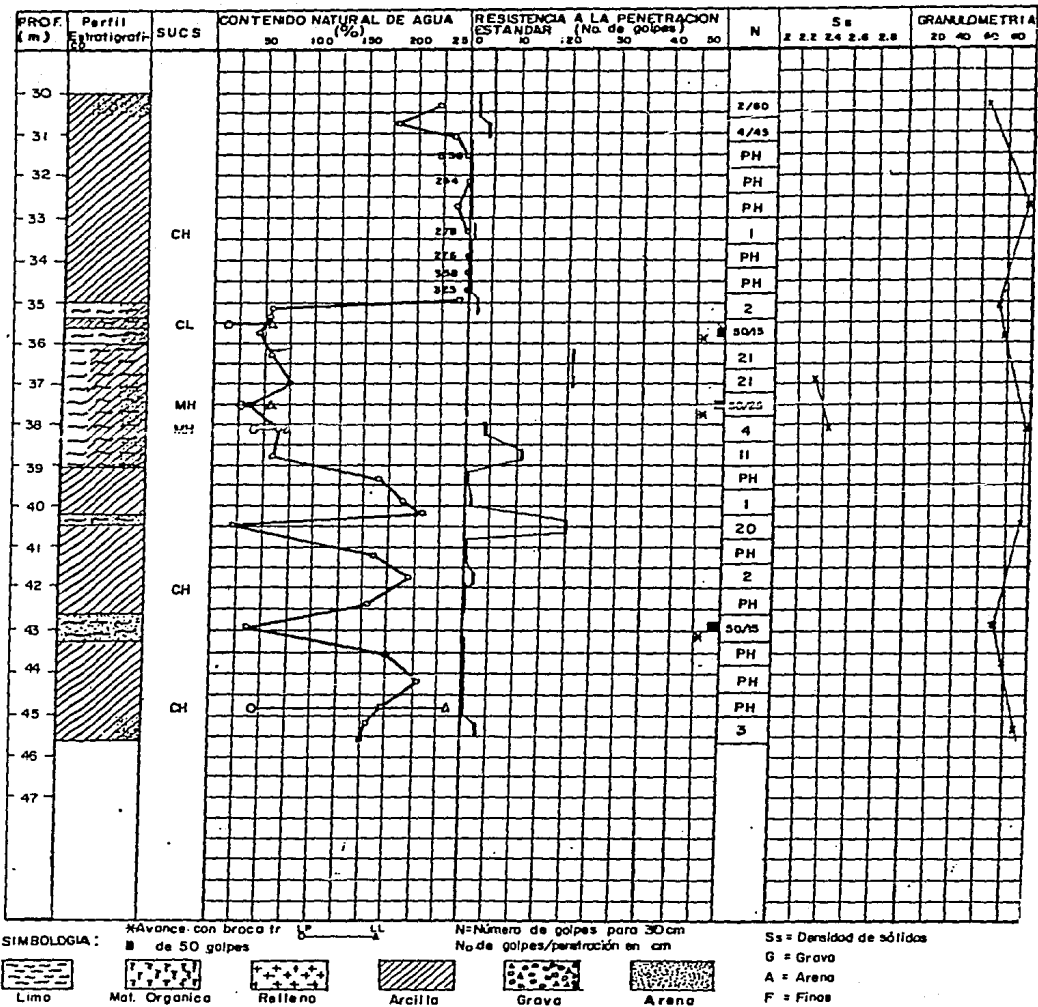


FIGURA No. 10 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SM-2

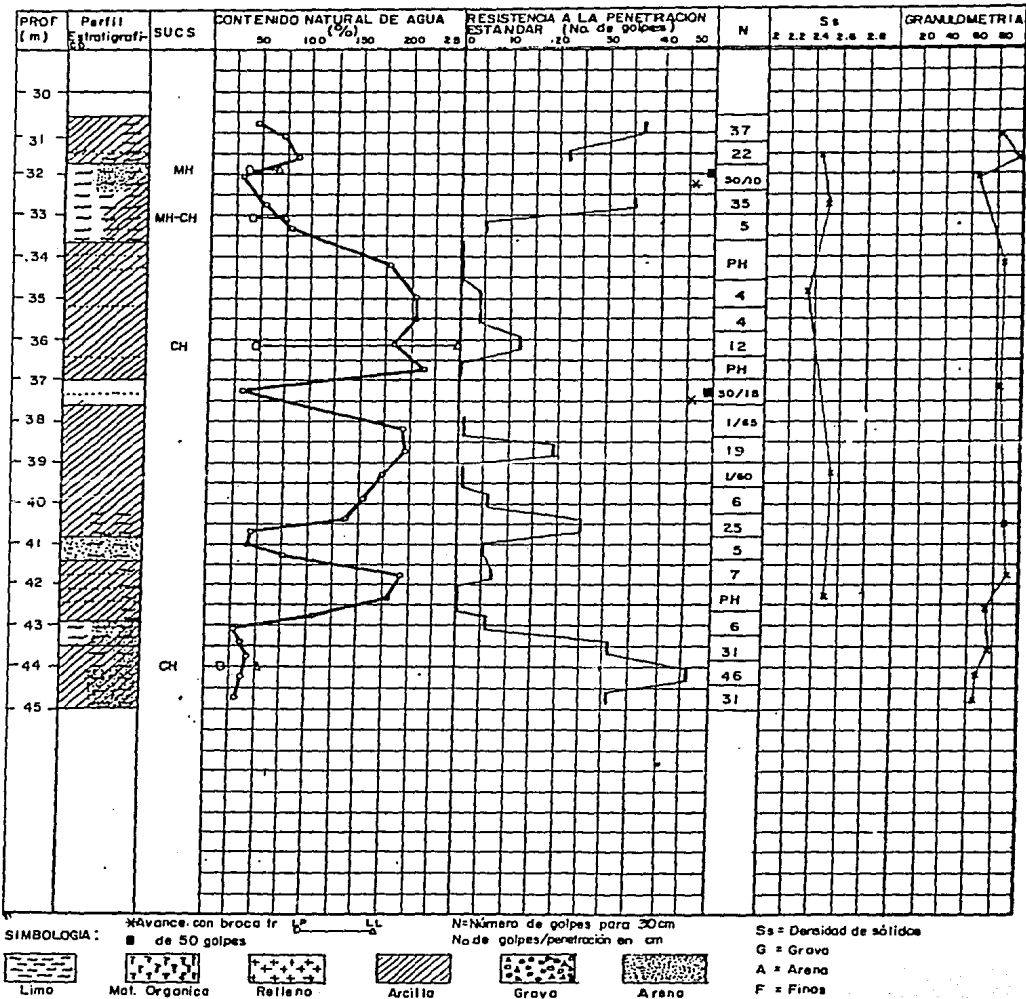


FIGURA No. 11. PERFIL ESTRATIGRAFICO, SM-3



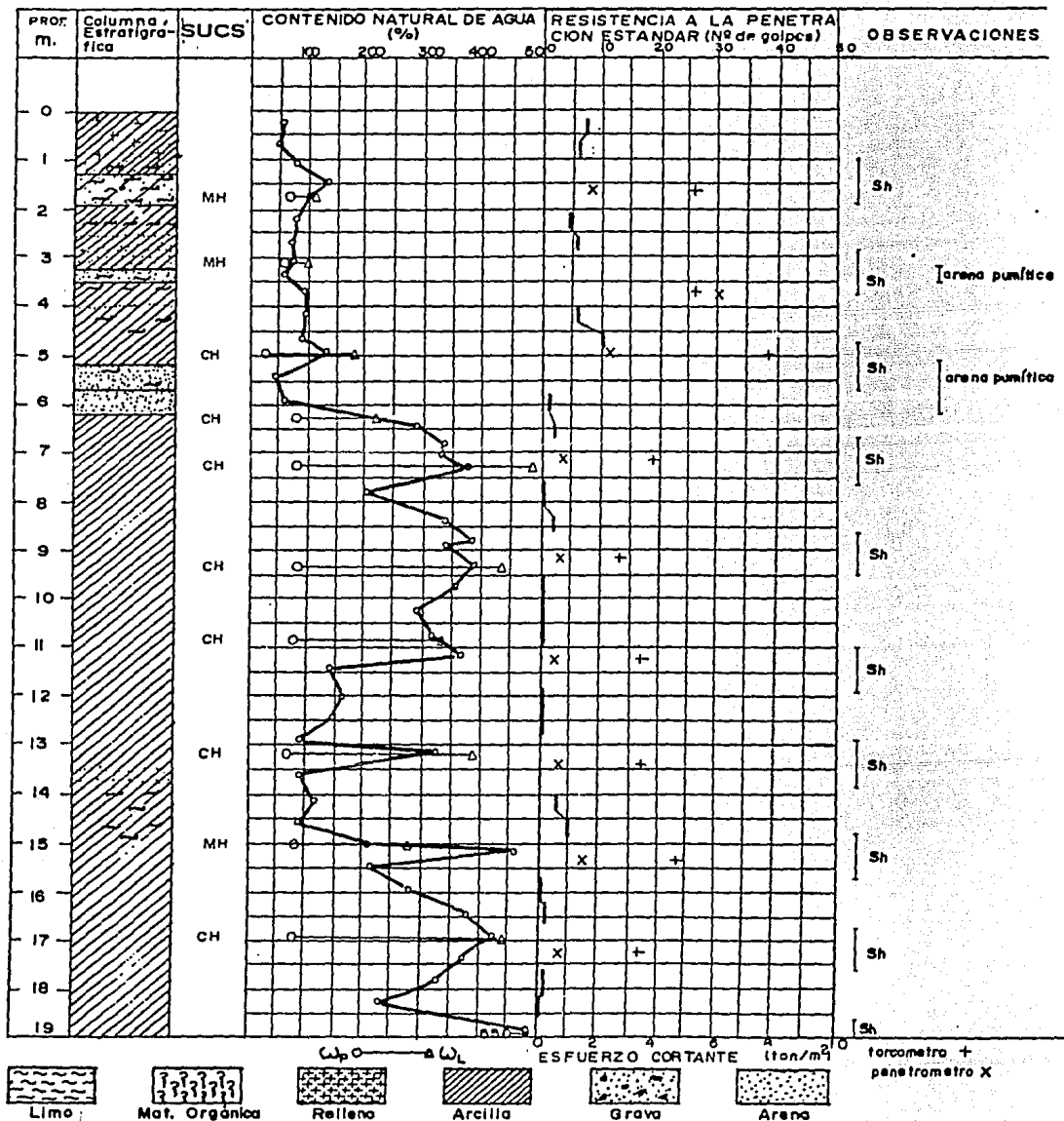


FIGURA No.12 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SM-1

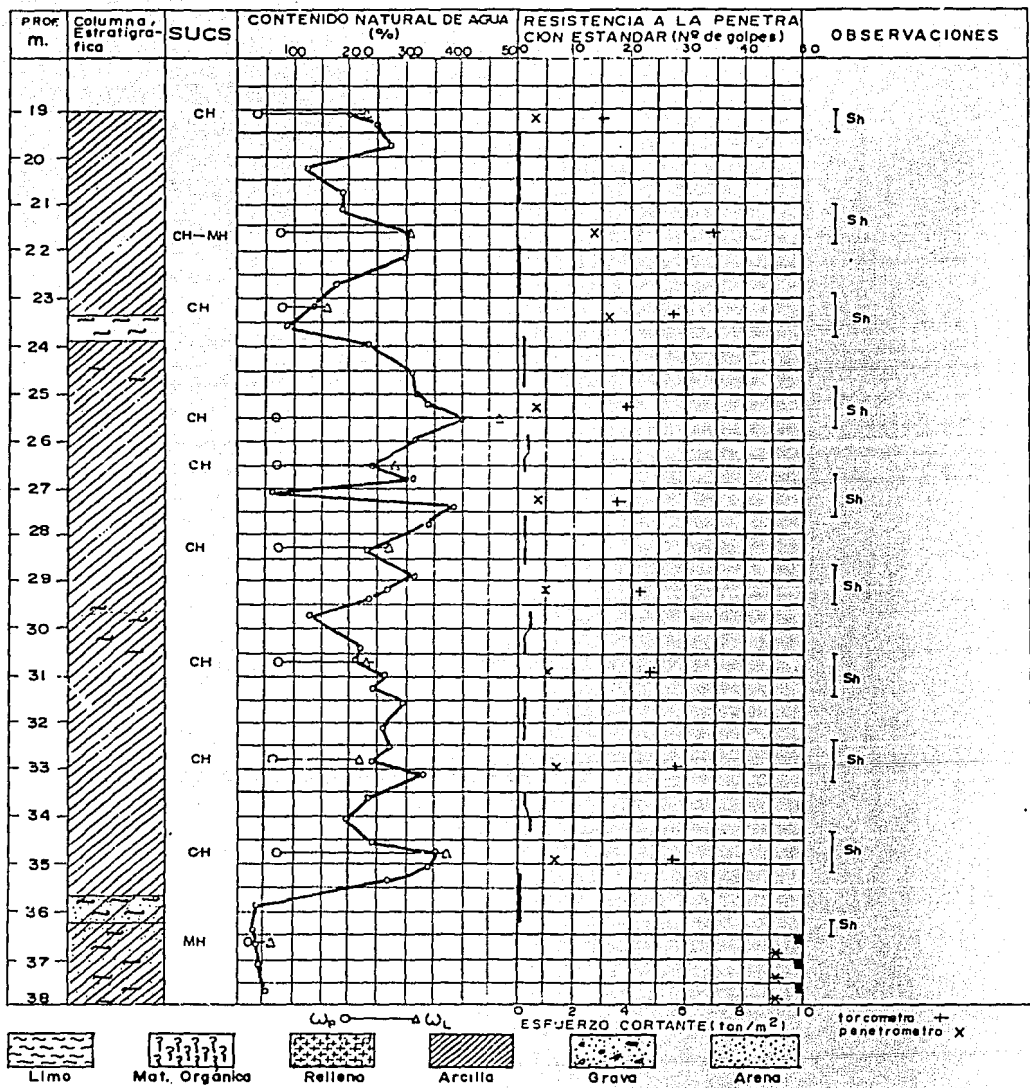


FIGURA No. 12 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SM-1

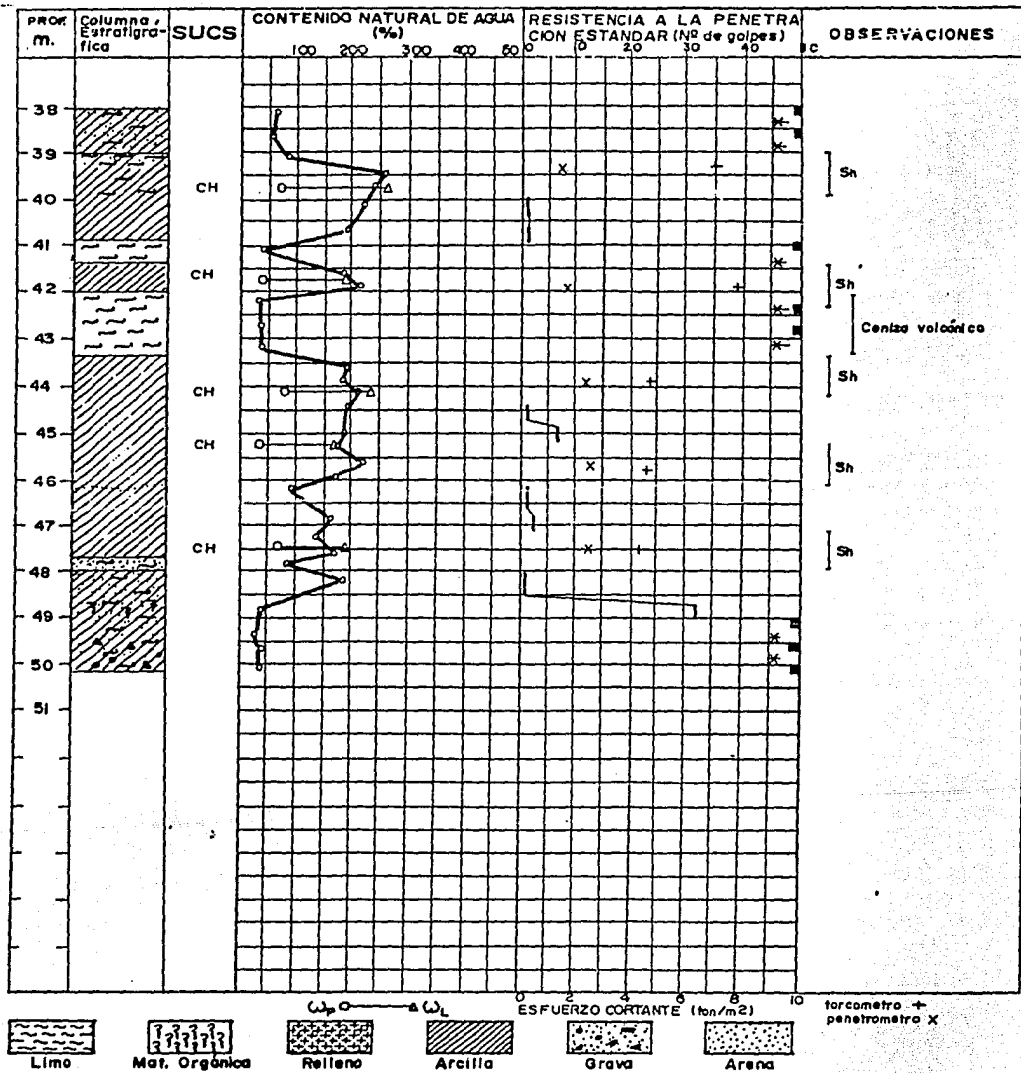


FIGURA No. 12 PERFIL ESTRATIGRAFICO, SM-1

FIG. No. 13 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

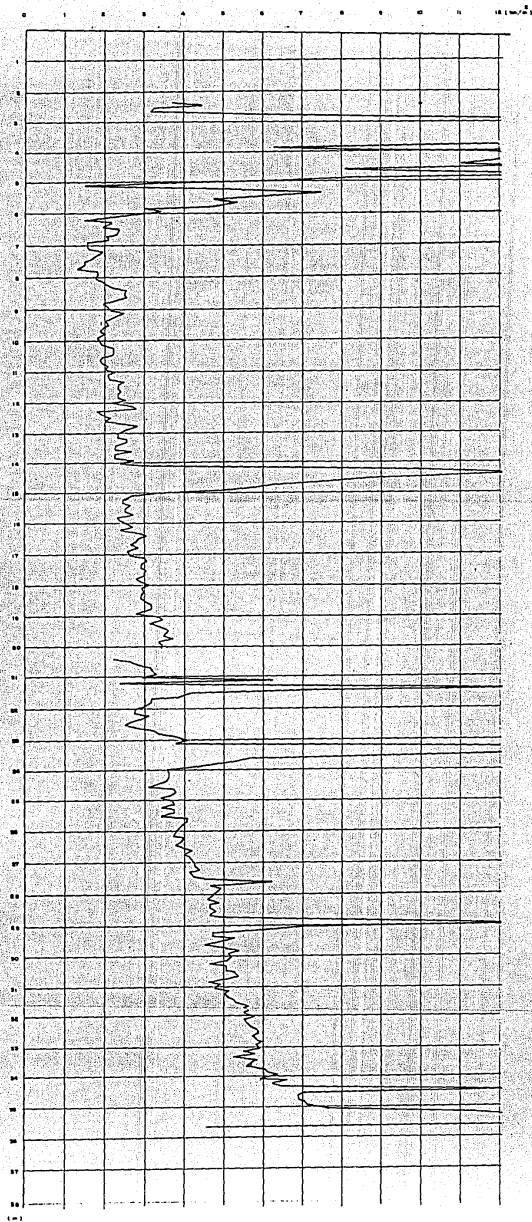


FIG. No. 14 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

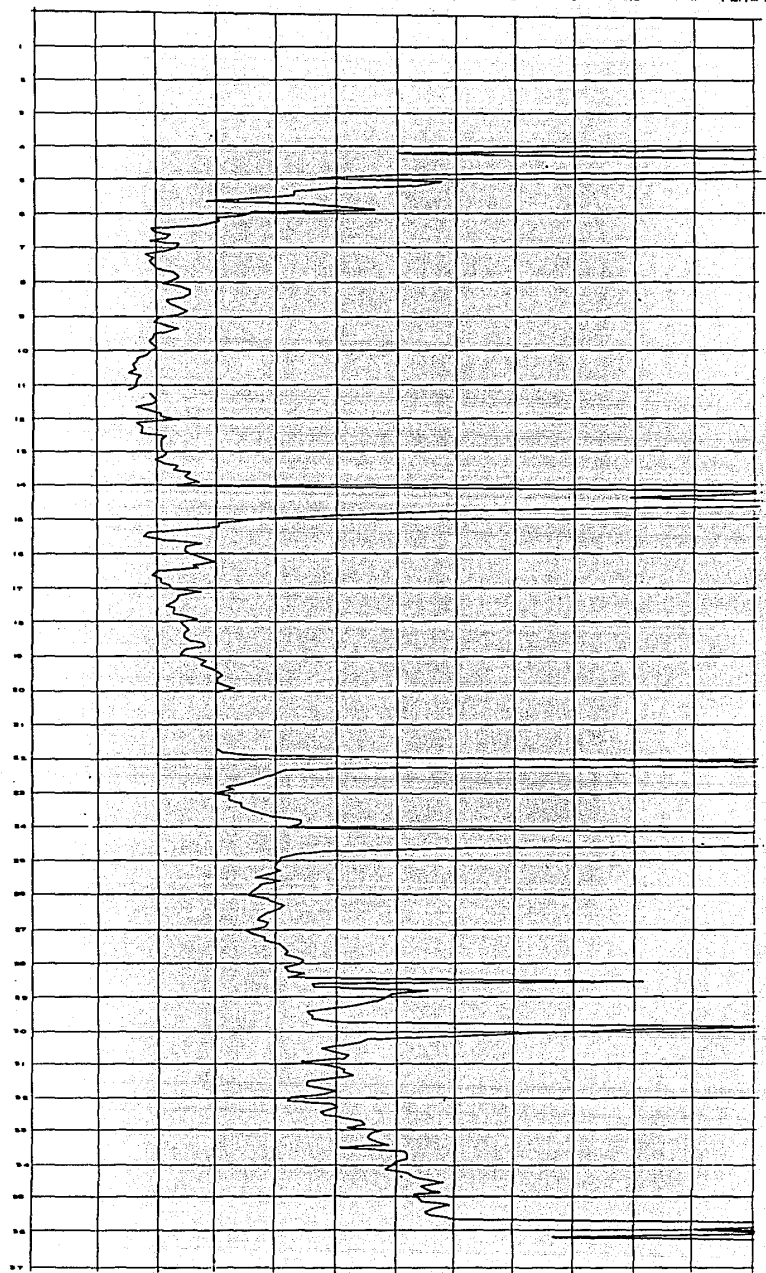


FIG. No. 15 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

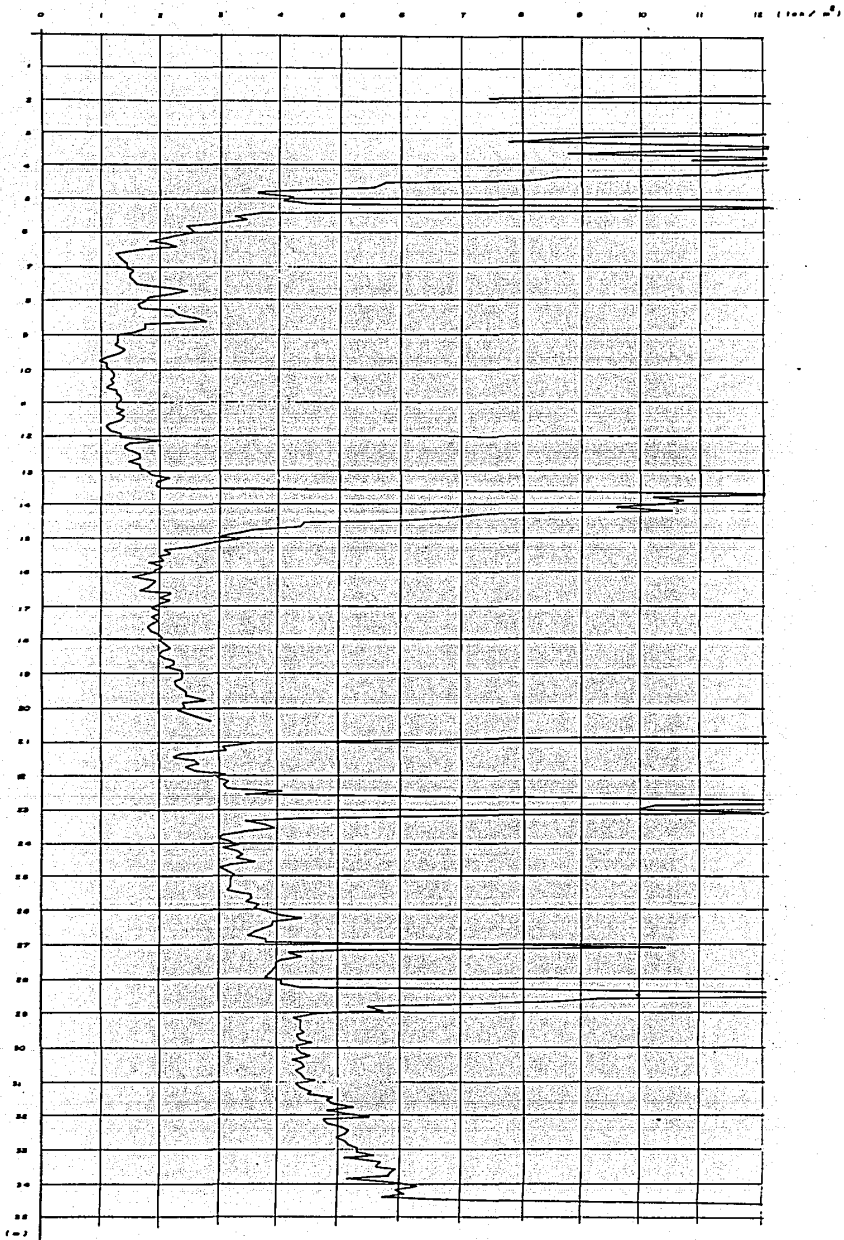


FIG. No. 16 CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

TIPO DE SONDEO MIXTO, SM-1  
 MUESTRA No. 8 PROF. 34.5-34.9  
 DESCRIPCION Arcilla café obscura.

