

108



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL PROCESO DE
EXCAVACIÓN PARA ALOJAR LA SUBESTRUCTURA
DEL EDIFICIO "SIGLUM" EN LA AVENIDA DE LOS
INSURGENTES EN LA CIUDAD DE MÉXICO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

MANUEL FERNANDO PÉREZ VELÁZQUEZ



DIRECTOR DE TESIS:
M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA

MÉXICO, D.F.

2001

Manuel Fernando Pérez Velázquez



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/035/01

Señor
MANUEL FERNANDO PÉREZ VELÁZQUEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. HUGO SERGIO HAAZ MORA, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

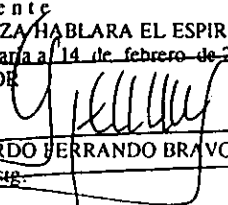
**"ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL PROCESO DE EXCAVACIÓN PARA ALOJAR
LA SUBESTRUCTURA DEL EDIFICIO "SIGLUM" EN LA AVENIDA DE LOS INSURGENTES EN LA
CIUDAD DE MÉXICO"**

- I. INTRODUCCION
- II. INFORMACIÓN GENERAL
- III. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUELO
- IV. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN
- V. EXCAVACIÓN Y ESTABILIDAD DE TALUDES
- VI. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS
- CONCLUSIONES
- REFERENCIAS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 14 de febrero de 2001.
EL DIRECTOR


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

AGRADECIMIENTOS.

Agradezco a Dios, por darme la oportunidad de estudiar y ser ingeniero, ya que cualquier obra que hacemos es una ofrenda a Él y tiene el poder de destruirla en cualquier momento.

Agradezco a mis padres, por apoyarme a lo largo de todos mis estudios y mi vida, en los momentos buenos y en los momentos malos de ella.

A mis hermanos, por soportarme en las ocasiones en los que tenía más presión y mal carácter, y también por su apoyo, siempre estando en los momentos que más necesité ayuda y en los instantes de felicidad.

A mis maestros por el apoyo que me brindaron en todo el transcurso de mi vida como estudiante, desde la primaria hasta la presentación de esta tesis, no los defraudaré en el transcurso de mi vida profesional como ingeniero civil.

A los ingenieros Juan Ángel Cortes Macias, Rubén Pineda Calderón y Omar Oliva Santoyo, por el apoyo que recibí de ellos, proporcionándome la información necesaria para la elaboración de esta tesis, y por brindarme la oportunidad de laborar con ellos en diferentes proyectos con lo cual obtuve experiencia en mi formación profesional.

A todos los ingenieros y arquitectos que me han dado la oportunidad de adquirir experiencia en sus proyectos desde que comencé la carrera de ingeniero civil, como lo son: el Ing. Jesús Del Valle, el Arq. Luis Sánchez Gómez y el Ing. Enrique Ordóñez entre otros.

A mis maestros de la Facultad de Ingeniería, el M. en I. Hugo Sergio Haaz Mora, el Ing. Marcos Trejo, el M. en I. Arturo Nava Mastache y a todos mis demás profesores, los cuales me dieron la oportunidad de compartir sus conocimientos y experiencia.

A Virginia Martínez Bezies, mi esposa, por apoyarme durante mis estudios, estando en los momentos buenos y malos, incondicionalmente.

Dedicatoria.

A mis padres,

A mis hermanos,

A mis familiares,

A mi esposa,

A mis amigos,

A todos mis compañeros,

A mi Universidad, que me acogió desde los 11 años en la ENP N° 2.

A mi Facultad.

Y en especial a mis amigos fallecidos en diferentes circunstancias.

También a los compañeros que continúan estudiando y a los que comienzan la carrera.

Índice.

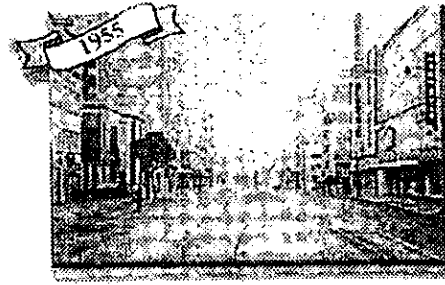
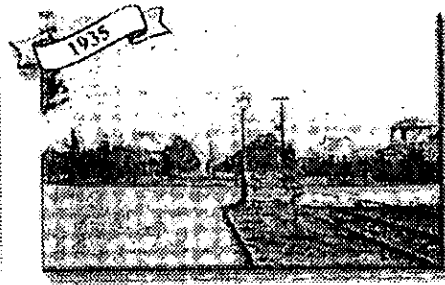
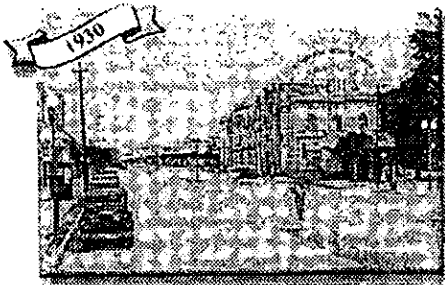
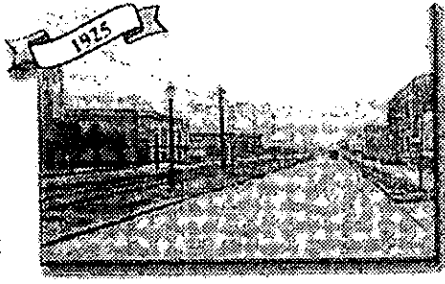
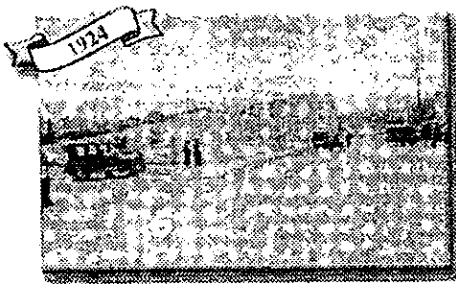
	<u>Página.</u>
Agradecimientos	2
Dedicatoria	3
Índice	4
Introducción	5
1.- Información general.	14
1.1.- Geología	15
1.2.- Sismicidad	15
1.3.- Trabajos de campo	15
1.4.- Trabajos de laboratorio	27
2.- Estratigrafía y propiedades del suelo	47
3.- Análisis de la cimentación	54
3.1.- Cargas estructurales	55
3.2.- Cimentación	63
3.3.- Capacidad de carga	66
3.4.- Análisis sísmico de la cimentación.	70
3.5.- Desplazamientos verticales	73
3.6.- Empujes sobre muros rígidos de los sótanos.	75
4.- Excavación y estabilidad de taludes	77
4.1.- Empujes sobre los muros de concreto lanzado.	78
4.2.- Capacidad y longitud de las anclas	81
4.3.- Instalación de las anclas	87
4.4.- Instrumentación	91
4.5.- Concreto lanzado.	95
5.- Procedimientos constructivos	102
5.1.- Excavación	103
5.2.- Cimentación	109
5.3.- Estructura	115
6.- Conclusiones	122
Referencias.	129

INTRODUCCIÓN

ANTECEDENTES.

“La calzada suburbana más extensa, la más hermosa y mejor pavimentada que se ha construido en el país, será inaugurada hoy por el señor Presidente de la República, General Álvaro Obregón. Hablamos de la prolongación de la Avenida de los Insurgentes, que mide ocho kilómetros de extensión y que comunicará a la Ciudad de México, en línea recta, con la villa de San Ángel”. “Dos millones y medio de pesos se han gastado en esta importante obra, que entre las ventajas que reportará a la ciudad y a las poblaciones de Mixcoac y San Ángel, está la de poder hacer por ella un viaje rápido, cómodo y muy agradable en automóvil desde la estatua de Cuauhtémoc en el Paseo de la Reforma hasta San Ángel, en sólo quince minutos”

(Periódico Excélsior del 2 de noviembre de 1924.)

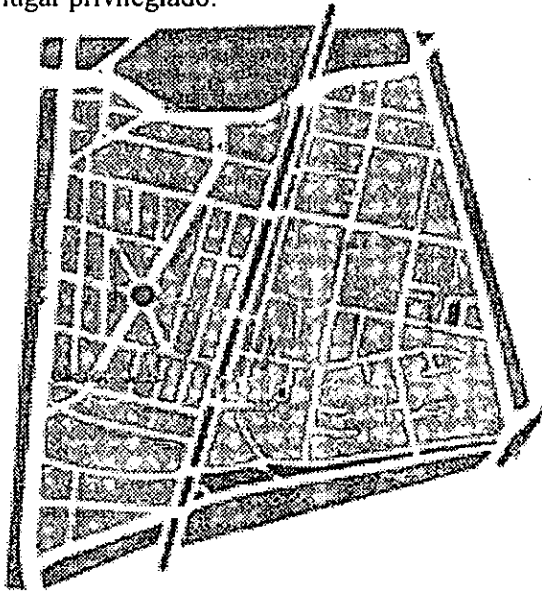


Así inicia su historia hace 76 años la Avenida Insurgentes Sur en este importante tramo, para posteriormente quedar unida en forma definitiva a la carretera México Acapulco el 23 de abril de 1942 y convertirse en la única arteria que atraviesa la Ciudad de México desde el norte con la carretera a Pachuca y hacia el sur con la de Cuernavaca, la más extensa del país y de América Latina. Durante sus diferentes etapas de desarrollo, ha permitido la planeación y realización de proyectos inmobiliarios que representan y simbolizan el estilo y la tendencia de la época en que fueron desarrollados. En los años cincuentas representó la prosperidad como se puede apreciar en la parte correspondiente las colonias Juárez y Roma, en donde aún se conservan

testimonios de la arquitectura representativa de la época, incluso algunos se encuentran en operación, ya en los años setentas y ochentas la arquitectura se caracterizó por el modernismo de sus construcciones y en los grandes retos de ingeniería, destacando el tramo comprendido a las colonias Roma Sur, Del Valle y Nápoles, las cuales paulatinamente cambiaron su vocación de uso del suelo de habitacional a comercial, sin embargo, fue durante las dos últimas décadas cuando se llevan a cabo los más importantes logros en desarrollos inmobiliarios de carácter comercial y de servicios.

EL SITIO

Su ubicación sobre la cabecera de manzana que conforman las calles de la Av. Insurgentes Sur, calle Encanto y calle Tecoyotitla en la Colonia Florida, lo convierte en un lugar privilegiado.



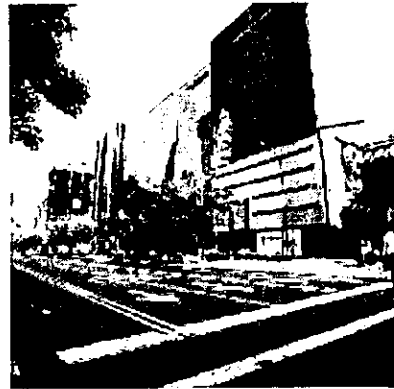
El predio, de forma trapezoidal, colinda hacia el norte en línea quebrada en ángulos rectos partiendo de Av. Insurgentes hacia la calle de Tecoyotitla, al sur con frente a la calle de Encanto, hacia el oriente con frente hacia la calle de Tecoyotitla en línea quebrada, y al poniente con frente hacia la Av. Insurgentes Sur.

El sitio se encuentra excelentemente comunicado a través de diversas vialidades que lo enlazan con gran fluidez con el resto de la Ciudad

destacando, la Av. Revolución, Av. Barranca del Muerto, Río Churubusco, Av. Universidad, Av. Miguel Ángel de Quevedo, Av. Vito Alessio Robles, Av. Altavista y el Anillo Periférico en su parte Sur.

LA ZONA

Hoy, la Avenida Insurgentes Sur, en especial el tramo comprendido entre Río Mixcoac y el Eje 10 Sur, se consolida como el corredor de oficinas, servicios y comercios que ofrece mayores posibilidades de desarrollo, debido principalmente a la versatilidad de opciones para desarrollos inmobiliarios de oficinas, así como a la infraestructura de servicios disponible en su entorno.



Aquí se ubican centros corporativos de oficinas ocupados por instituciones gubernamentales como la SECODAM, SECOFIN, SHCP, NAFINSA, COMISION NACIONAL DE VALORES y BANOBRAS;

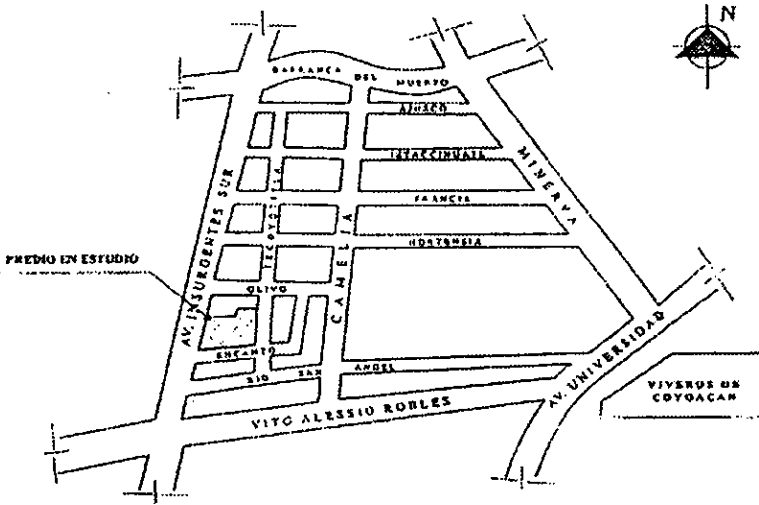
Empresas internacionales como NISSAN, NORTEL, PEUGEOT, MITSUI MARINE & FIRE, EUROPEAN CONSULTING GROUP, PFIZER, J.C. PENNYS, BRACLAYS BANK, VIATECH, BAIER & WALROTH; y empresas nacionales como SEGUROS COMERCIAL AMÉRICA, Corporativos de SERFIN, BANAMEX Y BANCOMER entre otros, que gozan de todos los beneficios de la infraestructura existente en la zona, al igual que otros corredores de oficinas ubicadas en Polanco o en Santa Fe.

La zona cuenta con plazas comerciales de reconocido prestigio como PLAZA INN, PABELLÓN ALTAVISTA, PLAZA LORETO-OPCIÓN, y una amplia gama de restaurantes de especialidades, temáticos y cafeterías, servicios financieros y bancarios, casas de bolsa, almacenes comerciales, centros de entretenimiento familiar y cultural, parques y jardines, cines y teatros, comercios y servicios en general, líneas de transporte, paraderos de autobuses y estaciones del Sistema de Transporte Colectivo Metro en Barranca del Muerto, Viveros y Miguel Ángel de Quevedo.

❖ OBJETIVO.

Se proyecta la construcción de un edificio para oficinas en el predio ubicado en la Av. Insurgentes Sur No.1898, Colonia Florida, México, DF.(Fig. 1.) El cual tendrá ocho sótanos, con nivel de piso terminado del último sótano a -24.25 m, respecto al nivel de la banqueta, y 22 niveles superiores.

CROQUIS DE LOCALIZACION GENERAL



CROQUIS DE LOCALIZACION LOCAL

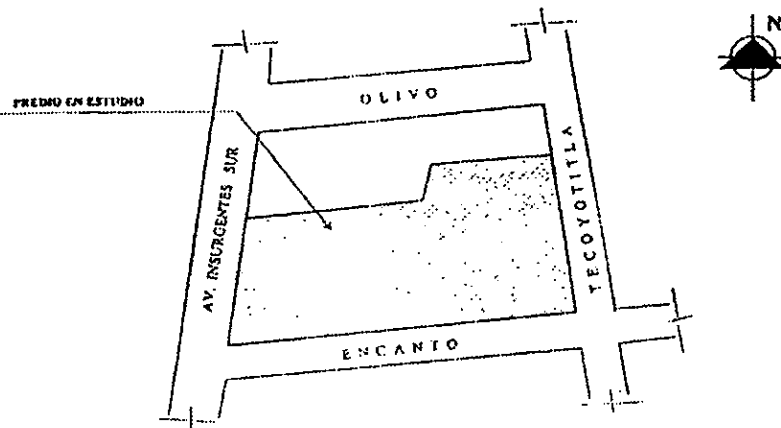
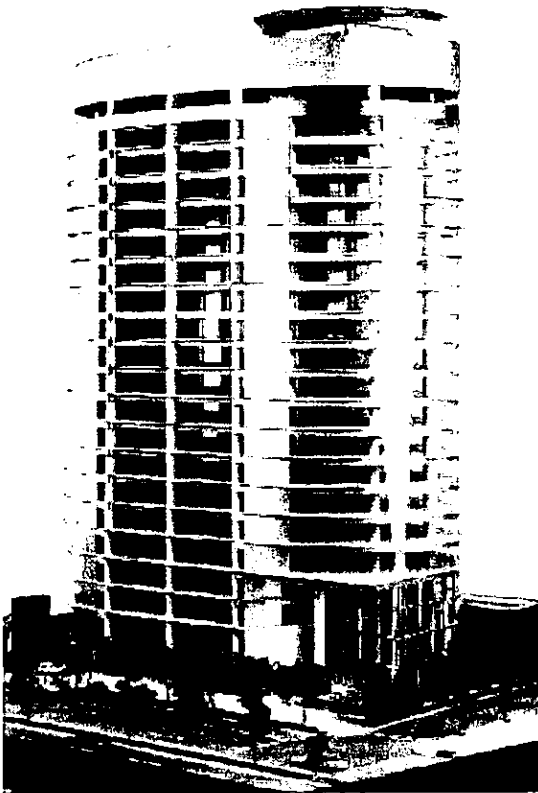


FIGURA 1 CROQUIS DE LOCALIZACION DEL SITIO

OXCSA

Por tal motivo CONSTRUCCIONES AURUM, S.A. DE CV, solicitó el estudio de mecánica de suelos para determinar las características estratigráficas del sitio y con base en éstas, la geometría del edificio, sus características estructurales y arquitectónicas, poder seleccionar el tipo de cimentación más adecuado para la estructura y establecer las alternativas de construcción para la excavación que alojará los sótanos. El terreno en estudio tiene una superficie de 2,124.26 m².

Síglum es un edificio de estilo contemporáneo concebido bajo el concepto de edificio inteligente, con una clasificación A+ que ofrece todas las ventajas de los sistemas de tecnología de punta. Por su diseño bioclimático y composición se convertirá en poco tiempo en un símbolo urbanístico representativo (landmark) de la arquitectura mexicana del siglo XXI.



❖ ALCANCES.

Se desarrolla en un terreno de 2,124.26 m² y está compuesto por un cuerpo de baja altura que sirve de transición entre la zona residencial y la zona de servicios y otro cuerpo que forma el corporativo.

Cuenta con 19,257 m² de área rentable distribuida en 19 niveles de oficinas, un salón de usos múltiples en el primer nivel y un local comercial y auditorio ubicados en planta baja.

En el acceso se tiene como remate a través del cristal, un muro del cual baja una cascada que a su vez se deposita en un espejo de agua. En el lobby principal dada la magnitud e importancia que tiene, cuenta con una altura monumental que abarca cuatro niveles, en este espacio se ubica otro espejo de agua y un cubo de elevadores diseñado a base de estructura de acero aparente y cristal con la intención de darle una imagen vanguardista.

El edificio consta de 8 niveles de sótanos de estacionamiento con capacidad para 646 cajones. En el nivel sótano 1, dentro del núcleo de elevadores principales se ubica un motor lobby y una recepción para tener mayor control de acceso. La planta tipo tiene una superficie rentable de 981.85 m² formada por una elipse.

Considerando el área útil contra el área rentable, conviene destacar que la Torre Siglum tiene un factor de eficiencia del 93.13% lo que muy pocos edificios logran ofrecer hoy en día.

CAPÍTULO I

INFORMACIÓN GENERAL

1. INFORMACIÓN GENERAL

1.1. GEOLOGÍA

El predio se localiza en la zona sur oeste del Valle de México, la cual está constituida por los abanicos de la Sierra de las Cruces; esta formación se caracteriza por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva, principalmente en el Plioceno Inferior y que fueron transportados posteriormente.

En esta formación producto de erupciones de grandes volcanes, ref. 3, se detectan los siguientes elementos litológicos: horizontes de cenizas volcánicas de granulometrías variables, producidas por erupciones que formaron tobas cementadas; capas de erupciones pumíticas correspondientes a la etapa de mayor actividad volcánica; lahares, definidos por acumulaciones caóticas de materiales piroclásticos; avalanchas ardientes correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; depósitos fluviales, correlacionables con la formación Clástica Aluvial del relleno de la Cuenca del Valle de México; y suelos productos de la alteración de lahares y cenizas, de color rojo y gris asociados a climas húmedos y áridos, respectivamente.

1.2. SISMICIDAD

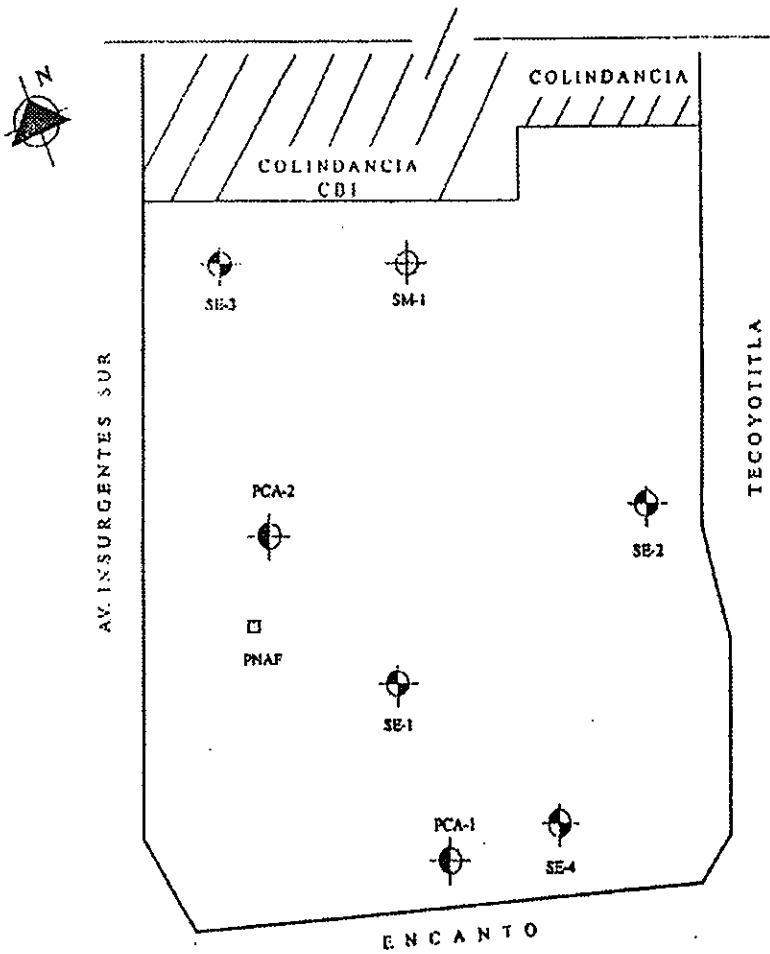
Por encontrarse el predio en la Zona I, el coeficiente sísmico es 0.16. La estructura se clasificó dentro del grupo A, por lo que el coeficiente sísmico deberá incrementarse en un 50 %, como lo marca el Reglamento de Construcciones para el DF, ref. 1.

1.3. TRABAJOS DE CAMPO

En octubre de 1995 se realizó un estudio de mecánica de suelos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas del suelo del predio, consistiendo en dos sondeos de tipo exploratorio, SE-1 y 2, y un sondeo de tipo mixto, SM-1, los tres a 35.00 m de profundidad. Además, se realizó la excavación de dos pozos a cielo abierto, PCA-1 y 2, a 5.00 y 3.00 m de profundidad, respectivamente. Este estudio se realizó considerando que la estructura contaría con cinco sótanos y 22 niveles.

En mayo de 1998, se realizó un cambio en el proyecto arquitectónico de la estructura, la cual tendrá ocho sótanos y 22 niveles. Por tal motivo, se propuso una exploración complementaria consistiendo en dos sondeos de tipo selectivo a 45.00 m de profundidad.

En la Fig. 2 Se muestra el croquis de localización de los sondeos y de los pozos a cielo abierto.



SIMBOLOGIA:

- Sondeo exploratorio, SE
- Sondeo mixto, SM
- Pozo a ciclo abierto, PCA
- Pozo de observación del nivel de aguas freáticas, PNAF

NOTA:

Croquis fuera de escala

BYCBA

Fig. 2.- LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS EN EL SITIO.

⇒ **Sondeos de tipo exploratorio y mixto.** Los sondeos de tipo exploratorio se realizaron utilizando la herramienta de penetración estándar, extrayendo muestras de suelo de tipo alteradas a cada 50 cm. Los sondeos se llevaron a 35.00 m de profundidad.

Con base en los resultados de los sondeos exploratorios se programó el muestreo del sondeo de tipo mixto, SM-1, con recuperación continua de muestras, alternando el uso de la herramienta de penetración estándar, el muestreo con tubo Shelby de 10 cm de diámetro y el barril tipo Dénison, hasta 35.00 m de profundidad.

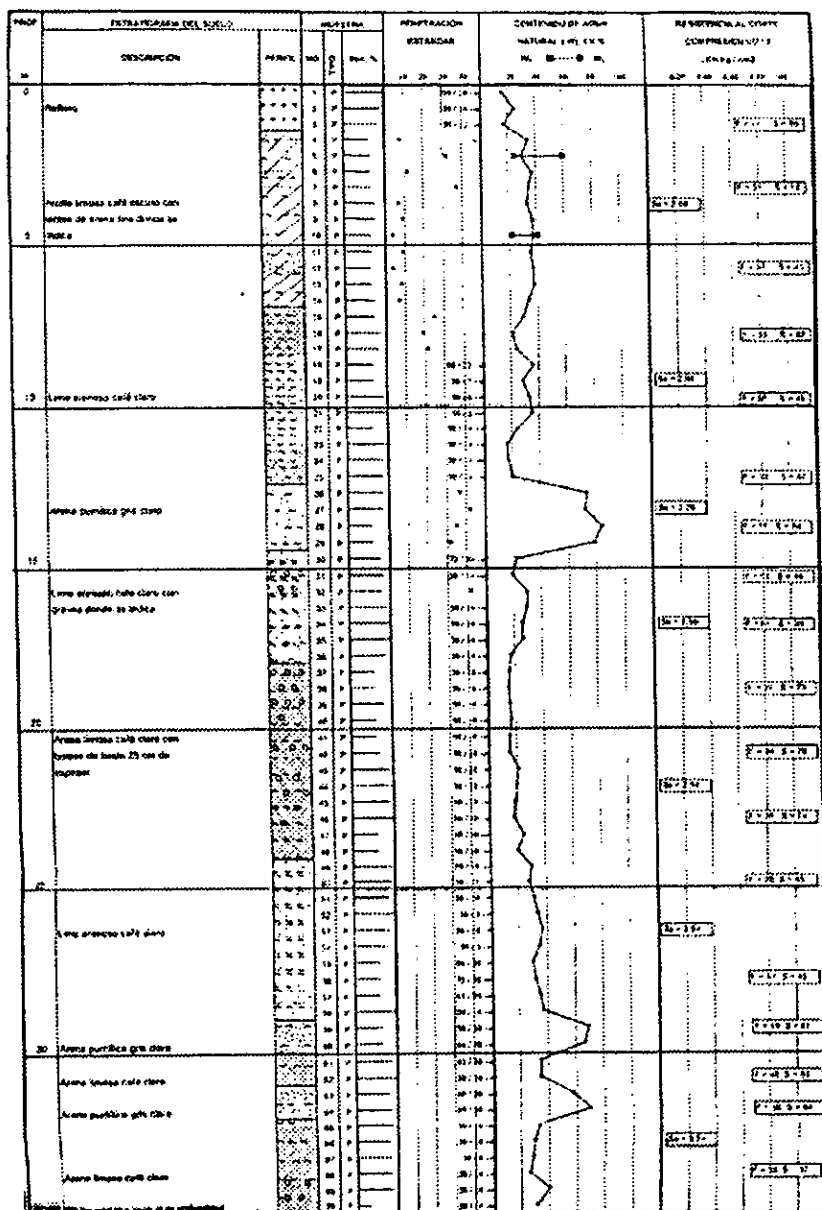
⇒ **Sondeos de tipo selectivo.** Se realizaron dos sondeos de tipo selectivo, SE-3 y 4, los sondeos se efectuaron utilizando el avance sin recuperación de muestra con broca tricónica y la herramienta de penetración estándar.

En el sondeo SE-3 se avanzó con broca tricónica hasta 24.00 m de profundidad. Posteriormente, se prosiguió con recuperación continua de muestras, empleando la herramienta de penetración estándar hasta la máxima profundidad explorada, 47.00 m.

La exploración en el sondeo selectivo SE-4 se realizó empleando la herramienta de penetración estándar hasta 8.50 m de profundidad. De 8.50 a 24.00 m de profundidad se avanzó con broca tricónica. A partir de 24.00 m y hasta la profundidad máxima explorada, 48.00 m se empleó la herramienta de penetración estándar.

Las perforaciones se ademararon con lodo bentonítico.

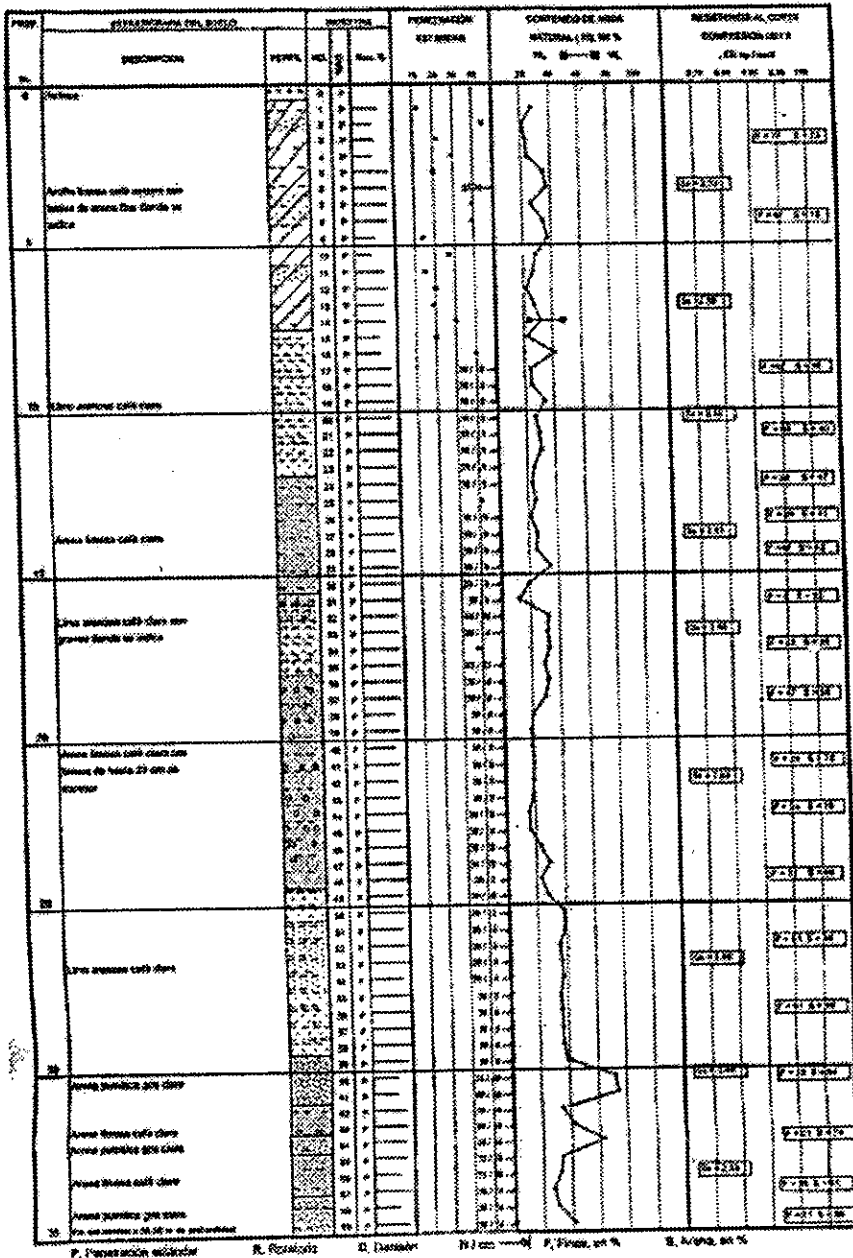
Los perfiles estratigráficos de los sondeos SE-1 a 4 y SM-1 se muestran en las Figs. 3 a 7, en las cuales también se indican la clasificación, la recuperación, el contenido de agua natural y el número de golpes de penetración estándar, N; así como, la resistencia drenada del suelo.