NO CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA NO DRENADA  CU  CONSOLIDADA DRENADA  CD

PRUEBA No.	C <sub>u</sub> %	C <sub>v</sub> %	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	(S <sub>r</sub> ) <sub>i</sub> %	(S <sub>r</sub> ) <sub>f</sub> %	σ <sub>1i</sub> ton/m <sup>2</sup>	σ <sub>1f</sub> - σ <sub>3i</sub> ton/m <sup>2</sup>	v <sub>f</sub> ton/m <sup>3</sup>	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
1	43.7						10.0	70.16	1.67	φ = 30 ° c = 14.5 ton/m <sup>2</sup>
2	49.6						16.0	75.21	1.58	
3	43.6						22.0	95.30	1.67	
4										
5										

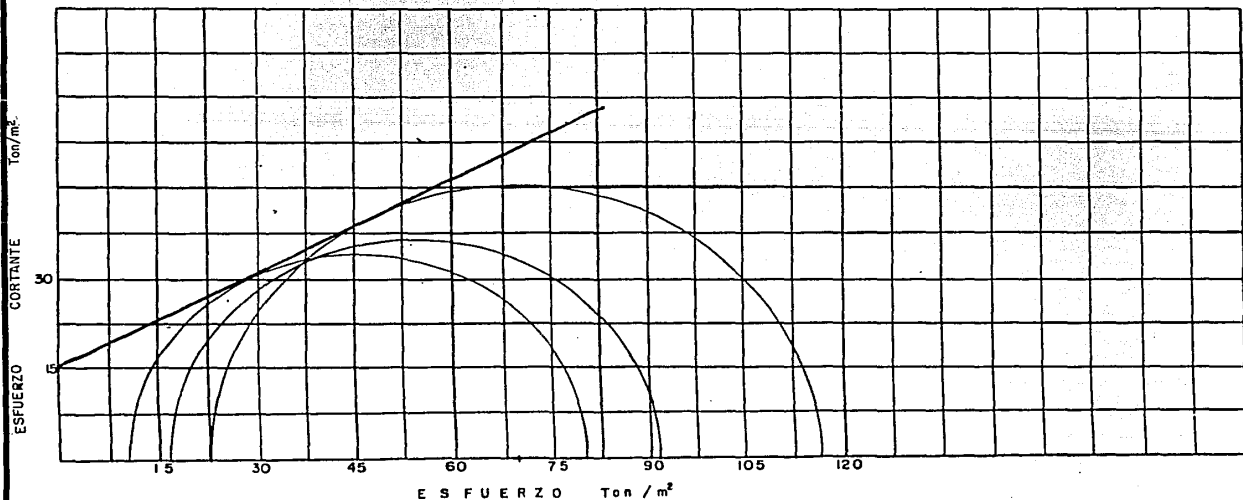


FIG. No. 16a CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL .

TIPO DE SONDEO SM-1  
 MUESTRA No. 9 PROF. 34.9-35.3 m.  
 DESCRIPCION Arcilla limosa café claro.

NO CONSOLIDADA NO DRENADA   CONSOLIDADA NO DRENADA  CONSOLIDADA DRENADA

PRUEBA No.	$w_l$ %	$w_p$ %	$e_i$	$e_f$	$(S_r)_i$ %	$(S_r)_f$ %	$\sigma_{III}$ ton/m <sup>2</sup>	$\sigma_1 - \sigma_3$ ton/m <sup>2</sup>	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
1	57.0						10	6.4	1.61	$\phi = 30^\circ$ $c = 12.0 \text{ ton/m}^2$
2	56.2					20	8.3	1.59		
3	54.6					40	12.5	1.60		
4										
5										

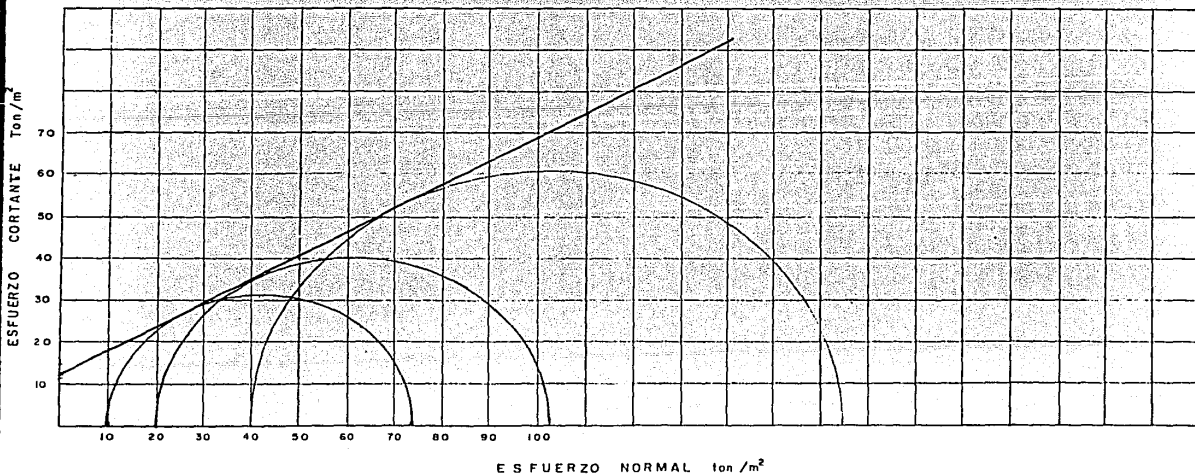




FIG. No. 17 CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL .

TIPO DE SONDEO MIXTO, SM-I  
 MUESTRA No. 10 PROF. 35.3-35.7 m.  
 DESCRIPCION Arcilla café con vetas de ceniza  
 volcánica

NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE		
PRUEBA No.	C <sub>v</sub> %	C <sub>v</sub> <sup>f</sup> %	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	(S <sub>r</sub> ) <sub>i</sub> %	(S <sub>r</sub> ) <sub>f</sub> %	σ <sub>11</sub> ton/m <sup>2</sup>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub> ton/m <sup>2</sup>	γ ton/m <sup>3</sup>	
1	196.7						7.5	19.5	1.23	φ = 1 °  c = 9.8 ton/m <sup>2</sup>
2	192.3						12.5	19.2	1.20	
3	198.0						20.0	20.2	1.24	
4										
5										

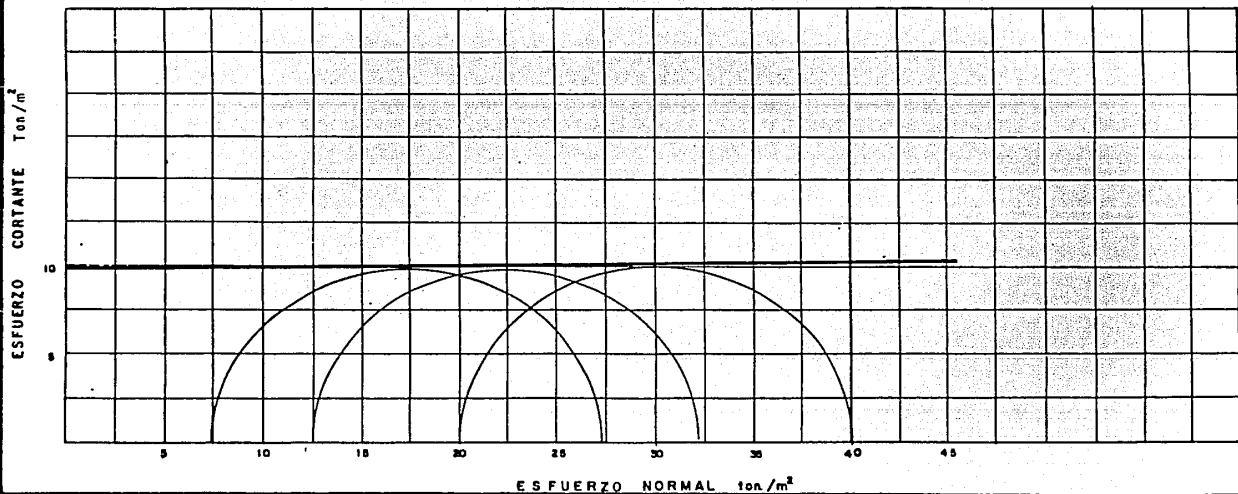


FIG. No. 17a CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL

TIPO DE SONDEO MIXTO, SM - I  
 MUESTRA No. 11 PROF. 35.7-36.1  
 DESCRIPCION Arcilla limosa gris claro

PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESP. CORTANTE
	$w_L$ %	$w_p$ %	$e_i$	$e_f$	$(S_r)_i$ %	$(S_r)_f$ %	$\sigma_{11}$ ton/m <sup>2</sup>	$\sigma_1 - \sigma_3$ ton/m <sup>2</sup>	
1	62.8						10.0	34.2	1.58
2	60.0						20.0	33.9	1.61
3	63.3						40.0	34.9	1.57
4									
5									

$\phi = 0^\circ$   
 $c = 17 \text{ ton/m}^2$

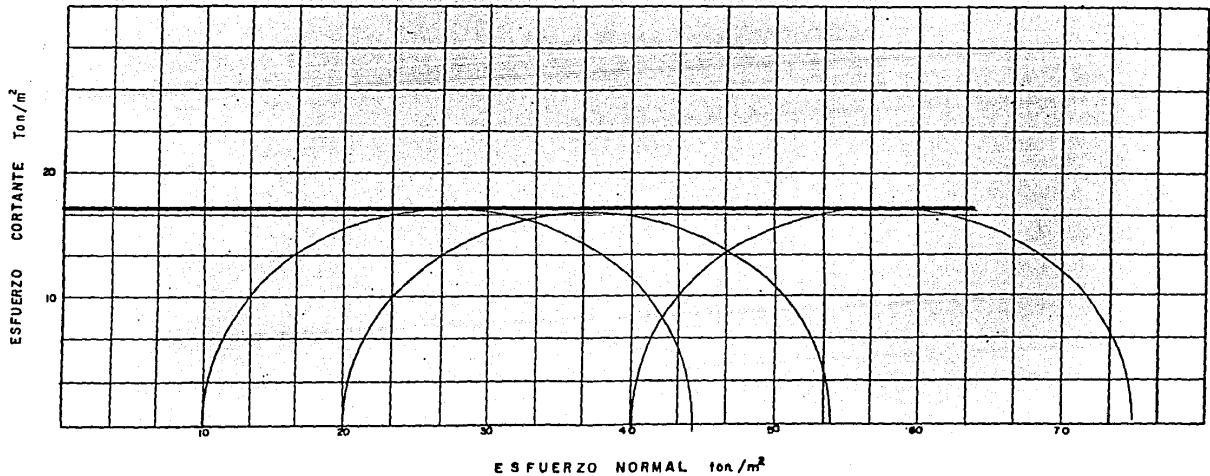
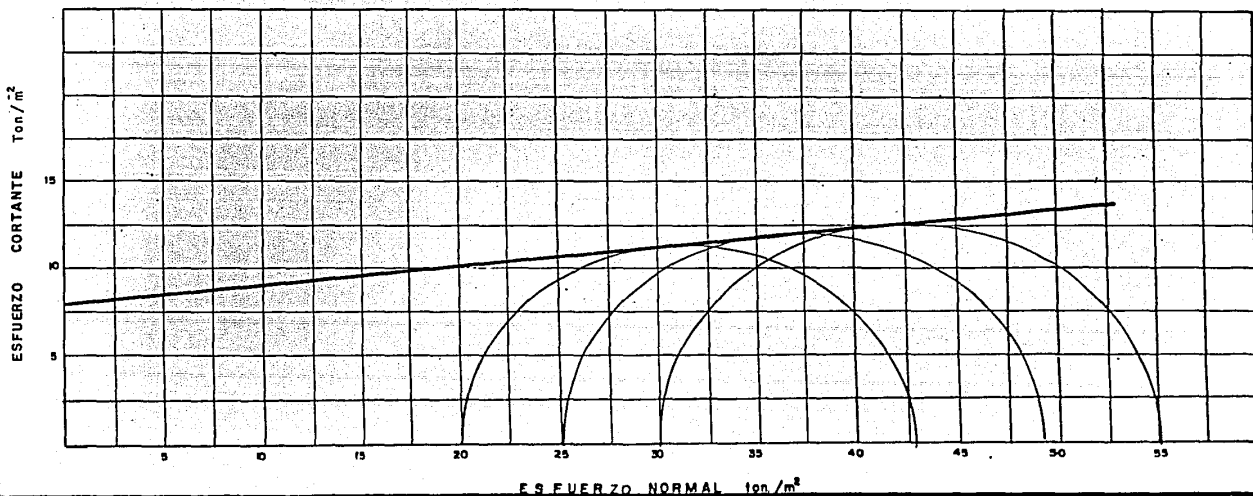


FIG. No. 17b CIRCULOS DE MOHR COMPRESION TRIAXIAL .

TIPO DE SONDEO MIXTO, SM-- 1  
 MUESTRA No. 12 PROF. 36.1-36.5 m.  
 DESCRIPCION Arcilla gris clara, verdosa

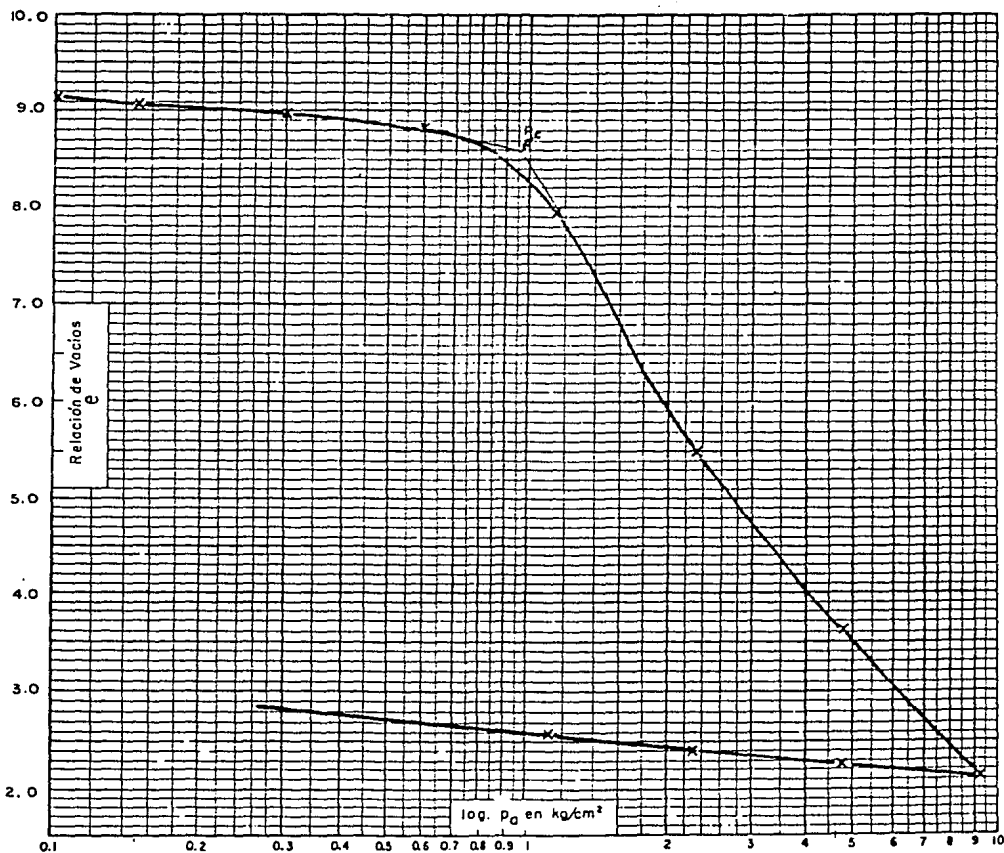
PRUEBA No.	NO CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA NO DRENADA		CONSOLIDADA DRENADA		$\sigma'_{11}$ ton/m <sup>2</sup>	$\sigma'_{22}$ ton/m <sup>2</sup>	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESF. CORTANTE
	w <sub>L</sub> %	w <sub>f</sub> %	e <sub>i</sub>	e <sub>f</sub>	(S <sub>r</sub> ) <sub>i</sub> %	(S <sub>r</sub> ) <sub>f</sub> %				
1	176.2						20.0	22.76	1.27	$\phi = 6.5^\circ$ $c = 8 \text{ ton/m}^2$
2	134.5						25.0	24.35	1.27	
3	175.3						30.0	24.89	1.30	
4										
5										



# FIG. No. 18 PRUEBA DE CONSOLIDACION

## SONDEO MIXTO SM-1

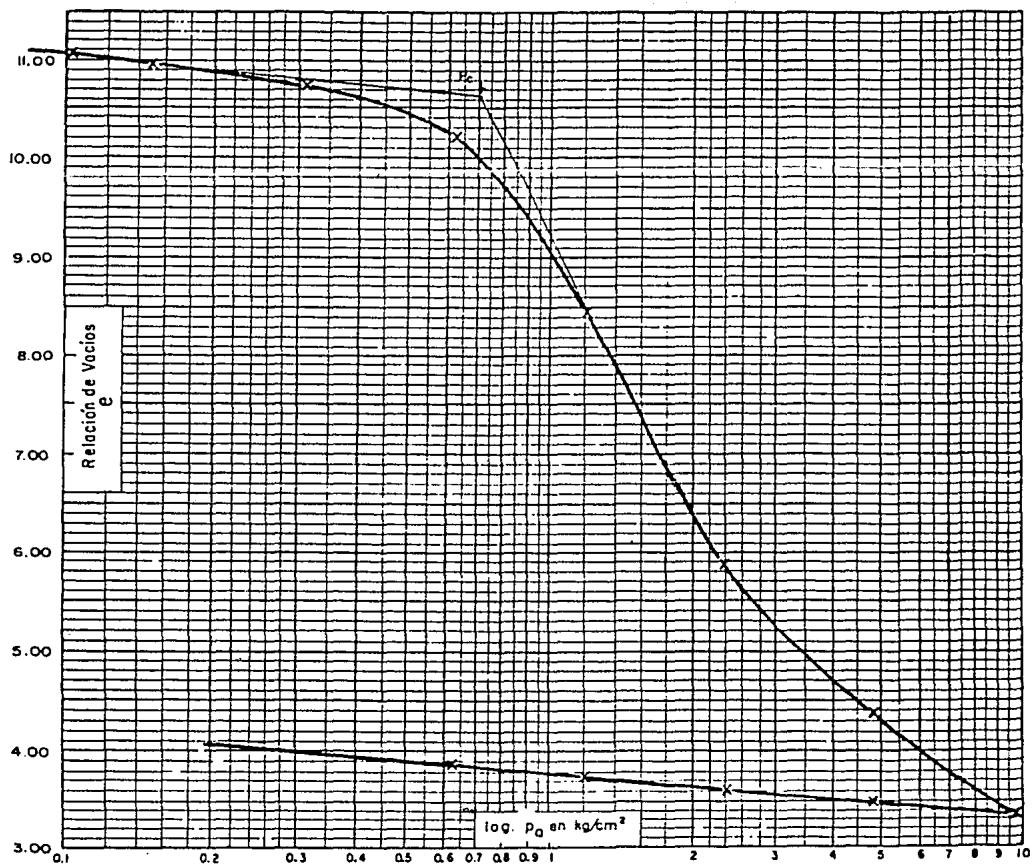
PROFUNDIDAD D (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_s$
6.70—7.60	373.94	9.157	0.96	2.45



# FIG. No. 19 PRUEBA DE CONSOLIDACION

## SONDEO MIXTO SM-1

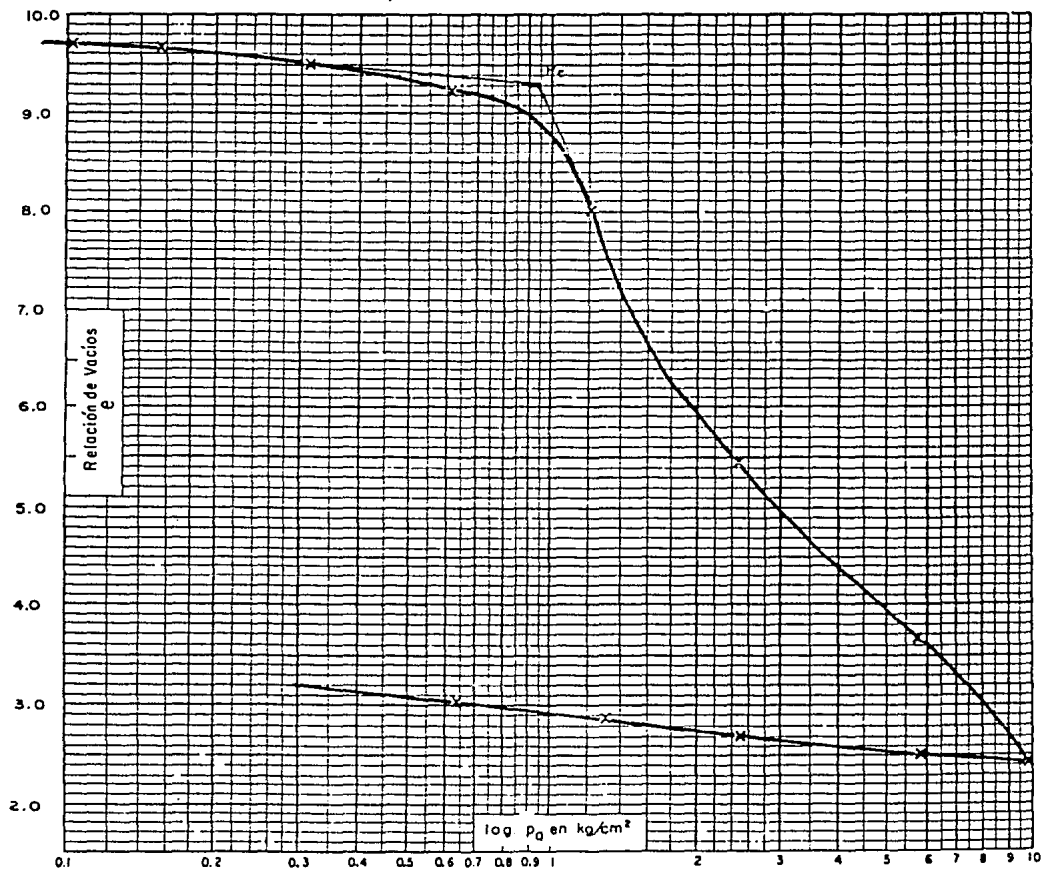
PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_s$
11.00- 11.90	40 2.25	11.126	0.	2.45



# FIG. No. 20 PRUEBA DE CONSOLIDACION

## SONDEO MIXTO SM-I

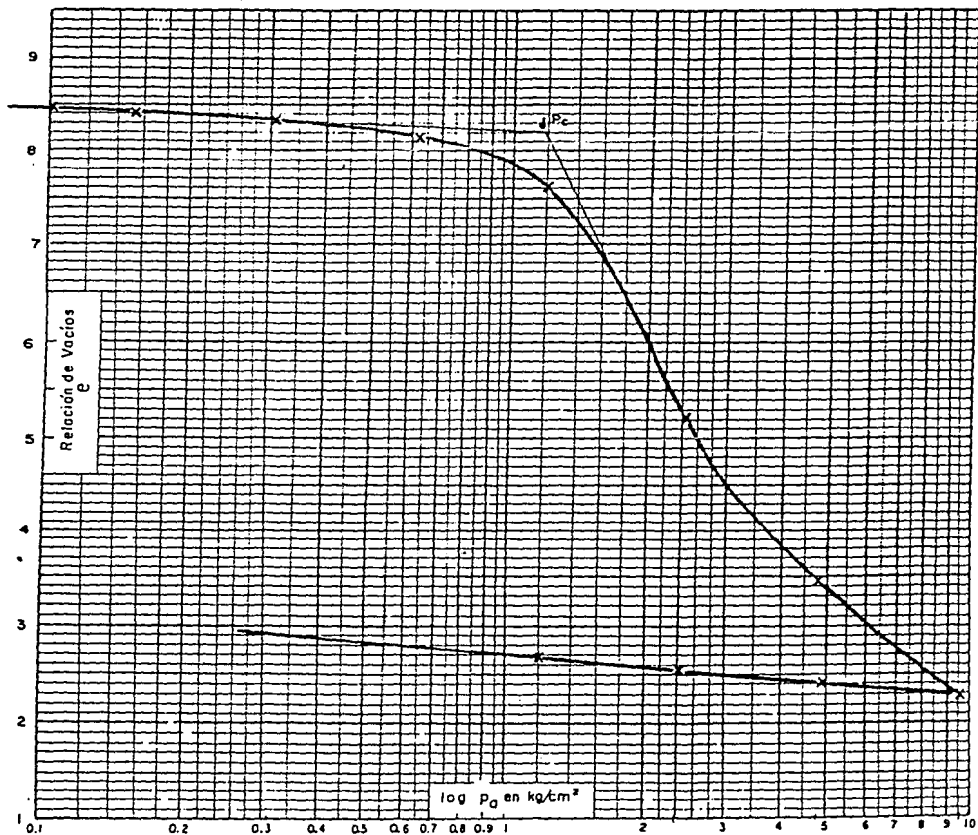
PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_s$
16.70-17.60	381.58	9.79	0.98	2.51



# FIG. No. 21 PRUEBA DE CONSOLIDACION

SONDEO MIXTO SM - 1

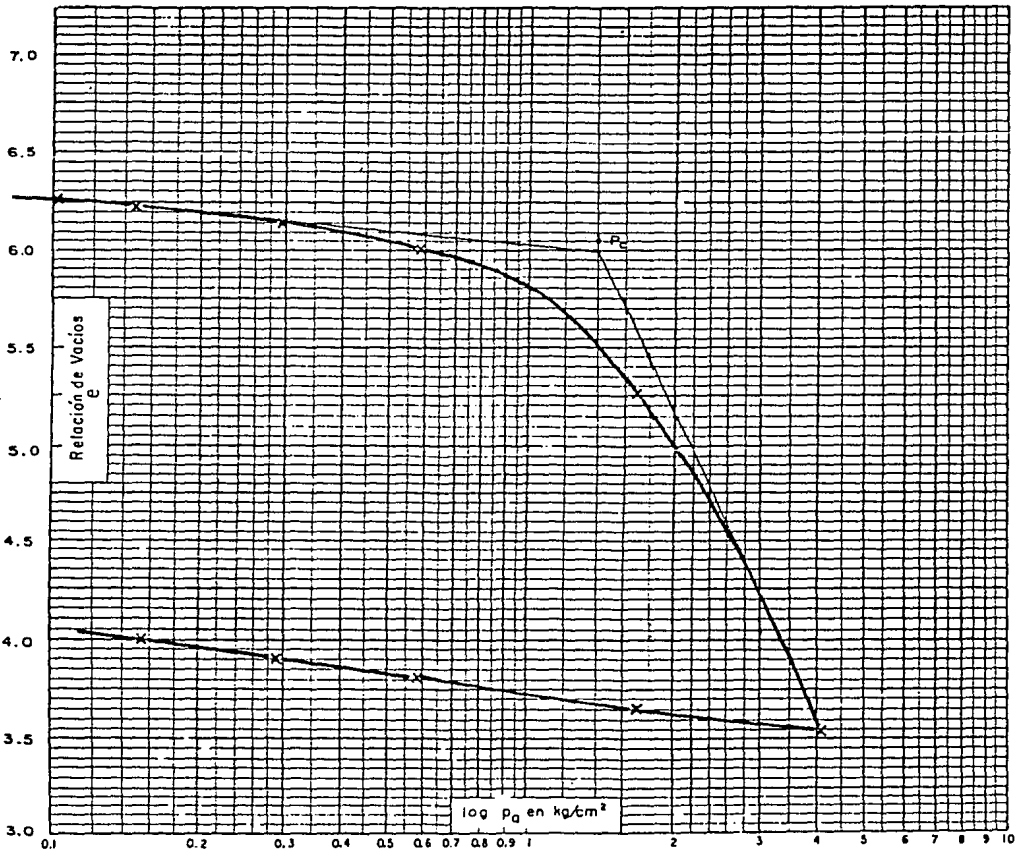
PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_s$
24.60-25.70	343.23	8.483	1.3	2.43



# FIG. No. 22 PRUEBA DE CONSOLIDACION

## SONDEO MIXTO SM-1

PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Ss
28.80 - 29.50	267.30	6.287	1.4	2.32

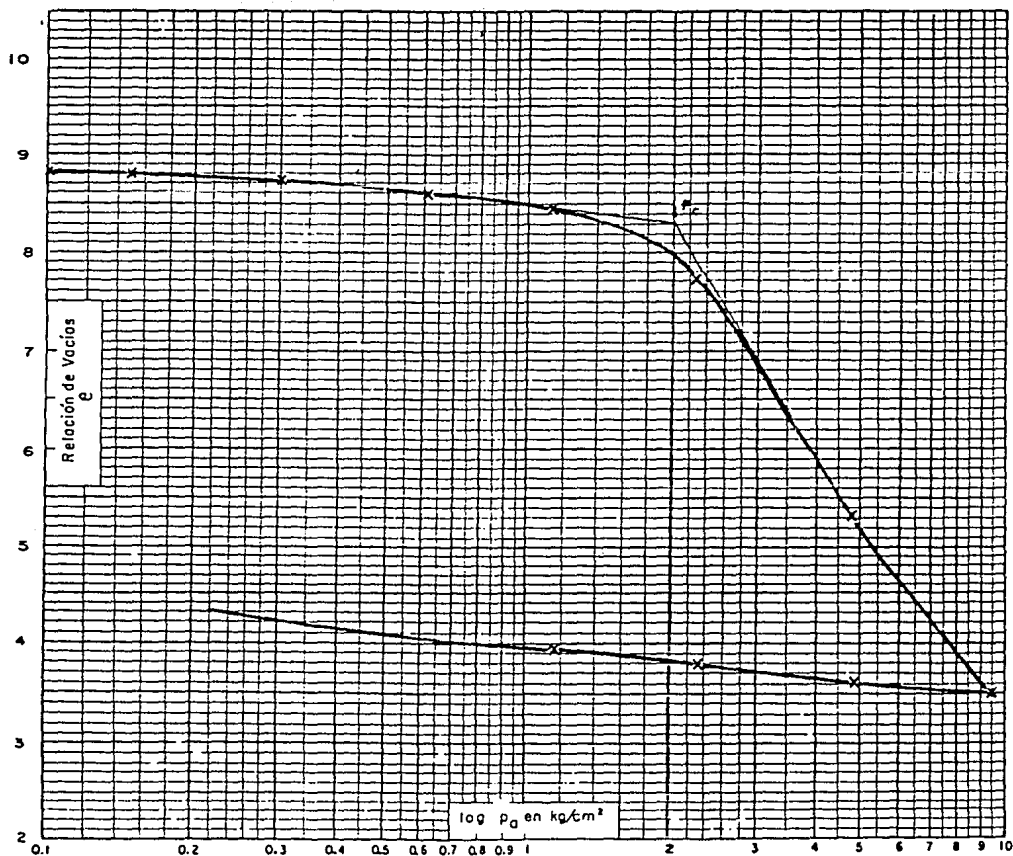




# FIG. No. 23 PRUEBA DE CONSOLIDACION

SONDEO MIXTO SM-1

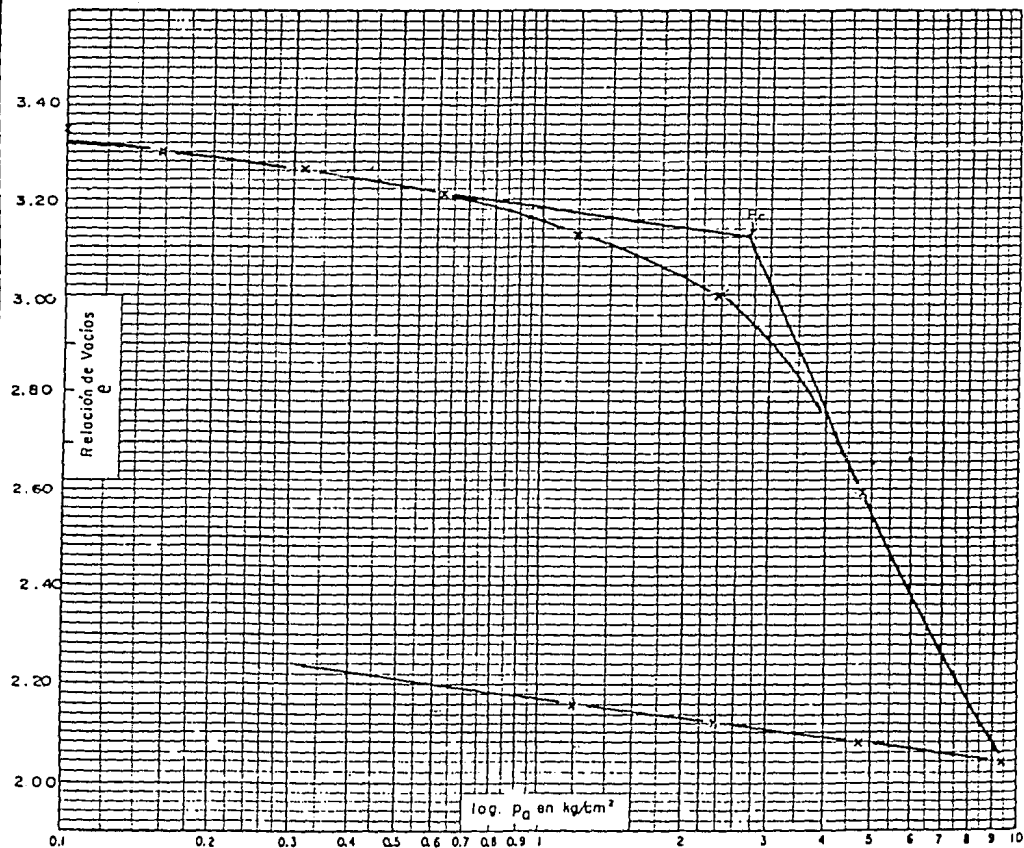
PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_s$
34.30-35.20	363.8	8.792	2.0	2.37



# FIG. No. 23a. PRUEBA DE CONSOLIDACION

SONDEO MIXTO SM-1

PROFUNDIDAD (m)	$\omega$ (%)	$e_0$	$P_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$S_s$
45.20 - 46.10	119.1	3.346	2.8	2.43



## 5. DESCRIPCIÓN ESTRATIGRÁFICA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO

El edificio en estudio se encuentra ubicado dentro de la zona de Lago, constituida fundamentalmente por depósitos de arcilla lacustre de alta compresibilidad interestratificados con materiales piroclásticos cohesivos fricciantes (ref. 2). A continuación se presenta la estratigrafía detallada como resultado de los trabajos de campo y laboratorio, complementada por el estudio de mecánica de suelos realizado para el diseño original de la cimentación.

### Manto Superficial

0.0 - 5.5 m. Esta constituido por capas interestratificadas de arcilla limosa poco arenosa y arena limo arcillosa que presenta un contenido de agua variable entre 40 y 130%, consistencia firme, peso volumétrico natural medio de  $1.4 \text{ ton/m}^3$  y resistencia al esfuerzo cortante obtenido en la prueba de compresión triaxial no consolidada no drenada variable entre 4 y  $11 \text{ ton/m}^2$ .

Los materiales se encuentran preconsolidados debido a la desecación natural que sufren los depósitos superficiales del subsuelo, con cargas de preconsolidación del orden de 13 y  $10 \text{ ton/m}^2$ . La relación de vacíos natural ( $e_0$ ) correspondiente a la presión efectiva del sitio varía entre 0.96 y 3.12.

- 22.5 - 23.3 Arcilla color café, con contenido natural de agua medio de 170 %, consistencia blanda y peso volumétrico natural medio de 1.2 ton/m<sup>3</sup>. La carga de preconsolidación de este estrato, se localiza 3 -- ton/m<sup>2</sup> arriba de la presión efectiva del sitio. - La relación vacíos natural media es de 4.1
- 24.0 - 29.5 Arcilla color gris en varios tonos, con contenido natural de agua variable entre 230 y 380 %, consistencia muy blanda y peso volumétrico medio de 1.16 ton/m<sup>3</sup>. La carga de preconsolidación de estos materiales, se encuentra entre 2.5 y 3 ton/m<sup>2</sup> arriba de la presión efectiva del sitio. La relación de vacíos natural tiene valores comprendidos entre 5 y 9.
- 30.5 - 35.5 Arcilla color gris y café, con contenido natural de agua variable entre 200 y 350 %, consistencia muy blanda y peso volumétrico medio de 1.2 ton/m<sup>3</sup>. La carga de preconsolidación se mantiene 2.5 -- ton/m<sup>2</sup>, arriba de la presión efectiva del sitio. La relación de vacíos natural varía entre 4 y 8.5.

La resistencia al esfuerzo cortante de esta formación observó cambios de importancia después del sismo en los materiales localizados entre 5.5 y 21 m de profundidad, siendo menores en la zona sur del predio donde las lecturas registradas por el penetrómetro eléctrico resultan del orden de 1.3 a 2.5 ton/m<sup>2</sup>.

*Formación Arcillosa Superior*

5.5 - 35m

*Está integrado principalmente por arcillas bentoníticas con porcentajes variables de fósiles calcáreos, intercalados por pequeños lentes de arena y limo arenoso, resaltando en particular cuatro estratos de arena limosa a 14, 21, 23.7 y 29 m de profundidad, con espesores medios de 1.1, 1.5, 0.5 y 0.6 m, respectivamente. Los depósitos arcillosos localizados entre estos estratos tienen las siguientes características:*

5.5 - 14

*Arcilla muy poco arenosa, color café en varios tonos, con contenido natural de agua variable entre 140 y 390 %, consistencia muy blanda y peso volumétrico natural medio de 1.15 ton/m<sup>3</sup>. La carga de preconsolidación de estos materiales, es mayor a la presión efectiva del sitio - variando arriba de ésta entre 6 y 2 ton/m<sup>2</sup>. La relación de vacíos natural tiene valores comprendidos entre 3.3 y 9.4.*

15.1 - 21

*Arcilla color gris y café, con contenido natural de agua variable entre 210 y 500 %, consistencia muy blanda y peso volumétrico natural medio de 1.13 ton/m<sup>3</sup>. La carga de preconsolidación de estos materiales se encuentra de 2 a 2.5 ton/m<sup>2</sup>, -- arriba de la presión efectiva del sitio. La relación de vacíos natural varía entre 5 y 11.5.*

Mientras que los resultados de las pruebas de compresión simple realizadas para el diseño original de la cimentación, en el año de 1979, varían entre 2.1 y 3 ton/m<sup>2</sup> (figura 24).

En la zona norte la resistencia media medida por el penetrómetro eléctrico resultó de 2.5 ton/m<sup>2</sup>, más cercana a los valores obtenidos antes del sismo. A profundidades mayores de 21 m la resistencia al esfuerzo cortante antes y después del sismo es muy semejante.

#### Primera Capa Dura

35 - 38.5 m

El espesor de esta capa varía entre 3 y 4.3 metros; en ella se pueden identificar tres estratos con características de resistencia y continuidad con cierta erraticidad pero que conservan propiedades índice y mecánicas suficientes para establecer su correlación dentro del predio, como puede observarse en la figura 25.

El primer estrato tiene un espesor variable entre 0.8 y 1.5 m; está constituido por limo arcillo arenoso del grupo MH y ML-CL según el SUCS en su parte superior e inferior respectivamente, con contenido natural de agua medio de 40 %, peso volumétrico de 1.65 ton/m<sup>3</sup>, cohesión de 14.5 ton/m<sup>2</sup> y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) de 30°. El índice de resistencia en la prueba de penetración estándar varía entre 20 y más de 50 golpes, aumentando en la dirección NE - SW.

Subyaciendo estos materiales se localiza un estrato de arcilla limosa poco arenosa, con un espesor variable entre 0.2 y 0.8 m, contenido de agua medio de 75 %, peso volumétrico natural de  $1.6 \text{ ton/m}^3$ , cohesión de  $13 \text{ ton/m}^2$  y ángulo de fricción interna ( $\theta$ ) de  $28^\circ$ . El índice de resistencia a la prueba de penetración estándar diverge mucho variando entre 5 y más de 50 golpes, no pudiendo correlacionar dicha variación.

Finalmente, el último estrato tiene un espesor variable entre 0.8 y 2 m, está constituido por un limo arenoso con porcentajes variables de arcilla, con contenido de agua medio de 50 %, peso volumétrico de  $1.7 \text{ ton/m}^3$  y resistencia a la penetración estándar variable entre 40 y más de 50 golpes.

#### Formación Arcillosa Inferior

38.5 - 48 m

Se encuentra constituida por un depósito de arcilla color gris y gris verdosa, intercaladas por capas y lentes delgados de arena fina limosa, de consistencia variable entre blanda y firme, contenido de agua medio de 180 % y resistencia a la penetración estándar variable entre 5 y 15 golpes. A 39 y 43 m de profundidad media se localizan dos estratos de ceniza volcánica -- con espesores variables entre 0.3 y 1 m, de contenido

natural de agua menor de 150 % y resistencia a la penetración estándar mayor de 50 golpes.

#### Depósitos Profundos

48 - 50 m

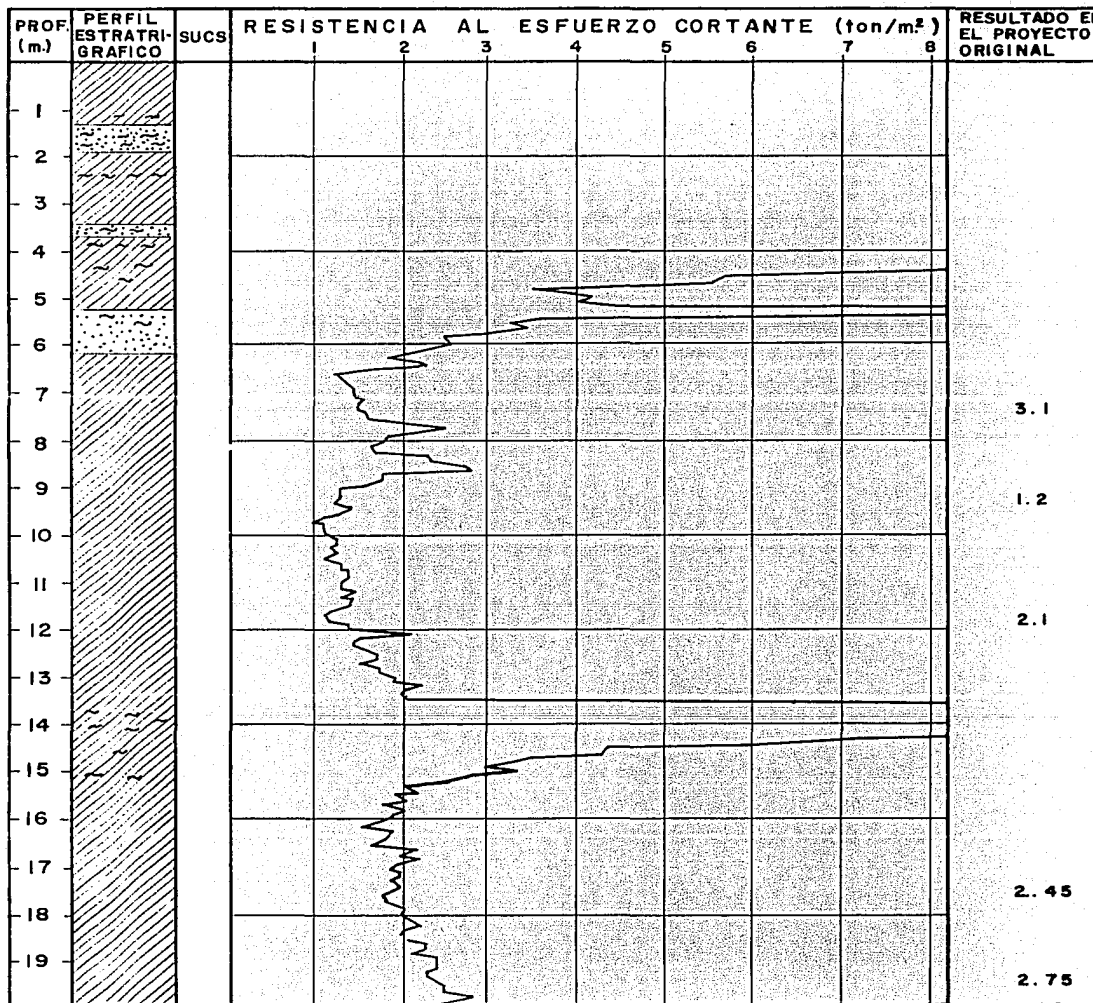
Debido a que la máxima profundidad explorada fue 50 m, solo se pudieron conocer los materiales superficiales de esta formación, constituidos por arcilla limo arenosa color gris claro, con contenido de agua medio de -- 50 % y consistencia muy dura.