P Penetración estándar R Retenido D Derramado Wt/cm → P Fines, en % S Arena, en %

Posición: EDIFICIO SALLUM BOYA	Ocas: 003-1754	No. 1 - sondeo exploratorio U.S.C.C.O.R. Av. Washington Sur # 1860	Espesor de perforación: Longitud 34 P.C.C.O.R.
--	-------------------	--	--

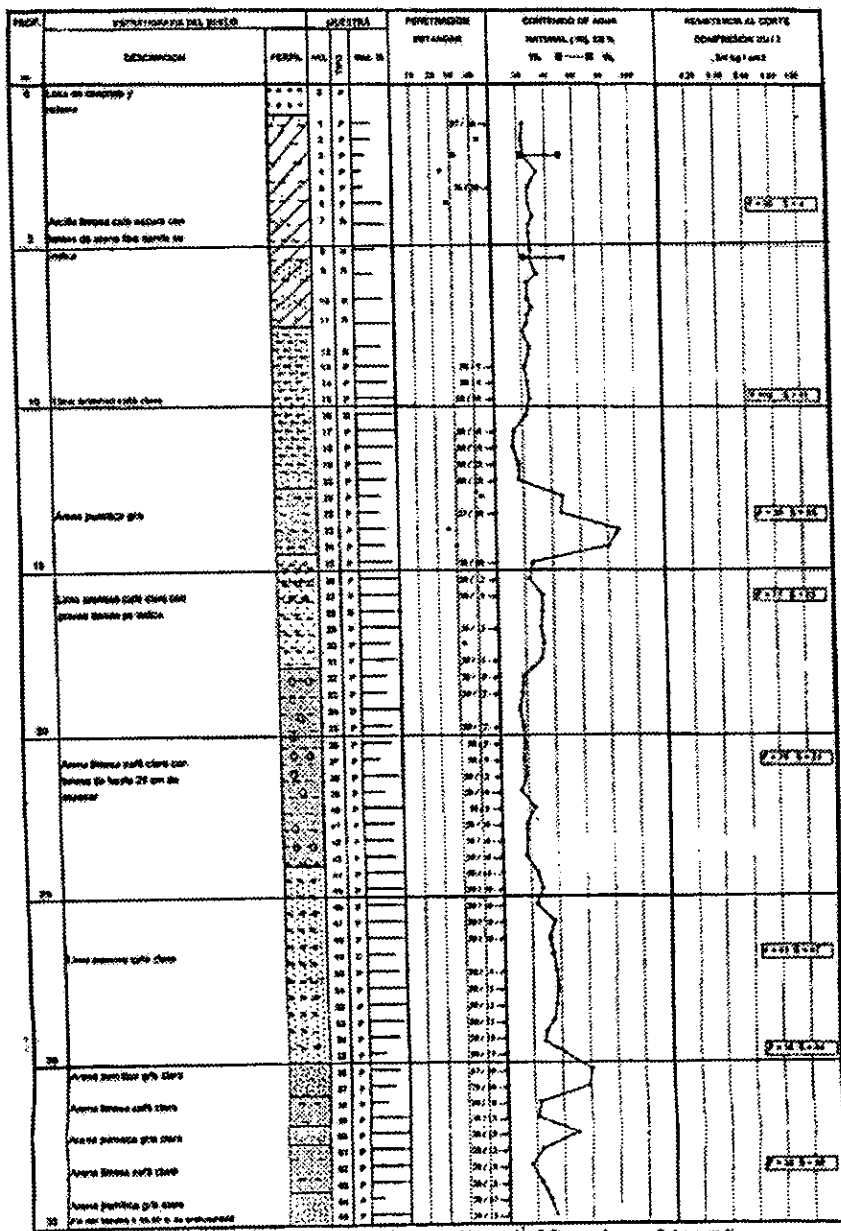
Fig. 3 Perfil estratigráfico sondeo SP-1



Arena
 Limo
 Grava
 Arena
 Arena pedregosa
 Roca

Proyecto: EDIFICIO CICLON S. T. S. P. A.	Orden: CC-1794	S. C. Z. Servicio geotécnico. S. T. S. P. A. S.	Equipo de perforación: Lanzador 34 B. C. T. S.
--	-----------------------	--	--

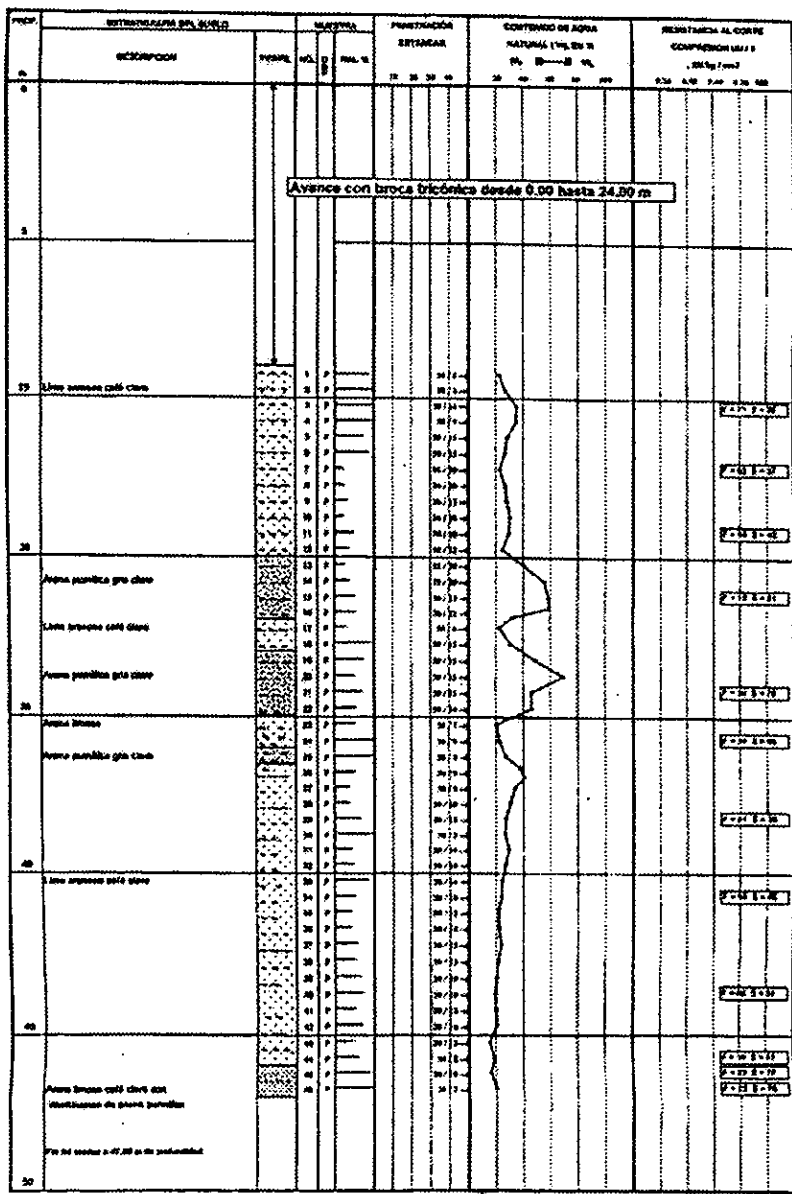
Fig. 4. Perfil estratigráfico sondeo DE-2



Arena
 Lodo
 Grava
 Arena
 Arena purificada
 Refero

Proyecto - EDIFICIO SIGLUM S T C S A	Obra - SC-1758	Sitio - Ubicación - Av. Insurgentes Sur P 5908	Equipo de perforación - Longyear 34	Fecha - Mes-Año
---	-------------------	--	--	--------------------

Fig. 5. Perfil estratigráfico sonda SM-1

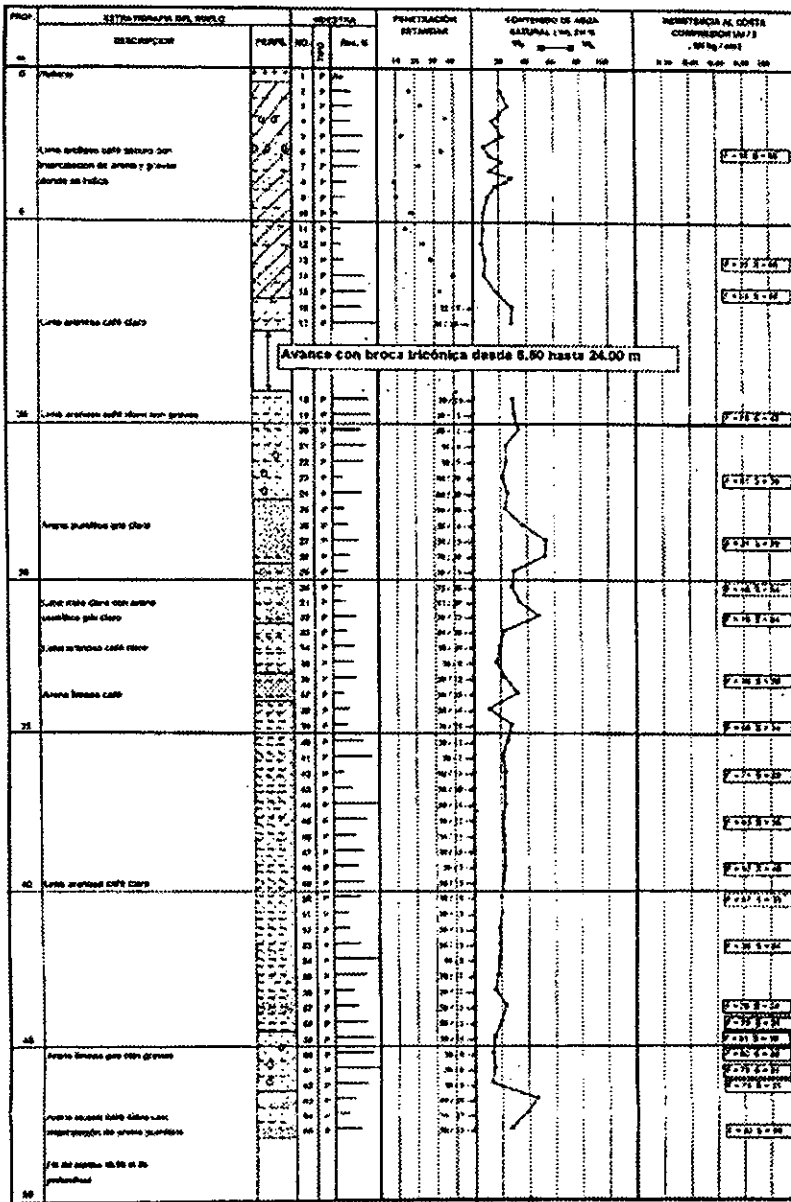


P, Penetración estándar R, Refractive D, Densidad N / con F, Fract. en % S, Arena. en %

Acido
 Limb
 Grava
 Arena
 Arena puzosita
 Reflero

Proyecto EDIFICIO SIGLUS S.T.C.A.	Obras OC-1785	SE-3. Sondaje exploratorio UTILIZACION Av. Washington Sur P. 1000	Equipo de perforación Lanchas 34 F. S. H. A. Mar-59
--	------------------	---	--

Fig. 0 Perfil estratigráfico sondaje SE-3



Avance con broca triconica desde 5.80 hasta 24.00 m

P. Penetración estándar R. Retorno O. Densidad N / cm² P. Píe, en % S. Arena, en %

Arena
 Limo
 Grava
 Arena gruesa
 Arena mediana
 Arena fina
 Refuerzo

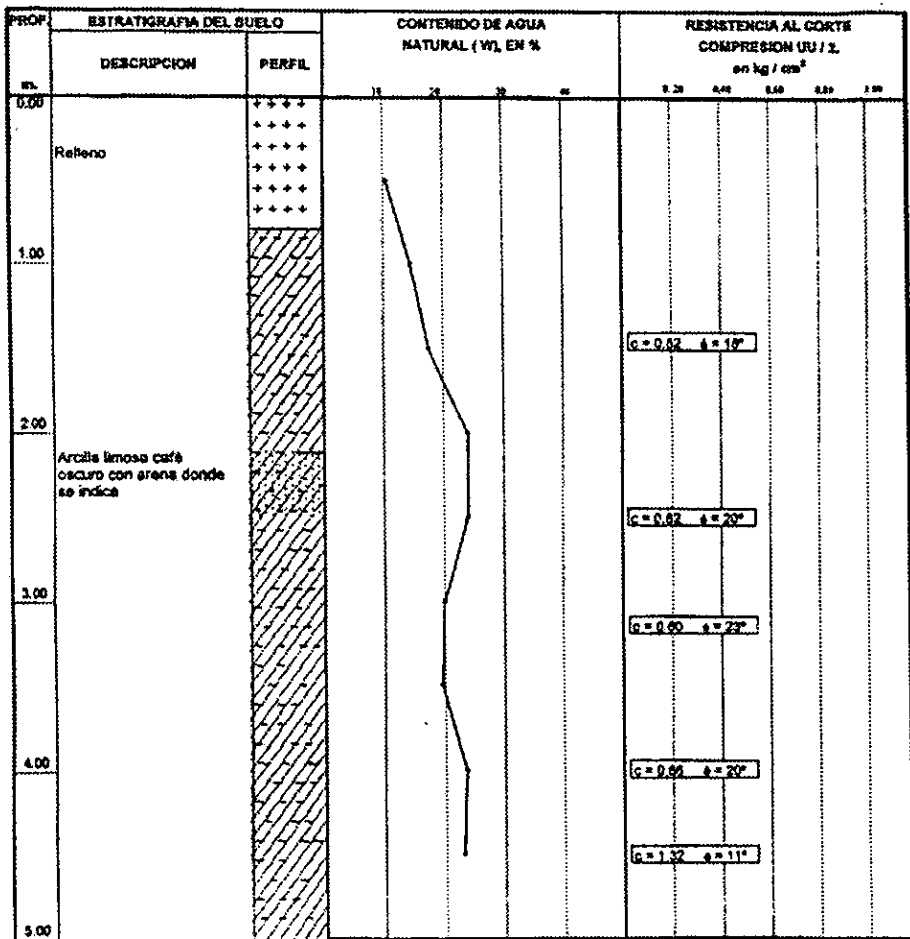
Proyecto: EDIFICIO SIGLUM ETAPA	C.A.S. S.C. 1798	D.E.A. - Oficina de Estudios S.T.E.S.T.E.A. Av. Independencia Sur # 1004	Equipo de perforación: Limpieza 34 S.C.A.	Fig. 7. Perfil estratigráfico sondeo SE-1
---	---------------------	--	---	--

⇒ **Pozos a cielo abierto.** Para determinar la estratigrafía y las propiedades de los suelos superficiales se realizaron los pozos a cielo abierto, PCA-1 y 2, los cuales se excavaron a 5.00 y 3.00 m de profundidad, respectivamente. De las paredes de los pozos se tomaron muestras representativas a cada 50 cm y se extrajeron muestras cúbicas de suelo inalteradas.

En las Figs. 8 y 9 se muestran los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto junto con los de contenido de agua natural.

Para determinar la posición del nivel de aguas freáticas se instaló tubería de PVC a 18.00 m de profundidad. No se detectó el nivel freático.

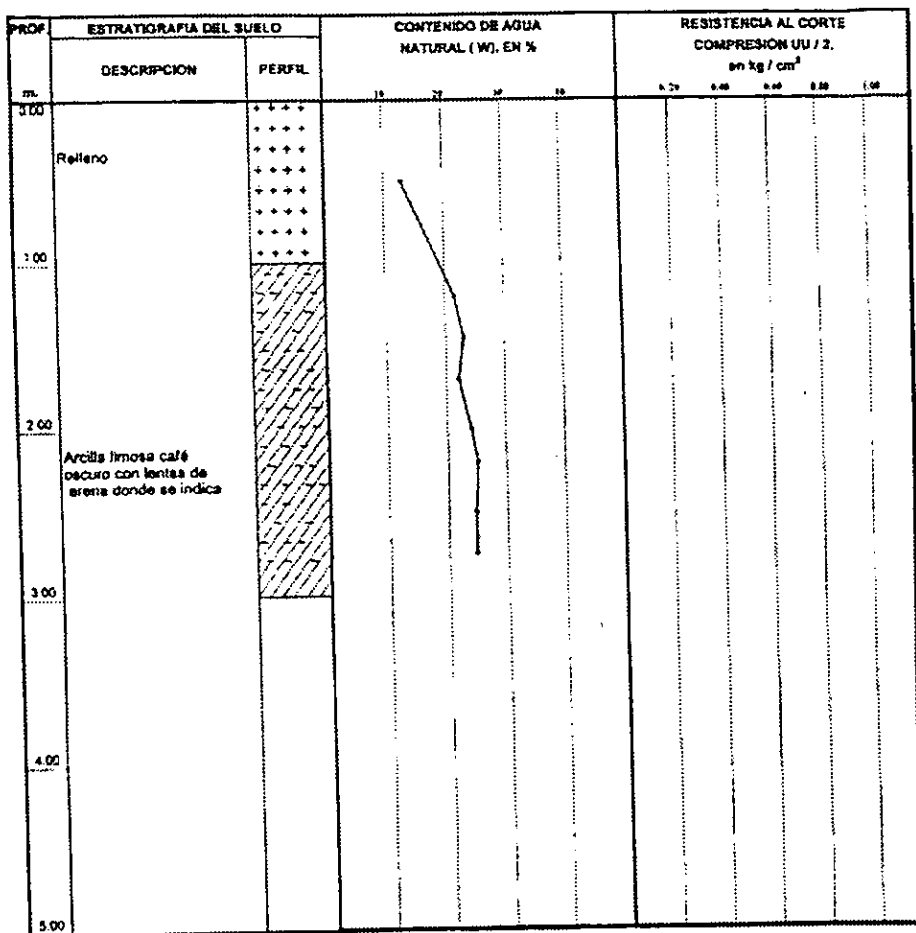
Los trabajos se llevaron a cabo de acuerdo a la referencia 3



Arcilla
 Limo
 Grava
 Arena
 Relleno
 c, cohesión, en kg / cm²
 φ, ángulo de fricción

Obra.- SC - 1786	Proyecto.- EDIFICIO BRILLUM E T C S A	PCA-1	
		Ubicación.- Av. Insurgentes Sur # 1898	PCA- Pozo a cielo abierto P E C S A.- Mar-05

Fig 8. Perfil estratigráfico, PCA-1, Av. Insurgentes Sur # 1898



 Arena
  Limo
  Grava
  Arena
  Relleno
 c. cohesión, en kg / cm²
 s. ángulo de fricción

Obra - SC - 1795	Proyecto - EDIFICIO SIGLUM SYCSA	PCA-2	PCA - Pozo a cielo
		Ubicación - Av. Insurgentes Sur # 1898	Fecha - Mar-90

Fig 9. Perfil estratigráfico, PCA-2, Av. Insurgentes Sur # 1898

1.4. TRABAJOS DE LABORATORIO

Con las muestras de suelo se realizaron las pruebas de laboratorio siguientes:

- Descripción visual y manual
- Contenido de agua
- Límites líquido y plástico
- Densidad de sólidos
- Porcentaje de finos
- Granulometrías
- Compresión triaxial CU
- Compresión unidimensional

En las Figs. 3 a 9 se presentan los resultados de las pruebas índice y de compresión triaxial realizadas.

En las Figs. 10 a 22 se muestran los resultados de las pruebas triaxiales CU y los datos de las probetas de suelo ensayadas, tales como: contenido de agua natural, peso volumétrico, módulo de deformación a la falla y resistencia drenada.

En las Figs. 23 y 24 se presentan los resultados de las pruebas de compresión unidimensional.

En las Figs. 25 y 26 se muestran las curvas de las granulometrías.

Todos los trabajos se realizaron de acuerdo con la ref. 4.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M_i kg/cm ²	ϵ_r %	$(\sigma_c)_r$ kg/cm ²
0.25	1.974	22	300	2.94	4.22
0.50	1.971	22	300	2.94	4.36
0.75	2.026	22	489	2.93	4.64

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- M_i módulo tangente inicial
- ϵ deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_c)_r$ esfuerzo desviador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna

Descripción del suelo: Arcilla limosa café oscuro con lentes de arena.

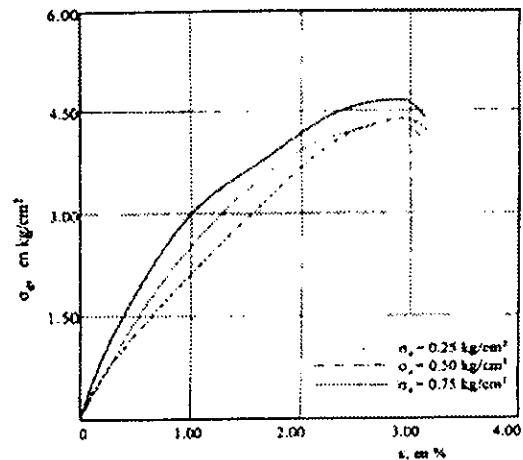
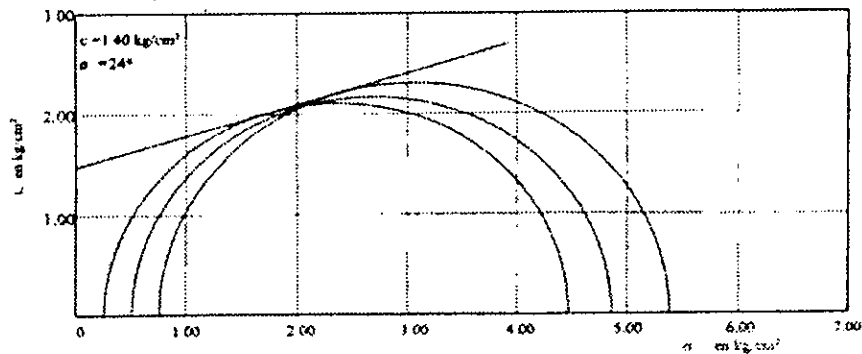
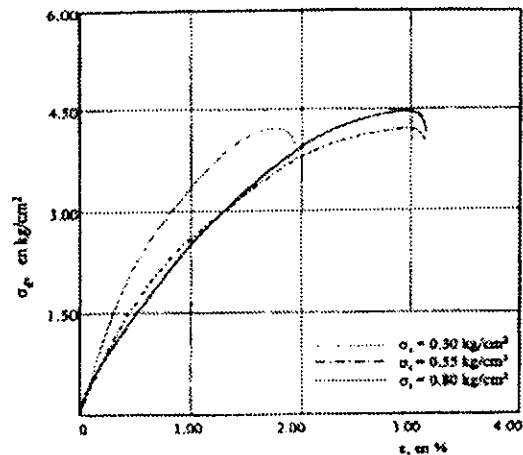


Fig. 10. - Triaxial CU, SM -1, muestra 7 -3, profundidad 4.63 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	ω %	Mi kg/cm ²	E_r %	$(\sigma_d)_r$ kg/cm ²
0.30	1.984	27	900	1.74	4.20
0.55	1.872	25	370	2.94	4.22
0.80	1.944	26	370	2.94	4.47

SIMBOLOGÍA

- σ_c presión confinante
 γ peso volumétrico
 ω contenido de agua natural
 Mi módulo tangente inicial
 ϵ deformación unitaria en la falla
 $(\sigma_d)_r$ esfuerzo derivador máximo
 c cohesión
 ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo: Arcilla limosa café oscuro.

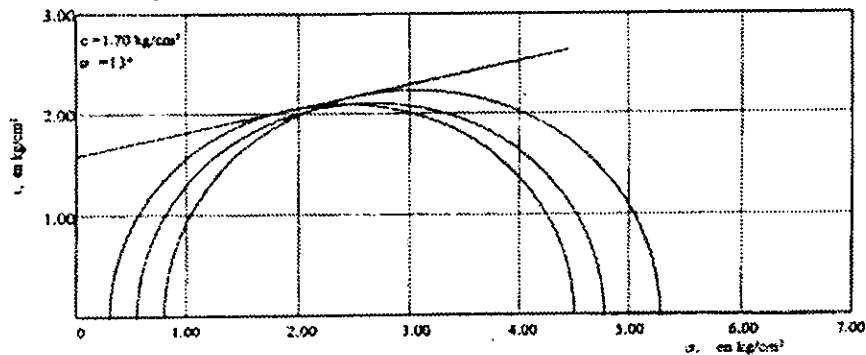
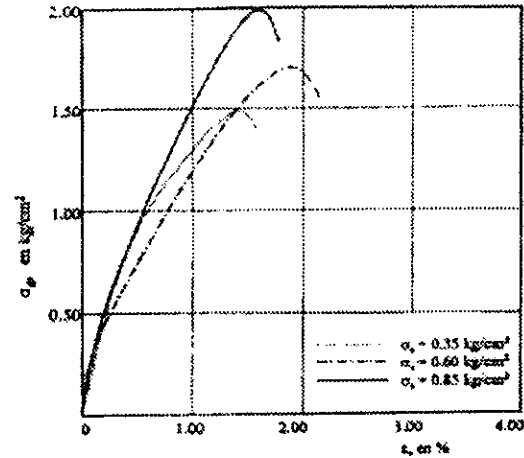


Fig. 11.- Triaxial CU, SM-1, muestra 8-3, profundidad 5.38 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	ω %	Mi kg/cm ²	ϵ_c %	$(\sigma_d)_i$ kg/cm ²
0.35	1.969	23	220	1.38	1.48
0.60	2.001	23	220	1.78	1.69
0.85	1.905	25	300	1.57	1.99

SIMBOLOGÍA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- ω contenido de agua natural
- Mi módulo tangente inicial
- ϵ_c deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_d)_i$ esfuerzo deviator máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo: Arcilla limosa café oscuro con lentes de arena.

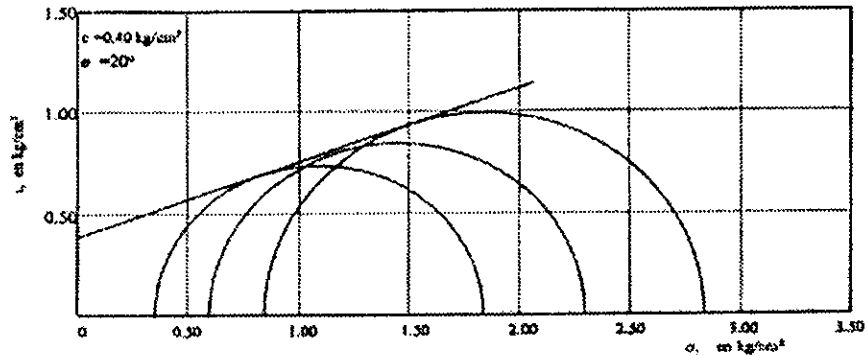
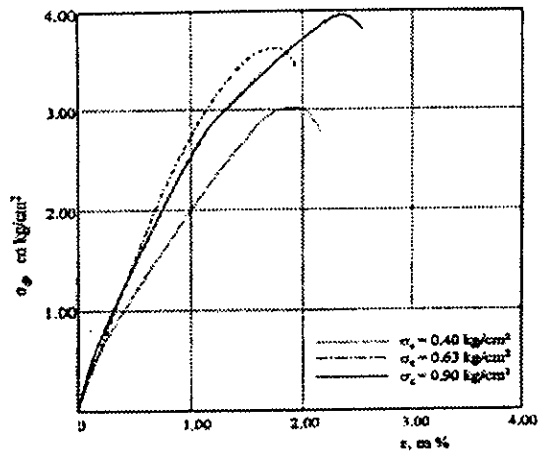


Fig. 12.- Triaxial CU, SM-1, muestra 9-3, profundidad 6.13 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	ω %	M _t kg/cm ²	e_f %	$(\sigma_d)_f$ kg/cm ²
0.40	1.826	23	300	1.96	3.01
0.63	1.939	21	300	1.75	3.61
0.90	1.858	22	370	2.35	3.95

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- ω contenido de agua natural
- M_t módulo tangente inicial
- e deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_d)_f$ esfuerzo desviador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo: Limo arcilloso café oscuro con lentes de arena.

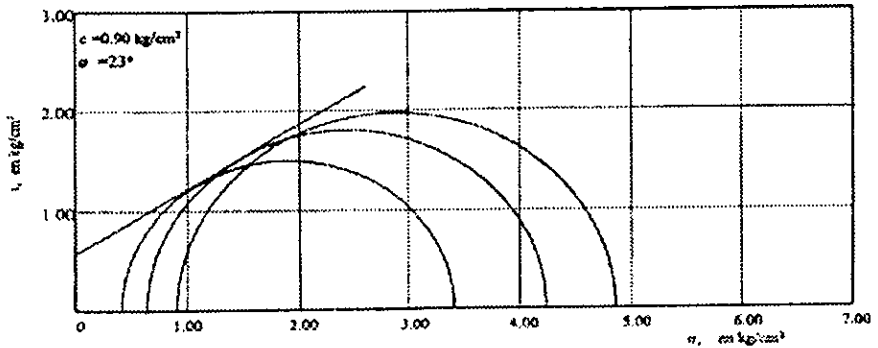
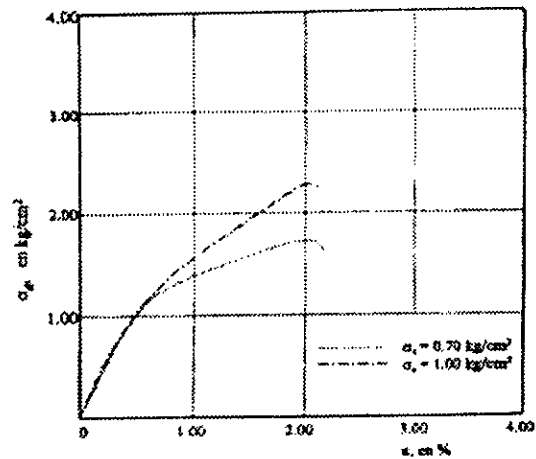


Fig. 13.- Triaxial CU, SM-1, muestra 10-3, profundidad 6.88 m.

σ_v kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M_i kg/cm ²	v_r %	$(\sigma_v)_r$ kg/cm ²
0.70	2.073	16	210	1.98	1.73
1.00	2.156	16	220	1.97	2.28

SIMBOLOGIA

- σ_v presión confinante
 γ peso volumétrico
 w contenido de agua natural
 M_i módulo tangente inicial
 s deformación unitaria en la falla
 $(\sigma_v)_r$ esfuerzos desviador máximos
 c cohesión
 ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo: Limo arenoso café claro.

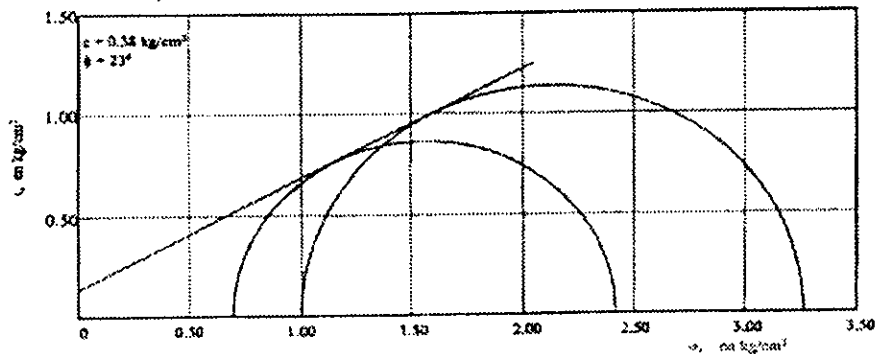
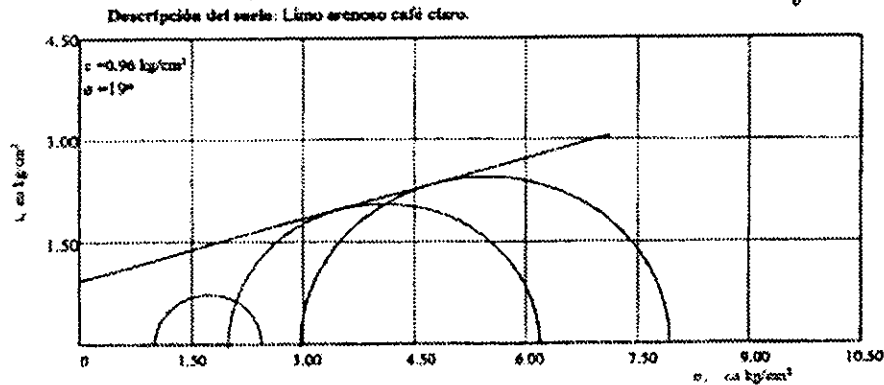
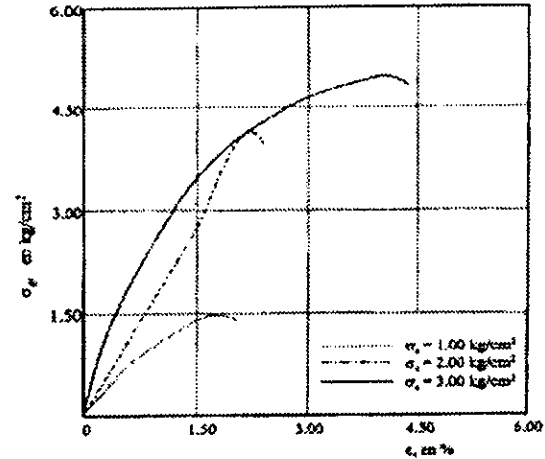


Fig. 14.- Triaxial CU, SM-1, muestra 11-3, profundidad 7.63 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M_i kg/cm ²	e_c %	$(\sigma_c)_r$ kg/cm ²
1.00	1.851	18	133	1.88	1.46
2.00	2.143	17	200	2.20	4.15
3.00	1.848	15	520	4.17	4.95

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- M_i módulo tangente inicial
- e deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_c)_r$ esfuerzo desviador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna



BYCBA

Fig. 15.- Triaxial CU, SM-1, muestra 16-3, profundidad 10.40 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M _i kg/cm ²	E_r %	$(\sigma_d)_r$ kg/cm ²
1.00	1.738	35	318	1.96	2.96
2.00	1.837	29	611	1.55	3.70
3.00	1.724	32	778	1.93	4.54

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- M_i módulo tangente inicial
- ϵ deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_d)_r$ esfuerzo desviador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna

Descripción del suelo: Limo arenoso café claro.