El nivel freático se localizó a 2 m de profundidad respecto a la superficie del terreno, en la fecha en que se realizó la exploración. De la información obtenida de una estación piezométrica cercana al predio, se sabe que existen abatimientos piezométricos de 9.6 y 19.05 ton/m<sup>2</sup> a 35.65 y 47.2 m de profundidad, respectivamente.

En la figura 26 se ha dibujado la variación de la presión vertical total -- con la profundidad. También se grafica la variación de la presión vertical efectiva, estimada como la diferencia entre la presión total y la presión de poro. Finalmente se indican los intervalos de preconsolidación de los materiales arcillosos.



FIG. 24 TABLA COMPARATIVA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA

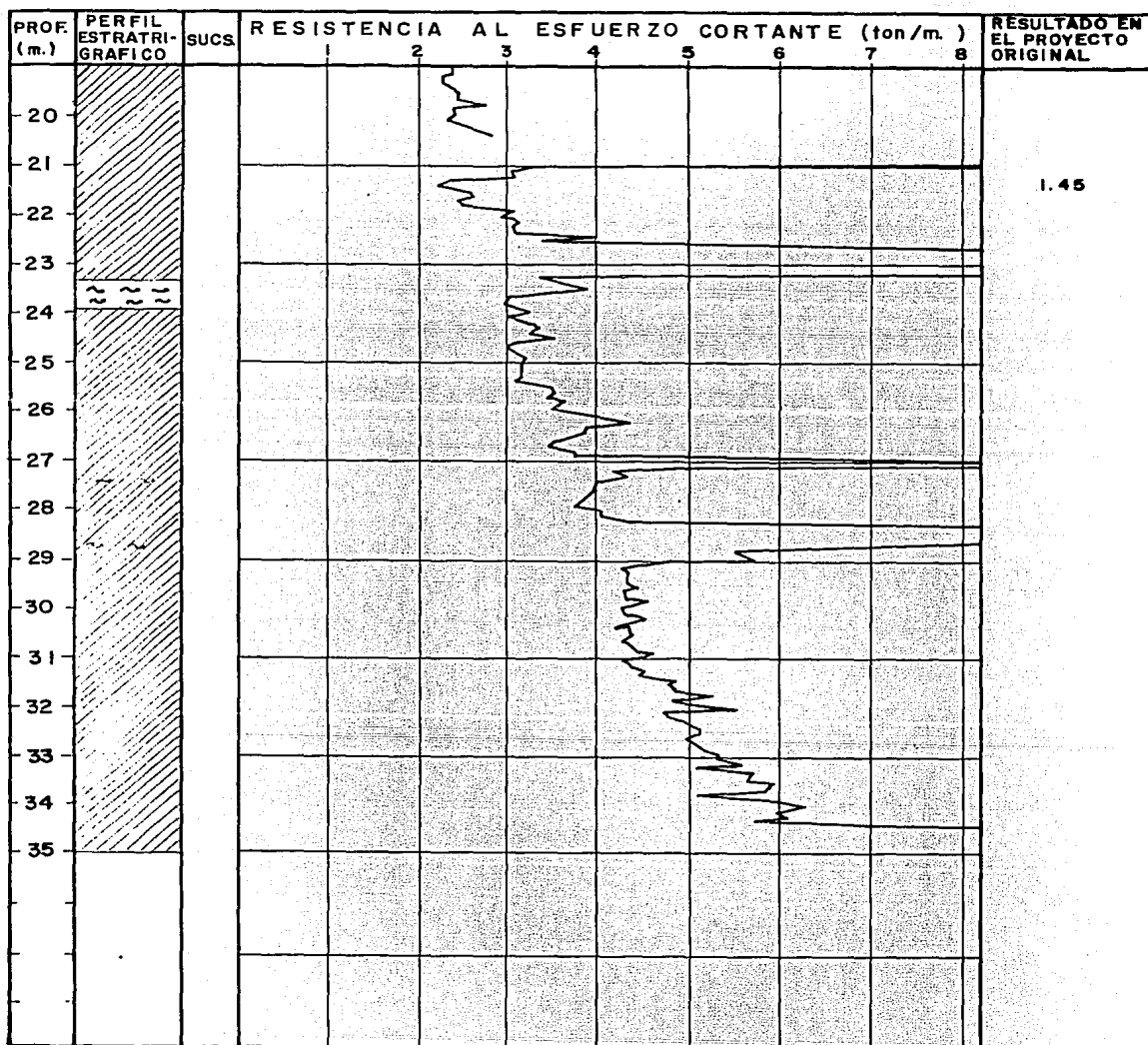


GRAVA



ARENA

FIG. 24 TABLA COMPARATIVA DE LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE



LIMO



MAT. ORGANICA



RELLENO



ARCILLA



GRAVA



ARENA

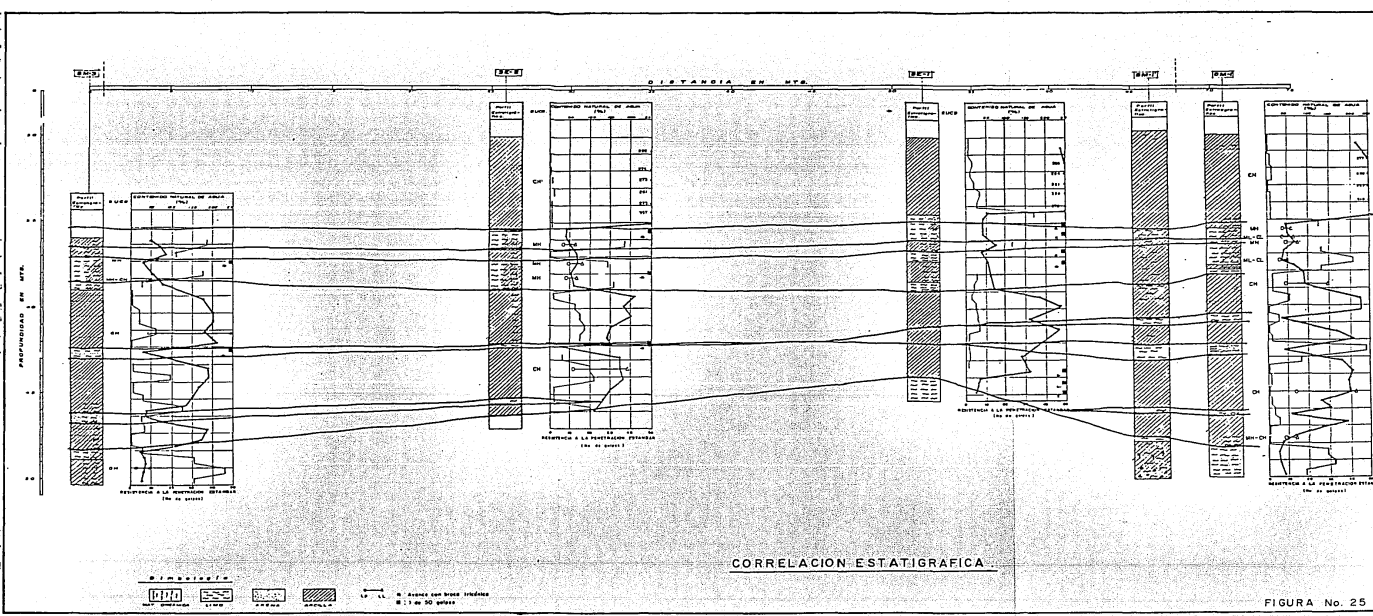


FIGURA No. 25

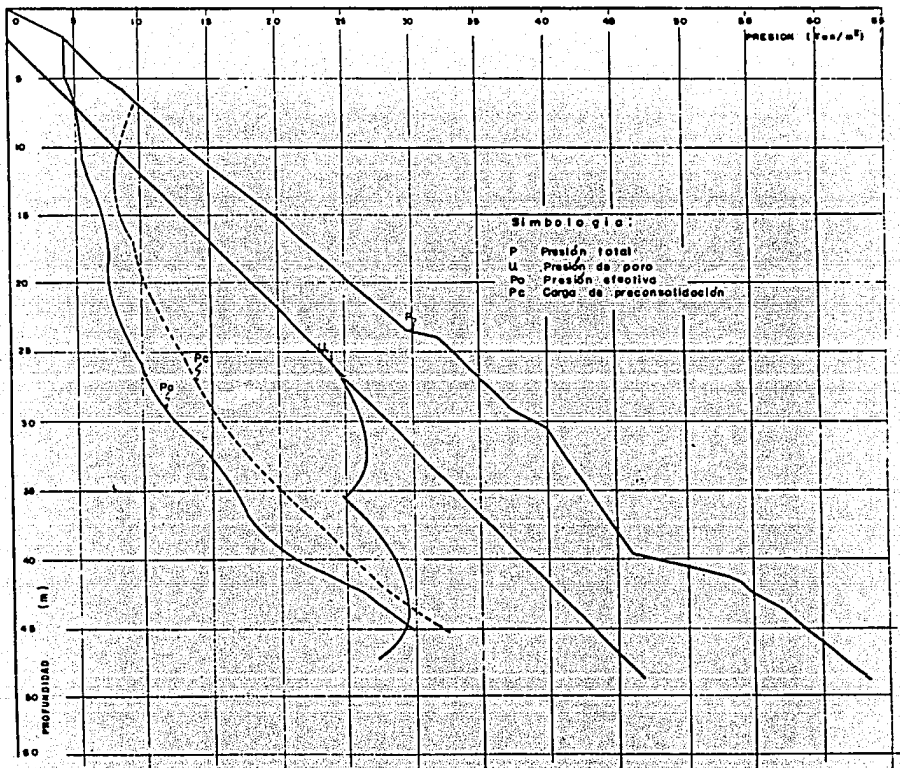


FIGURA No.26 DIAGRAMA DE ESFUERZOS

## 6. ANALISIS DE LA CIMENTACION

La revisión se realizó siguiendo los criterios establecidos por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 3).

### 6.1 Capacidad de carga

#### i) Cajón de cimentación

La capacidad de carga del cajón de cimentación, se determinó considerando que los materiales de afectados por la posible superficie de falla, son predominantemente cohesivos para lo cual se empleo la siguiente ecuación:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f$$

donde:

$q_c$  = capacidad del cajón de cimentación, en  $\text{ton/m}^2$

$C$  = cohesión media a lo largo de la superficie de falla tendiente a desarrollarse hasta una profundidad  $0.8 B$  bajo el cajón, siendo  $B$  el lado corto de la cimentación.

$D_f$  = profundidad de desplante de la cimentación, en metros

$N_c$  = factor de capacidad de carga que depende de la relación  $D_f/B$  siendo  $B$  el ancho del cimiento

$\gamma$  = peso volumétrico del material localizado arriba de la profundidad de desplante, en  $\text{ton/m}^3$ .

### ii) Pilotes de fricción

La capacidad de carga de los pilotes de fricción, se consideró igual a la suma de capacidades individuales de éstos, definida mediante la siguiente expresión:

$$C_f = \delta \cdot p \cdot l$$

donde:

$C_f$  = capacidad de carga por fricción en toneladas

$\delta$  = adherencia unitaria pilote-suelo en ton/m<sup>2</sup>

$p$  = perímetro efectivo del pilote en metros

$l$  = longitud efectiva del pilote en metros

### iii) Pilotes de punta

La capacidad de carga de los pilotes de punta se evaluó considerando las condiciones del estrato de apoyo, ya que como se observa en la figura 25; la primera capa dura esta formada por un estrato blando confinado por dos formaciones de materiales predominantemente friccionantes.

En estas condiciones el mecanismo de falla más crítico producirá el flujo plástico radial del material cohesivo. Por lo tanto la capacidad de carga de los pilotes de punta se determinó limitando la presión aplicada al nivel de desplante, para que estos no produzcan la extrusión del material plástico, siguiendo el criterio propuesto por Kallinovsky (ref. 4), definido mediante la siguiente expresión:

$$C_p = 4 \cdot c \cdot (D_1 / D)^2 \cdot A_n$$

donde:

- $C_p$  = capacidad por punta en toneladas  
 $c$  = cohesión del estrato blando en  $\text{ton/m}^2$   
 $D, D_1$  = literales que se presentan en la ref. 3  
 $A_n$  = área de la punta del pilote en  $\text{m}^2$

### Fricción negativa

Debido al proceso de consolidación regional se estimó la fricción negativa generada a lo largo de los pilotes de punta, siendo el efecto más notable de esta acción, la sobrecarga impuesta por el suelo al pilote al adherirse a su fuste, que se evaluó mediante la siguiente expresión (ref. 7):

$$(NF)_d = \frac{w \cdot k_o}{1 + \frac{w \cdot k_o}{3} (d/a)} \int_{DF}^{DF'} \sigma_{oz} dz$$

donde:

$(NF)_d$  = fricción negativa hasta la profundidad "d", donde DF y DF' corresponden a la profundidad de desplante de los pilotes y el cajón de cimentación respectivamente.

$w_o$  = perimetro del pilote en metros.

$k_o$  = factor aplicable a las arcillas del Valle de México.

$a$  = área tributaria en metros.

$d$  = longitud efectiva donde se genera fricción negativa en metros.

$\sigma_{oz}$  = esfuerzo vertical efectivo a la máxima profundidad donde se genera fricción negativa en  $\text{ton/m}^2$ .

## 6.2 Estados Límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones, se verificó el cumplimiento de la siguiente desigualdad, para las diferentes combinaciones de acciones consideradas:

$$Q F_c < R F_R$$

donde:

$Q F_c$  = suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación afectada por el factor de carga correspondiente (art. 220 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal). Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse.

$R F_R$  = capacidad de carga de la cimentación, afectada por el factor de resistencia correspondiente.

### i) Condiciones estáticas

La acción que se considera para estas condiciones es la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, afectadas por el factor de carga igual a 1.4.

### ii) Condiciones dinámicas

Mientras que para estas condiciones, la acción que se tomará en cuenta es la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y la acción accidental más crítica (sismo), afectadas por el factor de carga igual a 1.1.



### Momento de Volteo

El momento de volteo equivalente a una excentricidad "e" queda definido mediante la siguiente expresión:

$$e = \frac{M}{W}$$

donde:

e = excentricidad del punto de aplicación de las cargas -  
bajo la acción sísmica.

W = peso de la estructura bajo esta acción, en toneladas

H = momento de volteo, donde  $M = C \cdot W \cdot H$

C = coeficiente sísmico reducido por ductilidad (ref. 11)

H = altura de aplicación de la fuerza cortante

De acuerdo con lo establecido por el RCDF (ref. 3) para estas -  
condiciones, debe suponerse una cimentación modificada, con -  
una área reducida en una franja de ancho "2e", eliminando los  
pilotes y la contribución de la losa, localizados en ésta.

### 6.3 Estados límite de servicio

Los asentamientos diferidos que sufrirá la estructura se calcularon  
considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas -  
con intensidad media.

i) Asentamientos para cimentaciones con pilotes de fricción.

Para el cálculo de los asentamientos diferidos considerando el edificio cimentado con pilotes de fricción y el suelo sujeto al proceso de consolidación regional, fue necesario determinar la profundidad a partir de la cual los pilotes transmiten al suelo esfuerzos de compresión (fricción positiva) siguiendo el criterio propuesto por Reséndiz (ref. 9).

La distribución de esfuerzos normales inducidos en el suelo se calculó utilizando el método simplificado desarrollado por Reséndiz y León (ref. 5) el cual presenta un algoritmo para determinar dichos esfuerzos mediante la transformación del problema de Mindlin (carga puntual en el interior de un semiespacio elástico) a uno de Boussinesq "equivalente" y en base a éstos obtener sus deformaciones correspondientes.

ii) Asentamientos para cimentaciones con pilotes de punta

El método más usual para calcular asentamientos diferidos en una cimentación con pilotes de punta, apoyados sobre un estrato resistente subyacente por suelos compresibles, consiste en considerar la carga uniformemente repartida en el área piloteada distribuida conforme a la teoría de Boussinesq a partir del estrato de apoyo (fig. 47).

## 7. COMPORTAMIENTO ESPERADO

En este capítulo se presenta el análisis del comportamiento esperado para el proyecto propuesto originalmente (ver fig. 1), el cual contemplaba la construcción de un edificio compuesto por un sótano con un nivel de piso terminado a  $-2.45\text{m}$ , y diecisiete plantas tipo, estructurado mediante columnas, traveses y losas nervadas de concreto reforzado, sustentado por una cimentación parcialmente compensada, formada por un cajón de cimentación desplantado a  $5\text{m}$  y 139 pilotes de fricción de  $2\text{m}$  de perímetro línea dos hasta  $32\text{m}$  de profundidad, distribuidos como se muestra en la figura 27

### 7.1 Análisis de la cimentación.

#### 7.1.1 Capacidad de carga

##### i) Cajón de cimentación

De acuerdo con la ecuación presentada en el inciso 6.1, la capacidad de carga admisible del cajón de cimentación, resultó de  $27,246\text{ ton}$  para un valor de cohesión de  $3.6\text{ ton/m}^2$  y un área de  $1,191\text{ m}^2$ , descontando el área que ocuparían los pilotes.

##### ii) Pilotes de fricción

Aplicando la ecuación del inciso 6.1 para este caso, con un valor de cohesión de  $3\text{ ton/m}^2$ , sección transversal cuadrada de  $0.5\text{ m}$  de lado y longitud efectiva de  $27\text{m}$ , la capacidad última de cada pilote resultó de  $162\text{ ton}$ .

### 7.1.2 Estados límite de falla

#### i) Condiciones estáticas

Comparando la combinación de cargas permanentes más variables con intensidad máxima y la capacidad de carga de la cimentación, la estabilidad de la cimentación se cumplía satisfactoriamente obteniendo el siguiente resultado:

$$39,200 \text{ ton} < 43,000 \text{ ton.}$$

#### ii) Condiciones dinámicas

El incremento de carga provocado bajo sollicitaciones sísmicas, no podría ser tomado por los pilotes, pues la capacidad total de éstos era menor que el peso de la estructura más cimentación, por lo que el incremento debió ser soportado exclusivamente por la losa de cimentación, diseñada estructuralmente para transmitir una carga de  $14 \text{ ton/m}^2$ .

### 7.1.3 Estados límite de servicio.

Los asentamientos que sufriría la estructura se obtuvieron considerando la distribución de pilotes mostrada en la figura 27, para la combinación de cargas permanentes más cargas variables con intensidad media.

La distribución de esfuerzos debidos a la fricción negativa y positiva entre el fuste del pilote y el suelo y la carga por punta de los pilotes, se determinaron mediante la teoría de Mindlin. Adicionalmente se determinó la distribución de esfuerzos provocada por la excavación que alojaría el cajón de cimentación, mediante la teoría de Boussinesq (ref. 6).

El cálculo de los asentamientos por consolidación se afectó - considerando la superposición de las distribuciones de esfuerzos mencionados anteriormente, las presiones efectivas del sub suelo y las curvas de compresibilidad de los estratos afecta-- dos por el incremento de esfuerzos.

Los resultados obtenidos para los movimientos producidos por - la consolidación local se muestran en la figura 28, mediante - curvas de igual hundimiento, suponiendo una cimentación flexi- ble. Posteriormente éstos resultados se combinaron con los mo vimientos producidos por consolidación regional, corregidos por la restricción que presentarían los pilotes a éstos movimien-- tos, suponiendo que se conservará la tendencia del movimiento-- regional reportado por la Comisión de Aguas del Valle de México de la SARH (ref.10); obteniéndose una gráfica que muestra la e- volución previsible del movimiento medio de la estructura, res- pecto a la superficie del área circundante (figura 29).

En dicha figura se observa que el hundimiento medio máximo espe- rado respecto al área circundante, sería de 15 cm y a partir - del décimo año, la estructura empezaría a emerger respecto al - área circundante con una velocidad igual al 25% de la velocidad de consolidación regional, suponiendo que se conservara igual - a la última reportada para ésta zona de 2.5 cm por año.