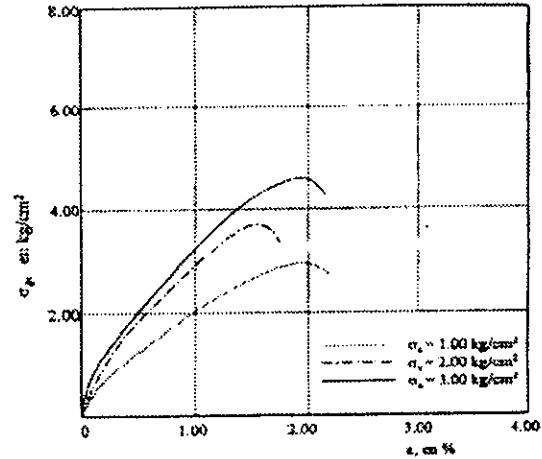
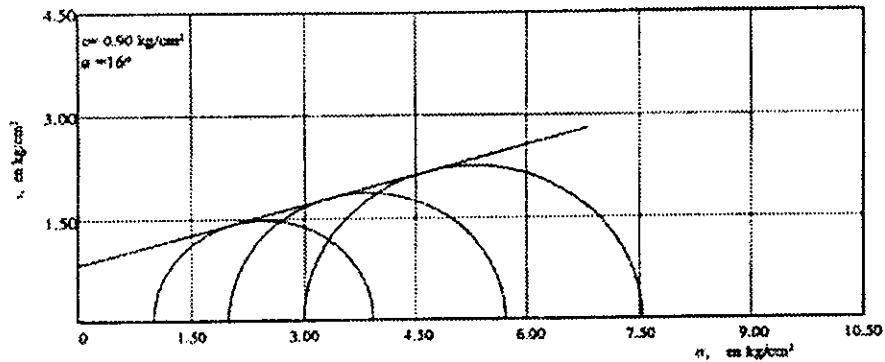
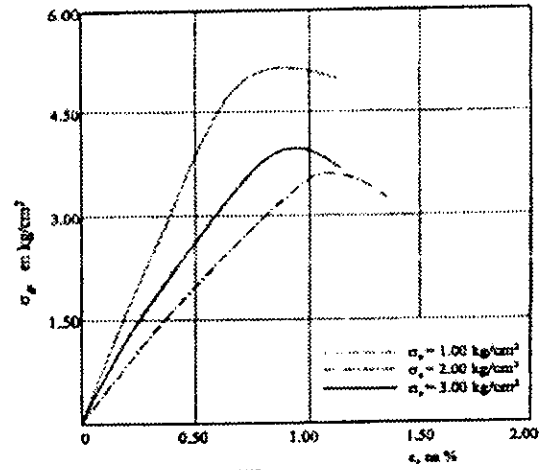


Fig. 16.- Triaxial CU, SM-1, muestra 28-3, profundidad 16.40 m.

σ_v kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M_i kg/cm ²	e_r %	$(\sigma_v)_r$ kg/cm ²
1.00	1.785	15	433	1.15	3.57
2.00	1.816	18	623	0.94	3.99
3.00	2.046	17	956	0.93	5.18

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinada
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- M_i módulo tangente inicial
- e deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_v)_r$ esfuerzo derivador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo: Arena limosa café claro.

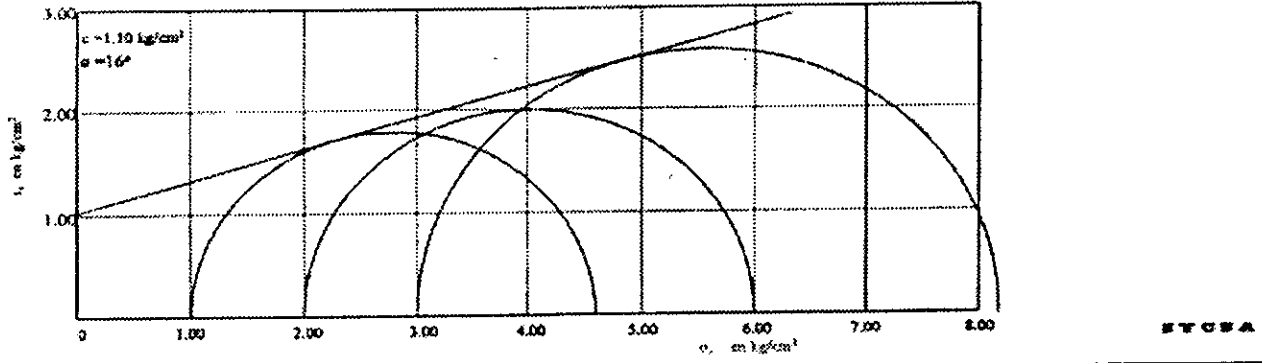
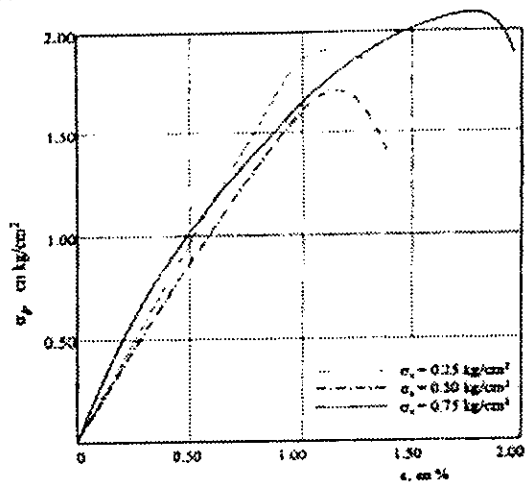


Fig. 17.- Triaxial CU, SM-1, muestra 34-3, profundidad 19.40 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M _t kg/cm ²	c_r %	$(\sigma_d)_r$ kg/cm ²
0.25	1.785	17	210	1.18	1.68
0.50	1.668	18	141	1.11	1.90
0.75	1.759	18	280	1.27	2.09

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- M_t módulo tangente inicial
- ϵ deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_d)_r$ esfuerzo desviador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo: Arcilla limosa café oscuro.

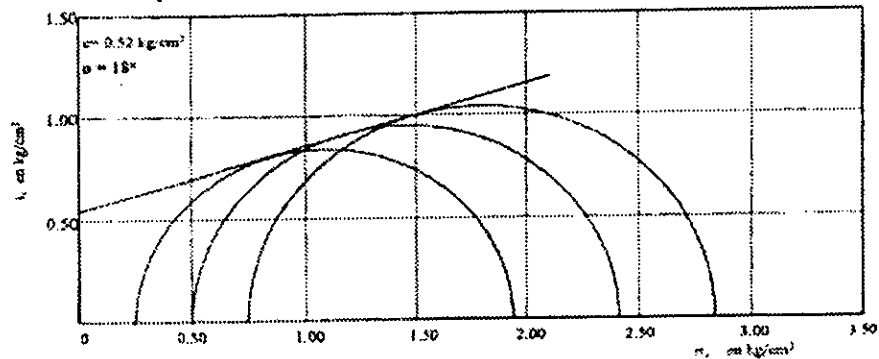


Fig. 18.- Triaxial CU, PCA-1, muestra 1, profundidad 1.60 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M_i kg/cm ²	ε_r %	$(\sigma_d)_r$ kg/cm ²
0.25	1.779	24	220	0.97	2.53
0.50	1.637	24	290	1.36	2.95
1.00	1.700	24	555	1.46	3.22

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- M_i módulo tangente inicial
- ε deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_d)_r$ esfuerzo desviador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna

Descripción del suelo: Arcilla limosa café oscuro con tenas de arena.

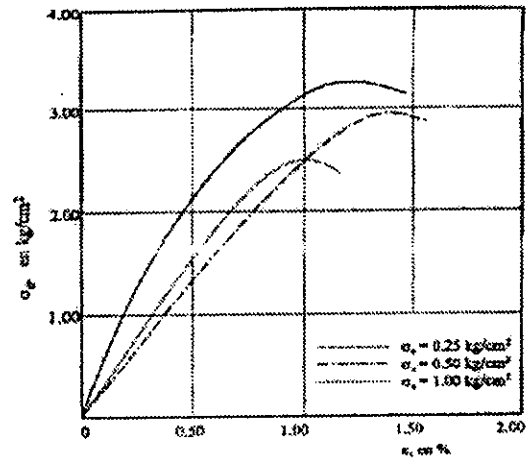
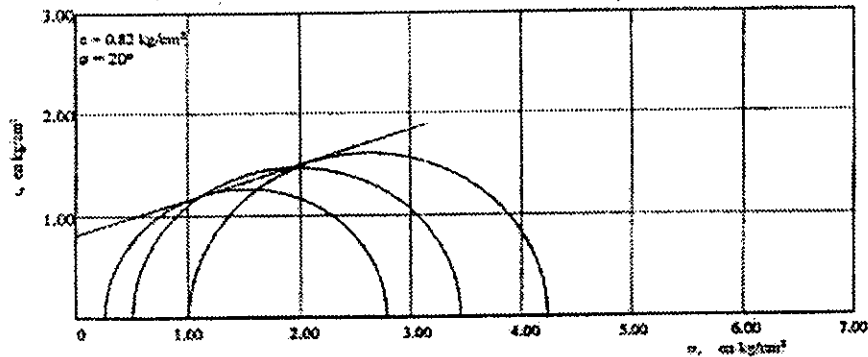
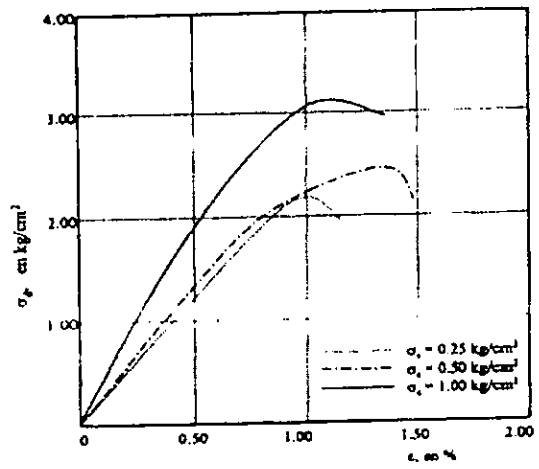


Fig. 19.- Triaxial CU, PCA-1, muestra 2, profundidad 2.60 m.

σ_c kg/cm ²	γ U/m ³	w %	MI kg/cm ²	e_r %	$(\sigma_d)_r$ kg/cm ²
0.25	1.944	21	220	0.97	2.15
0.50	1.908	18	290	1.37	2.45
1.00	1.903	21	370	1.16	3.11

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- MI módulo tangente inicial
- e_r deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_d)_r$ esfuerzo desviador máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo. Arcilla limosa café oscuro.

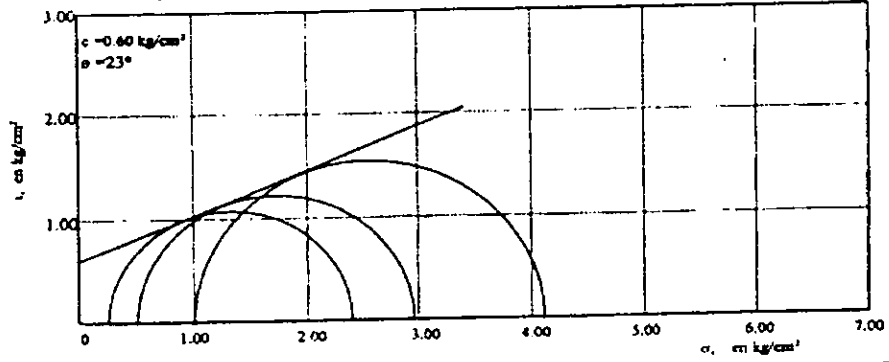
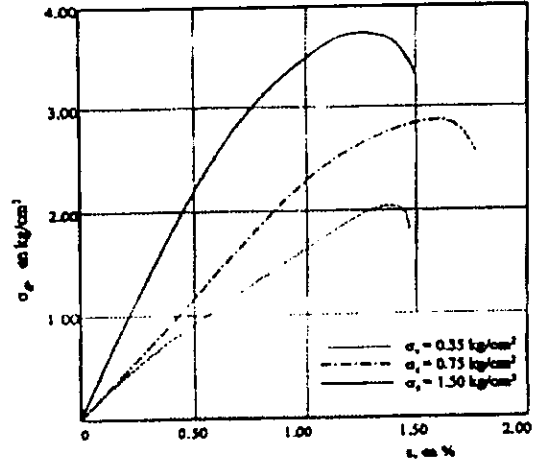


Fig. 20.- Triaxial CU, PCA-1, muestra 3, profundidad 3.60 m.

σ_v kg/cm ²	γ V/m ³	w %	M _i kg/cm ²	ϵ_v %	$(\sigma_v)_c$ kg/cm ²
0.35	1.735	24	210	1.37	2.03
0.75	1.711	21	220	1.56	2.88
1.50	1.617	24	478	1.35	3.71

SIMBOLOGIA

- σ_v presión confinada
- γ peso volumétrico
- w contenido de agua natural
- M_i módulo tangente inicial
- ϵ_v deformación unitaria en la falla
- $(\sigma_v)_c$ esfuerzo deviator máximo
- c cohesión
- ϕ ángulo de fricción interna



Descripción del suelo: Arcilla limosa café oscuro.

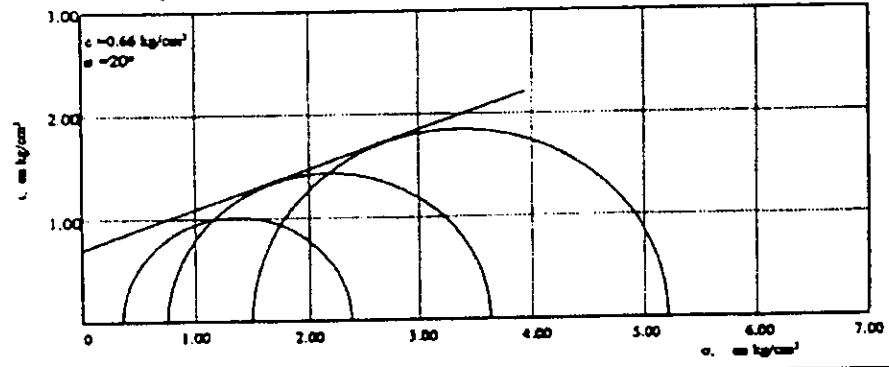


Fig. 21.- Triaxial CU, PCA-1, muestra 4, profundidad 4.10 m.

σ_c kg/cm ²	γ t/m ³	w %	M_i kg/cm ²	e_r %	$(\sigma_a)_r$ kg/cm ²
0.50	1.537	21	380	1.17	2.59
1.00	1.683	23	400	1.55	3.89
2.00	1.567	22	500	1.54	4.28

SIMBOLOGIA

- σ_c presión confinante
 γ peso volumétrico
 w contenido de agua natural
 M_i módulo inerte inicial
 ϵ deformación unitaria en la falla
 $(\sigma_a)_r$ esfuerzo desviador máximo
 c cohesión
 ϕ ángulo de fricción interna

Descripción del suelo: Arcilla limosa café oscura.

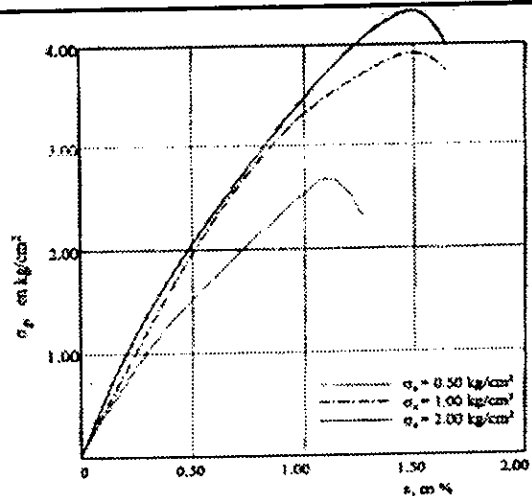
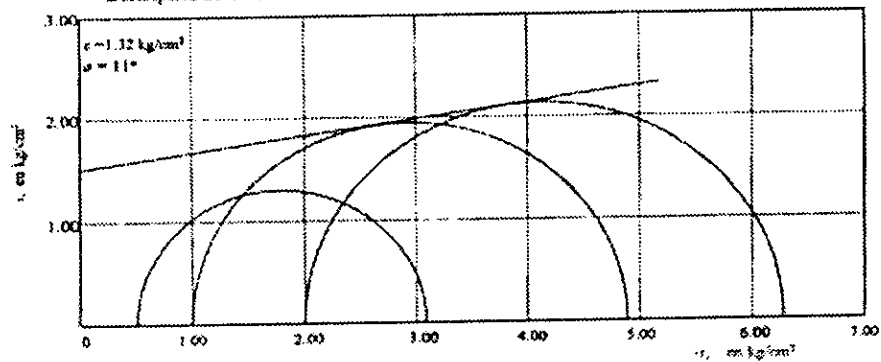
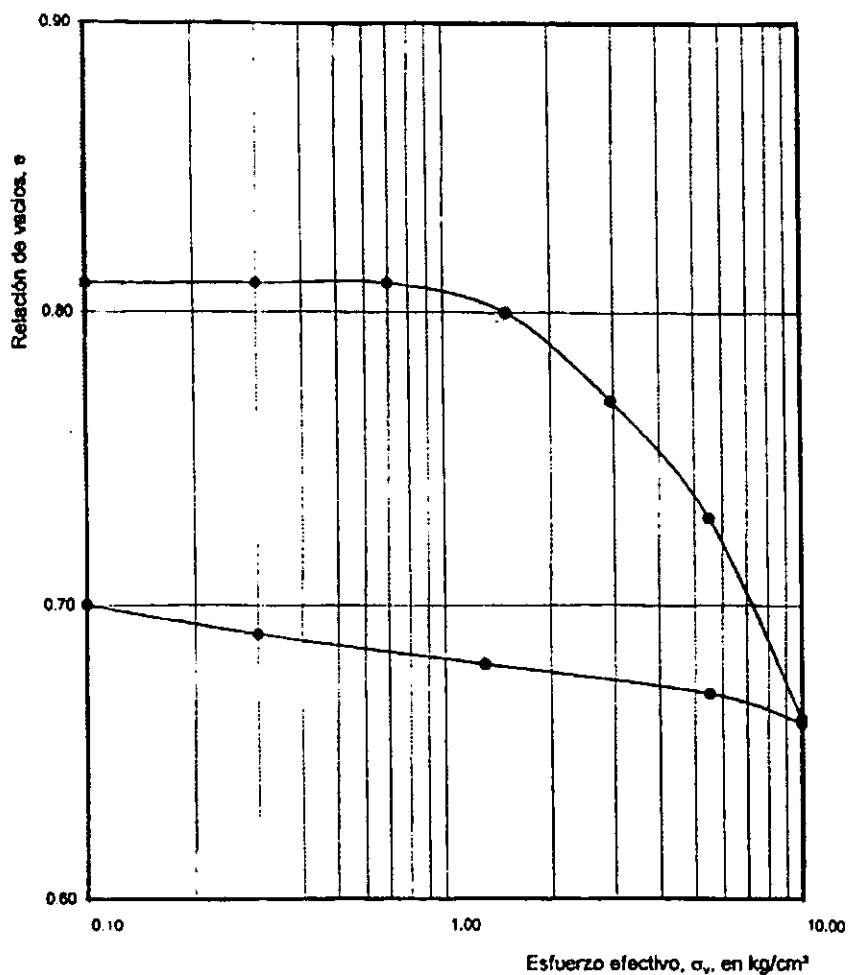


Fig. 22.- Triaxial CU, PCA-1, muestra 5, profundidad 4.80 m.



Proyecto:	SC-1798	$\sigma_o =$	0.81	kg / cm ²
Sondeo:	SM-1	$\sigma_{pm} =$	2.10	kg / cm ²
Muestra:	7-3	OCR =	2.59	
Profundidad:	4.65 m	$s_o =$	2.40	
$w =$	35.00 %	$S_l =$	75.00 %	
$e_1 =$	0.81			

Fig 23. Curva de compresibilidad, Av. Insurgentes Sur # 1898

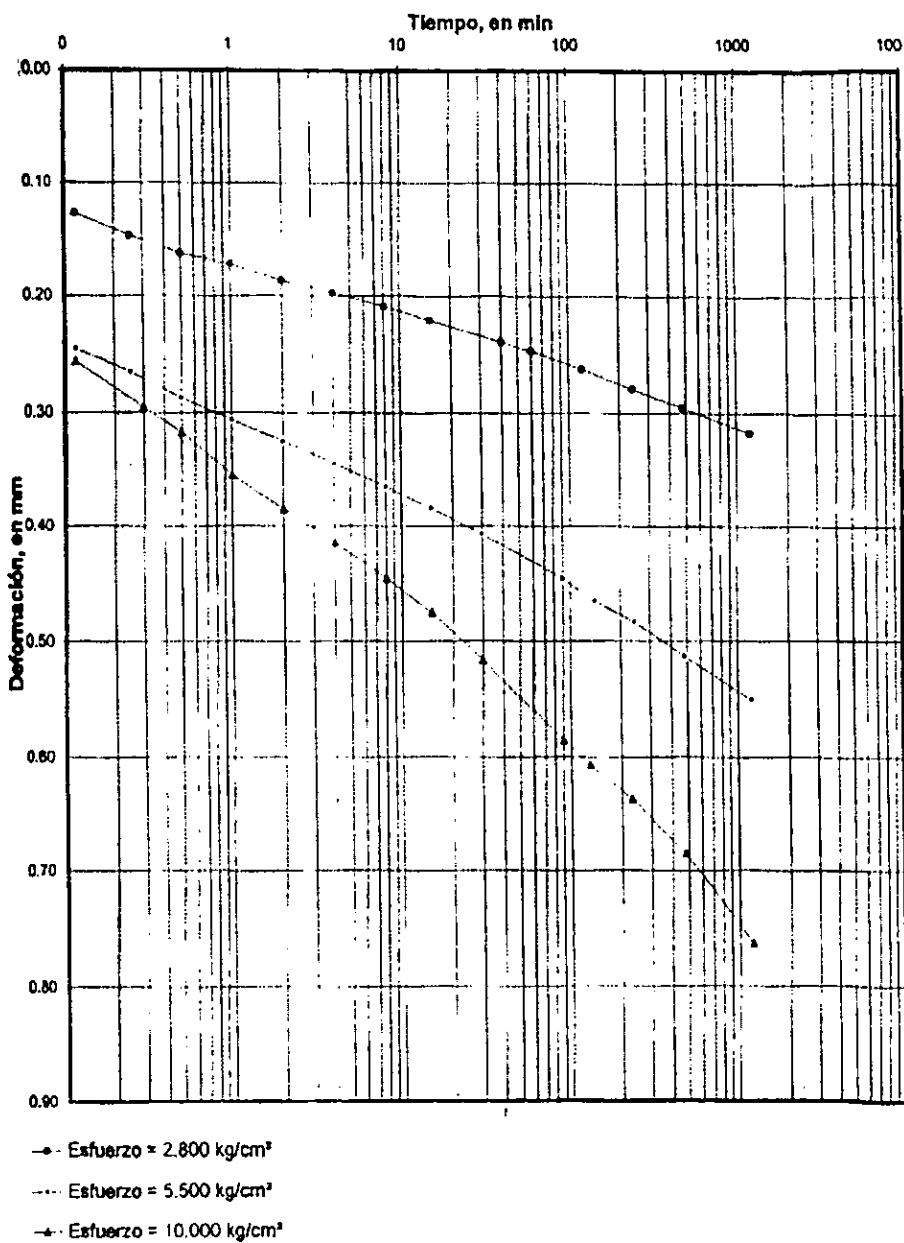
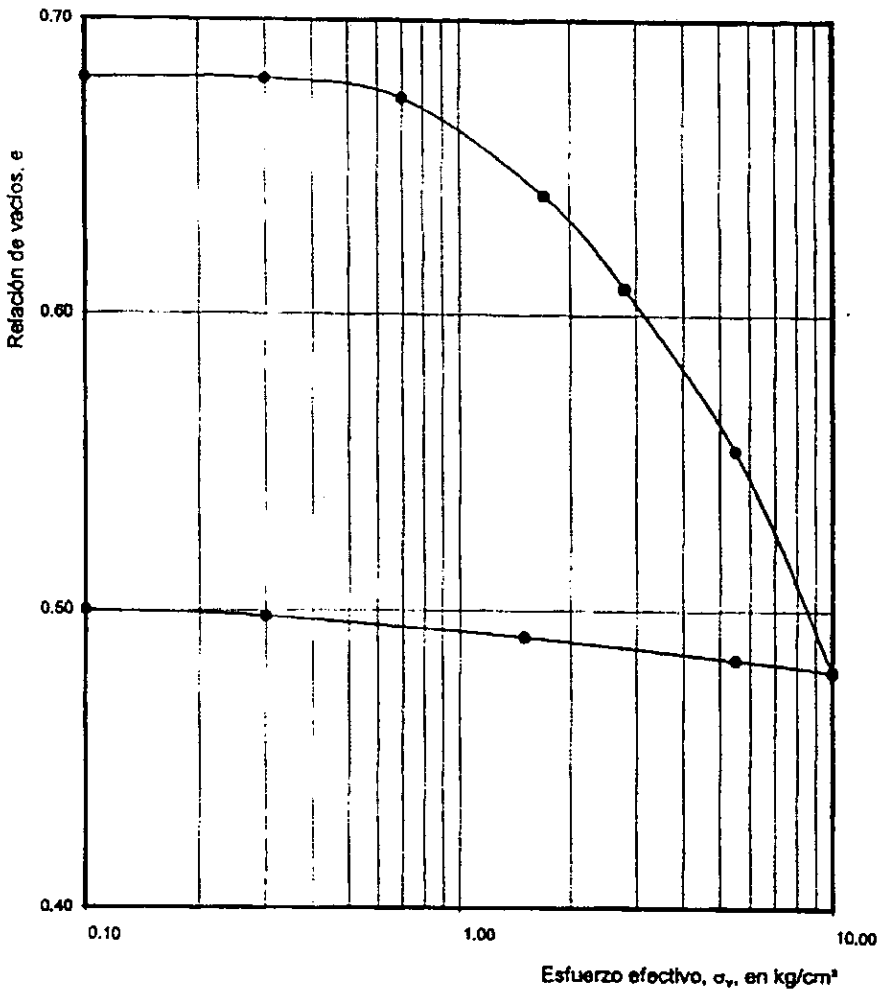


Fig 23a. Curva de deformación-tiempo, sondeo SM-1, muestra 7-3, profundidad 4.65 m, Av. Insurgentes Sur # 1898



Proyecto:	SC-1798		
Sondeo:	SM-1	$\sigma_o =$	1.12 kg / cm ²
Muestra:	10-3	$\sigma_{pm} =$	2.20 kg / cm ²
Profundidad:	6.90 m	OCR =	1.98
$w_p =$	21.00 %	$s_w =$	2.35
$e_s =$	0.68	$S_r =$	71.00 %

Fig 24. Curva de compresibilidad, Av. Insurgentes Sur # 1898

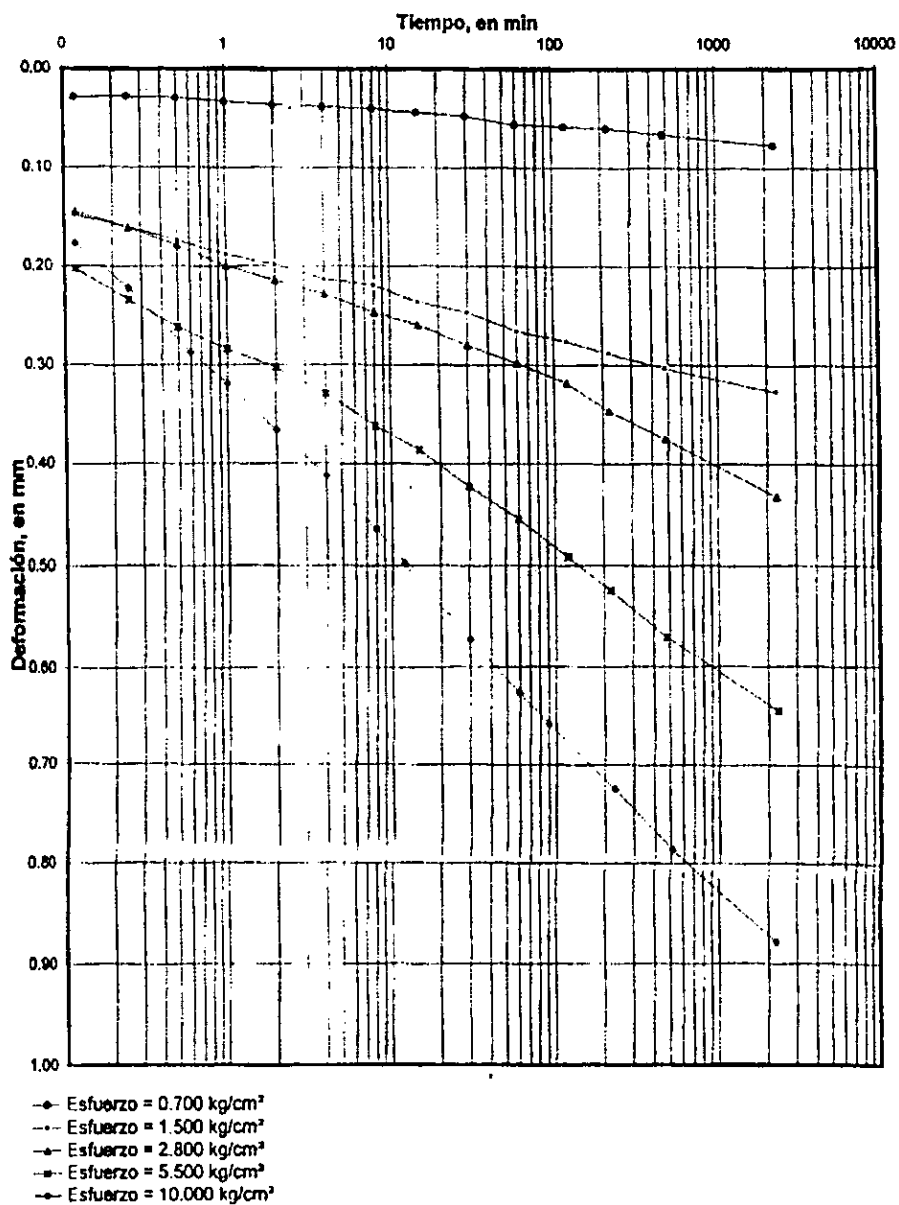


Fig 24a. Curva de deformación-tiempo, sondeo SM-1, muestra 10-3, profundidad 6.90 m, Av. Insurgentes Sur # 1898

Sondeo	Profundidad m	Muestra No.	Símbolo	Grava %	Arena %	Finos %
SE - 4	26.25	22	—◆—	0.0	36.7	61.3
SE - 4	34.75	36	—▲—	0.0	33.6	66.4
SE - 4	37.25	44	—■—	0.0	29.4	70.6
SE - 4	40.25	50	—●—	0.0	33.1	66.9

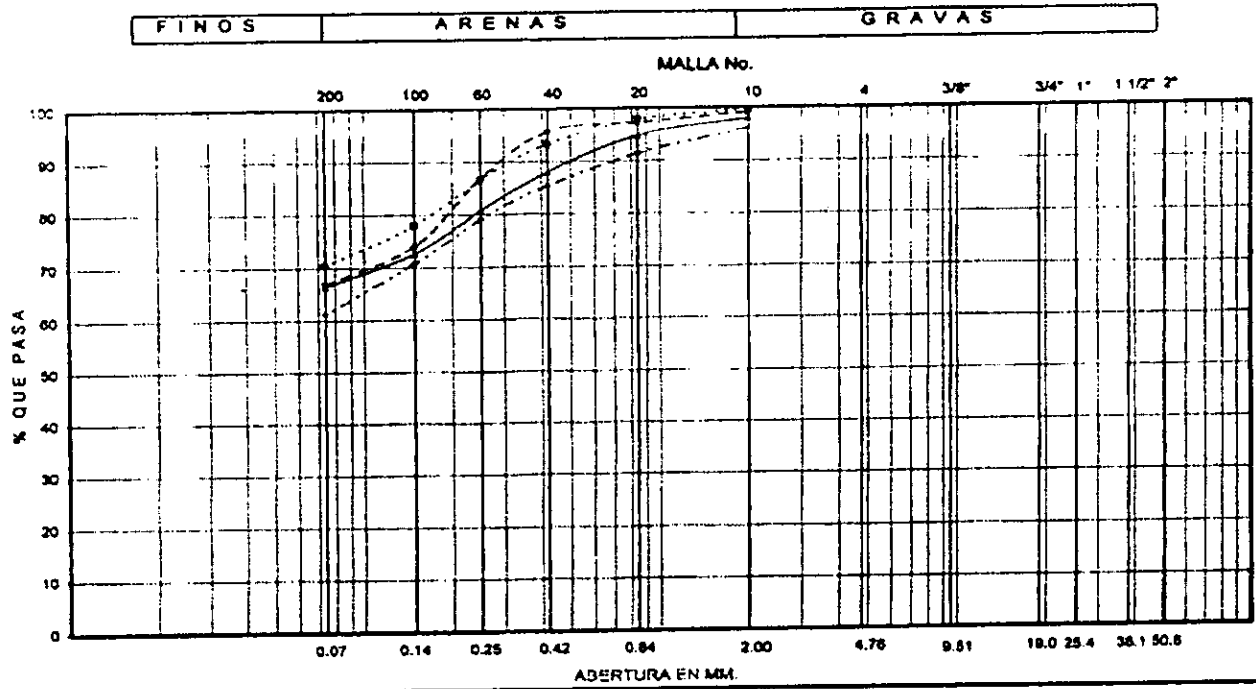


Fig. 25. - Granulometria por mallas.

Sondeo	Profundidad m	Muestra No.	Simbolo	Grava %	Areña %	Finos %
SE - 4	43.25	56	◆	0.0	64.2	35.8
SE - 4	45.75	61	▲	0.0	76.7	23.3
SE - 4	47.25	64	■	0.0	80.3	19.7

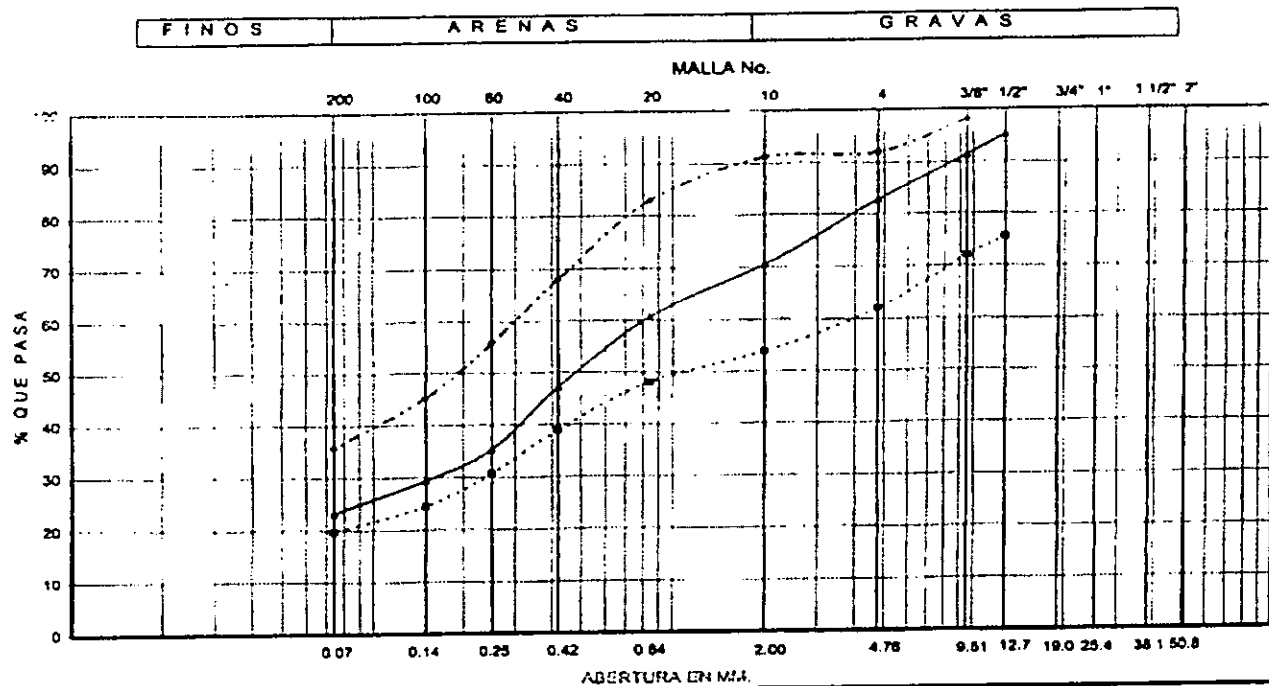


Fig. 26. - Granulometria por mallas.

CAPÍTULO 2

ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUELO

2. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES DEL SUELO

El conocimiento alcanzado sobre la estratigrafía del Valle de México ha sido un importante logro de numerosos estudios del tema, destacando los trabajos de Bryan, Arellano, Zeevaert, Marcel, Mazari y Mooser; hoy se podría decir que se conoce la estratigrafía con detalle y estar en la posibilidad de interpretar el comportamiento de una cierta cimentación en el marco de ese conocimiento estratigráfico.

Se puede generalizar que los suelos de la planicie lacustre del Valle de México se originaron durante el pleistoceno medio y superior y por supuesto en el holoceno, formándose una compleja secuencia de estratos blandos arcillosos, intercalados con capas y lentes duros. Los primeros son consecuencia de la depositación de partículas finas en lagos y los segundos de la acumulación de cenizas volcánicas o aluviones, así como la influencia de secado de suelos blandos expuestos al calor solar.

El pleistoceno fue una época que se caracterizó por sus grandes cambios climáticos; así en las latitudes altas y zonas montañosas se formaron glaciares con mantos de hielo que cubrieron hasta tres veces el área actual. En las latitudes tropicales también sucedieron grandes transformaciones, sus bosques se expandían en épocas húmedas y reducían en épocas de sequías. El nivel del mar llegó a tener descensos de hasta 90 cm y ascensos de hasta 25 cm, con respecto al nivel actual.

Los cambios climáticos que ocurrieron en el Valle de México se pueden detectar indirectamente a través del reconocimiento del tipo de polen que se depositó en el lago, junto con las partículas de sólidos, complementado con el análisis geoquímico de los suelos e identificación de la flora y la fauna acuática.

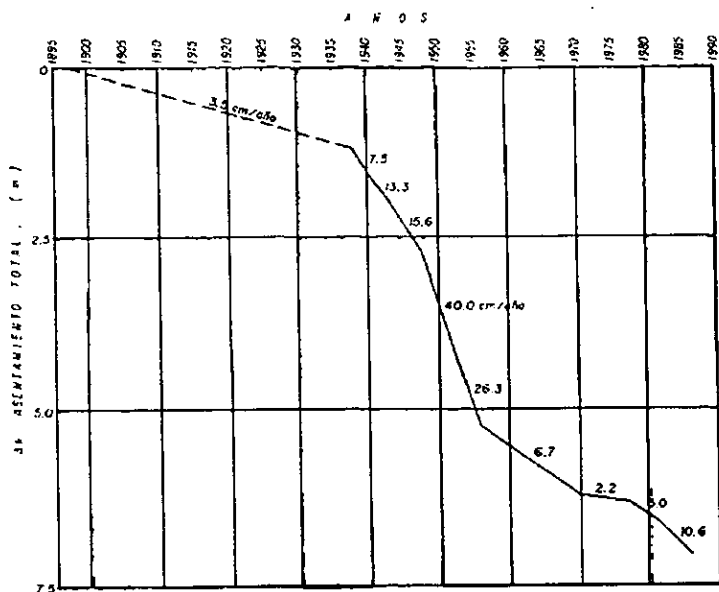
Otro enfoque para investigar las características de los suelos del lago es la observación de la microestructura de los suelos con microscopio electrónico, como lo inició el Dr. Ricardo Peralta, complementada con la taxonomía de los restos de fauna acuática y pruebas de difracción de la parte mineral.

Lluvias extraordinarias afectaron Tenochtitlán en 1449 y 1498 y al México colonial en 1555, 1579, 1604 y la más severa en 1629, que dejó

inundada la Ciudad durante 6 años ya que las precipitaciones de 1631 y 1634 acrecentaron los niveles del lago. Las consecuencias de esta inundación fueron dramáticas, porque perecieron unas 20.000 personas y se destruyeron casi todas las construcciones importantes que existían en aquel entonces; esto explica la ausencia de elementos arquitectónicos del siglo XVI en esta ciudad.

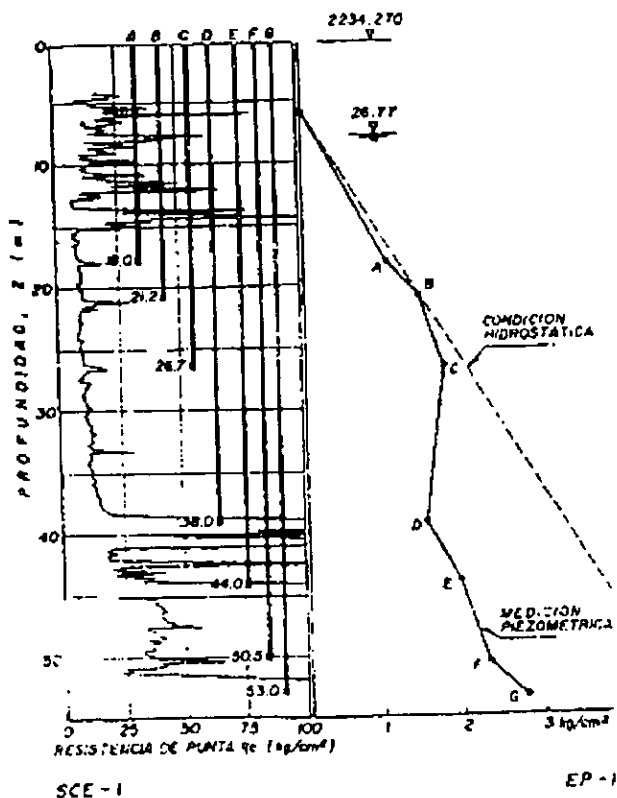
Los notables trabajos de drenaje del Valle de México se iniciaron en 1607, consistía en un tramo de túnel de 7670 varas (6.4 Km) y otras de 7500 varas (6.3 Km) en tajo abierto. Los problemas fueron enormes, sobre todo por el colapso del túnel por falta de revestimiento. Posteriormente se decidió transformarlo en tajo abierto, que se completo en 1789 y no fue sino hasta 1900 en que se construyó el Gran Canal, que alejó temporalmente el peligro de inundaciones. Posteriormente la inundación de 1951 vino a mostrar que la Ciudad seguía amenazada, justificándose la construcción del Emisor Central.

En 1847 se iniciaron los problemas por bombeo y hundimientos, cuando los señores Pane y Molteni empezaron la apertura de pozos hasta 105 m de profundidad; para 1857 se habían abierto 168 pozos que mostraban artesianismo. La inspección de 9 de estos pozos del centro de la Ciudad demostró que se producían un promedio de 1.5 Lt/seg/pozo. Posteriormente se intensificó la perforación de pozos, se agoto el artesianismo, se requirió el bombeo y se inicio el dramático problema de hundimiento regional, originado por la pérdida de la presión piezométrica del agua intersticial.



Gráfica de asentamiento regional del Valle de México.

Mediciones recientes de las condiciones piezométricas en el centro de la Ciudad, demuestran que se está definiendo un abatimiento del nivel freático del orden de 25 m, provocando un manto colgado que es alimentado por agua de lluvia y fugas de tuberías. Este manto tiene pérdidas debidas a bombeos en construcciones en proceso y cajones de cimentación mal impermeabilizados; así mismo lo abate la infiltración del agua a mantos inferiores a través de grietas, pozos para bombeo, sondeos que no fueron sellados y también por las vías permeables de los antiguos manantiales y ojos de agua. Sin embargo esta penetración puede considerarse como deseable, porque alarga el tiempo de consolidación de los estratos más someros de arcilla. Se puede concluir que el proceso de abatimiento del agua que está ocurriendo, conlleva a la reactivación del hundimiento regional, proporcionando una nueva escalada de daños a las estructuras e instalaciones de la Ciudad.



Piezometría de la ciudad de México.

A continuación se realizará una descripción estratigráfica del suelo del sitio, aclarando que los espesores de los estratos y las propiedades índice y mecánicas reportadas, son los valores promedio obtenidos de la comparación estratigráfica de los sondeos realizados. La estratigrafía determinada en los sitios donde se realizaron los sondeos en forma general es semejante a la vista de las Figs. 3 a 9 la estratigrafía del sitio es la siguiente:

- Superficialmente se encuentra una capa de 0.80 m de espesor de relleno, compacto.
- Posteriormente, entre 0.80 y 7.50 m se ubicó un estrato de arcilla limosa café oscuro, con lentes de arena fina a diversas profundidades, con contenido de agua natural, w , de 35 %, y consistencia de blanda a firme,

con límite líquido variable de 45 a 60 % y plástico de 21 a 25 %. El número de golpes de penetración estándar N, es variable de 3 a 9 golpes en el sondeo SE-1; Entre 11 y 30 golpes en los sondeos SE-2 y 3; Y con un promedio de 30 golpes en el sondeo SM-1. Se determinó una resistencia no drenada, S_u , variable de 5.20 a 15.00 t/m^2 , y un ángulo de fricción interna, ϕ , promedio de 20°, obtenidos en prueba triaxial consolidada - no drenada. El porcentaje de finos es 85 % y el peso volumétrico es 1.80 t/m^3 .

- De 7.50 a 9.00 m, se detectó limo arenoso café claro, con $w = 25$ %, de compactidad media, con un valor de N igual a 20 golpes. Se le determinó un valor de $S_u = 3.80 t/m^2$ y $\phi = 23^\circ$. Con porcentaje de finos de 50% y peso volumétrico de 1.87 t/m^3 .
- Entre 9.00 y 12.50 m se encontró limo arenoso café claro, con $w = 30$ %, muy compacto, con un valor de N mayor de 50 golpes. Se le determinó un valor de $S_u = 6.00 t/m^2$ y $\phi = 22^\circ$. Con porcentaje de finos de 60 % y peso volumétrico de 1.90 t/m^3 .
- De 12.50 a 14.50 m se localizó un estrato de arena pumítica gris claro con $w = 75$ %, de compactidad media a compacta, con valores de N variables de 28 a 40 golpes. Con valores de porcentaje de finos variables de 15 a 30 %.
- Continúa, de 14.50 a 18.00 m de profundidad, una capa de limo arenoso con gravas café claro, en la parte superior, con $w = 30$ %, de compactidad compacta a muy compacta, con valores de N de 32 a más de 50 golpes. Se determinó una $S_u = 8.00 t/m^2$ y $\phi = 17^\circ$. Con contenido de finos de 65% y peso volumétrico de 1.80 t/m^3 .
- Entre 18.00 y 24.00 m se localiza un estrato de arena limosa café claro, con bolcos de hasta 25 cm de diámetro, con $w = 18$ %, muy compacta, con valores de N mayores a 50 golpes. Se obtuvo una $S_u = 11.00 t/m^2$ y $\phi = 16^\circ$. Con contenido de finos de 25 % y peso volumétrico de 1.90 t/m^3 .
- De 24.00 a 29.00 m de profundidad se ubicó limo arenoso café claro con $w = 35$ %, muy compacto, y con valores de N mayores de 50 golpes. El contenido de finos determinado fue 55 %.
- Posteriormente, se detectó una capa de 1.00 m de espesor de arena pumítica gris claro y $w = 70$ %, compacta, con valores de N mayores de 50 golpes y contenido de finos de 17%.

- A continuación y hasta 31.00 m de profundidad se encontró arena limosa café claro, con $w = 30 \%$, muy compacta, con valores de N mayores de 50 golpes. Con contenido de finos de 45 %.
- A partir de 31.00 y hasta 32.00 m de profundidad se ubicó arena pumítica gris claro y $w = 70 \%$, compacta, con valores de N mayores de 50 golpes. Con contenido de finos de 18 %.
- De 32.00 a 34.00 m de profundidad se localizó arena limosa café claro con $w = 30 \%$, muy compacta, con valores de N de más de 50 golpes, y contenido de finos de 38 %.
- Subyaciendo al estrato anterior se localizó una capa de 1.00 m de espesor de arena pumítica gris claro con $w = 30 \%$, compacta, con valores de N mayores de 50 golpes y contenido de finos 11 %.
- De 35.00 a 36.00 m, se presentó limo arenoso café claro con $w = 20 \%$, compacto, con valores de N mayores de 50 golpes. El contenido de finos fue 34 %.
- A continuación y hasta 36.50 m se localizó arena pumítica gris claro con $w = 30 \%$, compacta, con valores de N mayores de 50 golpes.
- Entre 36.50 y 46.00 m se detectó un depósito de limo arenoso café claro con $w = 20 \%$, muy compacto, con valores de N mayores de 50 golpes, con porcentaje de finos de 60 %, se le consideró una $S_u = 12.00 \text{ t/m}^2$ y $\phi = 32^\circ$, en función de la correlación entre estos parámetros, la capacidad del material y sus propiedades índice.
- A partir de 46.00 m y hasta la profundidad máxima explorada, 48.00 m se encontró un estrato de arena limosa café claro con una intercalación de arena pumítica y $w = 40 \%$, muy compacta, con valores de N mayores de 50 golpes, y porcentaje de finos de 22 %.

No se encontró el nivel de aguas freáticas hasta la profundidad explorada, en la fecha en que se realizó la exploración.

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

3. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.

3.1. Cargas estructurales.

De acuerdo con la información proporcionada por CONSTRUCCIONES AURUM, S.A. DE CV. el edificio a construir será de ocho sótanos y veintidós niveles. Los sótanos cubrirán la totalidad de la superficie del terreno y a partir de la planta baja el edificio tendrá una planta en forma elíptica, con una superficie de 980.00 m^2 . Los sótanos serán destinados para estacionamiento y los demás niveles para oficinas.

Los sótanos se construirán con columnas, traveses y losas de concreto; los niveles restantes estarán estructurados con columnas formadas por elementos metálicos embebidos en concreto, las traveses serán vigas metálicas y losas del tipo losa acero. En las Figs. 27 a 32, se muestran las principales características arquitectónicas del edificio y la ubicación del mismo dentro del predio.

En la Fig. 33 se indican las cargas por columna. Enseguida, se resumen las cargas estructurales totales, información proporcionada por el ing. José Pablo Alcázar Vilches, responsable del diseño estructural, las cuales incluyen el peso de las contra traveses de rigidización:

1. Carga permanente más carga viva con intensidad máxima, 62,339 t.
2. Carga permanente más carga viva instantánea, 46527 t.
3. Carga permanente más carga viva con intensidad media, 40077 t.
4. El momento de volteo del edificio será de 79971 t - m.

En las cargas anteriores están incluidos los factores de carga correspondientes, según la ref. 1.

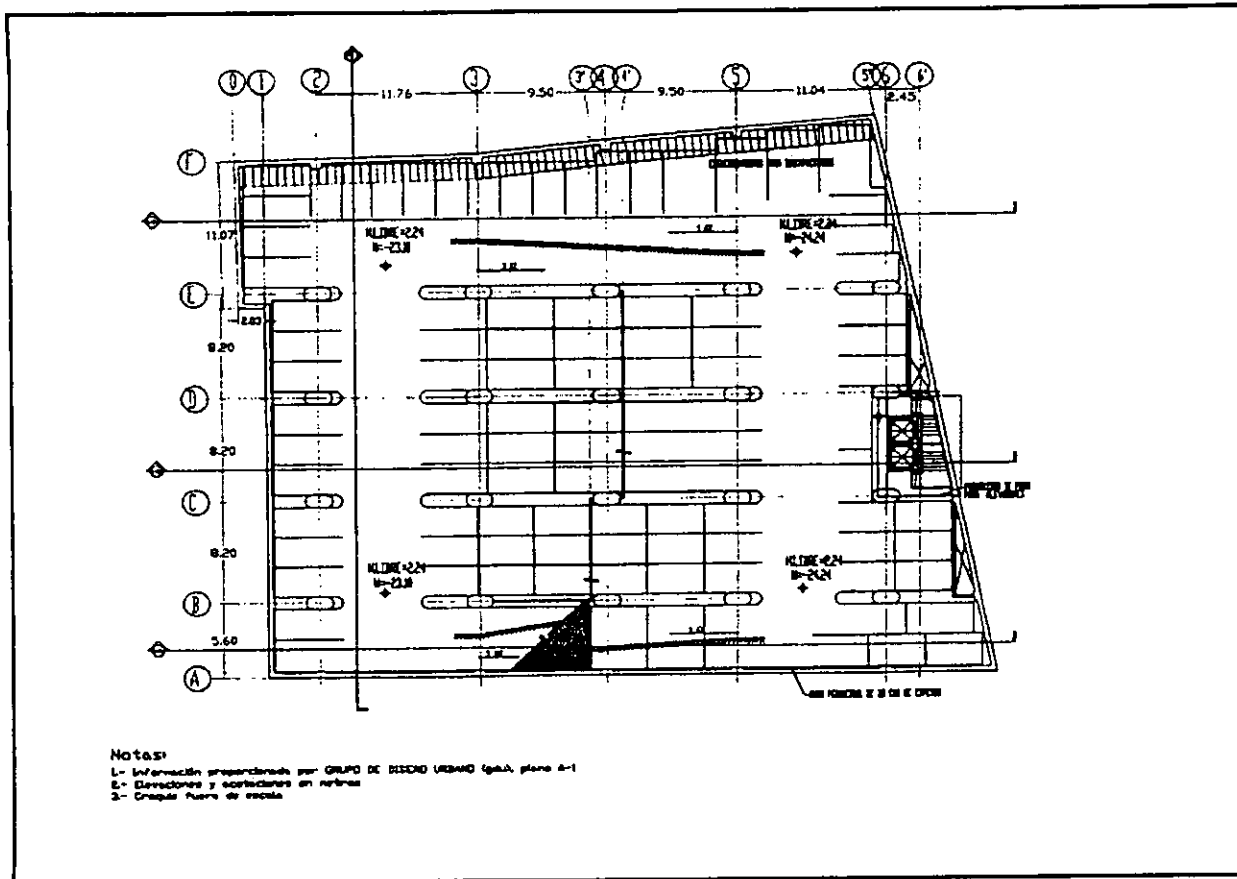


Fig. 27.- Planta del sotano 8.

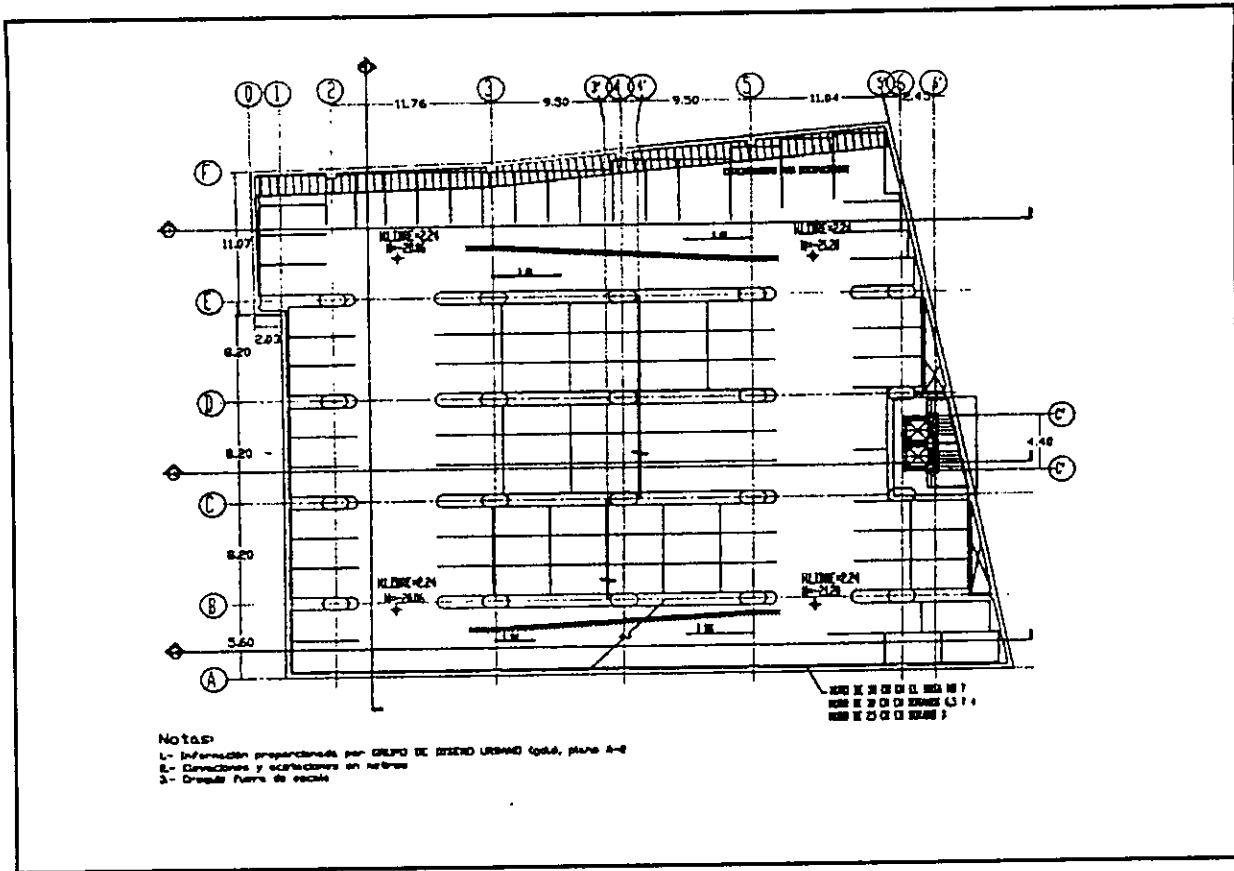


Fig. 28.- Planta tipo de los sótanos.

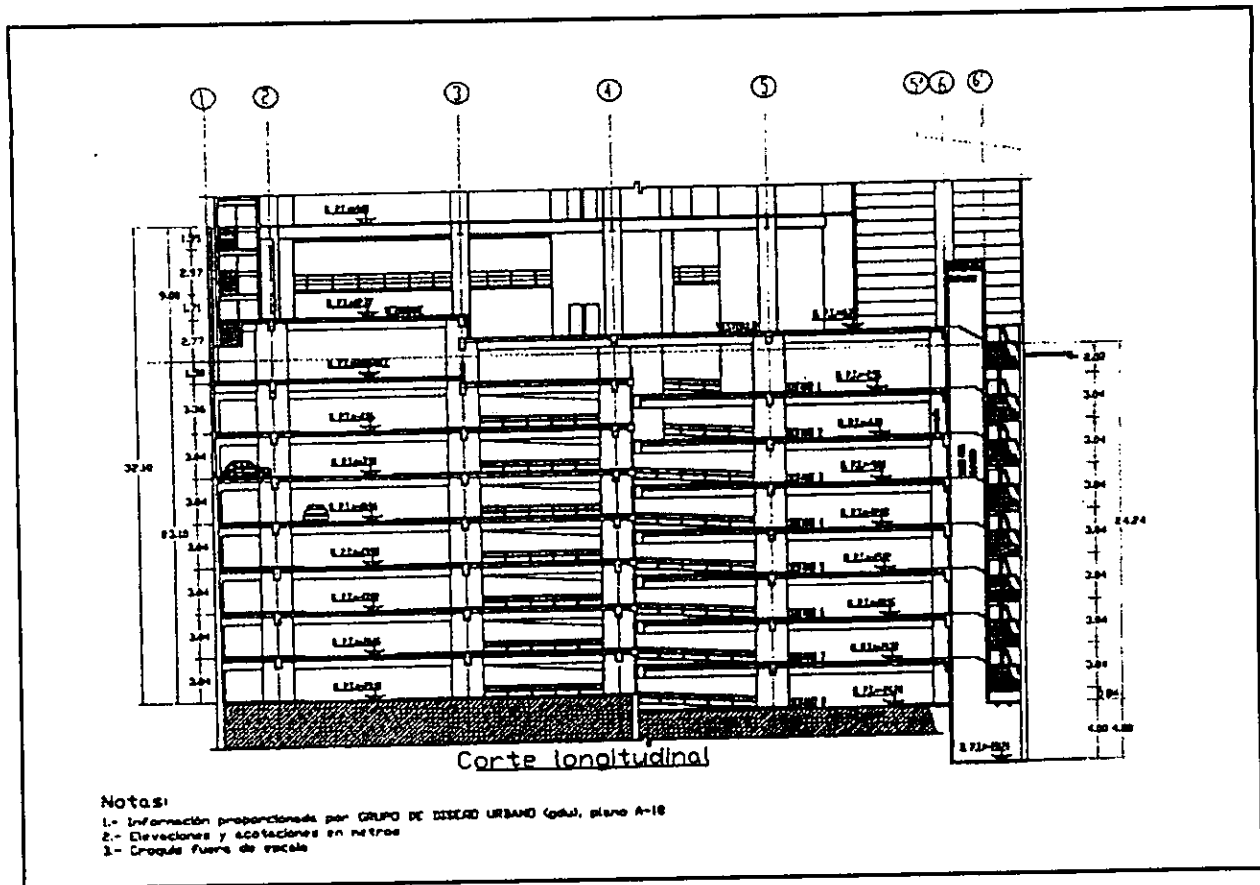


Fig. 29.- Corte de los sótanos.

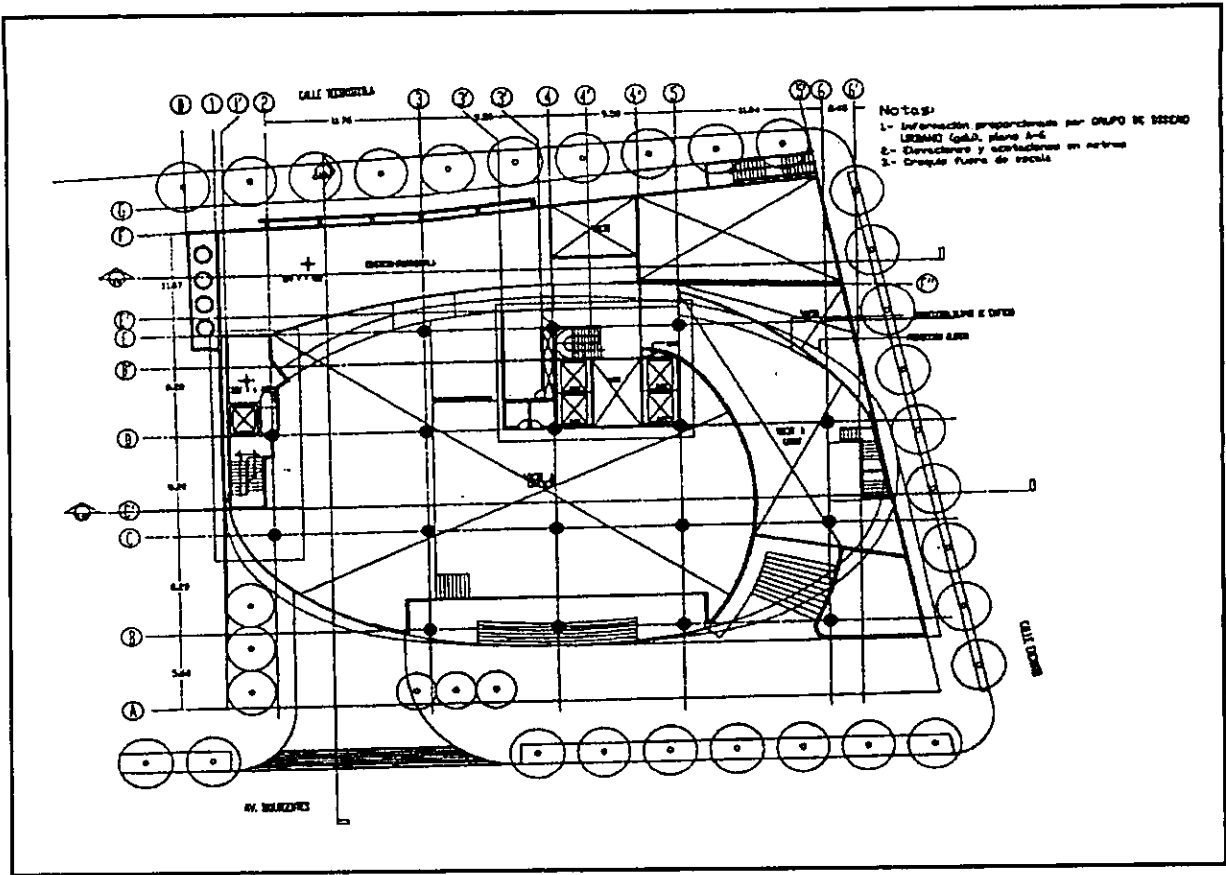


Fig. 30.- Planta de primer piso.