Por lo que de acuerdo con los resultados que presentaba el aná- lisis de la cimentación como fue proyectada originalmente, se - concluye que el comportamiento tanto por estabilidad como por - hundimientos era aceptable de acuerdo a lo establecido por el - Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

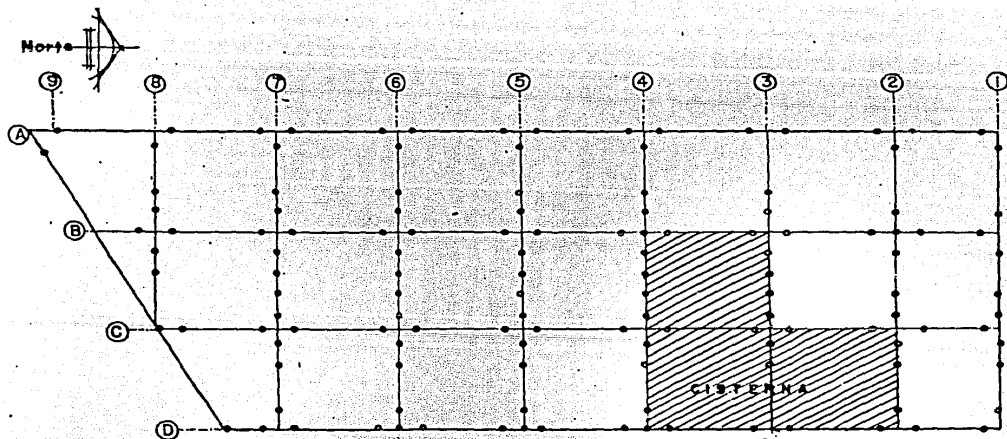


FIGURA N.º 27 DISTRIBUCION DE PILOTES Y PLANTA DE CAJON ORIGINAL

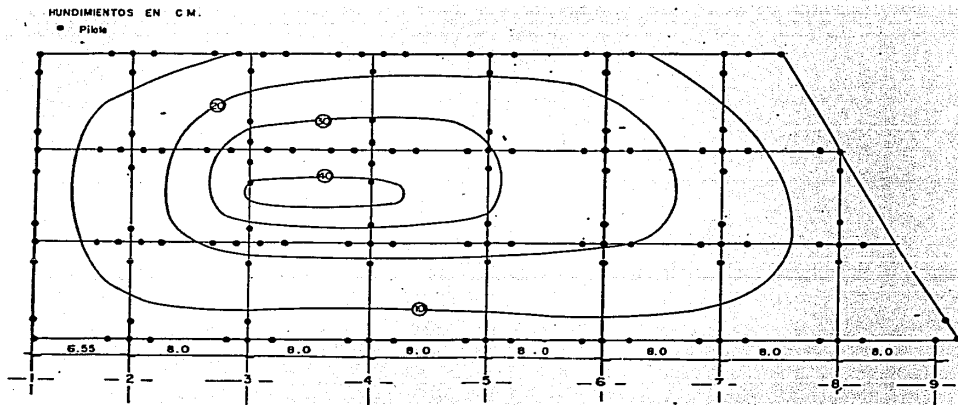


FIGURA No. 28 CURVAS DE IGUAL HUNDIMIENTO

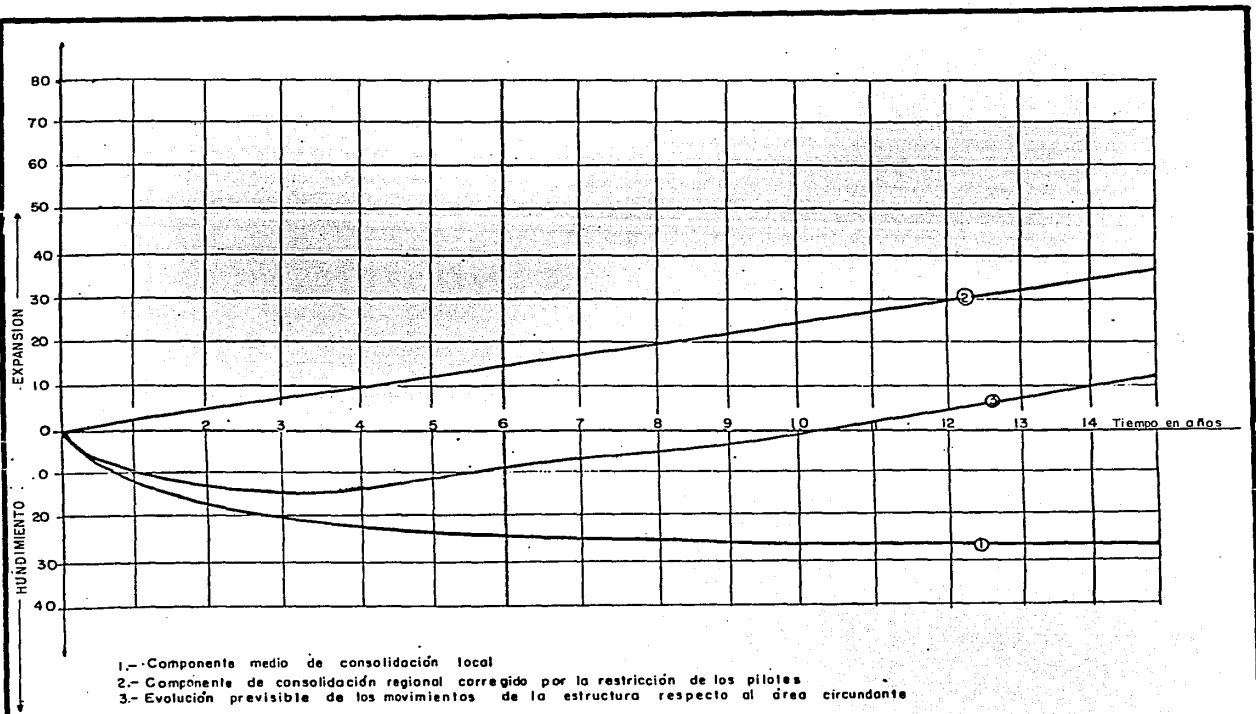


FIGURA No. 29. EVOLUCION PREVISIBLE



## 8. COMPORTAMIENTO REAL

De acuerdo al análisis del comportamiento esperado la predicción acerca del funcionamiento de la cimentación, para el proyecto original, reflejaba resultados muy confiables ya que este contemplaba la construcción de un edificio de diecisiete niveles, con una área construida de  $1,225.5 \text{ m}^2$ , apoyado en una losa de cimentación y 139 pilotes de fricción de sección cuadrada, de 2m. de perimetro y 27 m. de longitud ( fig. 27). Pero como ya se ha mencionado -- anteriormente el proyecto sufrió varias modificaciones durante su construcción resumidas en los siguientes puntos:

- a) Cambios en la geometría del cañón, ya que en la parte sur, el eje 7' y 10 fueron desplazados 1.3 y 3m. respectivamente , mientras que en la fachada norte entre los ejes 1 y 2 fue reducida sobre el eje A en 2 m., conservándose sin embargo, dicha distancia sobre el eje D, variando proporcionalmente en los entre ejes B y C. Por lo que el área construida se incrementó  $47 \text{ m}^2$  en la zona sur y disminuyó  $16.5 \text{ m}^2$  en la zona norte, como puede observarse en la figura 30.
- b) Debido al incremento de carga provocado por la modificación a la geometría del cañón, fue necesario reestructurar el edificio en la fachada sur, añadiendo las columnas 8'-B y 10-A.
- c) En cuanto al número y distribución de pilotes, se omitieron seis indicados en el plano de cimentación del proyecto, así como los necesarios para soportar las cargas que transmitieron las nuevas columnas.

d) El número de niveles establecidos en el proyecto se redujo de diecisiete a quince.

Como consecuencia de las alteraciones al proyecto, el centro de cargas quedó excéntrico 1.65 m. respecto al centro de reacciones generando un momento permanente a nivel de cimentación, lo que afectó notablemente el comportamiento del edificio, ya que después de cinco años de concluida su construcción, se registró un hundimiento aproximado de 50 cm. en su lado sur, generando un desplome de 60 cm.

Comparando los hundimientos y desplomes registrados con los límites máximos para movimientos y deformaciones originadas en la cimentación, establecidas por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, tanto los movimientos verticales (hundimientos), como la inclinación media (desplomes), resultan inadmisibles, ya que para este tipo de estructuras, los valores permisibles son de 20 y 17 cm. respectivamente.

Fue igualmente importante revisar la estabilidad que guardaba el edificio antes del sismo, resultando que bajo condiciones de carga estática analizando grupos de pilotes, el factor de seguridad obtenido varía entre 1.5 y 1.6, correspondiendo el valor más bajo a la zona sur. Mientras que en condiciones dinámicas el factor de seguridad en la zona donde se modificó el proyecto resultó muy próximo a la unidad, lo que ocasionó una falla incipiente de la cimentación.

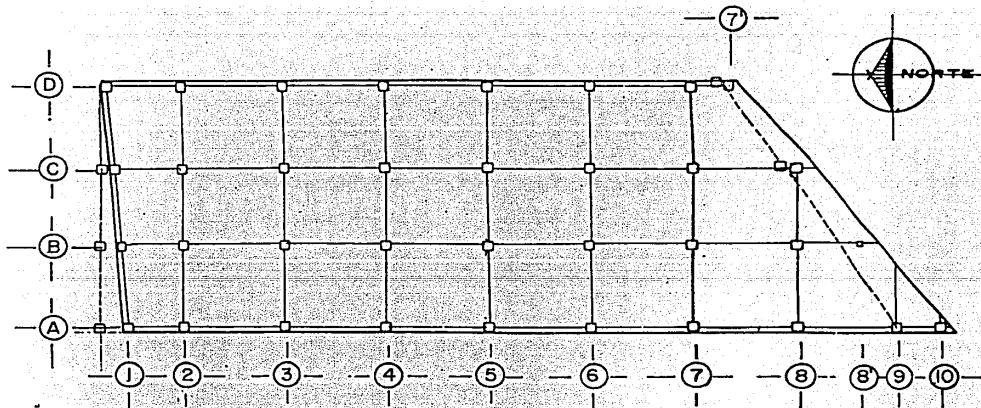


FIGURA No. 30 PLANTA DE CIMENTACION ORIGINAL

## 9. EFECTOS DEL SISMO

### 9.1 Aspectos importantes antes y después del sismo.

Las modificaciones al proyecto original indujeron a la estructura un incremento de carga de 1,000 ton y aparentemente las celdas de cimentación se encontraban inundadas; esto significó un incremento de carga de aproximadamente 2,518 ton.

Es evidente que la cimentación no estaba cumpliendo su cometido aún antes de ocurrir los sismos, reflejado en los asentamientos totales y diferenciales observados. Sumado a lo anterior la magnitud de las sollicitaciones dinámicas provocadas por los sismos, se alcanzó un estado de falla incipiente en la zona donde se modificó el proyecto.

Por otra parte es posible que la adherencia entre suelo y pilote fuese modificada por remodelo local reduciendo su valor, como lo sugieren los resultados de las pruebas efectuadas después de los sismos entre 5.5 y 21 m. de profundidad.

### 9.2 Nivelaciones y desplomes

Los desplomes que se apreciaban en la estructura en sus cuatro esquinas después del sismo fueron las siguientes:

En el sentido largo, en las dos esquinas del lado oeste del edificio, se midieron desplomes de 1.375 m. en dirección sur, mientras que en la esquina ubicada en el sureste se reportó un desplome de 1.05 m. en la misma dirección.

En el sentido corto las dos esquinas ubicadas en la fachada norte tuvieron un desplome de 0.095 m en la dirección este; en la fachada sur los desplomes registrados fueron de 0.565 y 0.190 en las esquinas suroeste y sureste respectivamente en la misma dirección (fig. 31).

A partir del día 23 de Septiembre de 1985 se llevó un registro de los movimientos verticales y desplomes que se presentaron en el edificio en diferentes puntos.

La primera lectura sirvió de base para elaborar los perfiles que se presentan en las figuras 32 y 33.

En dichos perfiles se presenta la variación del nivel de piso del sótano, en el sentido largo del edificio. Sobre el eje A existe un desnivel de 1.48 m entre el punto A-1 y el punto A-10, que están separados entre sí 62 m. Los puntos B-1 y B-8, localizados sobre el eje B, tienen un desnivel de 1.24 m a una distancia de 57.8 m. Para el eje C la diferencia entre niveles resulta de 1.15 m, tomando como referencia los puntos C-1 y C-8, separados 57 m entre sí. Por último para el eje D, se tiene un desnivel de 1.13 m entre los puntos D-1 y D-7, a una distancia de 48 m. La deformación angular media es de 0.022 que es más de cinco veces mayor que la admisible para la estructuración del edificio (0.004).

La evolución de los desplazamientos verticales desde el 23 de septiembre al mes de febrero de 1986 se presentan en las figuras 34 a 39; cada figura corresponde a un eje considerado en el sentido corto del edificio, con tres o cuatro puntos de referencia localizados en las columnas del sótano a 1.2m sobre

el nivel del piso. En las figuras se observa que en la fachada sur el asentamiento medio ha aumentado 6 cm; el 65 % de este desplazamiento tuvo efecto entre el 24 de octubre y el 7 de noviembre de 1985 lo que marca una velocidad de deformación de 4.3 mm/día. Entre el 8 de noviembre y el 27 de diciembre del mismo año se registró un 25% del desplazamiento, disminuyendo la velocidad de deformación a 0.3 mm/día, como resultado, en parte, de la instalación de un sistema de bombeo con el cual se ha abatido el nivel del agua en las celdas de cimentación.

Ya que no se ha mantenido constantemente el bombeo, en las gráficas se puede observar algunos incrementos bruscos seguidos de una pequeña recuperación elástica del suelo, que marcan el periodo que se suspendió el bombeo y el abatimiento nuevamente del nivel del agua.

El 10 % restante del asentamiento es el reportado desde diciembre de 1985 hasta febrero de 1986. En la fachada norte el asentamiento medio se ha incrementado 3.5 cm, aportando para cada uno de los periodos de tiempo arriba mencionados el 58, 22, y el 20 %, respectivamente.

Lo anterior señala que hasta febrero de 1986 la deformación angular se ha incrementado 0.0005; sin embargo se observa que los desplazamientos han tenido a estabilizarse y que en el último periodo el incremento diferencial es prácticamente nulo.

Por otro lado el incremento de los desplazamientos verticales en el sentido corto del edificio han sido practicamente uniformes con una ligera tendencia en la parte sur hacia el eje A, condición favorable ya que el desplome registrado en esta dirección tiene un sentido inverso.

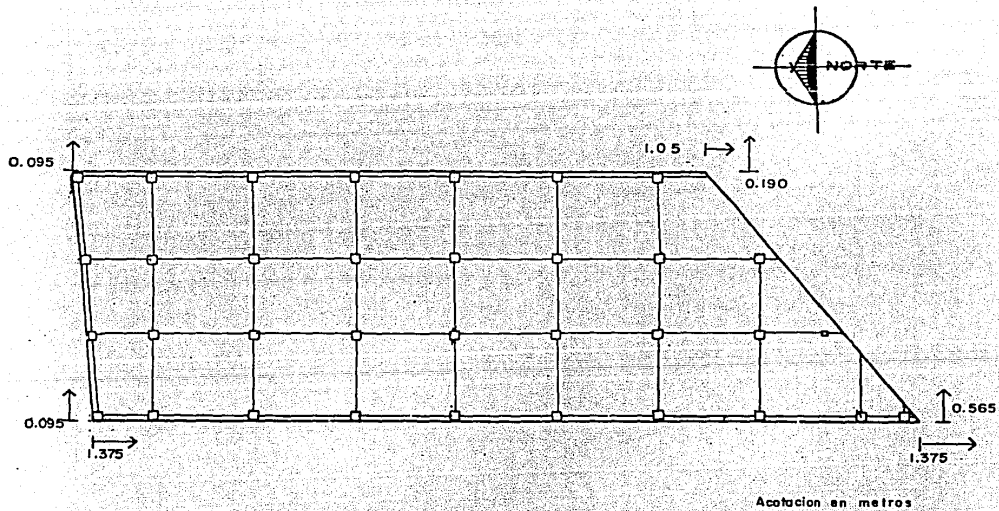


FIGURA No. 31. DESPLOMES

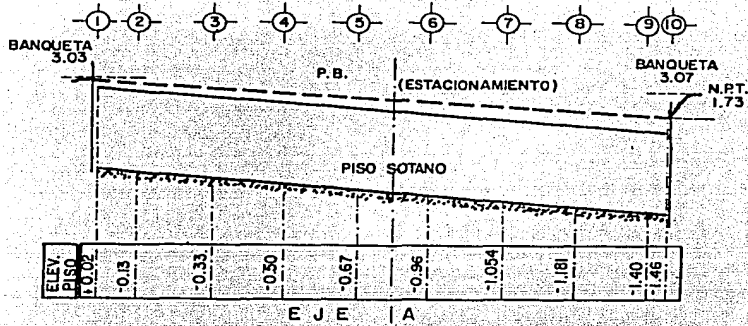
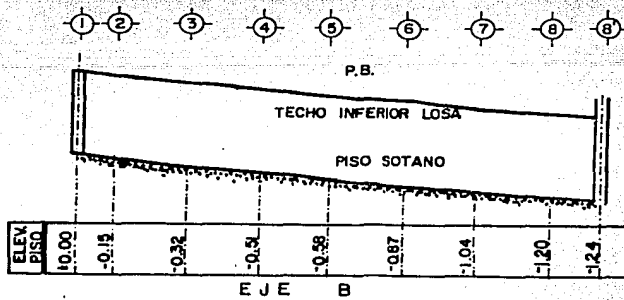


FIGURA No. 32. NIVEL DE PISO DE SOTANO





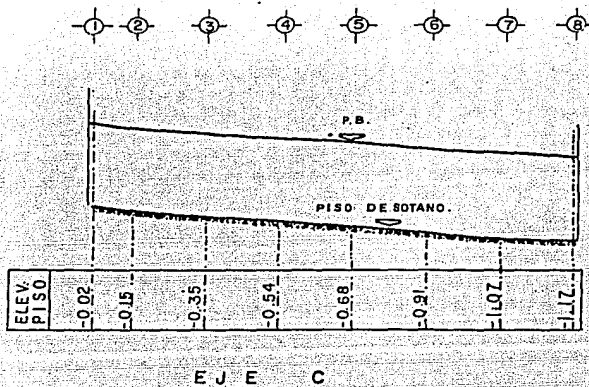
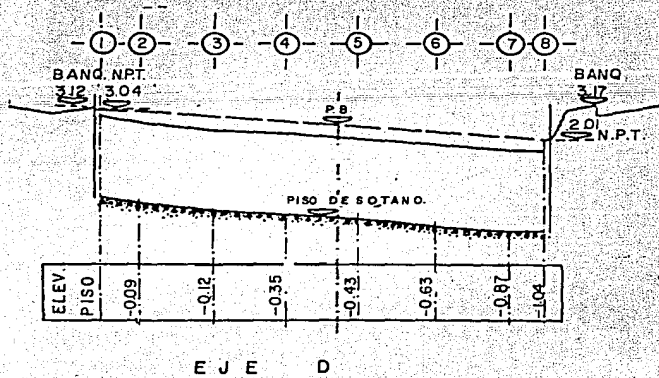


FIG. No. 33 NIVEL DE PISO DE SOTANO.



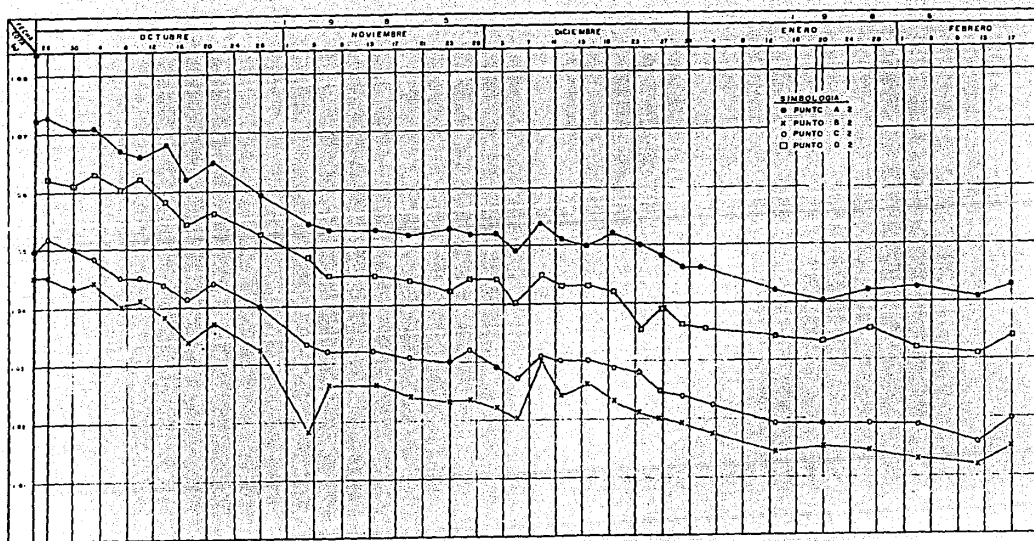


FIGURA No. 34

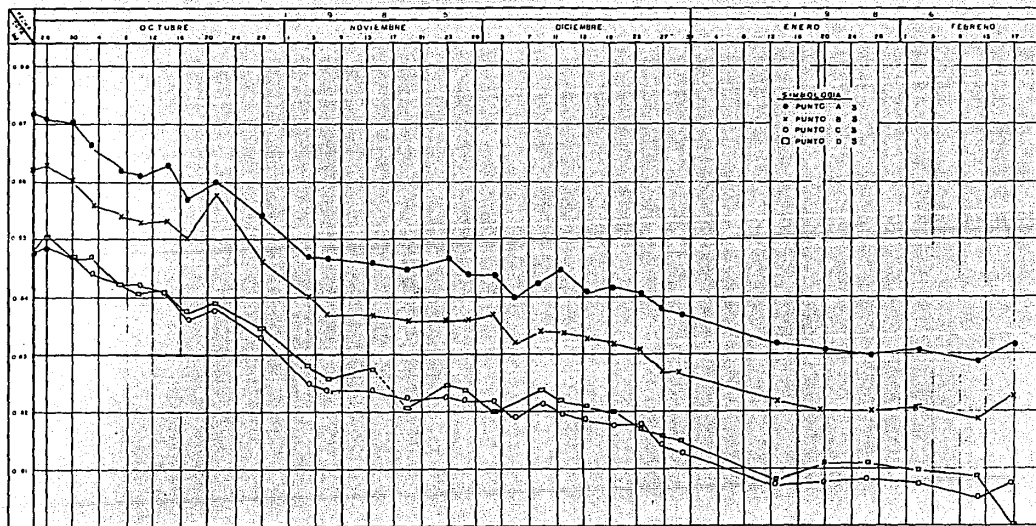


FIGURA No 35

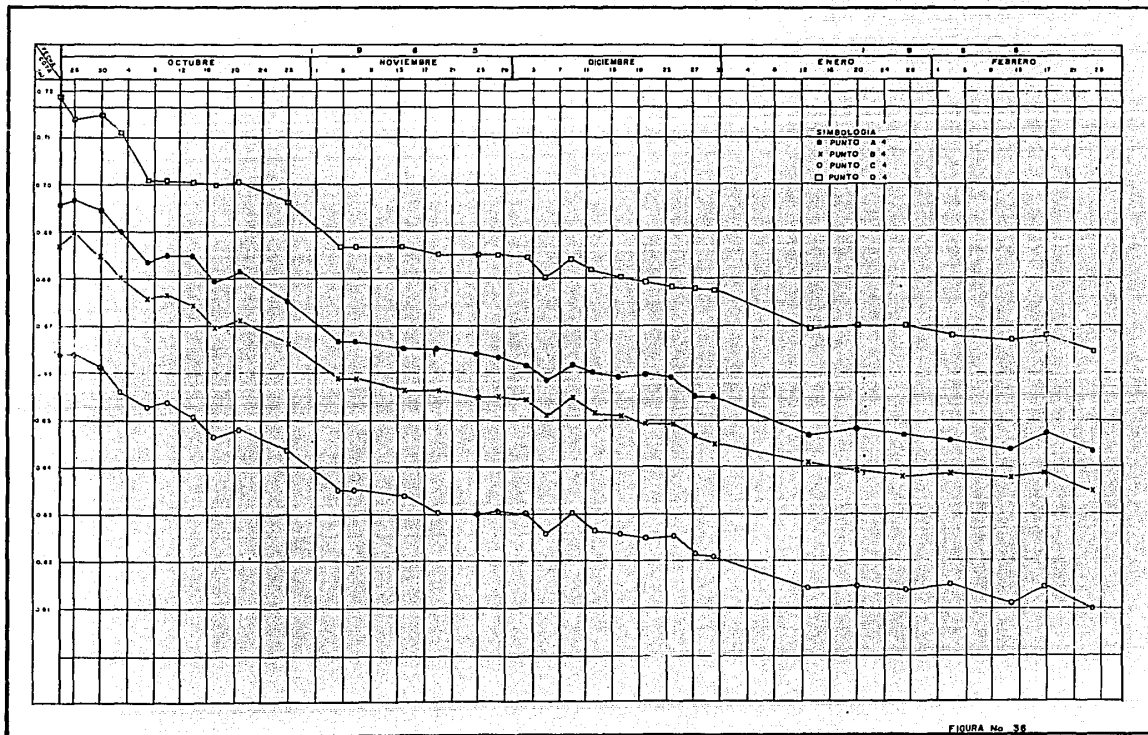
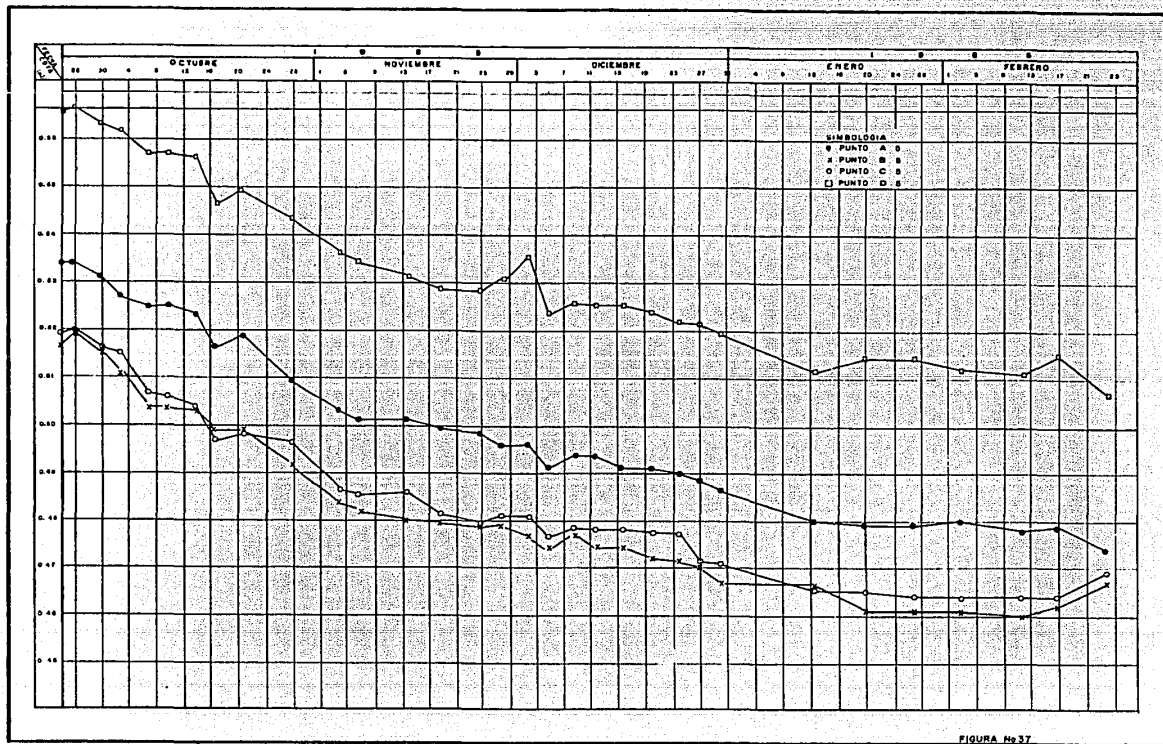