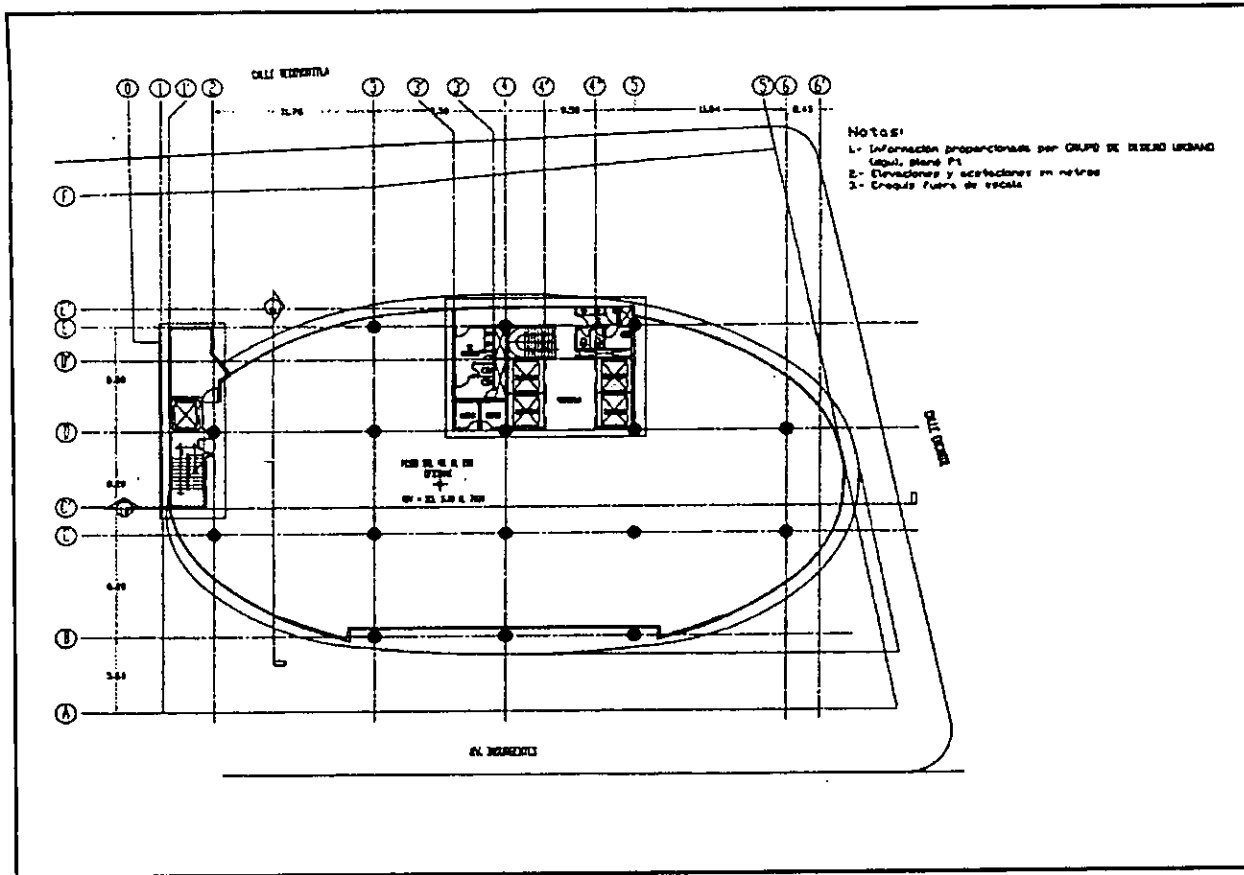


Fig. 31.- Planta tipo.

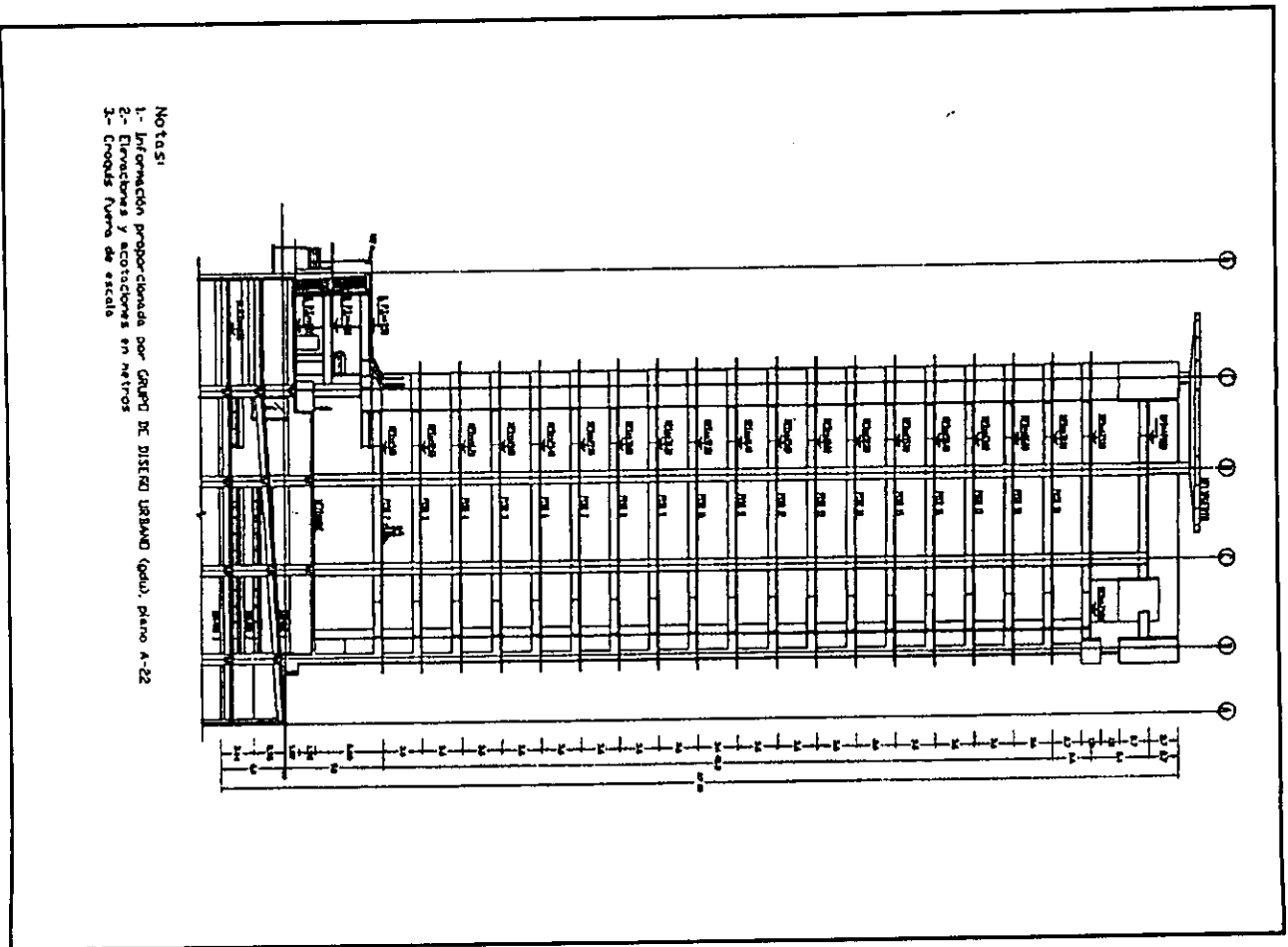


Fig. 32.- Corte transversal del edificio.

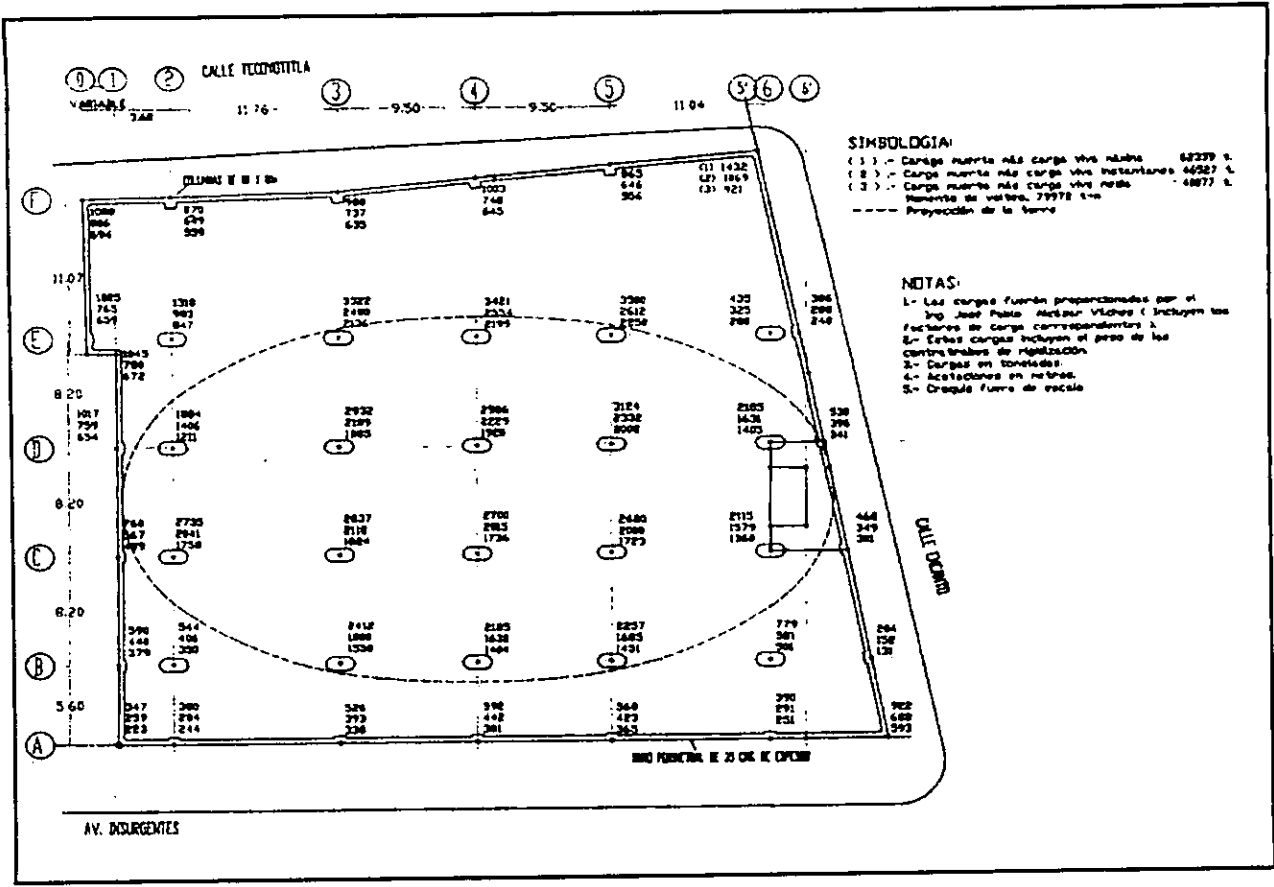


Fig. 33.- Cargas del edificio.

3.2. Cimentación

Tomando en cuenta las características estratigráficas, arquitectónicas, las cargas estructurales y de servicio del edificio, y las alternativas analizadas, se desprende que la cimentación que puede cumplir con las condiciones de seguridad y funcionalidad de la estructura y con el Reglamento de Construcciones para el DF., es una cimentación profunda basándose en pilas, coladas en seco, desplantadas a -37.50 m de profundidad, con respecto al nivel de banqueta actual.

Para determinar el nivel de desplante de las pilas se consideró la presencia de capas de materiales pumíticos, constituidos por partículas deleznales, entre 27.50 y 36.50 m de profundidad, y las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado, columnas con cargas máximas a la cimentación del orden de 3,500.00 t.

Se analizaron varias alternativas de distribución de las pilas en la estructura, y con base en los resultados obtenidos, se propuso la distribución de las pilas que se muestran en la Fig. 34, estas actividades se realizaron en forma conjunta con el ingeniero responsable del diseño estructural. Un corte esquemático de la cimentación propuesta se presenta en la Fig. 35. En total se construirán 34 pilas, a continuación se presentan las características geométricas de las pilas.

Diámetro, en m		Cantidad de pilas
Base	Fuste	
1.00	1.00	9
1.50	1.00	7
2.10	1.40	5
2.70	1.80	3
3.00	2.00	13

Las pilas de 1.00 m de diámetro serán de sección constante, el resto de las pilas serán con ampliación de la base de la pila.

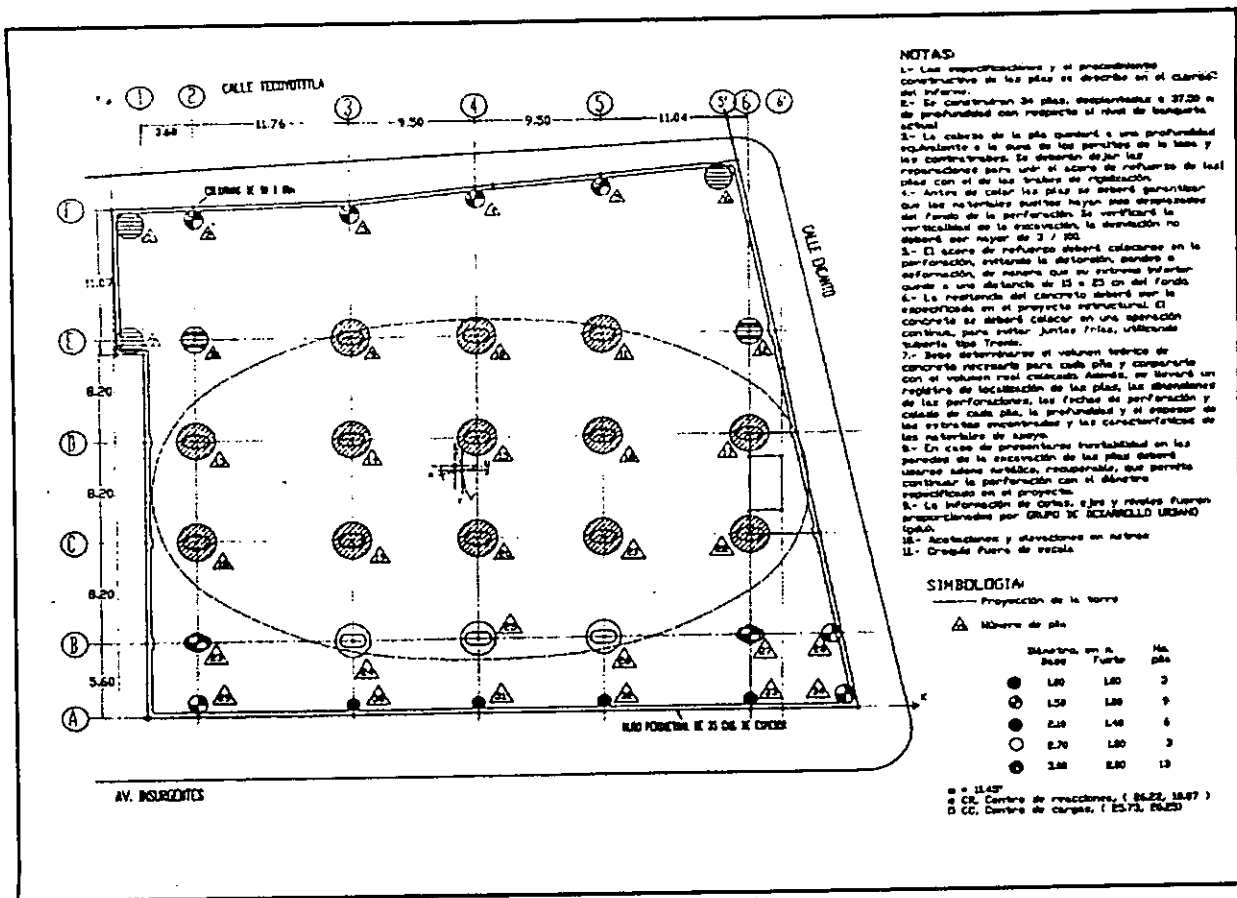


Fig. 34.- Localización de las pilas en la estructura.

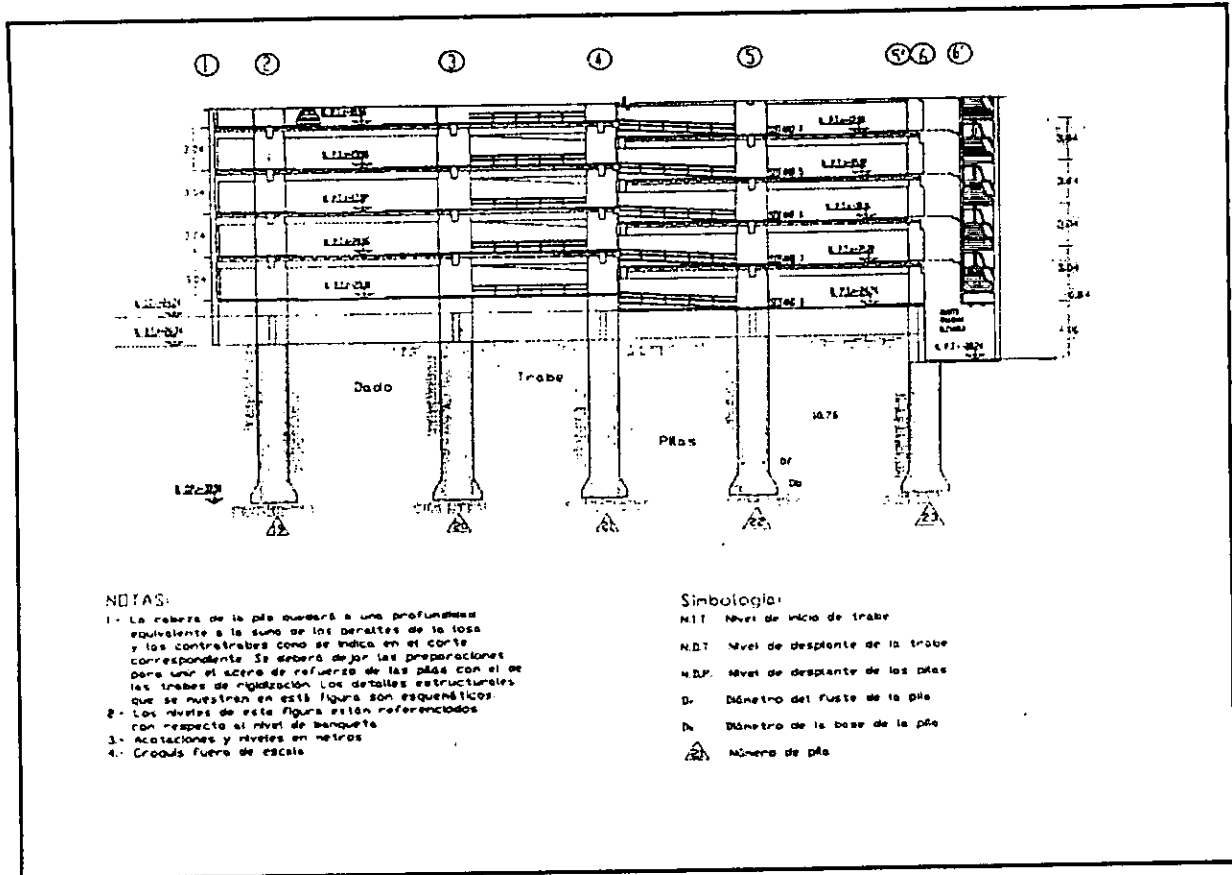


Fig. 35.- Corte esquemático de las pilas.

La cimentación del edificio será rigidizada con contra traves en ambas direcciones, las cuales se apoyarán en las pilas ligando el acero de refuerzo de la pila al de la contratrase. La profundidad de desplante de las contratras será a -26.75 m.

En lo que sigue se hará referencia a las profundidades de desplante de la losa del sótano ocho, contratras y pilas con respecto al nivel de banqueta actual.

3.3. Capacidad de carga

De acuerdo con la ref. 1, la capacidad de carga admisible para las pilas deberá calcularse con la expresión:

$$Ca = (c Nc^* Fr + pv) Ab \quad (1)$$

En la cual:

Ca \Rightarrow capacidad de carga admisible, en t.

c \Rightarrow cohesión de los materiales de apoyo, en t/m^2

Fr \Rightarrow factor de reducción, igual a 0.35

Ab \Rightarrow Área transversal de la base de la pila, en m^2

pv \Rightarrow presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de la pila, en t/m^2

Nc* \Rightarrow factor de capacidad de carga, que es función del ángulo de fricción interna, y de la longitud que la pila esté empotrada en los materiales resistentes, determinado mediante la siguiente expresión:

$$Nc^* = Nc + \frac{(N'c - Nc)D''}{D'} \quad (2)$$

siendo:

D'' \Rightarrow empotramiento de diseño de la pila, dentro de los materiales resistentes.

Nc \Rightarrow factor de capacidad de carga considerando que la pila quede apoyada sobre los materiales resistentes.

$N_c \Rightarrow$ factor de capacidad de carga para el caso en que la pila tenga como mínimo el empotramiento óptimo, D' , dentro de los materiales resistentes, obteniéndose D' con la siguiente expresión:

$$D' = 4B\sqrt{N\phi} \quad (3)$$

donde:

$$N\phi = \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

Por otra parte las Normas Técnicas Complementarias, ref. 2, establecen que para pilas de más de 3.50 m de diámetro, la capacidad de carga calculada con las expresiones anteriores deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala por la siguiente expresión:

$$Fre = \frac{B+1}{2B+1} \quad (4)$$

donde:

$Fre \Rightarrow$ factor de reducción de capacidad de carga, para tomar en cuenta el efecto de escala.

$B \Rightarrow$ diámetro de la base de la pila.

En el estrato de apoyo se consideró una cohesión de 12.00 t/m² y un ángulo de fricción interna de 32°.

Las pilas serán con ampliación de base, desplantadas a 37.50 m de profundidad con respecto al nivel de banquetta (Fig. 35); con una longitud de empotramiento en el estrato resistente de 6.00 m. En la Fig. 36 se presenta en forma gráfica los valores de capacidad de carga admisible. En la siguiente tabla se presenta la capacidad de carga admisible para las pilas.

Diámetro, en m		Ca (t)
Base	Fuste	
1.00	1.00	745.30
1.50	1.00	1214.15
2.10	1.40	1879.62
2.70	1.80	2671.07
3.00	2.00	3112.29

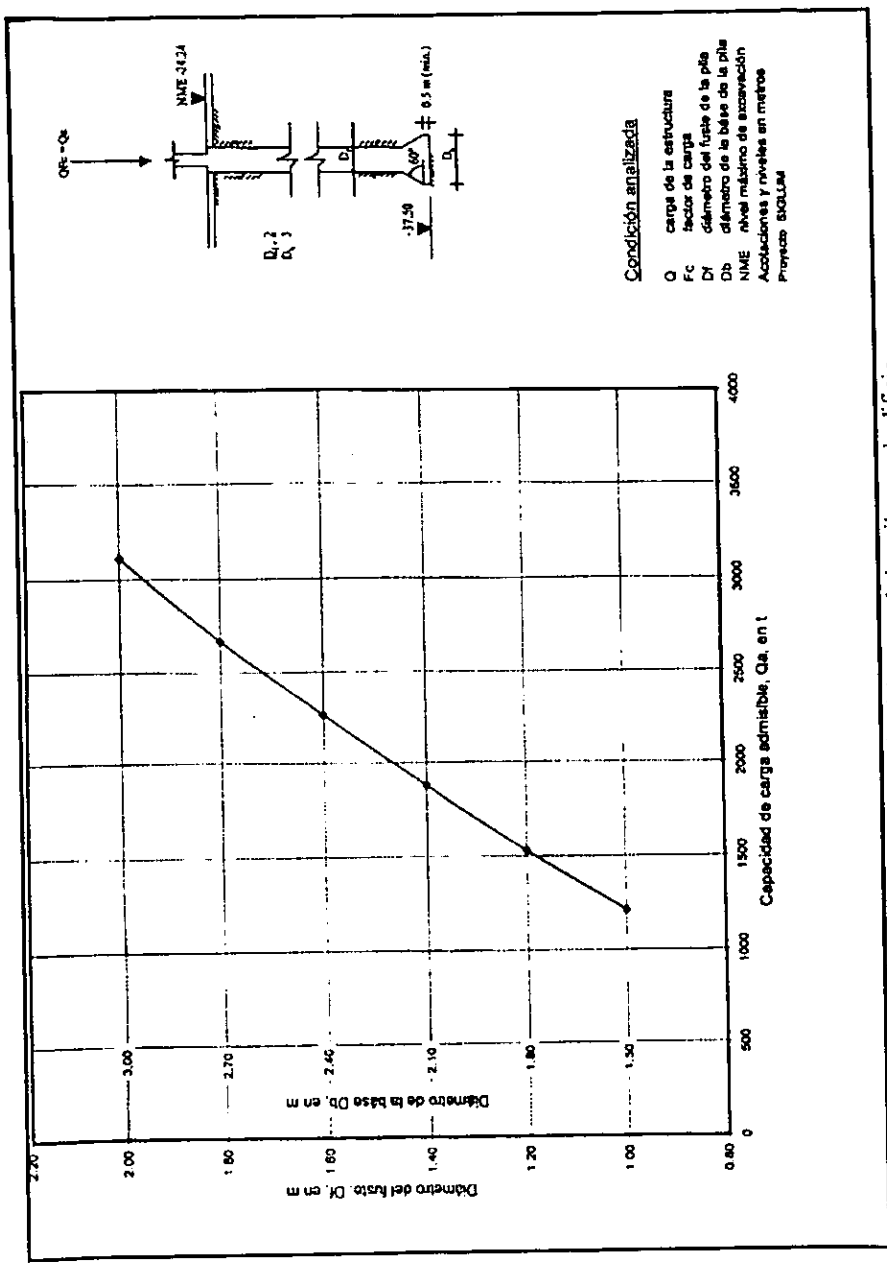


Fig. 36.- Capacidad de carga de las pilas en el edificio.

Capacidad de carga vertical del grupo. Para este caso la ref. 1, establece que se tendrá que verificar el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\Sigma QFc < R \quad (5)$$

donde:

$\Sigma Q Fc \Rightarrow$ suma de incrementos netos de carga debido a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga; las acciones incluirán el peso propio de las pilas.

$R \Rightarrow$ suma de las capacidades de carga individuales, de grupos o la global del conjunto de pilas, cual sea menor.

Suma de las capacidades de carga de las pilas individuales. La suma de las capacidades de carga individuales de las pilas es 72914 t. El peso de las pilas es 1890 t. y el peso de la estructura (multiplicado por el factor de carga, $Fc = 1.4$), es 62339 t. Sustituyendo valores en la desigualdad (5) tenemos:

$$64229 \text{ t.} < 72914 \text{ t.}$$

Se cumple la desigualdad.

Pila de geometría igual a la envolvente de las pilas. La capacidad por punta de una pila de este tipo puede estimarse según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, con la expresión (1) Sustituyendo los valores siguientes en la mencionada expresión:

$$P_v \Rightarrow 25.70 \text{ t/m}$$

$$Nq^* \Rightarrow 105.58 \text{ t/m}$$

$$F_r \Rightarrow 0.35$$

Resolviendo la ecuación (1) con los valores señalados atrás, se tiene que la capacidad de carga para este tipo de pila es $C_p = 996567 \text{ t.}$

La capacidad de carga deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala, empleando la expresión (4). Sustituyendo el diámetro de la pila, 41.76 m en la mencionada ecuación se obtiene, que $F_{re} = 0.506$.

Por lo que la capacidad de carga admisible es $C_{padm} = 504263 \text{ t}$.

El peso de la pila considerando la envolvente de las pilas individuales es 124,282 t. este valor incluye el peso del suelo localizado entre las pilas, 60,053 t, más el peso de la estructura 64,229 t.

Sustituyendo los valores anteriores en la desigualdad (5) tenemos: $124,282 \text{ t} < 504,263 \text{ t}$, desigualdad se cumple, por lo que este mecanismo de falla resulta menos crítico que el anterior.

3.4. Análisis sísmico de la cimentación

Centro de reacción de las pilas. Se realiza un análisis para determinar la posición del centro de reacción del grupo de pilas. En la Fig. 34 se muestra la posición del centro geométrico del grupo de las pilas y la ubicación del centro de cargas de la estructura. Con base en lo observado en dicha figura, la distribución de las pilas permite que estas tengan una respuesta adecuada ante sismo, ya que el centro de reacciones de las pilas coincide prácticamente con el centro de cargas de la estructura, por lo que ante un sismo, las pilas tendrán un incremento sísmico más o menos similar, por ejes, de los más alejados a los más cercanos al centro de reacción.

Con los datos obtenidos en el subcapítulo 2.2 Se hizo un análisis simplificado de la interacción suelo-estructura, con objeto de evaluar el efecto del momento de volteo en los esfuerzos de contacto pila-suelo. Se supuso que las pilas y el suelo tienen un comportamiento elástico. Esto se puede revisar aplicando la siguiente expresión:

$$F_{mom} = F_c W_{din} \pm \frac{M_v}{\sum u^2} v \pm 0.3 \frac{M_v}{\sum v^2} u \quad (6)$$

donde:

$F_{mom} \Rightarrow$ incremento de carga debido a momento de volteo

$F_c \Rightarrow$ factor de carga igual a 1.1

$W_{din} \Rightarrow$ carga actuante en la pila analizada para condiciones dinámicas, en t

$M_v \Rightarrow$ momento de volteo, 79972 t-m

$u \Rightarrow$ distancia al eje principal de inercia en que se determina el incremento de carga, en m

$v \Rightarrow$ distancia al eje principal de inercia en que se determina el incremento de carga, en m

$\Sigma u^2 \Rightarrow$ sumatoria de los cuadrados de las distancias al eje principal de inercia de las pilas con respecto al eje u, 4226 m²

$\Sigma v^2 \Rightarrow$ sumatoria de los cuadrados de las distancias al eje principal de inercia de las pilas con respecto al eje v, 7815 m²

En la tabla 1 se muestran las cargas totales de las pilas durante el sismo. Estas cargas incluyen el peso de la estructura en condiciones dinámicas y el peso propio de la pila, más el incremento de carga debido al sismo. Dichas cargas totales son menores a la capacidad de carga admisible de las pilas.

PILA No.	DIAMETRO DE LA BASE (m)	Fsts t	Q _{max} t	C _{adm} t
1	2.10	848.72	1310.18	1879.62
2	1.50	670.84	1048.24	1214.15
3	1.50	758.84	1014.79	1214.15
4	1.50	769.84	1018.83	1214.15
5	1.50	667.84	1007.78	1214.15
6	2.10	1111.72	1600.33	1879.62
7	2.10	807.72	1276.46	1879.62
8	2.10	1025.72	1410.94	1879.62
9	3.00	2569.30	2729.26	3112.29
10	3.00	2643.30	2761.20	3112.29
11	3.00	2701.30	2954.97	3112.29
12	2.10	655.72	1107.40	1879.62
13	3.00	2254.30	2645.66	3112.29
14	3.00	2278.30	2444.40	3112.29
15	3.00	2318.30	2348.09	3112.29
16	3.00	2421.30	2618.48	3112.29
17	3.00	2116.30	2525.62	3112.29
18	3.00	2697.30	3106.31	3112.29
19	3.00	2207.30	2405.38	3112.29
20	3.00	2104.30	2169.37	3112.29
21	3.00	2089.30	2281.01	3112.29
22	3.00	2017.30	2420.46	3112.29
23	2.10	888.72	1353.21	1879.62
24	2.70	1871.81	2125.36	2671.07
25	2.70	1701.81	1858.36	2671.07
26	2.70	1756.81	1961.65	2671.07
27	1.50	602.84	999.88	1214.15
28	1.50	173.84	675.27	1214.15
29	1.50	564.84	1060.12	1214.15
30	1.00	413.26	698.97	745.3
31	1.00	462.26	671.81	745.3
32	1.00	443.26	690.38	745.3
33	1.50	312.84	708.47	1214.15
34	1.50	691.84	1210.94	1214.15

Tabla 1.- Incrementos de fuerzas debidos a momentos de volteo.
Las cargas incluyen la carga permanente más carga viva con intensidad instantánea y el peso propio de las pilas.

De este análisis se concluye que el suelo no fallará debido a sobreesfuerzo inducido por sismo. Aún cuando es factible que se presenten ligeros asentamientos instantáneos bajo la acción de un sismo como el de diseño.

3.5. Desplazamientos verticales

Los asentamientos son el resultado del acortamiento del fuste de la pila y de las deformaciones del suelo de apoyo. Para las condiciones estratigráficas en que se emplean las pilas en la Ciudad de México, caracterizadas por la ausencia de arcillas compresibles bajo el desplante, el asentamiento de la cimentación se calcula con la siguiente expresión:

$$\delta = Q \left[\frac{L}{E_c A_f} + \frac{m C_s f_p}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \mu^2) \right] \quad (7)$$

de donde:

$\delta \Rightarrow$ deformación, en m

$Q \Rightarrow$ suma de fuerzas actuantes en la pila, t

$L \Rightarrow$ longitud de la pila, en m

$E_c \Rightarrow$ módulo de elasticidad del concreto de la pila, en t/m^2

$A_b \Rightarrow$ Área transversal de la base de la pila, en m

$A_f \Rightarrow$ Área transversal del fuste de la pila, en m

$m \Rightarrow$ factor de forma, 0.95

$C_s \Rightarrow$ factor de rigidez, 1.0

$f_p \Rightarrow$ factor de profundidad, 0.5

$E_s \Rightarrow$ módulo de elasticidad del suelo de apoyo, $20000 t/m^2$

$\mu \Rightarrow$ relación de Poisson, 0.35

Según la información proporcionada, la resistencia del concreto será de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. En la tabla 2 se muestran resumidos los valores obtenidos para pilas, en la cual también se indica la suma de fuerzas actuantes considerando las cargas permanentes más carga viva con intensidad media, tomando en cuenta el peso propio de la pila. El asentamiento máximo fue de 2.30 cm y los asentamientos relativos fueron menores de 0.004, asentamientos que son admisibles por la ref. 1.

PILA No.	DIAMETRO DE LA BASE (m)	F_{mean} t	ASENTAMIENTO m
1	2.10	736.72	0.012
2	1.50	590.84	0.014
3	1.50	656.84	0.016
4	1.50	668.84	0.016
5	1.50	577.84	0.014
6	2.10	963.72	0.015
7	2.10	701.72	0.011
8	2.10	889.72	0.014
9	3.00	2225.30	0.022
10	3.00	2288.30	0.023
11	3.00	2339.30	0.023
12	2.10	670.72	0.009
13	3.00	1964.30	0.020
14	3.00	1974.30	0.020
15	3.00	2009.30	0.020
16	3.00	2097.30	0.021
17	3.00	1836.30	0.018
18	3.00	2336.30	0.023
19	3.00	1913.30	0.019
20	3.00	1825.30	0.018
21	3.00	1812.30	0.018
22	3.00	1750.30	0.018
23	2.10	771.72	0.012
24	2.70	1621.81	0.016
25	2.70	1476.81	0.017
26	2.70	1822.81	0.017
27	1.50	622.84	0.013
28	1.50	152.84	0.004
29	1.50	488.84	0.012
30	1.00	358.26	0.012
31	1.00	401.26	0.013
32	1.00	385.26	0.012
33	1.50	272.84	0.007
34	1.50	814.84	0.015

Tabla 2.- Asentamientos elásticos en las pilas.
Las cargas incluyen la carga permanente más la carga viva con intensidad instantánea media y el peso propio de las pilas.

3.6. Empujes sobre los muros rígidos de los sótanos

Los muros perimetrales de los sótanos deberán ser diseñados para resistir la presión indicada en la Fig. 37. Para el cálculo de este empuje se consideró. La presión que ejerce la masa de suelo por peso propio en condiciones de reposo y una sobrecarga perimetral de 2.00 t/m^2 , uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno en un área rectangular contigua al muro, afectada por el coeficiente de presión de tierras. Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas se sumó a los empujes anteriores la componente horizontal debida a sismo, considerando un coeficiente sísmico de 0.16. En La Fig. 37 se presenta en forma gráfica la distribución de presiones totales que actuarán sobre los muros. Con estas presiones deberán diseñarse los muros perimetrales de los sótanos.

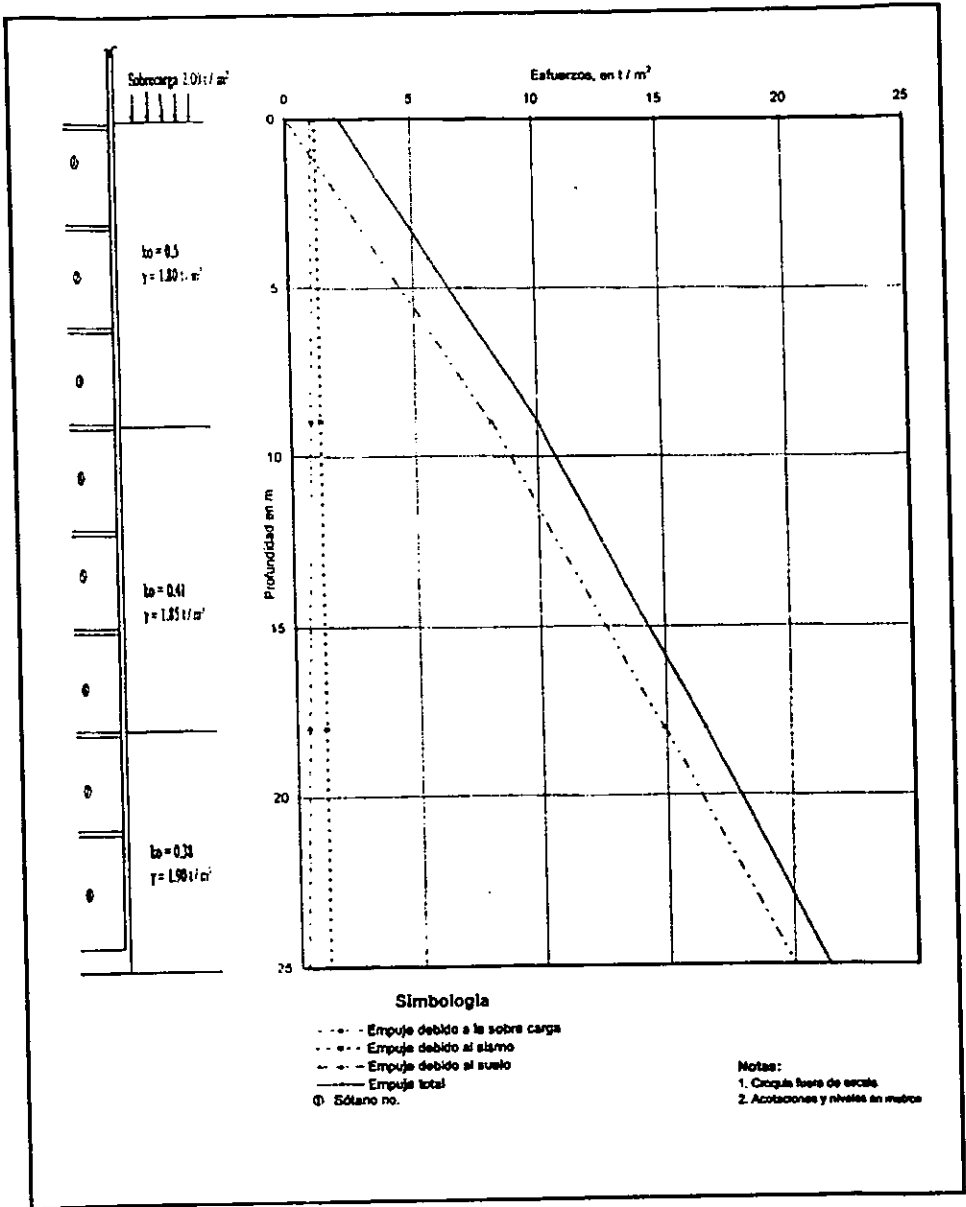


Fig. 37.- Empuje sobre los muros rígidos.

CAPÍTULO 4

EXCAVACIÓN Y ESTABILIDAD DE TALUDES

4. EXCAVACIÓN Y ESTABILIDAD DE TALUDES.

Las cimentaciones de la mayor parte de las estructuras se desplantan debajo de la superficie del terreno. Por lo tanto, no pueden construirse hasta que se ha excavado el suelo o roca que esta arriba del nivel de la base de las cimentaciones.

Ordinariamente, el ingeniero especialista en cimentaciones no se encarga de elegir el equipo de excavación en un lugar dado, ni de diseñar el apuntalamiento, si se necesita. Se considera que esta operación corresponde al contratista. Sin embargo, generalmente es obligación del ingeniero aprobar o recusar el procedimiento de construcción propuesto por el constructor y revisar el proyecto del apuntalamiento. Al ejercer estas funciones, solamente concierne al ingeniero comprobar que los procedimientos propuestos permitan hacer la construcción satisfactoria de la estructura; y ordinariamente se presume que no va a ordenar la manera en que se debe efectuarse la construcción.

4.1. Empuje sobre los muros de concreto lanzado.

El procedimiento de excavación deberá de realizarse mediante taludes verticales retenidos por muros de concreto lanzado reforzados con malla metálica electrosoldada sujetos por anclas de fricción de 10 cm de diámetro, con un tensor constituido por un paquete de torones de 0.6" y longitudes variables.

Se consideró que la excavación tendrá una profundidad máxima de 24.24 m.

En la determinación de presiones que se generarán sobre los muros anclados al talud vertical, se consideró, según la ref. 6, la presión que ejerce la masa del suelo por peso propio afectada por el coeficiente de presión de tierras activo y una sobrecarga perimetral de 2.00 t/m^2 , uniformemente repartida actuando en la superficie del terreno. Para tomar en cuenta las solicitaciones sísmicas se sumo a los empujes anteriores la componente horizontal debida a sismo, considerando un coeficiente sísmico de 0.16. La envolvente de presiones horizontales totales se transforma al diagrama trapezoidal equivalente propuesto por Peck, ref. 7, cuya base mayor es la

profundidad máxima de excavación, la base menor es el 75 % de la profundidad considerada y la altura de la envolvente se obtiene con la siguiente expresión:

$$h = \frac{2A}{B+h} \quad (8)$$

donde:

$h \Rightarrow$ presión horizontal máxima

$A \Rightarrow$ volumen de esfuerzo considerando la superposición de las presiones debidas al suelo, a la sobrecarga y al sismo

$B \Rightarrow$ profundidad máxima de excavación

$b \Rightarrow 0.75B$

La envolvente de presión, diseño e instalación de anclas se presenta en la figura 39, para las colindancias con vía pública y con la estructura de dos niveles.

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**

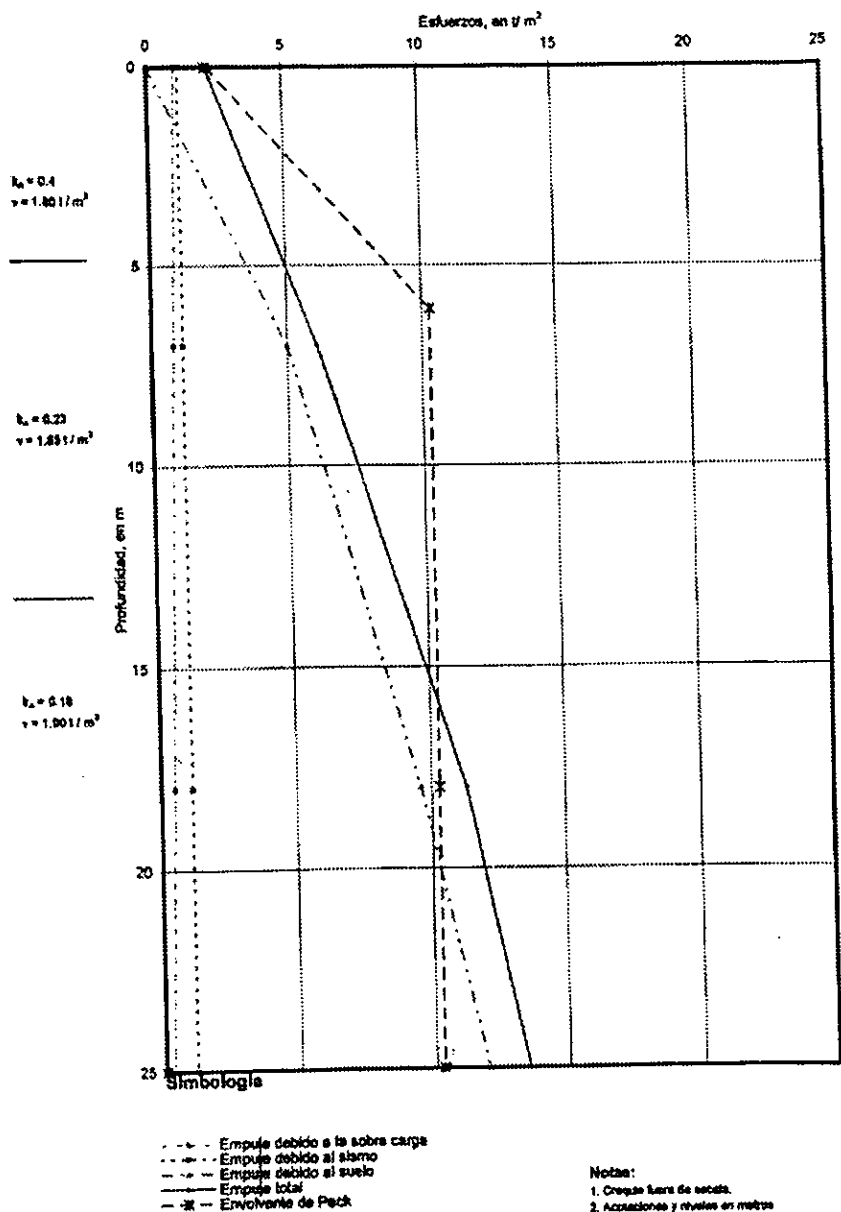


Fig. 38.- Empujes para diseño de anclas

Los sistemas de retención basándose en anclas en suelos son anclajes inyectados, empotrados en el suelo en los que por medio de un elemento de tracción de acero y un cuerpo de inyección delimitado por una perforación se aplican fuerzas al suelo, longitud activa. En la zona del ancla no inyectada el tensor mantiene su libertad de movimiento, longitud libre. El anclaje se realiza en la parte exterior por medio de cuñas de apriete y discos de anclaje que sujetan a los torones del tensor.

El criterio para determinar la longitud activa de las anclas considera que estas deben prolongarse detrás de la zona de posible deslizamiento, determinada por:

$$B = 45^\circ + \varphi/2 \quad (9)$$

donde:

$B \Rightarrow$ Ángulo formado con respecto a la horizontal

$\varphi \Rightarrow$ Es el ángulo de fricción de los materiales que constituyen el talud retenido por las anclas.

El ancla transfiere su carga al suelo a través de la resistencia friccionante entre la interfase ancla-suelo de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$P = (c + P_i \tan \varphi) D L \pi Fr$$

donde:

$P \Rightarrow$ capacidad de carga del ancla, en t

$c \Rightarrow$ cohesión del material en que se instala el ancla, igual a 6.00 t/m²

$P_i \Rightarrow$ presión de inyección de la lechada, 3.00 kg/cm²

$\pi \Rightarrow$ 3.1416

$D \Rightarrow$ diámetro del cuerpo del ancla, 0.10 m

$L \Rightarrow$ longitud del ancla, en m

$\varphi \Rightarrow$ ángulo de fricción interna del suelo en el que se instalará el ancla, considerado de 36°

$Fr \Rightarrow$ factor de reducción igual a 0.70

Considerando que las anclas tendrán la inclinación, con respecto a la horizontal, y la separación mostradas en la Fig. 39, se obtuvieron las

longitudes necesarias, su distribución y la capacidad requerida, indicadas en la misma, para las colindancias con vía pública y con la estructura de dos niveles.

Tomando en cuenta las distancias presentadas en el plano topográfico del predio, se determinó la posición de las anclas, tanto en dirección vertical como horizontal, en los cuatro taludes del predio. La distribución de las anclas en los taludes se muestra en las Figs. 40 a 43.

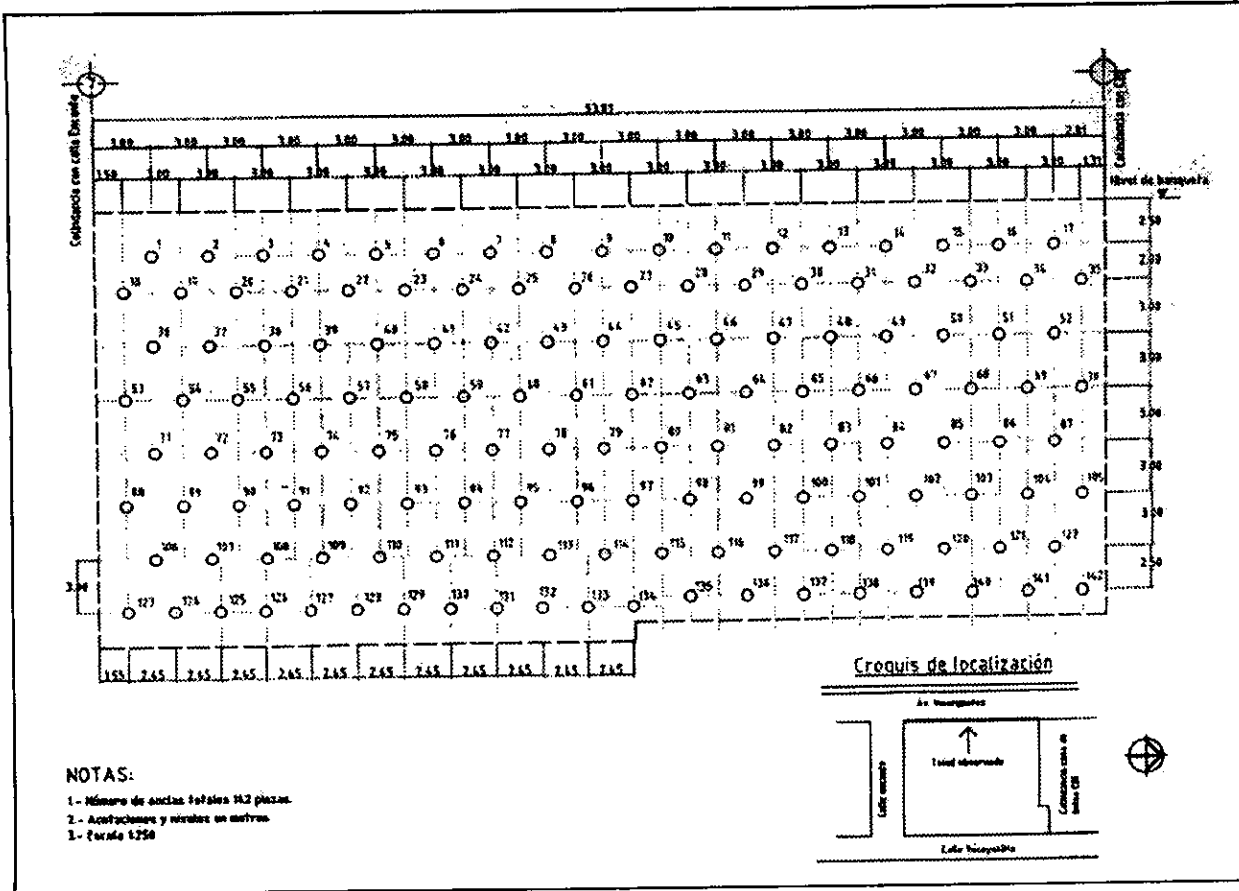


Fig. 40.- Distribución de anclas en talud de Av. De Los Insurgentes.

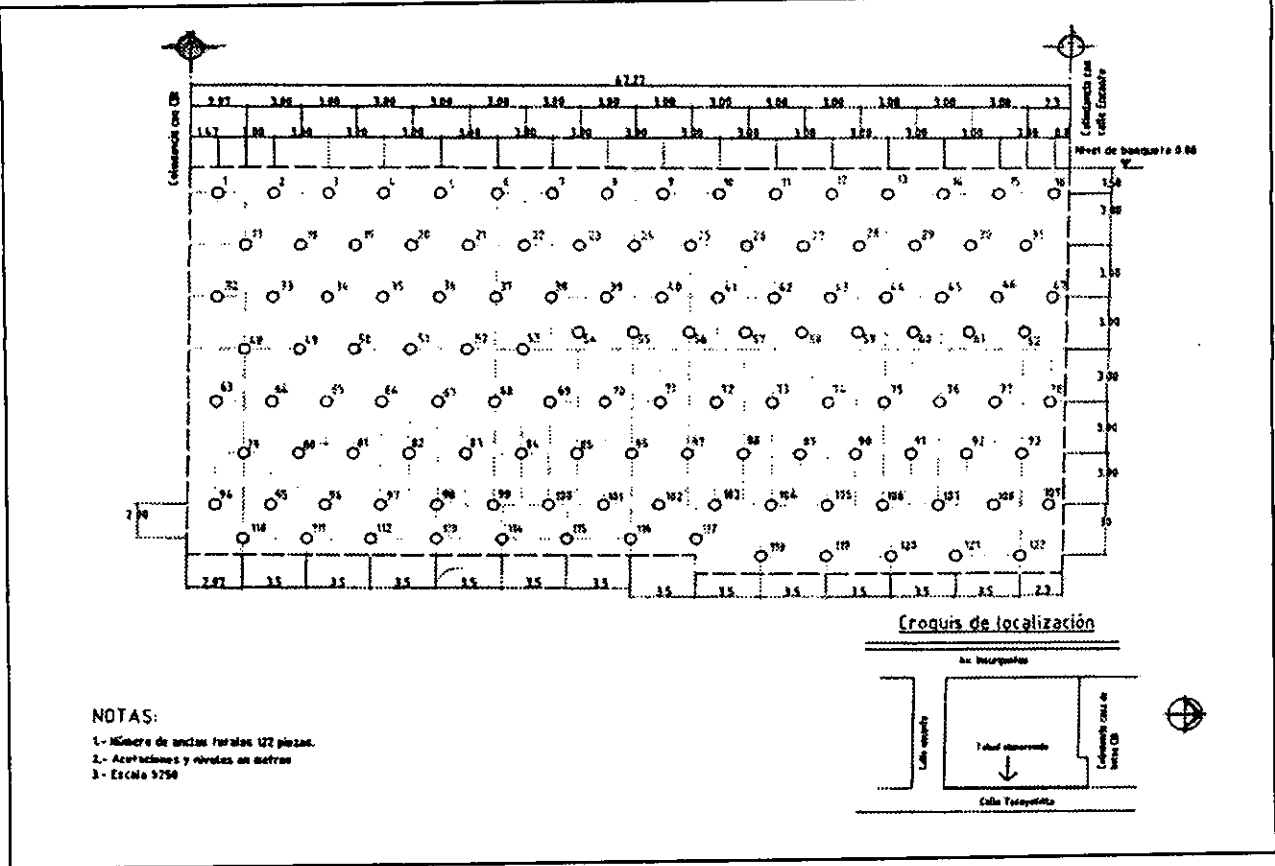


Fig. 41.- Distribución de anclas en talud de calle Tecoyotitla.

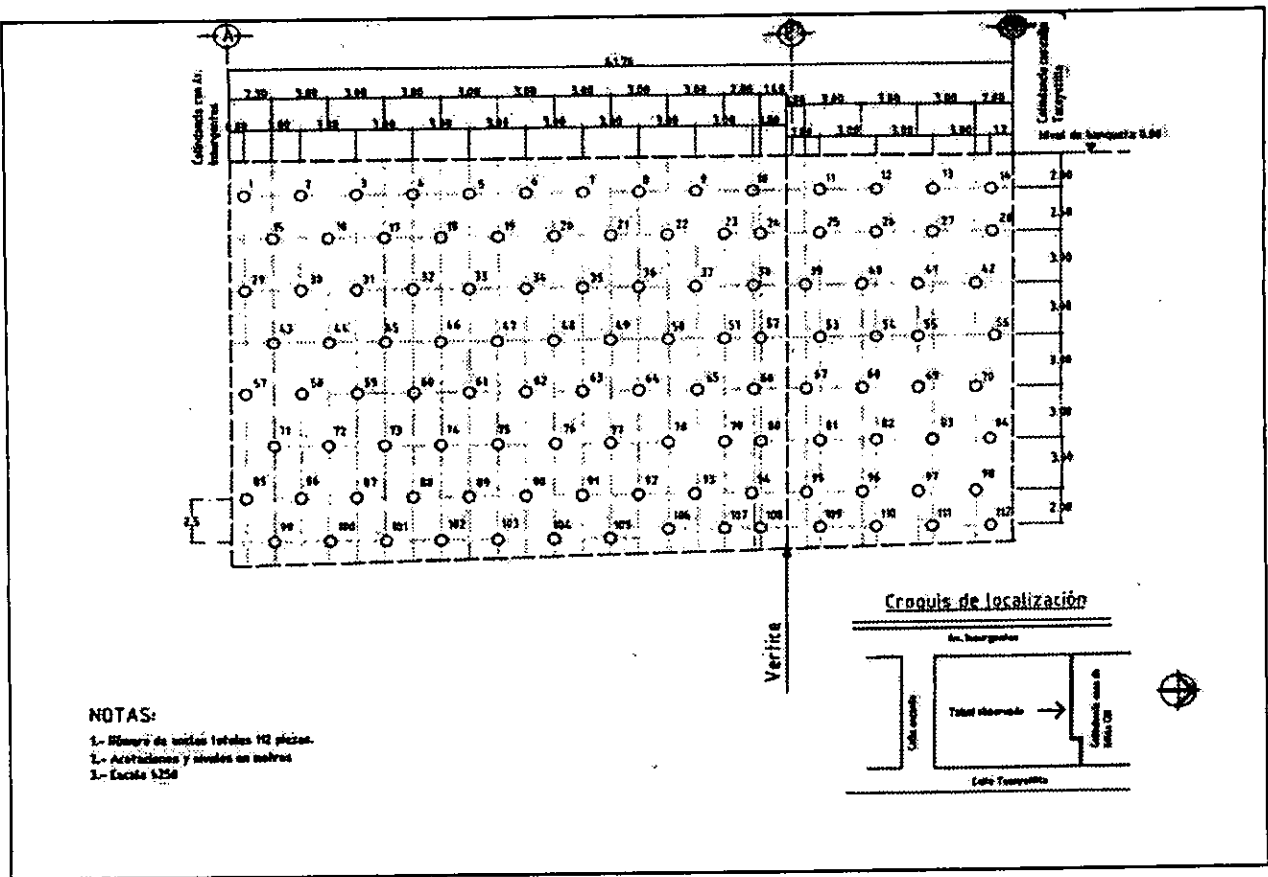


Fig. 42.- Distribución de anclas en talud sobre colindancia con CBI.

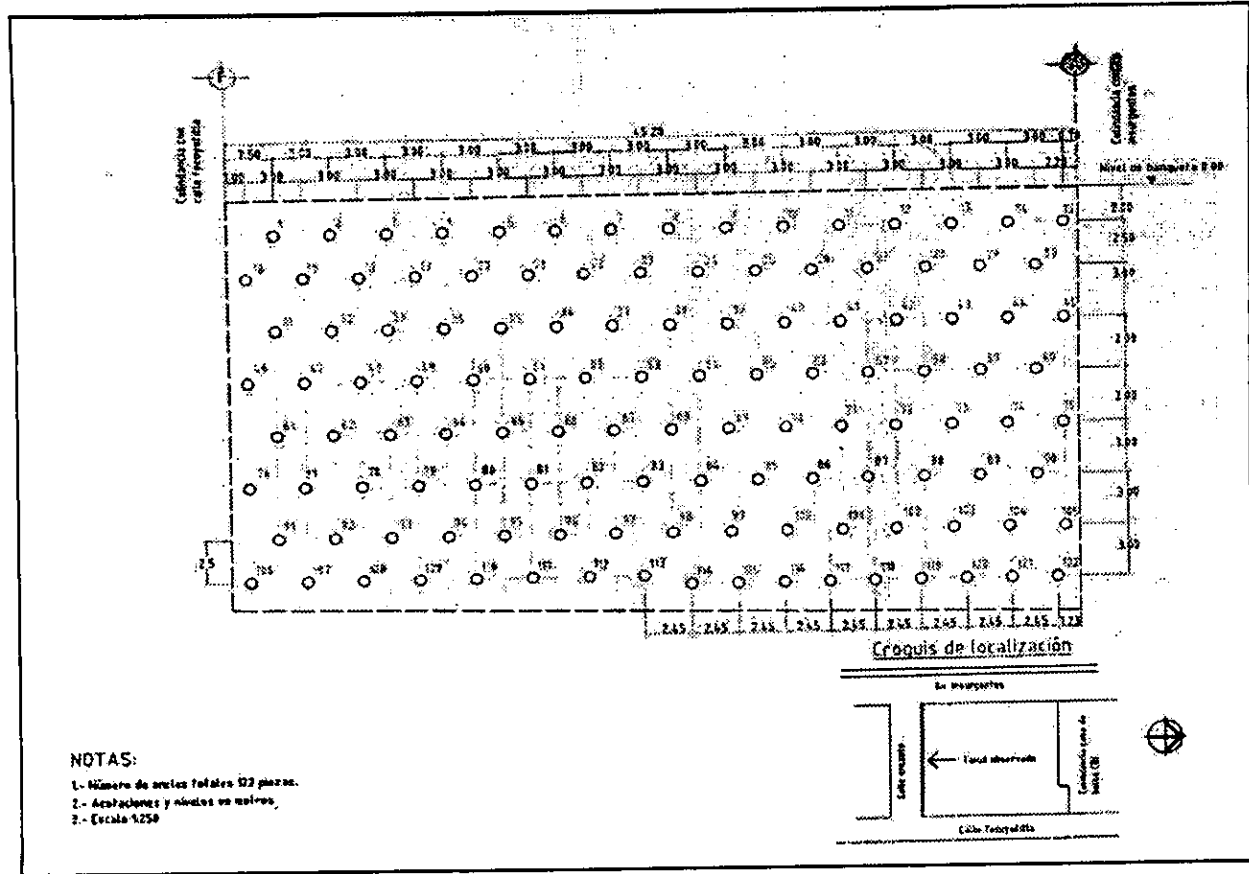
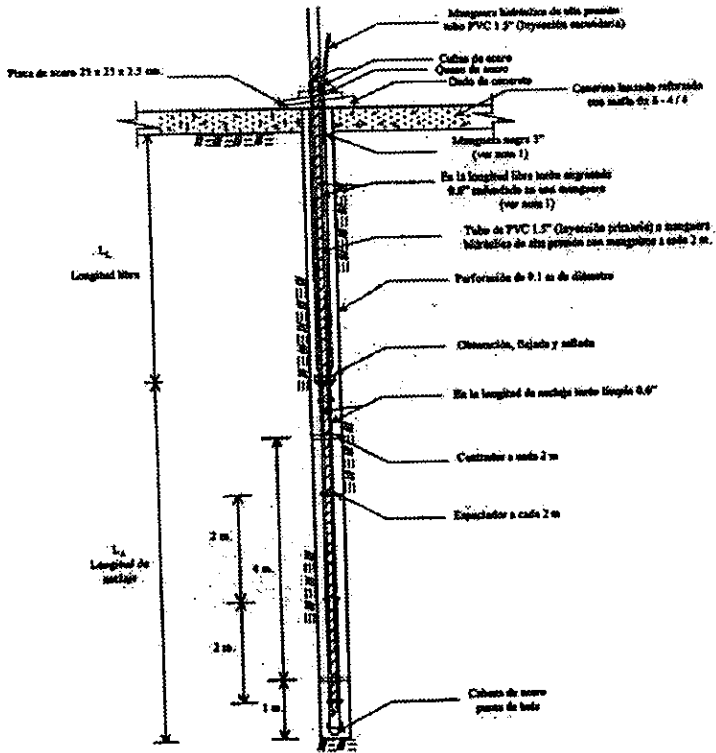


Fig. 43.- Distribución de anclas en taludes sobre calle Encanto.

4.3. Instalación de las anclas.

Perforación de barrenos. Se realizará la perforación de los barrenos con la longitud e inclinación especificada en la figura 39, con perforadora de rotomartillo neumático, el diámetro real de la perforación será de 10 cm, para el desalojo del material de corte dentro de la perforación se utilizará aire a presión. Cuando se alcance la longitud de proyecto se verificará que el barreno no se haya bloqueado. Si hubiera caídos se introducirá nuevamente la tubería de la perforación y se aplicará una lechada de agua cemento que permita estabilizar las paredes del barreno y su reperforación. Una vez que la perforación se encuentre limpia se colocará en su interior el tensor, para lo cual a la parte inicial del ancla, se fijará una cabeza de bala con el fin de que al introducir el ancla en el barreno las puntas de los torones no se atoren en la perforación ni generen caídos durante la instalación. El tensor se fijará al suelo mediante la inyección a presión de mortero de cemento.

Características de las anclas. Los tensores de las anclas estarán formados por torones de 0.6" para las anclas de 60 t y de cinco torones para las anclas de 75 y 90 t de capacidad. En la figura 44 se muestran las características de las anclas.



NOTAS:

- 1.- La proyección de los torques en la longitud libre se hará con manguera negra.
- 2.- Cosepeo fuera de escudo.
- 3.- Acomodación en sitio.

Fig. 44.- Características del ancla de fricción.

En los anclajes de cables de 0.6" de diámetro, la zona libre de dilatación se protegerá con grasa y tubos envolventes para cada cable o torón, de tal manera que permitan el libre alargamiento del elemento de tracción entre la cabeza de anclaje y el tramo de anclaje activo, de esta manera se mantiene la capacidad de revisión y postenzado del anclaje; en la zona de anclaje basta el efecto protector del recubrimiento de mortero de cemento, con un espesor mínimo de 2.0 cm. El extremo exterior del anclaje se protegerá contra la corrosión mediante capuchones de acero o plástico.

Las anclas deberán tener espaciadores con el propósito de ayudar a asegurar que la lechada de cemento cubra cada uno de los torones en forma independiente, para protegerlo contra la corrosión y para desarrollar una adecuada resistencia en la unión entre ellos, se colocarán a cada dos metros.

También se colocarán centradores a cada 2.0 m sobre el haz de torones ensamblados, para mantener el espacio requerido entre el tensor y la perforación, asegurando así un espesor adecuado de lechada de cemento rodeando al cuerpo del tensor (mínimo 0.5").

Inyección de los barrenos. La mezcla a inyectar consistirá en una lechada compuesta por agua cemento, en proporción 1-2, en peso, respectivamente.

El agua utilizada será limpia y deberá mezclarse perfectamente con el cemento para disolver todos los grumos y obtener una mezcla homogénea, una vez logrado esto, se colocará la lechada en el depósito de la bomba de inyección.

Para efectuar la inyección se empleará una bomba de propulsión o neumática que tenga un rendimiento tal que permita inyectar con economía y eficiencia el volumen de lechada que requieran las anclas.

La inyección se deberá realizar a una presión de 3.00 kg/cm^2 , en la siguiente forma:

- a) Adaptar la manguera de la bomba al tubo con manguitos a cada metro, iniciando la inyección desde el fondo de la perforación.

- b) Accionar la válvula de salida de la bomba para iniciar la inyección, verificando mediante un manómetro limpio y calibrado, que la presión no exceda al valor especificado.
- c) Debido a las características de los materiales que alojan a los tensores, el volumen de inyección no es posible precisarlo, por lo que en caso de detectarse una fuga, en función del volumen calculado, se suspenderá la inyección y se reiniciará 24 horas después, hasta que la lechada retorne.
- d) Antes del tensado, únicamente se inyectará la parte activa del ancla.
- e) En la longitud no activa se protegerán los elementos metálicos contra la oxidación, enfundándolos mediante grasa en una manguera tipo hidráulica.

Pruebas de control de calidad de la lechada de inyección. Con el objeto de garantizar la capacidad de las anclas, será necesario verificar la resistencia de la lechada empleada, para ello se deberá tomar y probar cuando menos una muestra por cada cinco anclas inyectadas. Cada muestra consistirá en tres probetas, las cuales se probarán a edades de 1, 3 y 7 días, y deberán identificarse con los datos de fecha y localización en que se empleó la lechada. Para considerar adecuada la lechada empleada, la resistencia a la compresión a los 7 días de edad, deberá de ser mayor de 100 kg/cm^2 , la relación agua cemento podrá variar para satisfacer este requisito.