FIGURA No 36



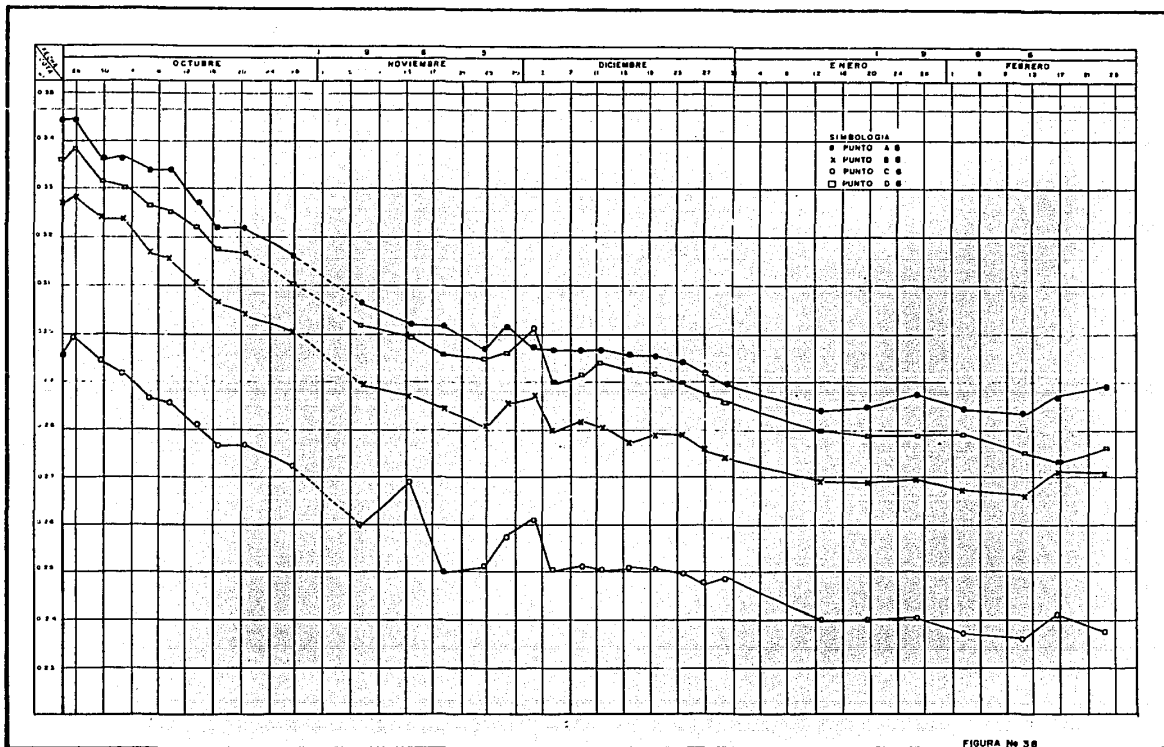


FIGURA No. 38

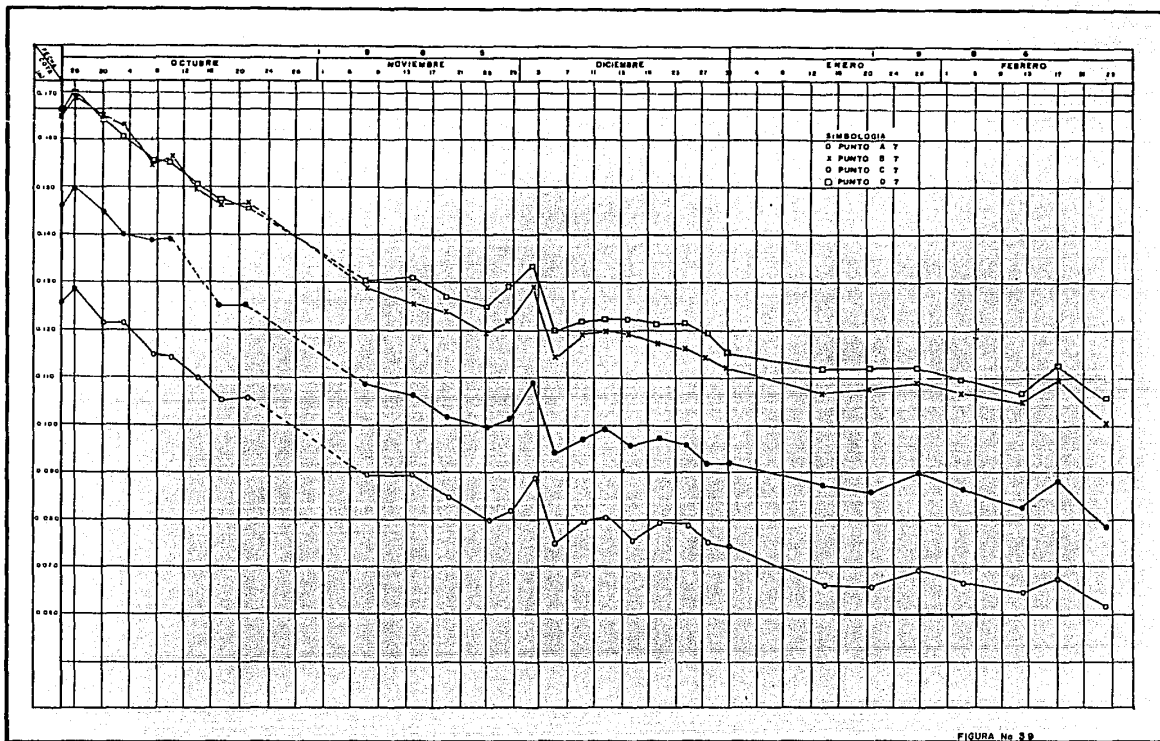


FIGURA No 59

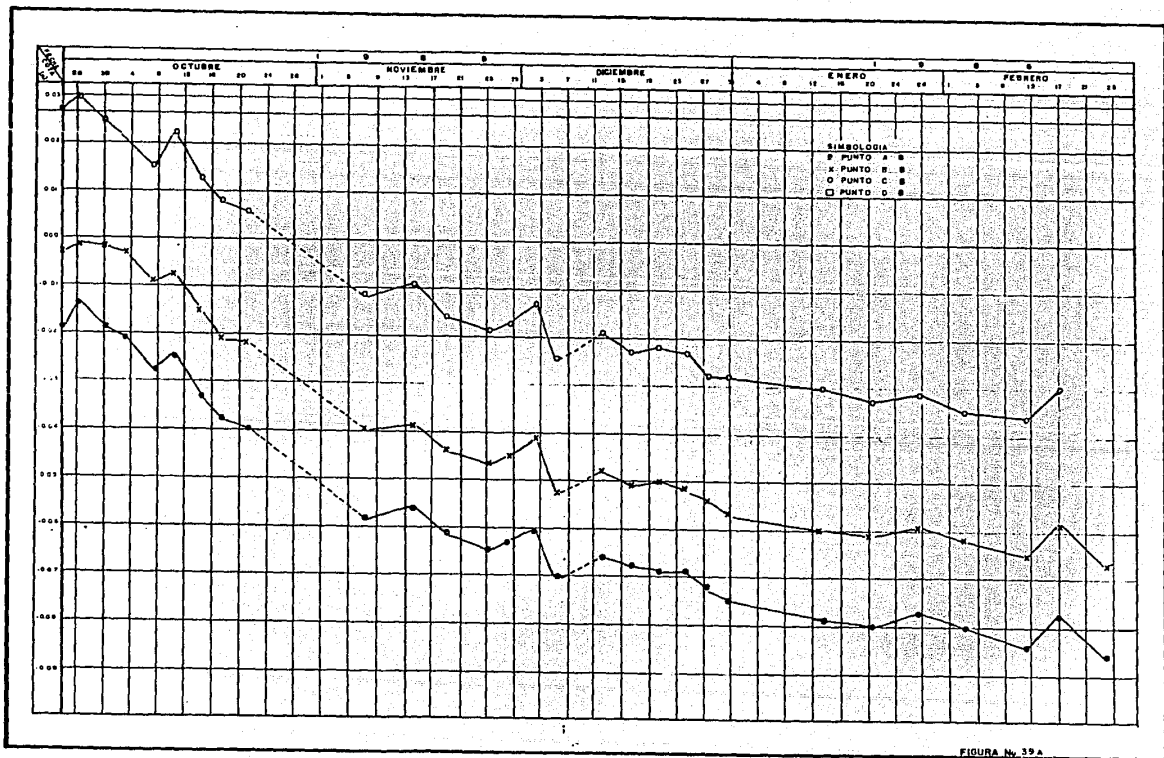


FIGURA N.º 39A



## 10. REVISIÓN DEL COMPORTAMIENTO REAL Y EFECTOS DEL SISMO

En este capítulo se presenta la revisión del comportamiento de cimentación en función de las condiciones actuales del edificio (condición modificada), siguiendo los criterios establecidos en el capítulo seis. Ya que los parámetros representativos del comportamiento del edificio, tanto en condiciones estáticas como dinámicas, resultan inadmisibles de acuerdo a lo establecido por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (ref. 3) y las Normas de Emergencia (ref. 12).

### 10.1 Análisis de la cimentación

#### 10.1.1 Capacidad de carga

##### i) Pilotes de fricción

De acuerdo a la ecuación que se presenta en el inciso 6.1 la capacidad de carga admisible resultó de 113.4 ton/pilote para un valor de adherencia de  $3 \text{ ton/m}^2$ , perímetro del pilote igual a 2 m y longitud del pilote igual a 27 m.

##### ii) Cajón de cimentación

#### Capacidad de carga del cajón de cimentación

Aplicando la ecuación del inciso 6.1 y considerando un valor de cohesión de  $2 \text{ ton/m}^2$ , coeficiente de capacidad de carga de 6, descarga ( $D_f$ ) al nivel de desplante de  $7.76 \text{ ton/m}^2$  la capacidad unitaria admisible del cajón resulta de 16.16 ---  $\text{ton/m}^2$ .

En las dos condiciones no se cumple la desigualdad, por lo tanto la cimentación no cuenta con un factor de seguridad adecuado poniéndose en PELIGRO la estabilidad.

### 10.1.3 Estados límites de servicio

El cálculo de asentamientos se realizó de acuerdo al método - descrito en el inciso 6.3, para diferentes puntos localizados - dentro del área construida, suponiendo los siguientes efectos: - el incremento de esfuerzos transmitido a la cimentación debido - al momento permanente y el provocado por el agua en las celdas - de cimentación (fig. 40).

Los asentamientos para estos dos casos resultan inadmisibles, - conforme a lo establecido por el Reglamento de Construcciones - del Distrito Federal, ya que para este tipo de estructuras el - asentamiento aceptable es de 20 cm. (los cálculos se presentan - en el anexo y un resumen de los resultados en la figura 40).

10.2 Estados límite de falla

i) Condiciones estáticas

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima y las capacidades de carga calculadas anteriormente, la desigualdad del inciso 6.2 debería cumplirse para asegurar la estabilidad de la cimentación.

$$40,796 \text{ ton} < 34,842 \text{ ton}$$

ii) Condiciones dinámicas

De la ecuación del inciso 6.2, la excentricidad resultó de -- 3.04 m. para un peso de la estructura de 28,617 ton, coeficiente sísmico reducido por ductilidad de 0.13, y altura de aplicación de la fuerza de 23.4 m.

Se revisó la estabilidad en estas condiciones aplicando la desigualdad presentada en el inciso 6.2, tomando en cuenta la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y la acción accidental más crítica.

El RCDF ha establecido que la cimentación para estas condiciones, reduce el área en una franja 2e, eliminando los pilotes localizados en ésta. Por lo tanto la desigualdad quedará de la siguiente manera.

$$31,479 \text{ ton} < 25,581 \text{ ton}$$

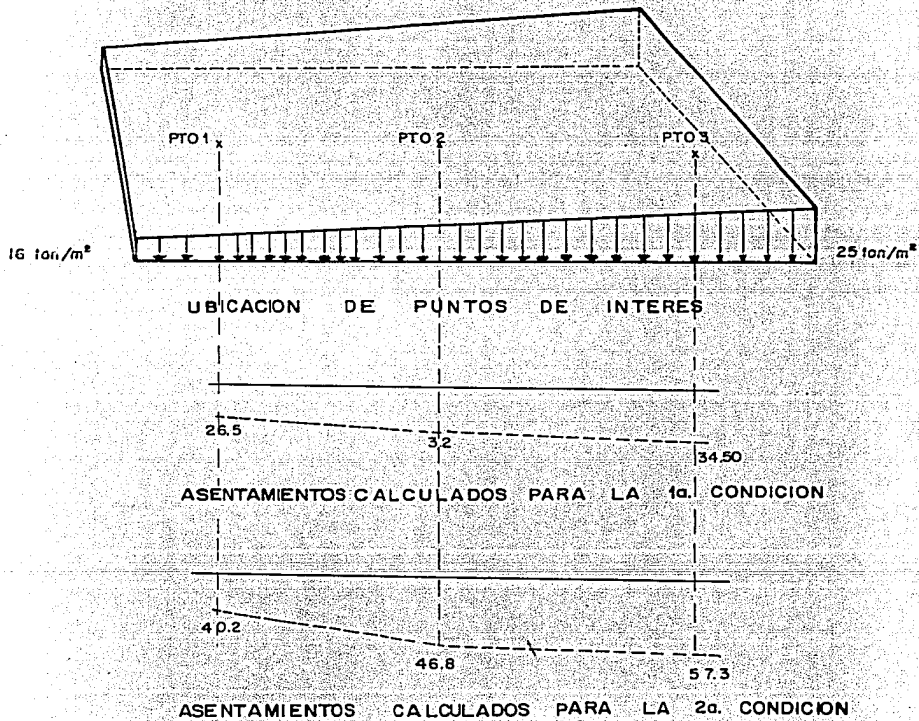


FIGURA No.40 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS PROVOCADO POR MOMENTO PERMANENTE Y RESULTADOS DEL CALCULO DE ASENTAMIENTOS

## 11. PROCEDIMIENTO PARA LA RECIMENTACION

### 11.1 Propuesta de solución

A partir de los resultados presentados en el capítulo anterior, se concluyó la necesidad de recimentar el edificio. Para tal efecto aquí se plantea una propuesta al problema de la recimentación y el análisis correspondiente.

En base a la experiencia desarrollada en ingeniería civil para corregir desplomes de magnitud considerable la solución más adecuada que se juzgó conveniente para este caso fue la de utilizar pilotes de control. Ya que el desplome se corregirá, consolidando los depósitos del subsuelo mediante la aplicación de carga a través de la losa del cajón de cimentación.

Por lo tanto para llevar a cabo este procedimiento, será necesario transformar los pilotes de fricción existentes en pilotes de punta con un sistema de control en sus cabezas, hincándose adicionalmente 127 pilotes de sección transversal circular con características similares de trabajo.

### 11.2 Análisis de la cimentación

#### 11.2.1 Capacidad de carga

##### i) Pilotes de punta

Aplicando la ecuación del inciso 6.1, para este caso tenemos que la capacidad admisible resulta de 142 --

ton. para los pilotes de sección cuadrada considerando una área de  $0.25 \text{ m}^2$ , relación de  $D_1/D$  igual a 4.1 y cohesión de  $12 \text{ ton/m}^2$ , mientras que para los de sección circular la capacidad de carga fue de 141 ton, para una relación de  $D_1/D$  igual a 4.2 y un área de  $0.24 \text{ m}^2$ .

ii) Cajón de cimentación.

De acuerdo con los resultados obtenidos en el capítulo diez la capacidad de carga admisible del cajón de cimentación es de 19,790 ton.

11.2.2 Fricción negativa

Conforme a la ecuación presentada en el inciso 6.1, el valor de la sobrecarga generada por la fricción negativa, resulta de 61 ton para los pilotes de sección cuadrada y 60 ton para los circulares, en base a los siguientes datos:

$w$ : perímetro del pilote, 1.86 m para la sección cuadrada y 1.81 m para la circular.

$k_0$ : factor aplicable a las arcillas del Valle de México, igual a 0.25

$d$ : longitud del pilote en la que se genera fricción negativa, igual a 29.7m.

$a$ : área tributaria, igual a  $5 \text{ m}^2$

$\sigma'_{oz}$ : es fuerza vertical efectiva a la máxima profundidad don-

-de se genera fricción negativa, igual a 252 ton/ m<sup>2</sup>.

### 11.2.3 Número de pilotes

Tomando en cuenta las condiciones más críticas a las que se verá sometida la cimentación, el número de pilotes necesarios para mantener la estabilidad, considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima y la fricción negativa que pudiera desarrollarse resulta de 127.

#### Estados límite de falla.

##### i) Condiciones estáticas.

La estabilidad de la cimentación bajo estas condiciones se revisó mediante la aplicación de la desigualdad anotada en el inciso 6.2. La cual establece una comparación entre las cargas permanentes más cargas vivas incrementadas por el factor de carga correspondiente y la capacidad de carga de la cimentación, considerando que esta última se verá disminuida por la sobrecarga provocada por la fricción negativa.

Por lo que la estabilidad de la cimentación quedó garantizada al obtener los siguientes resultados:

$$40,796 \text{ ton} < 41,205 \text{ ton}$$

ii) Condiciones dinámicas

Se revisó que la cimentación bajo solicitaciones sísmicas satisfaga la desigualdad anotada en el inciso 6.3, considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y la acción accidental más crítica (sismo), que en conjunto formará una fuerza vertical aplicada con una excentricidad "e" respecto al centro de reacciones generando un momento de volteo.

Debido a lo anterior el RCDF (ref.3) establece un criterio mediante el cual se reduce el área de la cimentación en una franja longitudinal de ancho "2e", que no contribuye a la capacidad de carga de la cimentación para soportar el momento de volteo.

Por lo que la estabilidad de la cimentación bajo estas condiciones resultó satisfactoria en base a los siguientes resultados:

31,479 ton. < 32,373 ton

Adicionalmente bajo estas solicitaciones, la sobrecarga que soportarían algunos pilotes, podría hacerlos penetrar en el estrato resistente, con una velocidad de deformación mayor a la de consolidación regional, por lo que la fricción negativa desaparecería generándose entonces esfuerzos de compresión (fricción positiva), que bajo estas condiciones aportaría mayor estabilidad a la cimentación.



#### 11.2.4 Estados límite de servicio

Los asentamientos diferidos que sufrirá la estructura se calcularon considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media menos el peso desalojando por el cajón de cimentación.

La resultante de estas cargas será transmitida uniformemente -- por la punta de los pilotes al estrato resistente, generando -- una distribución de esfuerzos conforme a la teoría propuesta -- por Boussinesq como se observa en la figura 47.

Para realizar este análisis fue necesario modificar la magnitud de la carga de preconsolidación, ya que los esfuerzos inducidos por los pilotes de fricción incrementaron aproximadamente un -- 70 %, la carga de preconsolidación reportada antes de llevar a cabo la construcción del proyecto.

Los resultados obtenidos en este análisis reportan un hundimiento máximo de 24 cm., considerando una cimentación flexible, el cual es aceptable conforme a lo establecido por el Reglamento -- de Construcciones del Distrito Federal.

### 11.3 Condiciones y modificaciones necesarias para la recimentación.

Como ya se mencionó anteriormente para corregir el desplome, será necesario transmitir a la losa del cajón de cimentación una carga con distribución triangular; esto se logrará cambiando el número de cubos de madera con que cuentan los dispositivos de control.

Tomando en cuenta que la velocidad de deformación no podrá ser superior a 15 mm. por día, se manejarán los controles de tal manera que la losa aplique una presión inicial de  $8 \text{ ton/m}^2$ , incrementándose  $2 \text{ ton/m}^2$  cada 15 días hasta alcanzar la presión recomendada.

Durante el proceso de recimentación será indispensable llevar un control RIGUROSO de los desplomes y movimientos verticales, así como a asegurar que las celdas de cimentación permanezcan estancas.

Las modificaciones estructurales y condiciones necesarias para la ubicación de los nuevos pilotes de control y la transformación de los pilotes de fricción existentes en pilotes de control, se realizarán de acuerdo a las siguientes recomendaciones:

- a) La ubicación de los nuevos pilotes de control será como se observa en la figura 46, con el propósito de anular la excentricidad que actualmente presenta el centro de cargas respecto al centro de reacciones. Por tal motivo será necesario asegurarse del lugar exacto donde se hincará cada pilote.
- b) La carga transmitida por las contratrabes a los pilotes de control será mediante dados contruidos del lecho bajo de la losa de cimentación hacia arriba, perforando las contratrabes es --

-trictamente lo necesario para el anclaje del acero de refuerzo de los nuevos dados.

- c) las características estructurales de dimensionamiento y amarre de los dados para los nuevos pilotes de control con la cimentación actual se presentan en las figuras 45-A y 45-B.
- d) Para el procedimiento de rehincado, despegue y transformación de los pilotes de fricción en pilotes de punta equipados con controles será necesario:
- Construir una cimentación local, que prevea el espacio adecuado para las operaciones de rehincado, despegue y transformación de los pilotes de fricción, como se aprecia en las figuras 43a-43c.
  - Rehincar los pilotes de fricción aplicando una carga de 190 ton aproximadamente, que corresponde a la capacidad última de Estos.
  - Revisar el diseño estructural de la nueva cimentación ya que deberá soportar la fuerza que se inducirá, por el despegue de los pilotes al hincarlos hasta la capa dura, así como la provocada por las pruebas de carga para los pilotes de punta.
- e) Se deberá tener especial cuidado en llevar a cabo las pruebas de carga en los pilotes de punta debido a que la justificación de Estas, considera que el análisis de capacidad de carga en Estos elementos está sujeto a incertidumbres tanto en la teoría del comportamiento del sistema pilote-suelo, así como a la dificultad de definir confiablemente, mediante el manejo experimental, el comportamiento mecánico

- del subsuelo en el sitio de interés.