Tensado de las anclas. Tras el fraguado del mortero de cemento y el montaje de los dispositivos de anclaje exteriores se efectúa el tensado mediante gatos hidráulicos, 72 horas después de realizada la inyección de las anclas y después de haber construido el muro de concreto lanzado reforzado, las anclas se sujetarán al muro por medio de un disco de acero en forma cónica de 16 cm de diámetro ("queso"), apoyado sobre una placa de acero de $25 \times 25 \text{ cm}$ y 1" de espesor, los cables torón atravesarán el disco en cada uno de los orificios correspondientes, colocando a cada torón su cuña respectiva, efectuando el tensado por incrementos y finalmente fijando los torones al disco mediante las cuñas, lo que se realiza automáticamente con el equipo con que se lleva a cabo el tensado, conforme aumenta la tensión en los torones, que debe de ser uniforme en todos los torones que constituyen el tensor. En esta operación el elemento de tracción de acero (tensor) debe poder dilatarse entre la longitud de anclaje y la cabeza de anclaje, dentro de la denominada longitud libre del tensor.

Una vez terminado el tensado se cortan las puntas sobrantes del cable torón a una distancia de 2 cm de las cuñas de sujeción al disco, cubriéndose con un capuchón relleno con mortero, pintando finalmente el capuchón y la placa metálica con pintura epóxica.

La carga de tensión que se realiza en cada una de las anclas y el método de aplicación de la carga será el siguiente:

- Se aplicara la tensión en cuatro incrementos de 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 115% de la tensión de diseño.
- Se descargará en su totalidad el ancla, después de 5 minutos.
- Se volverá a tensar las anclas en incrementos del 25% de la tensión de proyecto hasta alcanzar el 100%, y se sujetará al muro de concreto.
- Se inyectará la parte no activa a través de la preparación previa dejada específicamente para ello.

4.4. Instrumentación

Antes de iniciar los trabajos de excavación será necesario instalar referencias superficiales, referidas a un banco de nivel superficial, que indiquen mediante nivelaciones de precisión los movimientos tanto horizontales como verticales en el suelo y en la estructura vecina; generados por la excavación y la construcción de la cimentación del edificio que se pretende construir.

Tomando en cuenta las características del suelo del edificio por construir y la estructura vecina se recomienda colocar la siguiente instrumentación:

Banco de nivel superficial. El banco de nivel superficial de referencia deberá estar ubicado fuera del área de influencia de cargas y descargas de la estructura, por ejemplo en la esquina nororiente la Av. Insurgentes Sur y la calle Olivo.

Referencias superficiales. Tendrán por objeto medir los desplazamientos horizontales y verticales que ocurran en la superficie del terreno que circunda la excavación. Las referencias superficiales son puntos

fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en los muros de la estructura vecina.

Testigos superficiales. Son cilindros de concreto simple de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, con un perno de cabeza esférica empotrado en su extremo superior. Las referencias superficiales deberán instalarse definiendo líneas de colimación paralelas al perímetro de la excavación para evitar que se presenten desplazamientos durante el proceso de construcción. En las colindancias con la Av. Insurgentes, Tecoyotitla y Encanto, la separación entre testigos superficiales será de 6.00 m y a una distancia de un metro del límite de la excavación.

El proceso será el siguiente, Fig. 47:

- a) Se trazan las líneas de colimación paralelas a la excavación y a las distancias recomendadas;
- b) se perforan los sitios que alojarán los testigos;
- c) se colocan los testigos en las perforaciones, confinándolos con mortero, inmediatamente se comprueba con un tránsito la alineación de los testigos que formarán la línea, y
- d) se marcarán los testigos con su clave de identificación y se protegerán hasta que haya fraguado el mortero.

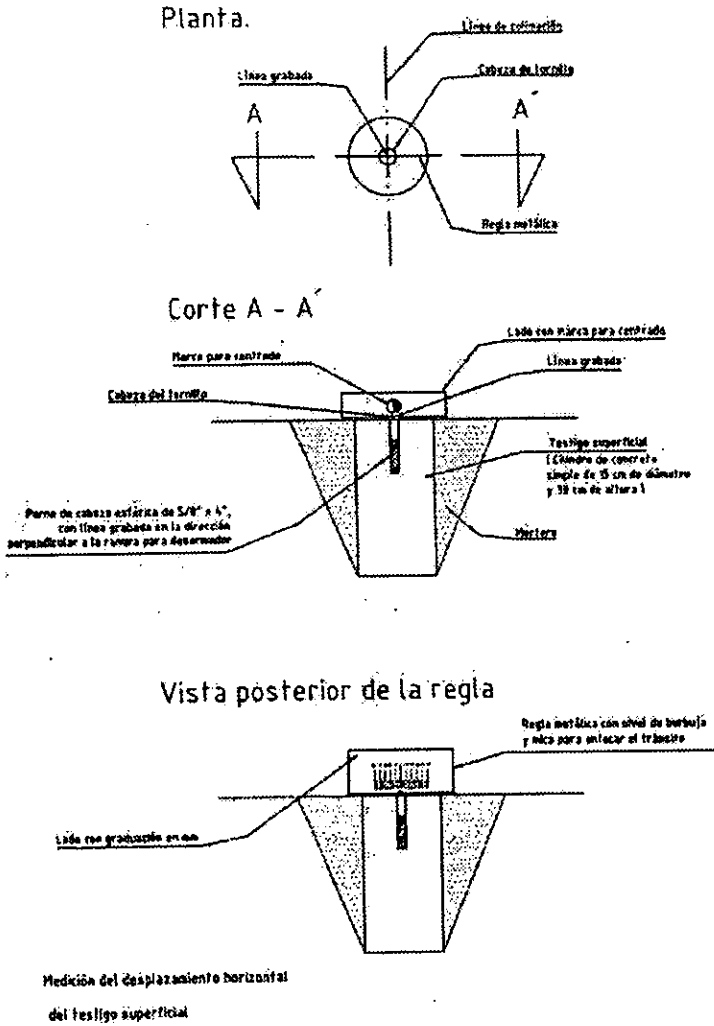


Fig. 45.- Testigo superficial.

Testigos en los muros. Es una referencia de nivel horizontal formada por un triángulo rojo pintado sobre fondo blanco. Estas referencias se deberán pintar en los muros de la estructura vecina, a una altura aproximada de 1.50 m sobre el nivel de banqueta actual. La cantidad mínima de testigos será de tres en cada muro de la estructura y la separación máxima será de 10.00 m.

Mediciones. Las mediciones de las líneas de colimación se deberán realizar con un tránsito, con plomada óptica y precisión de 15 seg. y una regla de medición que este graduada en milímetros, y cuenta con un nivel de burbuja y mira para enfocar el tránsito. Las mediciones se harán dos veces en cada posición del aparato. De esta manera se determinará la ausencia y/o presencia de movimientos horizontales en la corona del talud.

Las mediciones de los testigos pintados y superficiales se realizarán con un nivel topográfico de precisión, con radio de curvatura de 20.00 m y ampliación de 25 diámetros. Los desplazamientos verticales se determinarán mediante nivelaciones diferenciales entre los testigos y estas permitirán determinar la influencia de los desplazamientos verticales inducidos por la excavación en la estructura localizada en la periferia de la excavación.

Una vez colocadas las referencias superficiales y antes de iniciar los trabajos de excavación, se deberá realizar la alineación y la nivelación de las referencias superficiales, las cuales servirán de base para las mediciones posteriores. Las nivelaciones se deberán referenciar al banco de nivel superficial y deberán realizarse diariamente durante los trabajos de excavación, y cada tercer día durante la construcción de los muros perimetrales.

Referencias en la estructura. Se recomienda colocar un banco de nivel al centro y uno en cada extremo de la losa del sótano 8 y posteriormente en las columnas correspondientes en la planta baja del edificio y nivelarlos con respecto al banco de nivel de referencia de la obra. Las nivelaciones deberán correrse con una frecuencia tal que permitan llevar una historia de la evolución de los movimientos verticales. Se recomienda que se hagan mensualmente hasta el término de la construcción del edificio y cuatro nivelaciones trimestrales después de finalizada la construcción del edificio.

4.5. Concreto lanzado

Estas especificaciones se refieren a los requisitos que deberá reunir el concreto lanzado para estabilizar y proteger las paredes del terreno, preservando además sus condiciones naturales de humedad

Los elementos que intervienen en la elaboración de este material: agregados, cemento, agua y aditivos, cumplirán con las especificaciones que se mencionan más adelante, así mismo, los equipos de dosificación y lanzado que se utilicen.

Es necesario además, que el constructor cuente con el personal y equipo especializado para la aplicación de este concreto.

Tipo de mezcla. De preferencia se utilizará el tipo de mezcla seca para la elaboración del concreto lanzado, sin embargo, la Contratista podrá optar por el uso de mezcla húmeda, de contar con los equipos adecuados necesarios.

Equipo y procedimientos. El contratista deberá proporcionar una lista del equipo que pretende usar, así como de los procedimientos de construcción que se propone seguir, para que sean aprobadas por la Residencia y la Supervisión de la Obra. En todo caso el equipo deberá ser capaz de cumplir con los siguientes requisitos:

Mezcla y transportación. El Contratista tiene opción a mezclar y transportar los elementos del concreto lanzado de acuerdo con una de estas dos alternativas:

- a) Mezclar los ingredientes en seco en una revolvedora y transportarlos secos hasta el lugar del equipo de lanzado.
- b) Transportar el cemento y demás elementos, separados y medidos en las proporciones adecuadas hasta el lugar del equipo de lanzado y ahí mezclarlos.

Los agregados, el cemento y el aditivo, deberán ser mezclados en tal forma que se obtenga una mezcla homogénea. Para la medición y adición del aditivo acelerante deberá contarse con un dispositivo para su correcta dosificación.

En cualquiera de las dos opciones, los materiales deberán ser transportados y descargados a las máquinas lanzadoras en forma tal, que no se produzca segregación de los componentes de la mezcla.

Todas aquellas mezclas secas de cemento y agregados que tengan mas de 30 minutos de haberse terminado y no se hayan utilizado deberán desecharse. En igual forma se procederá con aquellas mezclas que presenten hidratación prematura.

Colocación. Inmediatamente antes de la colocación del concreto lanzado deberá removerse todo el material suelto, incluyendo el rebote de colocaciones previas y deberá humedecerse la superficie que se va a cubrir, aplicando agua a una presión adecuada.

La superficie deberá estar húmeda para facilitar la adhesión del concreto. No deberá lanzarse concreto sobre superficies secas o polvosas.

En la colocación del concreto lanzado, se empleará personal debidamente capacitado por la contratista y aprobado por la supervisión, tanto en la aplicación directa como a través de equipos mecánicos (Robot).

Se previnieron todas las instalaciones y maquinaria para que se pueda lanzar el concreto en todo momento, con el objeto de asegurar la protección y avance de los trabajos.

El concreto lanzado debe colocarse sin exceso de agua, de manera que se forme una cubierta uniforme, libre de laminaciones, huecos, abolsamientos y otros defectos.

Es importante que la posición de la boquilla de lanzado se mantenga cercana a la perpendicular con respecto a la superficie por cubrir esté entre 1.00 y 1.50 m para esto será indispensable que el lanzador disponga de plataformas que permitan cumplir con éste requisito.

La contratista no podrá llevar a cabo estos trabajos, de no contar con los elementos antes señalados. El espesor del concreto lanzado deberá ser el especificado para garantizar la estabilidad y soporte del talud.

Cuando se requiera colocar más de una capa de concreto lanzado, esta deberá aplicarse hasta que la capa anterior haya endurecido en su superficie para que durante el lanzado de la siguiente no se afecte su integridad ni su adhesión al terreno. No podrá ser utilizado el rebote de colocaciones anteriores.

Máquina lanzadora La máquina lanzadora deberá ser de una marca reconocida para este tipo de trabajo, capaz de manejar mezclas secas de cemento y agregado grueso y lanzarlas con presión de aire desde su bomba a la boquilla. La presión de aire comprimido en la máquina lanzadora se

mantendrá constante y no menor de 2.50 kg/cm^2 a la salida del recipiente de presión, para poder lograr densidades de concreto adecuadas, incrementándose dicha presión a razón de 0.03 kg/cm^2 por cada metro de longitud en la manguera.

En el extremo de la boquilla de lanzado se añade el agua a una presión no menor de 4.00 kg/cm^2 y siempre mayor que la del aire para que se mezclen homogéneamente el cemento y los agregados.

La máquina lanzadora deberá ser capaz de manejar agregados gruesos de tamaño de 20 mm ($3/4''$) y tendrá un diseño tal que permita el lanzado uniforme del concreto. La máquina deberá mantenerse limpia y en buenas condiciones de trabajo para cumplir su cometido.

Características del concreto lanzado El concreto lanzado deberá alcanzar una resistencia mínima de 200 kg/cm^2 a 28 días, determinada en corazones obtenidos de artesas colocadas durante las etapas de lanzado; el diámetro de los corazones no será menor de 7.5 cm ($3''$) con una relación de esbeltez de 2.0.

Para comprobar la acción del aditivo acelerante a edades menores a los 28 días, se realizarán pruebas a 24 horas y 3 días en corazones obtenidos de la misma artesa. La resistencia mínima a las edades referidas, no será menor de 110 y 140 kg/cm^2 respectivamente.

Por cada edad se ensayarán cuando menos dos corazones, aceptándose que el concreto cumple con los requisitos de resistencia si el promedio de los resultados es igual o mayor al 85% de la fijada para cada edad y ningún valor individual es menor al 75% de la misma.

Materiales

Cemento. El cemento usado en el concreto lanzado deberá cumplir con las normas de aceptación de la Norma Mexicana DGN-C-1 y DGN-C-2, para los tipos I, II, III o Pozolánico.

Agregados. La calidad y granulometría de estos materiales, tanto finos como gruesos deberán cumplir con las siguientes especificaciones:

a) Características Generales. Los agregados gruesos consisten de partículas duras, resistentes, durables y limpias en su superficie, de piedra triturada, grava natural o una combinación de ambos, con la aprobación de la Supervisión de la Obra.

Los agregados finos de arena natural, arena triturada o una combinación de ambas con la aprobación de la Residencia de Obra y la Supervisión. Todos los agregados deberán cumplir con las especificaciones de calidad correspondientes a agregados para concreto.

b) Tamaños. Los agregados se clasificarán de acuerdo con su tamaño:

- Grueso: que pasan la malla de $5/8''$ y quedan retenidos en la malla No.4.
- Finos: los que pasan la malla No.4 y quedan retenidos en la malla No.200.

El tamaño máximo que se indica ($5/8''$), se ha establecido considerando un espesor medio de recubrimiento de 7 cm y podrá modificarse si este valor medio varía en ± 2.0 cm, adaptándolo a estas condiciones, con previo conocimiento de la Residencia y la Supervisión.

c) Granulometría. Se aceptará que desde el banco, los agregados finos y gruesos se combinen para obtener una graduación continua comprendida en los rangos que a continuación se especifican.

TAMANOS	% QUE PASA
16 mm ($5/8''$)	100
13 mm ($1/2''$)	80 - 100
9 mm ($3/8''$)	70 - 88
Nº 4	53 - 73
Nº 8	35 - 53
Nº 16	20 - 38
Nº 30	13 - 26
Nº 50	7 - 15
Nº 100	3 - 8
Nº 200	0 - 5

d) Reacción del cemento y los agregados. Los agregados no deberán reaccionar con los álcalis del cemento, si los agregados produjeran una expansión excesiva en el mortero o en el concreto debido a la reacción con el cemento, deberán desecharse a menos que se apliquen las medidas correctivas, como utilizar cemento bajo en álcalis.

Agua. El agua debe estar limpia y libre de sustancias agresivas o deletéreas como aceite, arcilla, limo, ácidos o materia orgánica.

Aditivo acelerante. Para acelerar el fraguado en el cemento se utilizará un aditivo que una vez mezclado con el cemento y el agua cumpla con los valores siguientes, indicados en la Norma ASTM-C-191:

Tiempos de fraguado:

Inicial: 3 minutos, máximo.

Final: 12 minutos, máximo.

Resistencias a la compresión simple de la pasta, en cubos de 5 cm, a la edad de 8 horas.

60 kg/cm² (mínimo.)

El aditivo normalmente se utiliza en polvo en una proporción media del 3% con respecto al peso del cemento. A través de pruebas de compatibilidad con el cemento y consultas con el fabricante, se determinará la proporción óptima. En los aditivos líquidos se llega a proporciones hasta del 25%.

En la dosificación del concreto lanzado, se debe tomar en cuenta que el uso de estos productos acelerantes afectan la resistencia final del concreto, de tal forma que la diferencia de resistencia del concreto con el mismo proporcionamiento en donde no se use aditivo, sería mayor hasta en un 20% a 28 días.

Composición de la mezcla en seco. El diseño de la mezcla es responsabilidad de la Contratista y para esto deberá realizar pruebas anticipadas cuyo resultado pondrá en consideración de la Residencia y la Supervisión.

En general, la proporción de cemento agregados, en peso, estará comprendida entre 1:3.5 y 1:4.5.

El contenido de humedad de la mezcla en seco deberá mantenerse entre 3 y 8%.

Control de calidad. La Supervisión inspeccionará todos los aspectos de la manufactura y colocación del concreto lanzado y ordenará o llevará a cabo

todas las pruebas de control que estime necesarias. La contratista deberá cooperar incondicionalmente para este efecto.

En particular, la contratista deberá lanzar concreto sobre artesas de prueba, durante el proceso de lanzamiento normal. Estas artesas de prueba deberán contener muestras representativas del concreto lanzado en cuanto a dosificación de acelerante, relación de agua-cemento y método de aplicación (distancia y ángulo de lanzamiento, desperdicio por rebote, etc.).

La frecuencia del muestreo con que se tomen las artesas, será por lo menos de una muestra por cada 50 m³ de concreto lanzado producido, para ensayar corazones a las edades de 24 horas, 3 y 28 días esta frecuencia podrá ser modificada de acuerdo a los resultados que se obtengan.

Desperdicio (Rebote). La Contratista estará obligada a disponer y mantener el equipo de lanzamiento, en condiciones adecuadas de uso, así como contar continuamente con personal capacitado de lanzadores y operadores, para producir el concreto lanzado con el mínimo de desperdicios (rebote).

Elementos de refuerzo. El concreto lanzado se empleará en combinación con anclas (con inyección de mortero de cemento), y malla de acero.

Pruebas al personal lanzador de concreto. Se deberá efectuar pruebas a los lanzadores, para poder calificarlos en los aspectos principales como son el porcentaje de rebote, adherencia y la propia resistencia del concreto lanzado.

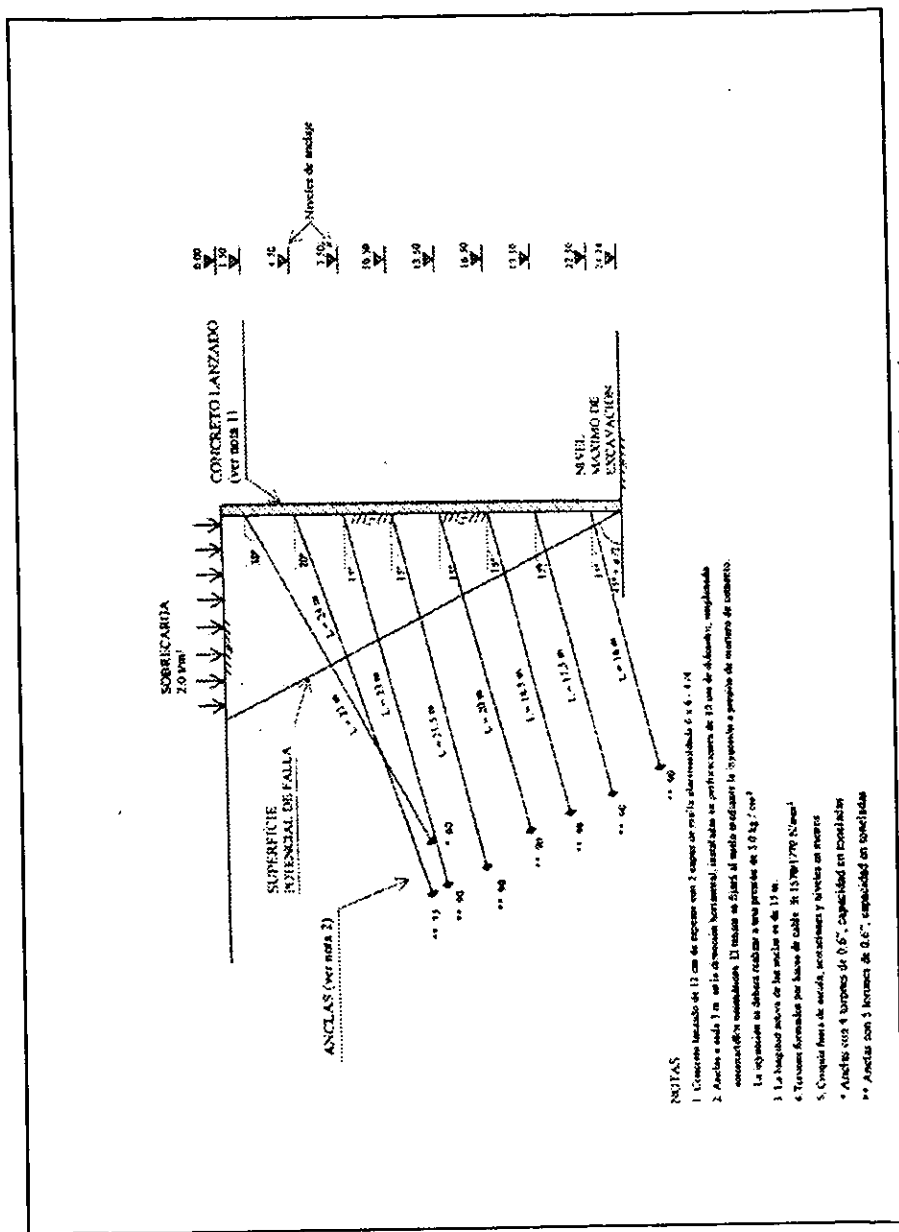


Fig. 39.- Inclinación, longitud y capacidad de las anclas.

CAPÍTULO 5

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

5. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

A continuación se indica el procedimiento para la excavación que alojará a los sótanos y para la construcción de las pilas.

5.1. Excavación

1. Previamente al inicio de la excavación, se instalaron referencias topográficas superficiales, puntos fijos en la superficie del terreno y testigos pintados en los muros de la estructura colindante, que constituyan líneas de colimación que permitan medir posibles desplazamientos laterales o verticales de las colindancias y poder fundamentar, con base en esta información, cambios al procedimiento constructivo. Las lecturas de las referencias instaladas se hicieron como mínimo semanalmente durante la excavación y la construcción de la cimentación y los sótanos.

2. Inicialmente se excavó en las colindancias hasta -3.00 m de profundidad, dejando perimetralmente una banquetta de 1.00 m de ancho y un talud con inclinación 0.5:1.0 (horizontal: vertical), como se muestra en la Fig. 46.

3. Se retiró la berma indicada en el paso 2 para descubrir el primer nivel de anclaje en tramos alternados de 2.50 a 3.00 m de ancho en la colindancia con la construcción existente y de 6.00 m de ancho en las colindancias con la vía pública, iniciando con las marcadas con el número 1, en la Fig. 46.

NOTAS:

1. Las excavaciones se ejecutarán en la zona central hasta el nivel +3.00 m, dejando posteriormente una bermas de 1.00 m de ancho y un talud con inclinación 0.5 : 1 (horizontal : vertical).
2. Una vez excavado el talud vertical en las partes interiores del terreno 1, se fijarán los taludes que constituirán el terreno del centro y posteriormente se ejecutará una capa de concreto armado de 15 cm de espesor.
3. Posteriormente se realizarán las perforaciones que albergarán los anclajes, se instalará el tensoal, se apoyarán los muros a pilotes y finalmente se instalarán los taludes.
4. Trasladados los anclajes de los moldados primariamente ejecutados, se procederá a extraer los yunque de los taludes verticales, acedidos con el sistema 2, construyendo a total vertical hasta 1.5 m abajo del primer nivel de anclaje. Bajo algunos circunstancias podría extraerse los moldados con el sistema 2, hasta que los anclajes que se colocan en los moldados 1 no hayan sido extraídos y trasladados en su totalidad.
5. Los trabajos a realizar en los moldados 2 y 3 serán los mismos que se describen en los pasos anteriores.
6. Cuando se concluya con la colocación del muro de concreto armado y el acabado de las partes del primer nivel de anclaje se profundizará la excavación hasta 1.5 m bajo el siguiente nivel de anclaje, dejando bermas con las dimensiones indicadas en la nota 1.
7. Los trabajos en el segundo nivel de anclaje se realizarán siguiendo un procedimiento similar al del primer nivel de anclaje.
8. Posteriormente se construirán los siguientes niveles de anclajes, como se indica en los pasos anteriores.

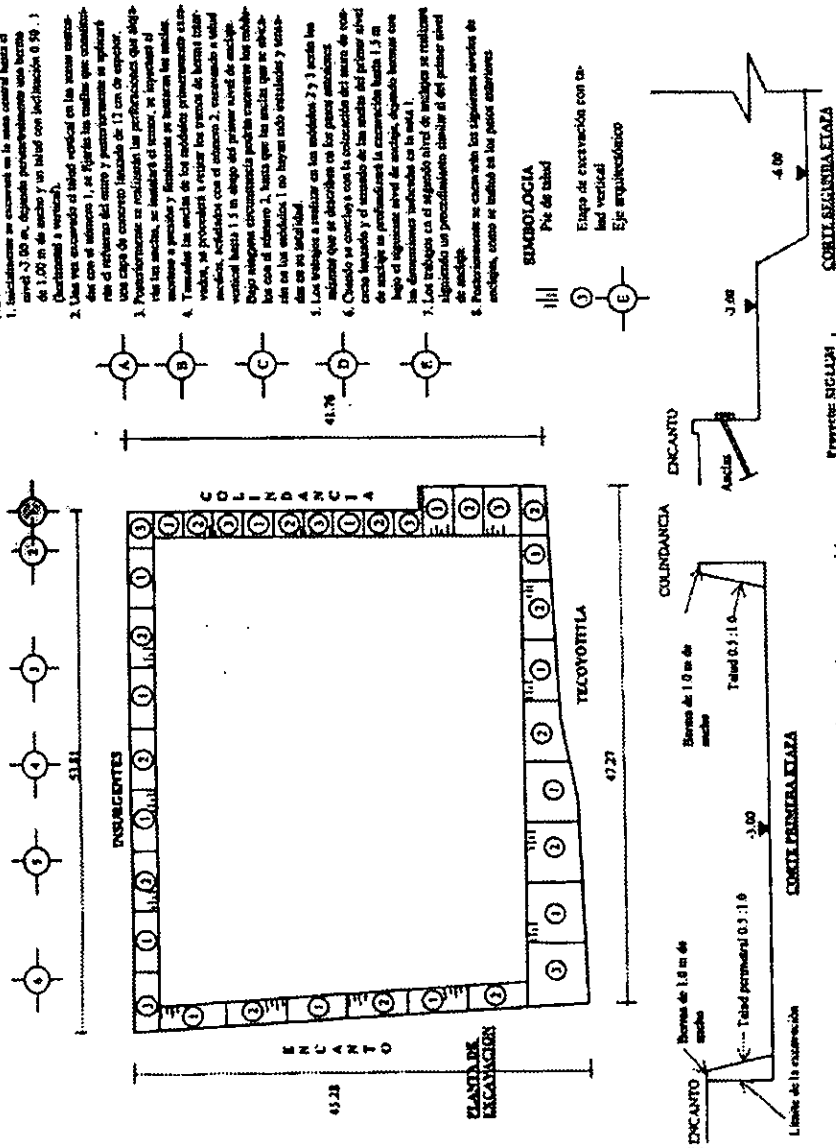
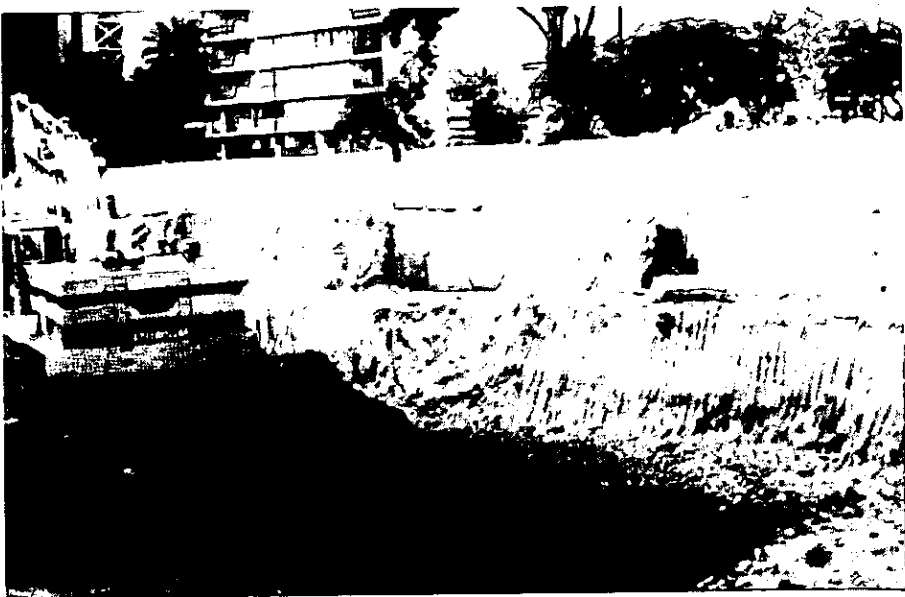


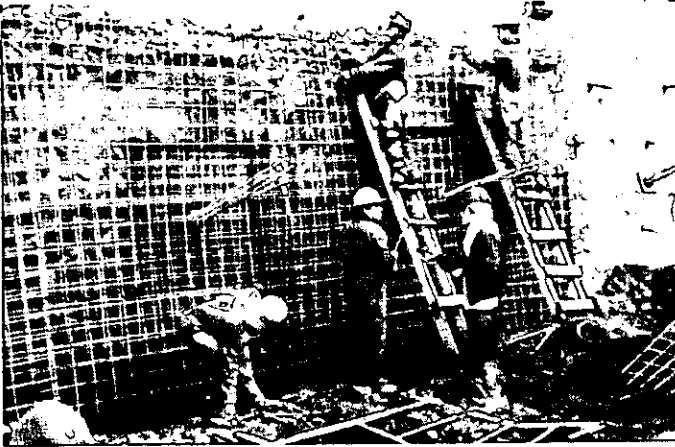
Fig. 47.- Planta de excavación con taludes anclados.

Corques fierro de anclaje
Anclajes y derivaciones en metros

4. Excavadas a talud vertical las zonas marcadas con el número 1 en la figura 46, se perfiló una caja de 8 cm de profundidad y dimensiones de 1.20x1.20 m cuyo centro coincida con la posición de las anclas, para mantener las condiciones de humedad de los materiales, inmediatamente al afine y perfilado del talud se cubrieron los materiales con un riego de lechada de cemento. En las cajas labradas se colocaron tramos de 1.20x1.20 m de malla electrosoldada 6x6-4/4 anclada al talud con varillas de 3/8" y 0.50 m de longitud, hincadas en una retícula de 1.50 m de lado, dejando sobresaliendo del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tendrá el concreto lanzado, de tal manera que estas funcionen como escantillón para regular el espesor del concreto lanzado. En las mallas se dejaron colocadas preparaciones para la perforación de las anclas previas al lanzado de concreto, constituidos por tubos de PVC de 4" de diámetro y 25 cm de longitud, colocados con la inclinación que tendrán las anclas respecto a la pared del talud. Los tubos debieron rellenarse de papel a fin de evitar que el concreto penetre en ellos.



En la fotografía se muestra el proceso de excavación indicado en el procedimiento constructivo.



En la fotografía se muestra el proceso de anclaje de la malla electrosoldada y el perfilado de la caja donde se alojará la ancla

5. Ancladas las mallas de $6 \times 6 - 4/4$, que constituyen el refuerzo del muro, se aplicó una capa de concreto lanzado, que en la zona en que se ubicó el ancla tenía 20 cm y 12 cm en la zona restante, como se muestra en la Fig. 46.



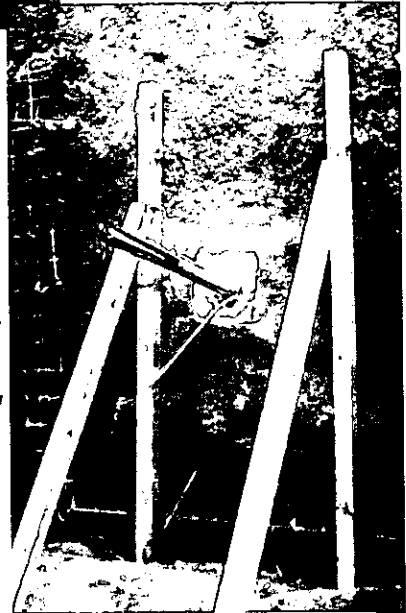
En la fotografía se muestra el proceso de lanzamiento de concreto sobre la malla colocada en el talud.