- f) Los controles tanto de los nuevos pilotes de control como para los pilotes de fricción existentes que se transformarán a pilotes de punta, deberán de diseñarse y revisarse para soportar cargas de 201 y 203 ton. respectivamente

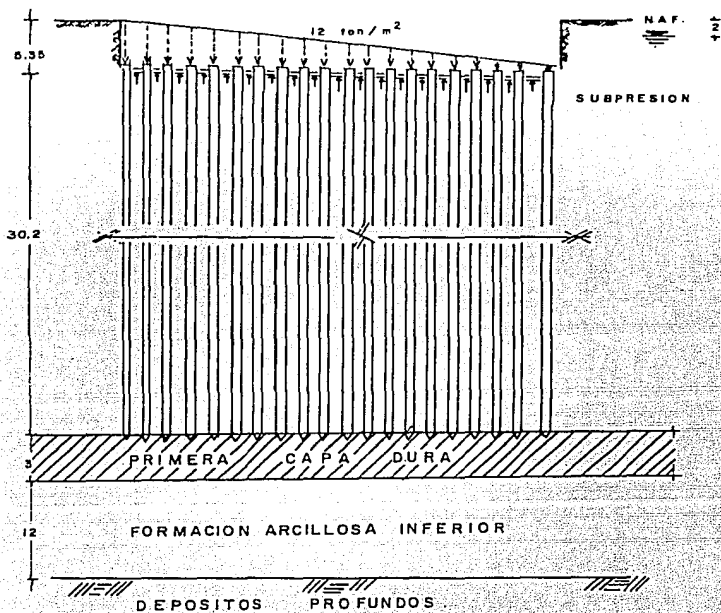


FIGURA No. 41 DISTRIBUCION TRIANGULAR

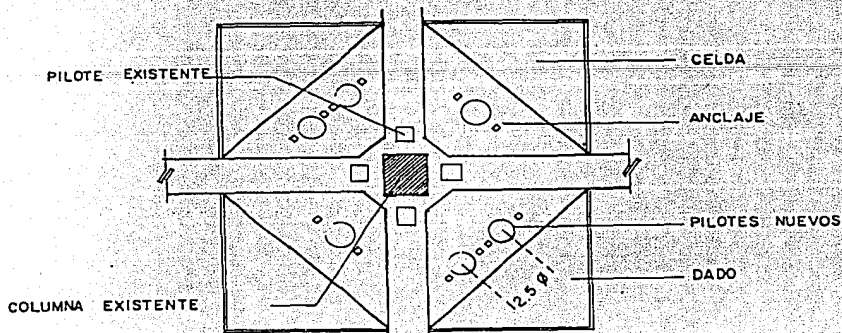


FIGURA No. 42 LOCALIZACION DE LOS NUEVOS PILOTES

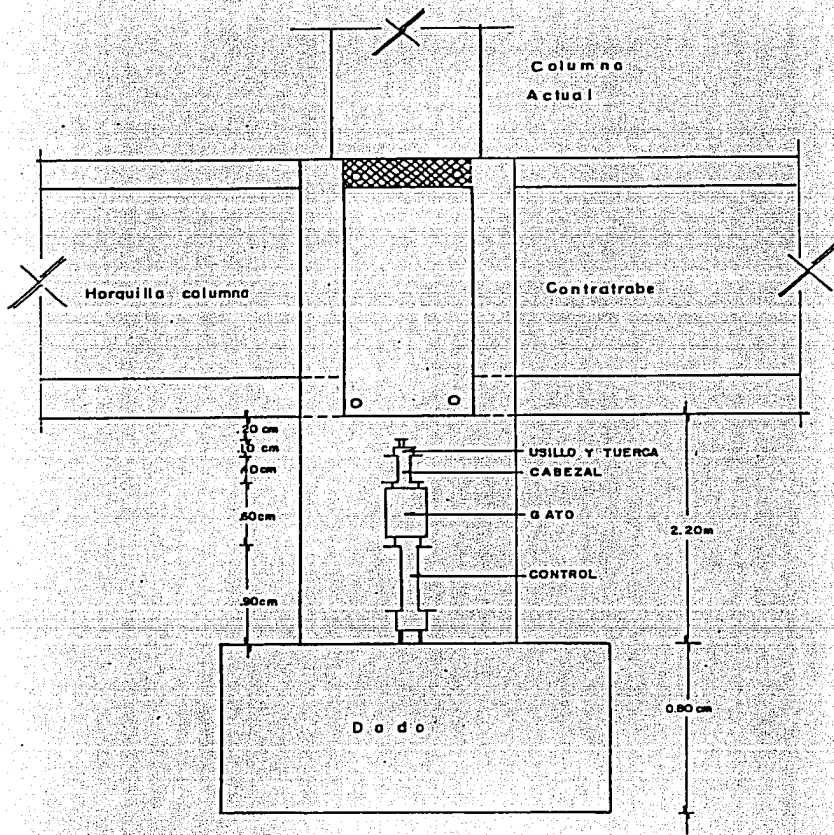


FIGURA No. 43 PROYECTO DEL ESPACIO LIBRE Y DE LA EXCAVACION PARA LA NUEVA CIMENTACION EN CADA COLUMNA

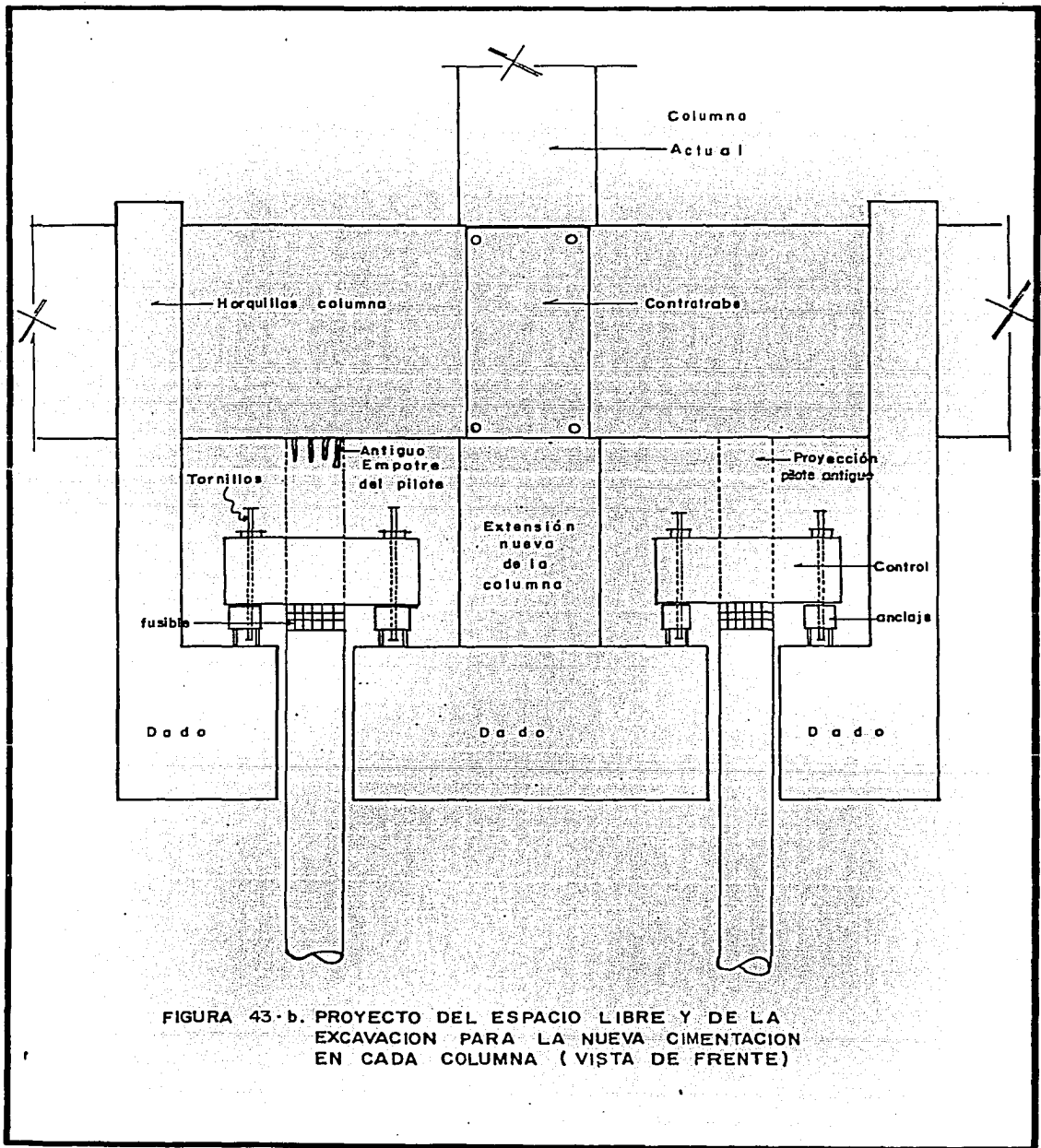


FIGURA 43-b. PROYECTO DEL ESPACIO LIBRE Y DE LA EXCAVACION PARA LA NUEVA CIMENTACION EN CADA COLUMNA (VISTA DE FRENTE)

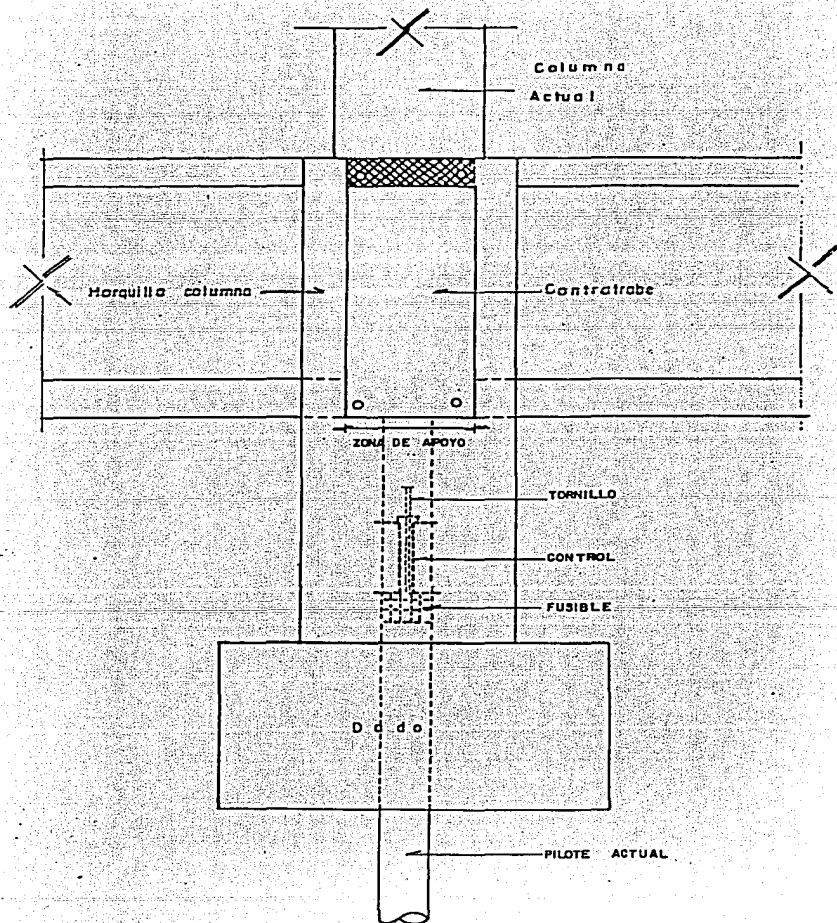


FIGURA No 43-C PROYECTO DEL ESPACIO LIBRE Y DE LA EXCAVACION PARA LA NUEVA CIMENTACION EN CADA COLUMNA (VISTA DE PERFIL)



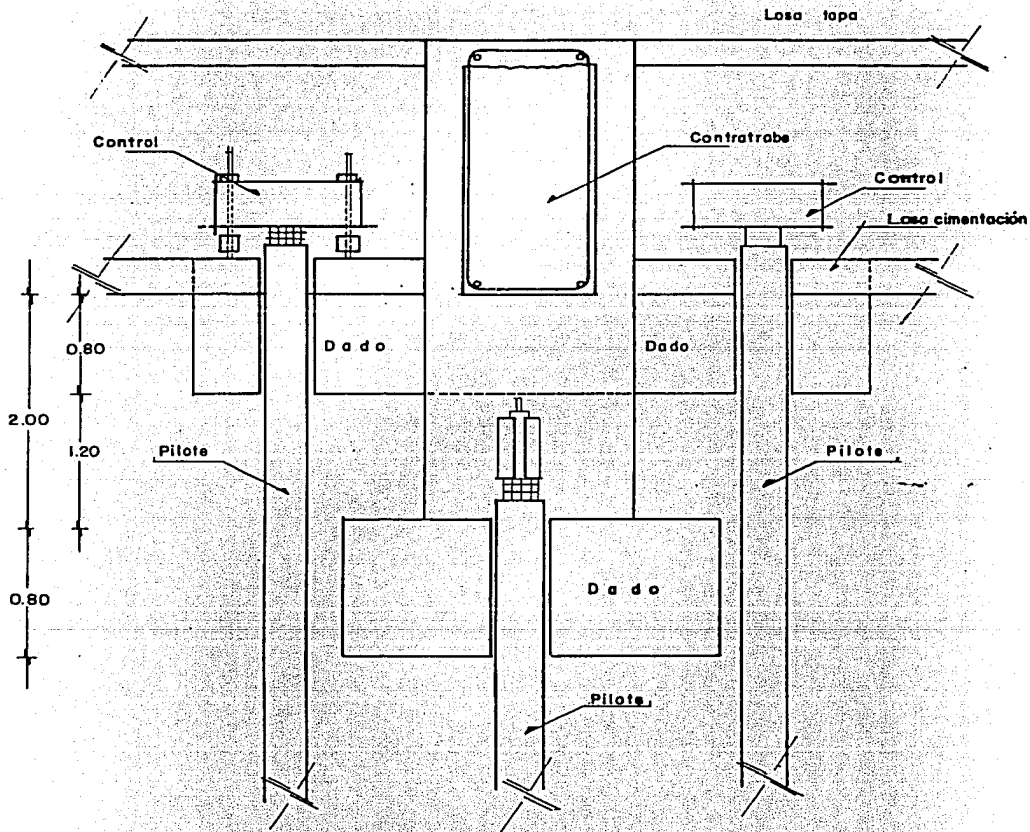


FIGURA No.44-A DISPOSITIVOS DE CONTROL ALOJADOS EN DIVERSOS NIVELES

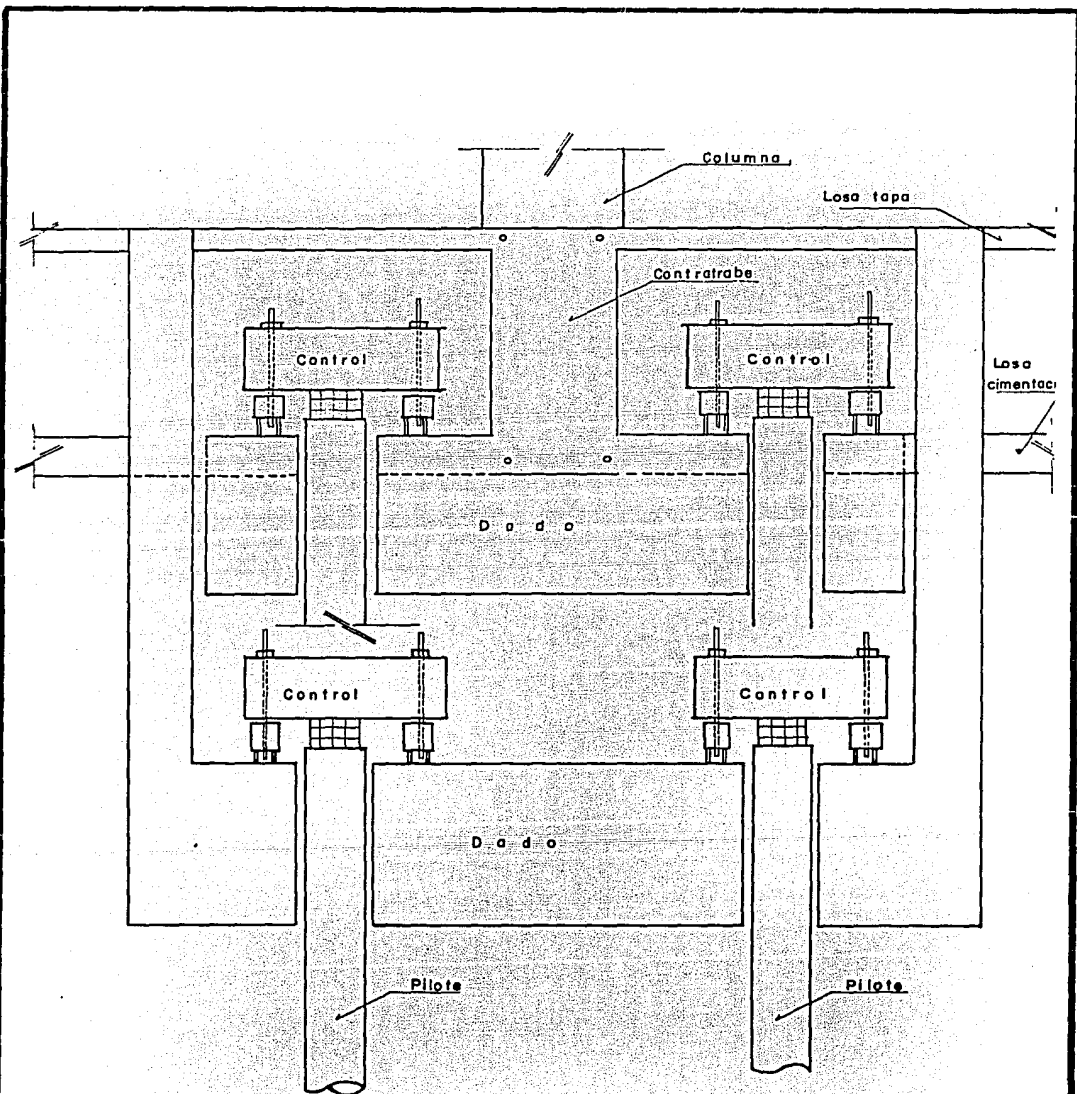


FIGURA No. 44-B DISPOSITIVOS DE CONTROL ALOJADOS EN DIVERSOS NIVELES

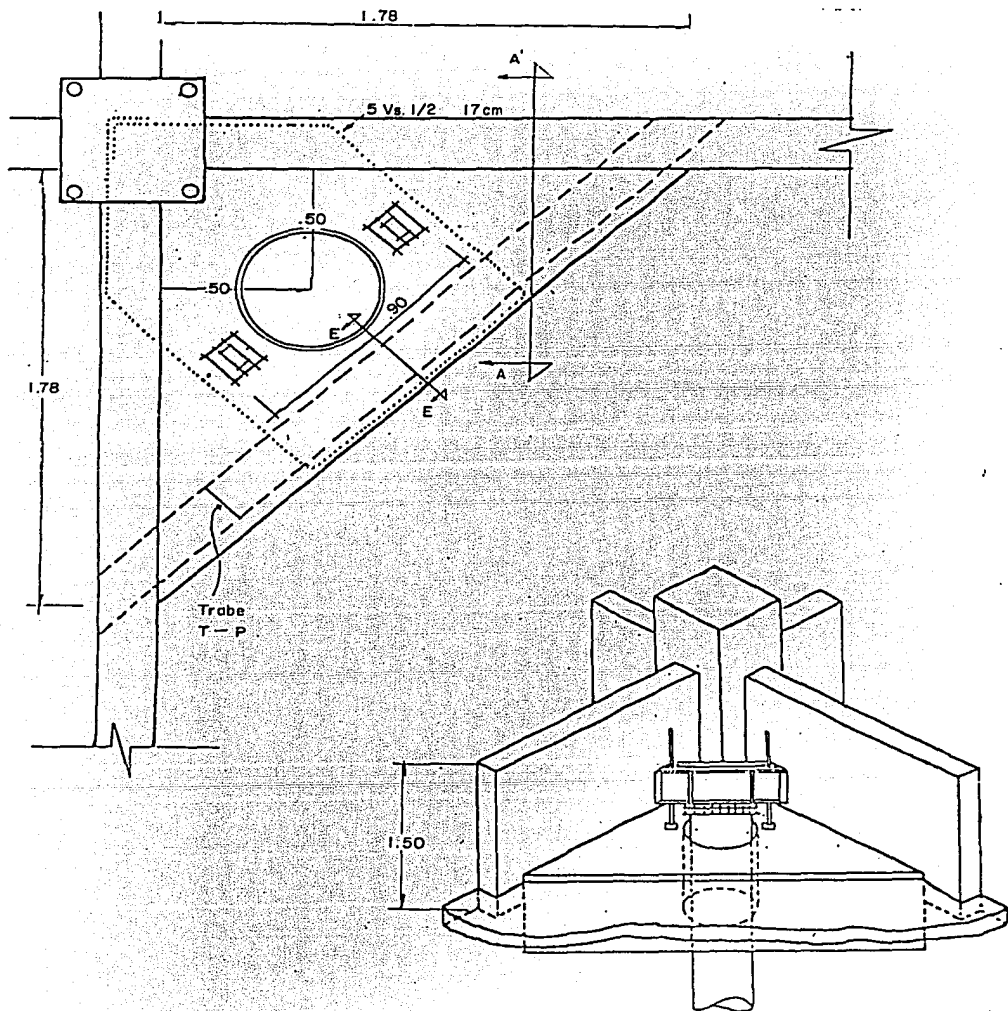
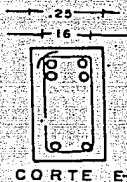
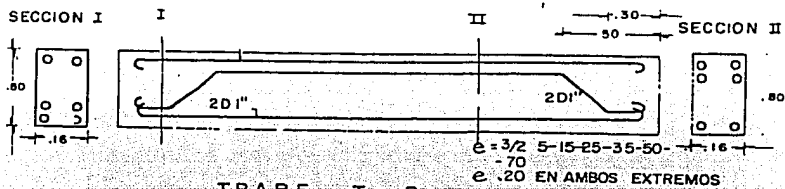


FIGURA 45 - A CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE DIMENSIONAMIENTO Y DE AMARRE DE LOS NUEVOS DADOS.



**NOTAS:**

Sobre cada dado en la losa tapa se deja sin colar una área de 60 X 90 cm. centrado con las anclas y con el tubo bragal esta área se colará o se hará registro de acceso una vez hincados los pilotes.

La altura libre mínima entre el techo superior del dado y el lecho inferior de la losa tapa es de 1.20 m.

Las cotaciones estan en metros.

Recubrimientos de varillas .05 m.

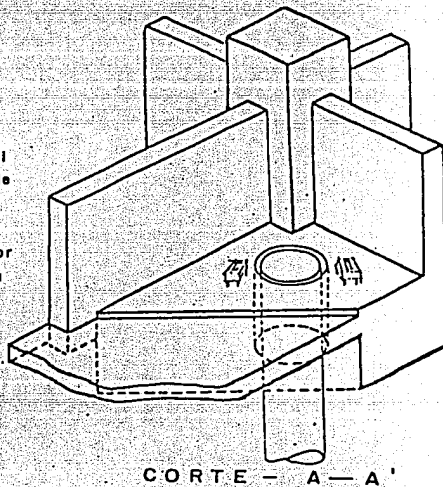
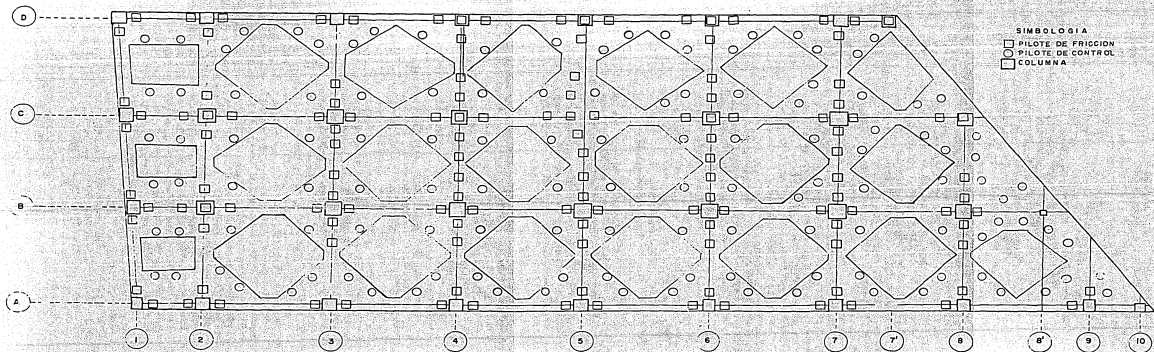


FIGURA 45-b. CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DE DIMENSIONAMIENTO Y DE AMARRE DE LOS NUEVOS DADOS

FIG. 46 PLANTA DE DISTRIBUCION DE PILOTES



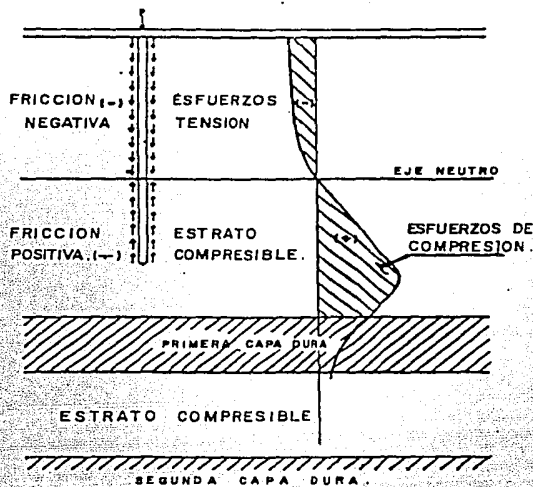


FIG. 48 PILOTES DE FRICCIÓN EN SUELO EN PROCESO DE CONSOLIDACION.

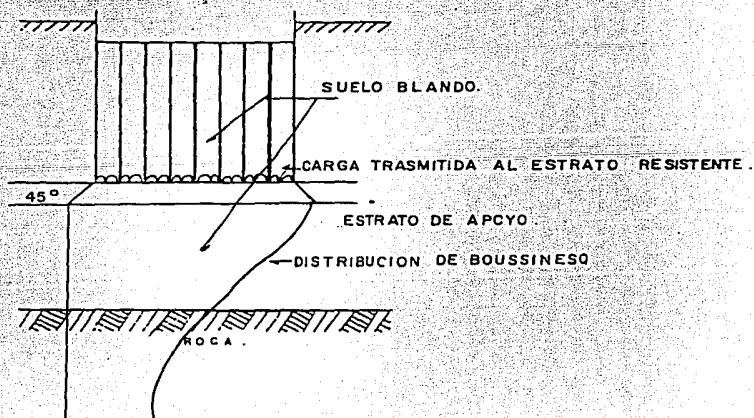


FIG. 47 ASENTAMIENTOS EN CIMENTACIONES CON PILOTES DE PUNTA

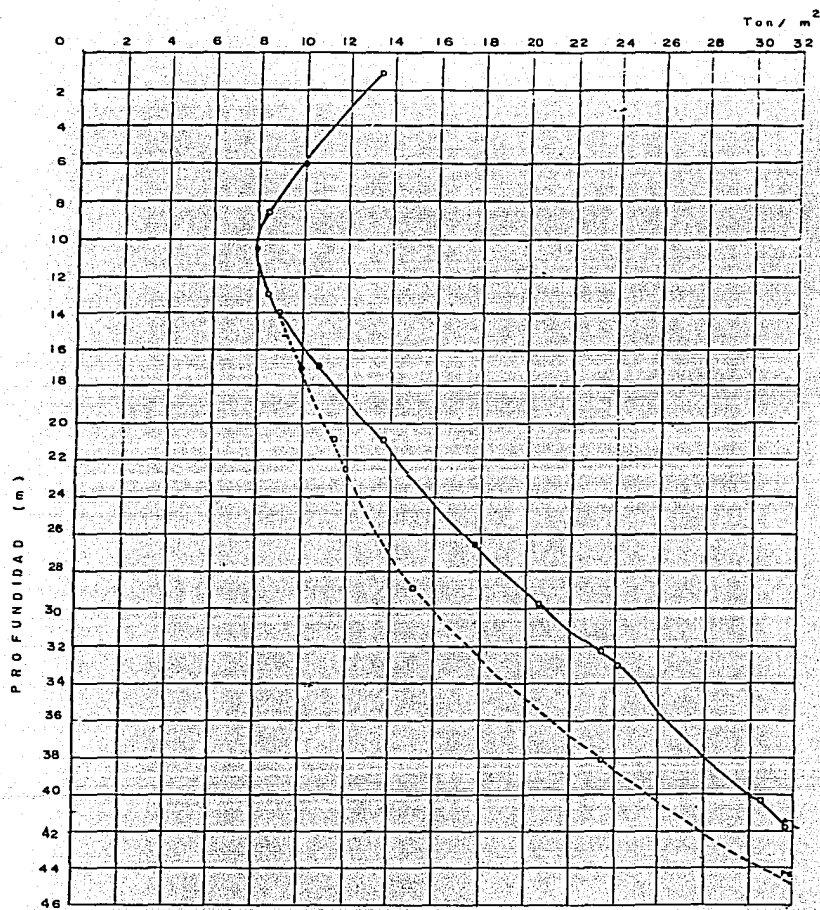


FIG. 49 VARIACION DE LA CARGA DE PRECONSOLIDACION.

## 12. CONCLUSIONES

En las condiciones que actualmente se encuentra el edificio y después del análisis realizado para esta situación (capítulo 10) se concluye la urgente necesidad de recimentarlo.

Tomando en cuenta lo anterior se juzga que la solución más adecuada y segura para recimentar el edificio será rehincar los pilotes de fricción existentes, hasta la capa dura ( 35 m. aprox.) y adicionar 127 pilotes de punta en ambos casos con un sistema de control en sus cabezas, la propuesta de recimentación que se plantea garantizarla:

- Ser la técnica más confiable y aplicable para corregir desplomes de -- grandes edificios en un tiempo razonable con la seguridad y control que la misma obra requiere, mediante el manejo de pilotes que trabajen por a poyo de su punta, con un sistema de control en sus cabezas.
- Evitar el comportamiento heterogeneo de los pilotes que quedaron desplantados a diferentes profundidades.
- Asegurar un mejor comportamiento de la cimentación en condiciones de ser vicio.
- Corregir a futuro, en caso de que llegaran a presentarse, desplazamientos diferenciales.
- Seguir la velocidad del hundimiento regional de la zona.



## REFERENCIAS

- (1) *Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1970, "Manual de mecánica de suelos*
- (2) *Marsal, J.L. y Mazari, 1959, "El subsuelo de la ciudad de México", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.*
- (3) *Instituto de Ingeniería, 1977, "Diseño y construcción de cimentaciones (normas técnicas y complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal)", UNAM, México*
- (4) *Kallinovsky, B., "Settlement of tanks on reclaimed tidelands", Engineering Bulletin No 4, Dames and Moore, San Francisco, California.*
- (5) *Reséndiz, D. y León, J.L., 1979, "Cálculo de asentamientos de cimentaciones sobre pilotes de fricción", series del Instituto de Ingeniería No. 420, UNAM, México.*
- (6) *Juárez, B. y Rico, R., 1963, 1967, "Mecánica de suelos", tomos I y II ed. LIMUSA, México.*
- (7) *Zeevaert, L., 1973, "Foundation engineering for difficult subsoil conditions", Van Nostrand Reinhold Co., Nueva York.*
- (8) *Reséndiz, D. y Auvinet, G., 1973, "Analysis of pile foundations in consolidating soils", series del Instituto de Ingeniería No. E7, UNAM, México.*

- (9) Reséndiz, D. y Auvinet, G., "Análisis de hundimientos verticales inducidos por cimentaciones piloteadas", Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- (10) Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, "Boletín de mecánica de suelos de Comisión de Aguas del Valle de México", México.
- (11) Instituto de Ingeniería, 1977, "Manual de diseño por sismo", UNAM, México.
- (12) Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1986.

## ANEXO

A continuación se presentan los cálculos realizados para determinar los asentamientos diferidos, considerando la combinación de cargas permanentes y variables con intensidad media, bajo tres puntos localizados dentro del área ocupada por el cajón de cimentación (fig. 40).

Debido a que el área en planta del edificio no posee una forma rectangular, se juzgó conveniente, para el cálculo de distribución de esfuerzos suponer tres áreas equivalentes y determinar la influencia entre ellas para cada uno de los puntos elegidos.

La distribución de esfuerzos transmitida por los pilotes al suelo, se obtuvo aplicando el método descrito por Reséndiz (ref. 9), en el cual se determina la profundidad del eje neutro, a partir del cual se genera fricción positiva, o dicho de otra manera, la profundidad a partir de la cual los pilotes transmiten al suelo esfuerzos de compresión, el cual está definido -- mediante la siguiente expresión.

$$\int_{z=D_f}^{z=z_0} \delta \cdot p \, dz = \frac{C_p + C_f - Q}{2}$$

donde:

- $\delta$  = Adherencia unitaria pilote-suelo a la profundidad  $z$
- $p$  = Perímetro efectivo del conjunto de pilotes
- $C_p$  = Capacidad de carga por punta del conjunto de pilotes
- $C_f$  = Capacidad de carga por fricción del conjunto de pilotes
- $Q$  = Carga transmitida por la estructura a la cabeza de los pilotes.

Posteriormente se calculó la distribución de esfuerzos en la masa del suelo debida a los pilotes de fricción (tabla 1 a 4 y 6), siguiendo el método descrito por Reséndiz y León (ref. 5), que considera de manera simplificada el problema de Mindlin, para la determinación de esfuerzos verticales, inducidos a lo largo de líneas verticales en un medio semi-infinito.

Los resultados obtenidos fueron integrados con las distribuciones de esfuerzos, que transmiten la losa de cimentación debido a la compensación y al momento permanente (tablas 5 y 8), que no fueron absorbidos por los pilotes. Dichos esfuerzos se obtuvieron considerando, cargas uniformemente repartidas, aplicadas en la superficie horizontal de un medio semi-infinito, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico, según la ecuación propuesta por Boussinesq (ref. 6)

Por último, se calcularon los asentamientos diferidos (tablas 7 y 9); considerando la distribución de esfuerzos totales, generados por los pilotes de fricción y la losa de cimentación, las presiones efectivas del subsuelo (fig. 26) y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos, afectados por la sobrecarga aplicada (figs. 19 y 25), siguiendo el criterio establecido por Terzaghi expresado en la siguiente ecuación.

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

donde:  $\Delta H$  = consolidación del estrato.

$\Delta e$  = decremento de la relación de vacíos del estrato considerado bajo el incremento de esfuerzos al nivel medio del estrato.

$e_0$  = relación de vacíos inicial.

$H$  = espesor del estrato.







TABLA 4 "PARAMETROS PARA EL CALCULO DE ASENTAMIENTOS".

Estrato <i>i</i>	Profundidad (m)	$W$ (%)	$e_0$ (ad)	$P_o$ (ton/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (ton/m <sup>2</sup> )	CS (ad)	CC (ad)	H (m)	PM (m)
1	5.5-6.2	60	1.44	4.7	9.7	0.03	0.538	0.85	5.78
2	6.2-8.17	307	7.37	5.0	9.4	0.396	5.378	1.97	7.19
3	8.17-11.5	348	8.35	5.4	8.2	0.459	6.236	3.33	9.84
4	11.5-12.8	140	3.36	6.0	8.0	0.148	2.0	1.3	12.15
5	12.8-13.5	170	4.08	6.2	7.9	0.193	2.6	0.7	13.15
6	13.5-15.0	130	3.12	6.8	8.3	0.133	1.83	1.5	14.25
7	15.0-15.5	280	6.72	7.0	8.6	0.357	4.8	0.5	15.25
8	15.5-16.1	250	6.0	7.1	8.8	0.314	4.2	0.6	15.8
9	16.1-17.8	375	9.0	7.2	9.4	0.5	6.73	1.7	16.95
10	17.8-19.0	403	9.67	7.3	9.6	0.54	7.26	1.2	18.40
11	19.0-23.4	215	5.16	7.6	10.8	0.262	3.5	4.4	21.20
12	23.4-23.9	120	2.88	8.5	12.0	0.113	1.66	0.5	23.65
13	23.9-27.0	325	7.8	9.8	13.0	0.423	5.78	3.1	25.45
14	27.0-27.3	130	3.12	10.3	13.8	0.133	1.83	0.3	27.15
15	27.3-29.6	298	7.15	11.0	14.5	0.383	5.18	2.3	28.45
16	29.6-30.4	160	3.84	12.8	14.8	0.178	2.40	0.8	30.0
17	30.4-32.35	250	6.0	14.0	16.6	0.314	4.2	1.95	31.38
18	32.35-35.7	277	6.65	16.0	19.0	0.353	4.74	3.35	34.025



TABLA 5 " RESULTADOS DEL CALCULO DE ESFUERZOS "

Estrato <i>i</i>	Profundidad (m)	$e_0$ (ad)	$P_0$ (ton/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (ton/m <sup>2</sup> )
1	5.78	1.44	4.70	9.70	-4.100	-4.100	5.296
2	7.19	7.37	5.00	9.40	-4.090	-4.087	5.076
3	9.84	8.35	5.40	8.20	-3.976	-3.944	3.743
4	12.15	3.36	6.00	8.00	-3.749	-3.661	2.546
5	13.15	4.08	6.20	7.90	-3.622	-3.506	2.126
6	14.25	3.12	6.80	8.30	-3.469	-3.321	1.732
7	15.25	6.72	7.00	8.60	-3.323	-3.147	1.430
8	15.80	6.00	7.10	8.80	-3.241	-3.051	1.284
9	16.95	9.00	7.20	9.40	-3.070	-2.852	1.017
10	18.40	9.67	7.30	9.60	-2.858	-2.611	0.745
11	21.20	5.16	7.60	10.50	-2.478	-2.195	0.370
12	23.65	2.88	8.50	12.00	-2.185	-1.891	0.155
13	25.45	7.80	9.80	13.00	-1.995	-1.702	0.043
14	27.15	3.12	10.30	13.80	-1.833	-1.546	-0.038
15	28.45	7.15	11.00	14.50	-1.720	-1.440	-0.087
16	30.00	3.84	12.80	14.80	-1.596	-1.327	-0.134
17	31.38	6.00	14.00	16.60	-1.496	-1.238	-0.167
18	34.03	6.65	16.00	19.00	-1.325	-1.090	-0.213

TABLA 6 "ESFUERZOS VERTICALES DEBIDOS A LOS PILOTES DE FRICCION"

Profundidad (m)	$z_p$ (m)	$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (ton/m <sup>2</sup> )
5.35 - 6.2	5.78			-0.926
6.2 - 8.17	7.19		-2.246	-1.748
8.17 - 11.5	9.84	-2.805	-2.056	-1.538
11.5 - 12.8	12.15	-2.366	-1.632	-1.285
12.8 - 13.5	13.15	-2.018	-1.286	-1.166
13.5 - 15	14.25	-1.662	-0.953	-0.909
15 - 15.5	15.25	-1.276	-0.627	-0.849
15.5 - 16.1	15.80	-1.097	-0.443	-0.675
16.1 - 17.8	16.95	-0.762	-0.138	-0.538
17.8 - 19	18.4	-0.209	0.376	0.003
19 - 23.4	21.2	0.903	1.425	0.29
23.4-23.9	23.65	2.742	3.195	1.168
23.9 - 27	25.45	3.406	3.829	1.383
27 - 27.3	27.15	4.917	6.135	2.208
27.3 - 29.6	28.45	5.744	6.0	2.638
29.6 - 30.4	30.00	7.343	7.649	3.703
30.4-32.35	31.38	8.191	8.452	4.541
32.35-35.7	34.025	8.773	8.966	6.973

TABLA 7 "CALCULO DE HUNDIMIENTOS"

Estrato $z$	Profundidad (m)	H (m)	CS (ad)	CC (ad)	$P_0$ (ton/m <sup>2</sup> )	$e_0$ (ad)	$P_c$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta_1$ (m)	$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta_2$ (m)	$\sigma_3$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\delta_3$ (m)
1	5.78	0.85	0.03	0.538	4.7	1.44	9.7					4.37	0.003
2	7.19	1.97	0.396	5.398	5	7.34	9.4			-6.33	-0.033	3.328	0.021
3	9.84	3.33	0.459	6.236	5.4	8.55	8.2	-6.781	-0.058	-5.996	-0.053	2.205	0.024
4	12.15	1.3	0.148	2.0	6	3.36	8	-6.115	-0.013	-5.293	-0.012	1.261	0.004
5	13.15	0.7	0.1925	2.6	6.2	4.08	7.9	-5.64	-0.007	-4.792	-0.007	0.96	0.002
6	14.25	1.5	0.133	1.83	6.8	3.12	8.3	-5.131	-0.012	-4.274	-0.010	0.823	0.002
7	15.25	0.5	0.357	4.8	7	6.72	8.6	-4.599	-0.005	-3.774	-0.004	0.581	0.001
8	15.8	0.6	0.314	4.2	7.1	6.0	8.8	-4.338	-0.006	-3.494	-0.005	0.609	0.001
9	16.95	1.7	0.5	6.727	7.2	9.0	9.4	-3.832	-0.016	-2.99	-0.013	0.479	0.002
10	18.4	1.2	0.54	7.26	7.3	9.67	9.6	-3.067	-0.009	-2.235	-0.007	0.748	0.003
11	21.2	4.4	0.262	3.5	7.6	5.16	10.8	-1.57	-0.015	-0.77	-0.008	0.66	0.007
12	23.65	0.5	0.118	1.659	8.5	2.88	12	0.557	0.0	1.304	0.001	1.323	0.001
13	25.45	3.1	0.423	5.778	9.8	7.8	13	1.411	0.009	2.127	0.013	1.426	0.009
14	27.15	0.3	0.133	1.83	10.3	3.12	13.8	3.084	0.001	4.589	0.006	2.17	0.001
15	28.45	2.3	0.383	5.178	11	7.15	14.5	4.024	0.035	4.56	0.058	2.511	0.010
16	30	0.8	0.178	2.4	12.8	3.84	14.8	5.747	0.041	6.322	0.046	3.569	0.019
17	31.38	1.95	0.314	4.2	14	6.0	16.6	6.695	0.119	7.214	0.131	4.374	0.111
18	34.025	3.35	0.353	4.74	16	6.65	19	7.448	0.201	7.876	0.217	6.76	0.174

TABLA 8 "RESULTADO DEL CALCULO DE ESFUERZOS"

Estrato $z$	Profundidad (m)	$e_0$ (ad)	$P_0$ (ton/m <sup>2</sup> )	$P_c$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_2$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\sigma_3$ (ton/m <sup>2</sup> )
1	5.78	1.44	4.70	9.70	2.000	2.000	1.999
2	7.19	7.37	5.00	9.40	1.995	1.996	1.967
3	9.84	8.35	5.40	8.20	1.940	1.950	1.757
4	12.15	3.36	6.00	8.00	1.830	1.856	1.538
5	13.15	4.08	6.20	7.90	1.768	1.804	1.449
6	14.25	3.12	6.80	8.30	1.694	1.740	1.358
7	15.25	6.72	7.00	8.60	1.624	1.679	1.280
8	15.80	6.00	7.10	8.80	1.585	1.644	1.240
9	16.95	9.00	7.20	9.40	1.502	1.571	1.161
10	18.40	9.67	7.30	9.60	1.401	1.479	1.071
11	21.20	5.16	7.60	10.80	1.219	1.310	0.923
12	23.65	2.88	8.50	12.00	1.080	1.176	0.817
13	25.45	7.90	9.80	13.00	0.990	1.086	0.751
14	27.15	3.12	10.30	13.80	0.914	1.008	0.696
15	28.45	7.15	11.00	14.50	0.861	0.953	0.658
16	30.00	3.84	12.80	14.80	0.803	0.892	0.617
17	31.38	6.00	14.00	16.60	0.756	0.842	0.584
18	34.03	6.65	16.00	19.00	0.677	0.756	0.529

TABLA 9 "CALCULO DE HUNDIEMENTOS"

Estrato L	Profundidad (m)	H (m)	CS (ad)	CC (ad)	P <sub>0</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	e <sub>0</sub> (ad)	P <sub>c</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	σ <sub>1</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	δ <sub>1</sub> (m)	σ <sub>2</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	δ <sub>2</sub> (m)	σ <sub>3</sub> (ton/m <sup>2</sup> )	δ <sub>3</sub> (m)
1	5.78	0.85	0.03	0.538	47	1.44	9.7					6.37	0.014
2	7.19	1.97	0.396	5.378	5	7.34	9.4			-4.33	-0.025	5.3	0.076
3	9.84	3.33	0.459	6.236	5.4	8.35	8.2	-4.84	-0.045	-4.04	-0.04	3.95	0.156
4	12.15	1.3	0.148	2.0	6	3.36	8	-4.28	-0.01	-3.434	-0.009	1.55	0.004
5	13.15	0.7	0.1925	2.6	6.2	4.08	7.9	-3.87	-0.006	-2.99	-0.005	2.41	0.016
6	14.25	1.5	0.133	1.83	6.8	3.12	8.3	-3.62	-0.009	-2.53	-0.007	3.18	0.058
7	15.25	0.5	0.357	4.8	7	6.72	8.6	-2.98	-0.004	-2.09	-0.003	1.86	0.006
8	15.8	0.6	0.314	4.2	7.1	6.0	8.8	-2.76	-0.004	-1.846	-0.003	1.85	0.005
9	16.95	1.7	0.5	6.727	7.2	9.0	9.4	-2.33	-0.01	-1.42	-0.007	1.64	0.008
10	18.4	1.2	0.54	7.26	7.3	9.67	9.6	-1.67	-0.005	-0.76	-0.003	1.82	0.006
11	21.2	4.4	0.262	3.5	7.6	5.16	10.8	-0.35	-0.004	0.54	0.006	1.58	0.015
12	23.65	0.5	0.118	1.659	8.5	2.88	12	1.637	0.001	2.43	0.002	2.14	0.001
13	25.45	3.1	0.423	5.778	9.8	7.5	13	2.4	0.014	3.213	0.019	2.18	0.013
14	27.15	0.3	0.133	1.83	10.3	3.12	13.8	3.99	0.003	5.6	0.009	2.86	0.001
15	28.45	2.3	0.383	5.178	11	7.15	14.5	4.88	0.071	5.51	0.095	3.21	0.012
16	30	0.8	0.178	2.4	12.8	3.84	14.8	6.55	0.048	7.21	0.54	4.19	0.026
17	31.38	1.95	0.314	4.2	14	6.0	16.6	7.45	0.137	8.06	0.151	4.95	0.074
18	34.025	3.35	0.354	4.74	16	6.65	19	8.13	0.227	8.63	0.246	7.29	0.195