6. Concluidos los trabajos de fabricación del muro de concreto lanzado, se colocaron dos polines verticales a los tercios del módulo excavado los que fueron troquelados por puntales, con el objeto de mantener estable el muro de concreto lanzado en tanto se efectuaban los trabajos de perforación, instalación y tensado de anclas.

7. El siguiente paso fue realizar las perforaciones que alojaron las anclas, atravesando el muro de concreto lanzado en los sitios en que se dejaron las preparaciones para tal motivo. El procedimiento de perforación, introducción del tensor, inyección y tensado de las anclas se detalla más adelante.

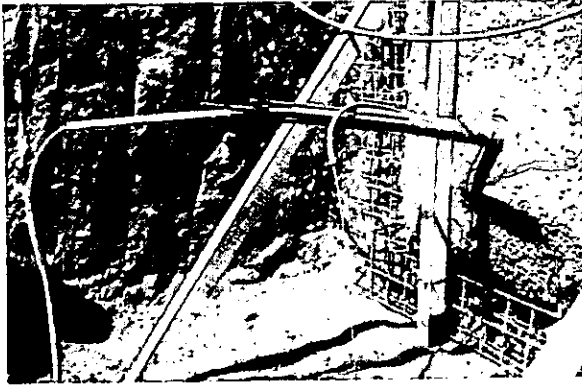


Perforación de muro recién lanzado para colocar los torones que forman a la ancla con el trakáril



En la fotografía se muestra la colocación de polines en el tercio medio del muro para preparar los trabajos posteriores a la colocación de la ancla, como la inyección de concreto para el tensado de la misma

8. Tensadas las anclas de los módulos excavados inicialmente, correspondientes al primer nivel de anclaje, se retiraron los tramos de berma intermedios, señalados con el número 2 en la figura 46, excavando a talud vertical hasta 1.50 m abajo del primer nivel de anclaje.

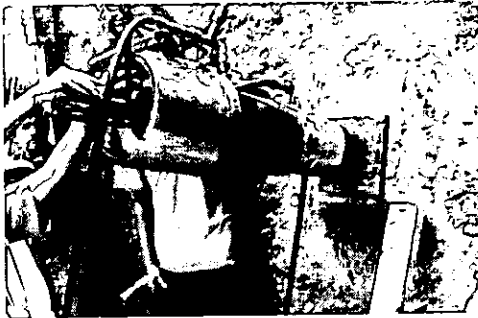


En la fotografía se muestra el inyectado de lechada para fijar el ancla y posteriormente tensarlo

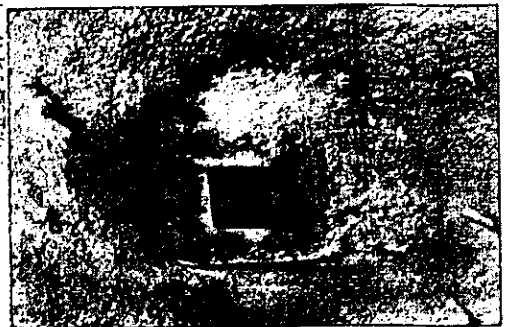


En la fotografía se muestra el tensado del ancla con un dispositivo neumático.

9. Bajo ninguna circunstancia pudo excavar los módulos señalados con el número 2, hasta que las anclas que se ubicaron en los módulos I no hubieran sido instaladas y tensadas en su totalidad.



En la fotografía se muestra el proceso para colocar un dispositivo neumático en el que se insertan los torones para su posterior tensado.



Vista del ancla totalmente terminada.

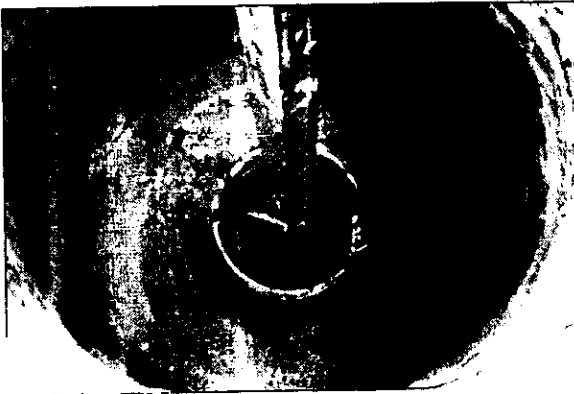
10. Los trabajos a realizar en los módulos 2 fueron los mismos que se describieron en los pasos anteriores.

11. Cuando se concluyó con la colocación del muro de concreto lanzado y el tensado de las anclas del primer nivel de anclaje, se profundizó la excavación hasta 1.5 m bajo el segundo nivel de anclaje, dejando bermas con las dimensiones indicadas en el inciso 2.

12. La berma dejada en el segundo nivel de anclaje se retiró excavando a talud vertical siguiendo el procedimiento anteriormente descrito, es decir, se excavó primeramente los tramos de berma señalados con el número 1 en la Fig. 46, se efectuó el lanzado y la instalación de las anclas del segundo nivel en forma semejante a como se indica en los pasos anteriores; posteriormente se excavaron los tramos restantes señalados con el número 2 en la Fig. 46, como se indicó en los pasos anteriores, continuando con el mismo procedimiento para los niveles de anclaje restantes.

5.2.Cimentación

13. Una vez que se efectuó la excavación a 15.00 m de profundidad se recomendó que se iniciaran los trabajos de la perforación de las pilas, mediante el siguiente procedimiento:



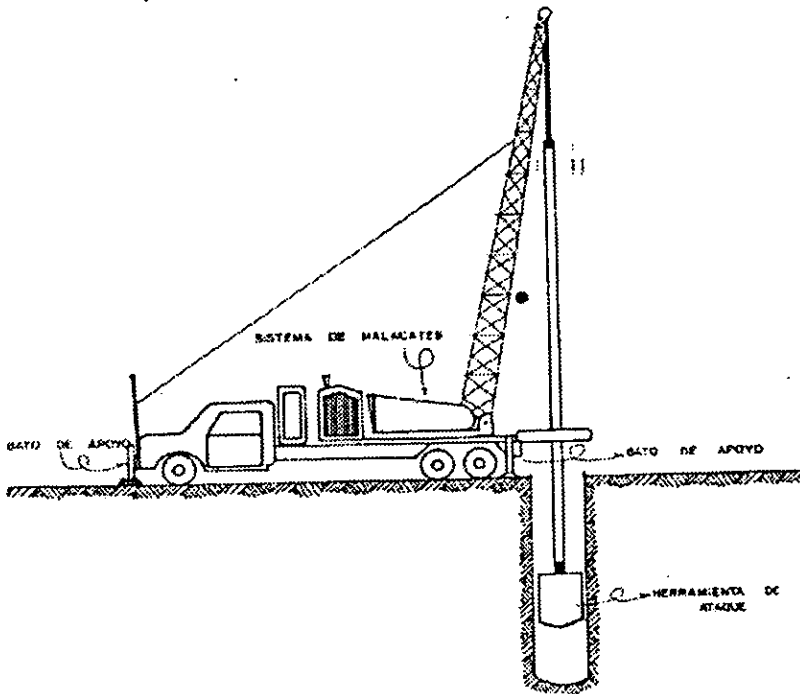
Perforación de una pila en seco.



Perforación de pila con camión sobre neumáticos.

La perforación de las pilas se realizó en seco. El equipo de perforación debió tener capacidad de aplicar presión a través del barretón para lograr una mayor eficiencia de ataque en los materiales, empleando brocas helicoidales con elementos de ataque adecuados. En algunos casos los materiales presentaron resistencia importante a ser perforados con un diámetro igual al del fuste de la pila, se perforó inicialmente con una broca de diámetro menor y posteriormente se amplió la perforación al diámetro del proyecto. Con base en la estratigrafía determinada, durante los trabajos de perforación se detectaron boleos mayores de 25 cm de diámetro, por lo que se consideró este aspecto en los trabajos de la construcción de las pilas.

Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de la pila, autorizada por la supervisión geotécnica, se excavó la campana y se hizo la limpieza del fondo de la excavación, de todo material suelto. Se realizó una inspección directa del fondo de la excavación para verificar que las condiciones del estrato de apoyo fueran al menos las del diseño y que todos los materiales sueltos hubieran sido removidos. Se verificó también la verticalidad de la perforación. La desviación no debería ser mayor de $3/100$.

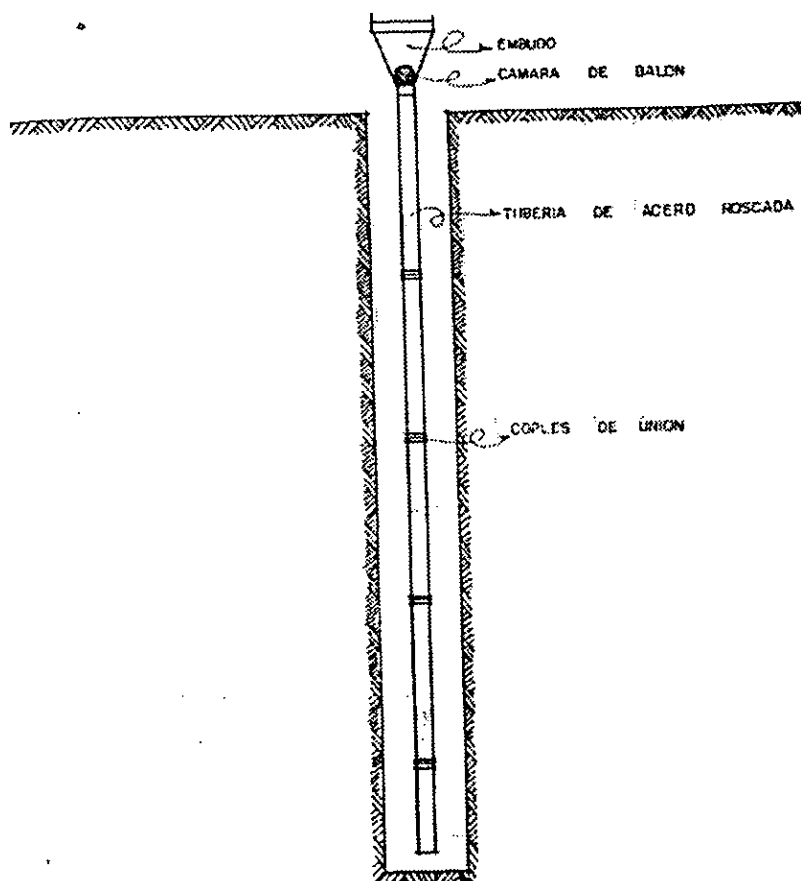


Perforación de pila con camión sobre neumáticos y campana.

El acero de refuerzo debería cumplir con las especificaciones como elemento estructural y mantener sus características geométricas durante la colocación del concreto. El armado, con sus respectivos separadores, debió colocarse en la perforación evitando su distorsión, pandeo o deformación, por lo que la maniobra de izaje debió apoyarse en varios puntos del armado y así mismo, se evitó golpear con este las paredes de la perforación. El armado se fijó en la perforación, de manera que su extremo inferior quedó a una distancia de 15 a 25 cm del fondo de la perforación. No tuvo posibilidad de elevarse durante la operación del vaciado del concreto.

La resistencia del concreto fue la especificada por el responsable del proyecto estructural, no menor de $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Se garantizó que el concreto se encontraba en forma continua, en toda la longitud de la pila. El tamaño del agregado no fue mayor de 2/3 partes de la abertura mínima en el acero de refuerzo o del espesor de recubrimiento (se recomendó 7.5 cm), con un revenimiento de 15 a 20cm, y se emplearon aditivos con el fin de mejorar las características del manejo del concreto y retardar el fraguado durante el colado. El concreto se colocó en una sola operación continua para evitar juntas frías.

El colado de las pilas se realizó utilizando tubería tipo Tremie en tramos no mayores de 3.00 m, el diámetro del tubo Tremie fue ser seis veces mayor (20 a 25 cm de diámetro) que el tamaño máximo del agregado. La tubería fue lisa por dentro y por fuera, para facilitar el flujo continuo y uniforme del concreto durante el colado y evitar que la tubería se atore en el armado al ser extraída. Al inicio del colado, el extremo inferior de la tubería estuvo arriba del fondo de la perforación (no más de un diámetro de la tubería) para permitir la salida del concreto y del tapón deslizante (que evita la segregación del concreto). Durante la colocación del concreto el extremo inferior de la tubería debía permanecer embebido en el concreto 0.50 m debajo del nivel de concreto.



Esquema de piezas que contiene una tubería Tremie al ser colocada para colado de elementos de concreto.

El colado se llevó a 0.50 m por arriba del nivel inferior de las contratrabes con el propósito de tener concreto de buena calidad, en las uniones de las pilas y trabes.

Se determinó el volumen teórico de concreto necesario para cada pila y se comparó con el volumen real colocado. Para determinar si se produjo un aumento en la sección de la pila lo que se traduce en mayor consumo de concreto o que los materiales sueltos de la perforación no fueron completamente desalojados, volumen de concreto menor al teórico estimado.

Además, se llevó un registro de la localización de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de perforación y colado de cada pila, la profundidad y el espesor de los estratos encontrados y las características de los materiales de apoyo.

Concluidos los trabajos de colado de cada pila, se rellenó a volteo la perforación con material producto de la excavación, para de esta forma permitir el tránsito de maquinaria y personal para continuar con los trabajos de protección de los taludes y de construcción de las pilas.

14. Posteriormente se excavarán los niveles de anclajes restantes, como se indico en los pasos anteriores.

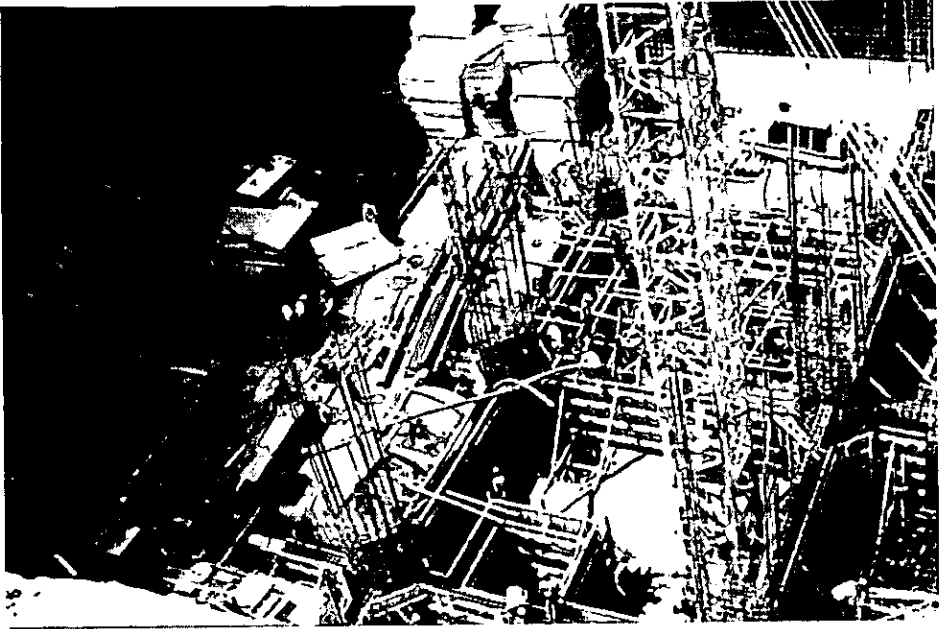
15. Durante la excavación y conformación de los taludes un ingeniero especialista verificó que las características de los materiales corresponden a los considerados en los análisis.

16. Al llegar la excavación a la profundidad de máxima excavación, se colocó inmediatamente una plantilla de concreto de baja resistencia para proteger el material del fisuramiento por perdida de humedad, excepto en las zonas donde se ubicaron las contratraves y las zonas de cisternas y almacenamiento de agua.

17. Las excavaciones necesarias para alojar las traves de rigidización y de la zona de cisternas se hicieron con taludes verticales.

18. Una vez alcanzado el nivel de desplante recomendado para las traves y las cisternas se colocó una plantilla de concreto de baja resistencia que proteja al material de fisuramiento por perdida de humedad.

19. Se procedió a colocar el armado y a colar las contratraves y las losas de las cisternas; una vez hecho esto se rellenaron las excavaciones con material producto del corte (limo arenoso), colocado en capas de 20 cm, compactado con pisón neumático.



Armado de contratraves y dados en cimentación.



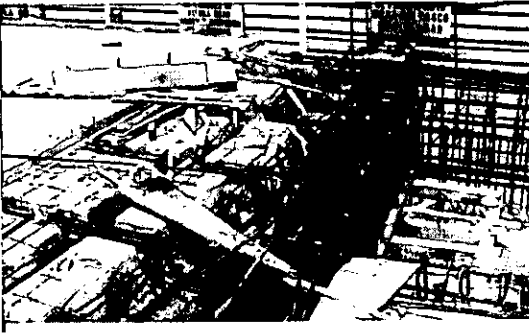
*Perforación de pila,
excavación para
contratraves y armado
de losa de sótano 8*

20. Cuando se concluyó con la construcción de las cisternas y las contratraves de rigidización, se construyó el firme armado del sótano ocho y posteriormente se inició la construcción de la estructura que alojó a los sótanos.

5.3. Estructura

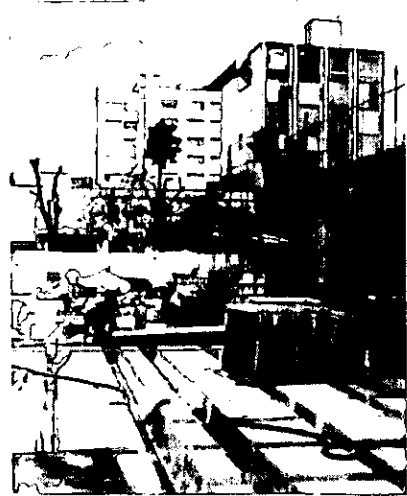
La estructura se dividió en dos partes, dado que el edificio en su conjunto es una estructura mixta de concreto reforzado, subestructura en la zona de estacionamientos subterráneos y superestructura, estructura metálica en el resto del edificio.

En la zona de estacionamientos subterráneos la estructura es de concreto reforzado con columnas de sección elíptica reforzadas con acero, las losas son nervadas con casetones en su superficie.

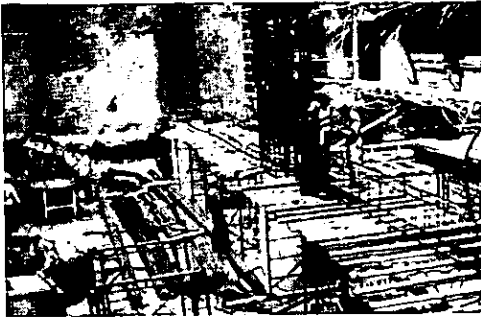


En la fotografía se muestra el armado de las traves de estacionamientos, junto a las traves nervadas.

En la fotografía se muestran los casetones de fibra de vidrio utilizados para aligerar las losas de los estacionamientos.

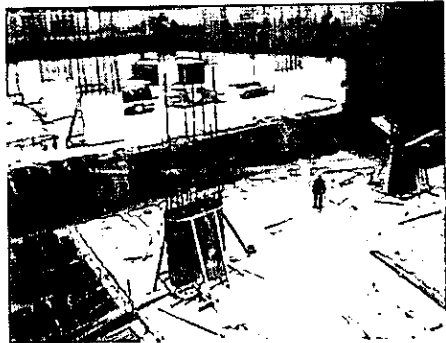


El proceso constructivo es el tradicional con cimbra de madera en las losas y en las columnas se utilizó una cimbra metálica para asegurar las secciones de columnas de proyecto.

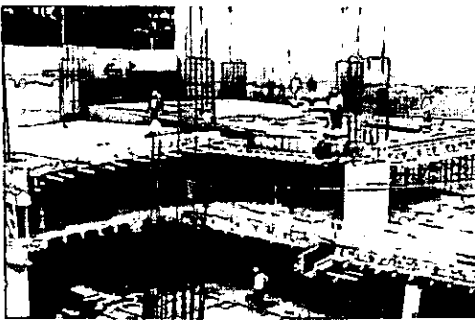


En la fotografía se puede observar la cimbra tradicional para las trabes de estacionamientos.

En esta fotografía se puede observar la cimbra metálica utilizada para el colado de las columnas elípticas en los estacionamientos



En esta fotografía puede verse el cimbrado de forma tradicional en las losas nervadas de estacionamientos con madera.



En esta fotografía puede verse el ancla utilizada para la transición entre las columnas de concreto reforzado y las columnas de acero estructural forradas con concreto.



La estructura se diseño de acuerdo a lo especificado en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal vigente, y sus correspondientes Normas Técnicas Complementarias, en especial las de diseño y construcción de estructuras metálicas, de diseño y construcción de estructuras de concreto.

En forma complementaria se emplearon las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero (AISC), en su versión para

factores de carga y resistencia (Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, First Edition).

La superestructura del edificio está estructurada a base de marcos ortogonales entre sí, formado por traveses y columnas. Las columnas son de un perfil de acero estructural de Acero ASTM A-572-50, forrado de concreto reforzado a fin de aumentar la resistencia y rigidez de los marcos, y también para facilitar y acelerar el montaje de la estructura metálica; las traveses son de acero estructural ASTM A-36, con lo cual se logró el concepto de “columna fuerte – trabe débil”.



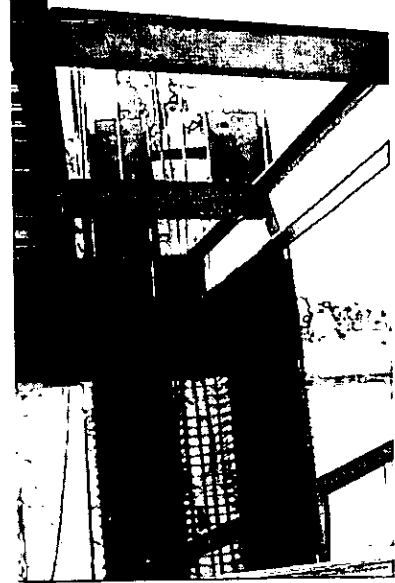
Vista del acero estructural montado en su sitio.

La ductibilidad se logra en el nudo mediante la unión directa de las traveses de acero a la columna de acero. El recubrimiento posterior de concreto

de la columna que ahoga a la conexión dentro de un *cincho metálico* de confinamiento hecho a base de placa de acero, logra garantizar la ductibilidad máxima de la unión, al tiempo de maximizar la resistencia del concreto dentro del nudo y rigidizar el marco para reducir sus deformaciones laterales.



Vista de la columna de acero estructural sin el revestimiento.

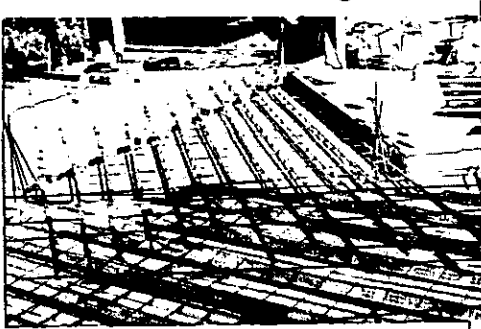


Vista de la columna de acero ya con revestimiento



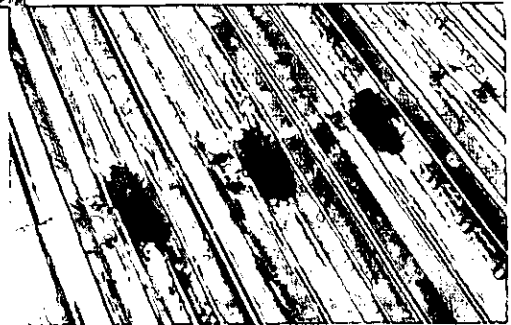
Vista del nudo en las columnas y las trabes de la estructura junto con el cincho metálico.

Este detalle es en sí un importante avance tecnológico en la construcción sismorresistente moderna que se idea para garantizar el buen comportamiento sísmico del edificio, aún en condiciones de sismos extremos. El sistema de piso a base de *losacero*, el cual permite la formación de diafragmas rígidos para asegurar la correcta transmisión de las fuerzas sísmicas. El trabajo de conjunto del sistema de piso con las traveses de acero se adquiere al adicionar conectores de cortante en el patín superior de las traveses, con los que se obtienen elementos estructurales más ligeros. El sistema de piso losacero es en sí mismo más ligero que un sistema de losa maciza, y además presenta ventajas en el proceso constructivo al servir de cimbra cuando el concreto no ha fraguado.



Armado de la losa en los niveles de oficinas..

Vista de los conectores soldados a la losacero, al igual que en los patines de las traveses, para garantizar el trabajo en caso de sismo y disminuir las deformaciones de la losa



Vale la pena comentar que una de las formas más eficientes para reducir los daños do estructurales en una construcción alta, es la de restringir las deformaciones laterales relativas en los entrepisos. Dado que las principales causas que contribuyen a las deformaciones laterales de los edificios sujetos a sismos intensos son:

- El alargamiento y acortamiento de las columnas y
- El giro o deformación interna de los nudos entre viga y columna,

El autor se concentró en disminuir la contribución de estos dos factores mediante:

- Aumentar las áreas de las secciones transversales de las columnas, con la adición del concreto reforzado alrededor de los perfiles de acero estructural y
- Agregando el cincho metálico en los nodos de vigas y trabes que hagan indeformable al nodo.

El concreto fue estructural clase I, con resistencia en compresión $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ en losas y elementos de cimentación; en columnas y en pilas de concreto estructural clase I con $f'_c=350 \text{ kg/cm}^2$.

La *losacero* para entresijos se obtiene a partir de acero SAE 1010 laminado en frío y galvanizado en proceso continuo de inmersión en caliente con una capa G-90, de acuerdo a la norma ASTM-A-525.

El acero de refuerzo para el concreto tiene un esfuerzo de fluencia mínimo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

El acero estructural de columnas que no son para montaje y el de las trabes principales y secundarias tiene un esfuerzo de fluencia mínimo $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, (Acero ASTM-A36); los largueros y columnas para montaje tienen un esfuerzo de fluencia mínimo $f_y=3515 \text{ kg/cm}^2$ (Acero ASTM-A572 grado 50).

Los tornillos son de alta resistencia y cumplen con las especificaciones vigentes de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (American Society of Testing and Materials), para acero estructural ASTM-A325 y ASTM-A490. Para la instalación y apriete de los tornillos, se aplican las "Especificaciones para juntas estructurales usando tornillos ASTM-A325 y ASTM-A490" del Instituto Americano de Construcción en Acero (American Institute of Steel Construction). La construcción fue 100% soldada en taller y 100% atomillada en campo con tornillos A-325 de tensión controlada. Se emplearon 117 kg/m^2 de construcción a pesar de los enormes claros libres entre columnas y la gran altura del edificio.



Vista de los tornillos de alta resistencia y tensión controlada que se utilizaron para unir los elementos como traves, columnas y nodos-

Se aplicó a la Estructura de Acero y a la losacero del sistema de entepiso metálico un retardante contra fuego con aislamiento térmico a base de vermiculita con calificación de tres horas aprobada y homologada por Underwriters Laboratories (U.L.), según diseño U.L. D-739 de 7/8" de espesor.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES

6. CONCLUSIONES

ESTRATIGRAFÍA

1. La estratigrafía del suelo del sitio está compuesta por un estrato superficial de arcilla limosa café oscuro con lentes de arena; continúa un estrato de limo arenoso café claro; posteriormente se detectó una capa de arena pumítica gris claro, le sigue un estrato de limo arenoso con boleos. Posteriormente, se detectó una alternancia de arena limosa café claro con lentes de arena pumítica. Esta secuencia sobreyace una capa de limo arenoso café claro hasta la profundidad explorada, 48.00 m.
2. De acuerdo con su estratigrafía el predio se ubica en la Zona I de la Ciudad de México, por lo tanto el coeficiente sísmico es de 0.16. El edificio se clasificó dentro del grupo A, por lo que el coeficiente sísmico deberá incrementarse en un 50%.

ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN.

1. De acuerdo con las características arquitectónicas, de las cargas estructurales, la estratigrafía, las propiedades del suelo en el sitio y las alternativas de cimentación analizadas se propone emplear una cimentación profunda basándose en pilas.
2. En total se construyeron 34 pilas con una ampliación de base de 1.00, 1.50, 2.10, 2.70 y 3.00 m de diámetro, desplantadas a 37.50 m de profundidad con respecto al nivel de banqueteta, con una longitud de empotramiento en el estrato resistente de 6.00 m. La distribución de las pilas en la estructura se muestra en la Fig. 34.
3. La capacidad de carga admisible individual para las pilas de 1.00, 1.50, 2.10, 2.70 y 3.00 m de diámetro de la base es de 745.30, 1214.15, 1879.62, 2671.07 y 3112.29 toneladas respectivamente.
4. Las pilas más cargadas durante el sismo alcanzan una carga total menor a la capacidad de carga admisible de las pilas.

5. El asentamiento máximo determinado en las pilas fue de 2.30 cm, incluyendo el acortamiento del fuste de la pila y las deformaciones del suelo de apoyo. Los asentamientos relativos fueron menores de 0.004, asentamientos que son admisibles por la ref. 1
6. La cimentación señalada en el inciso 1, satisface las condiciones de seguridad y funcionalidad del edificio, así como las Normas del Reglamento de Construcciones para el DF.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Tomando en cuenta que el proyecto arquitectónico del edificio de oficinas, contempló la construcción de ocho sótanos para estacionamiento, con nivel de piso terminado del sótano 8 a -24.24 m de profundidad, respecto al nivel de banqueta, se analizaron dos alternativas de procedimiento constructivo: excavación con taludes perimetrales y con taludes verticales anclados. Se decidió por taludes anclados, en forma resumida el procedimiento fue el siguiente:

Excavación con taludes verticales retenidos por muros de concreto lanzado reforzados con malla metálica electrosoldada, sujetos por anclas de fricción de 10 cm de diámetro, con un tensor constituido por torones de 0.6" y longitudes tales que la longitud activa del ancla se desarrolle lo necesario tras la superficie potencial de deslizamiento del talud, con una capacidad suficiente para resistir los empujes a que estará sujeto el muro de concreto lanzado, con la distribución de anclas elegida. En el capítulo 5 se describe el procedimiento constructivo para cada una de las etapas.



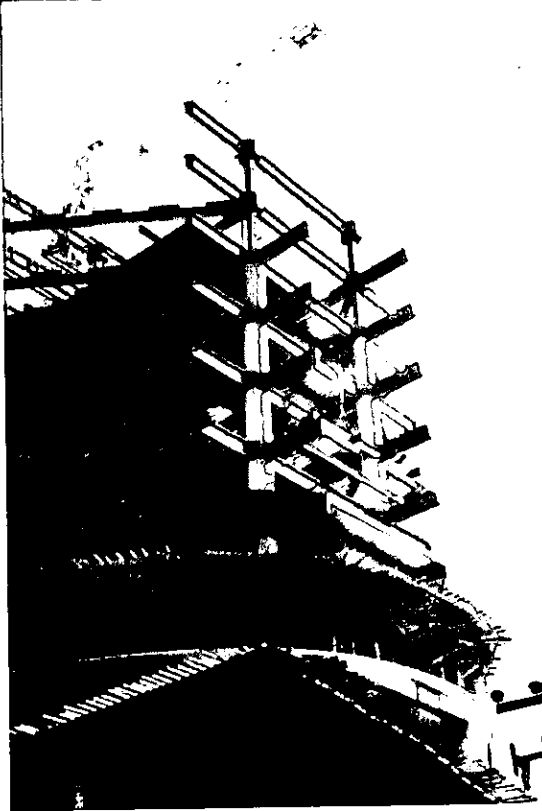
Se sugirió colocar la instrumentación recomendada con objeto de realizar nivelaciones periódicas y se llevara una historia de la evolución de los movimientos verticales, como se describe en el subcapítulo 4.4.

Los niveles mencionados en el cuerpo de este estudio están referidos al nivel de banqueta actual. Los niveles fueron referidos al nivel de referencia de la obra. Las pilas se desplantaron a 37.50 m de profundidad, con respecto al nivel de banqueta.

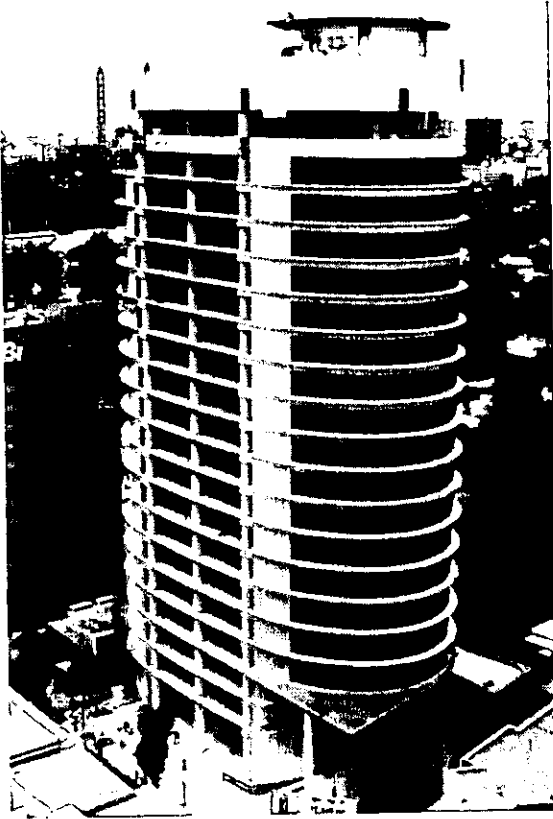


Se hace notar que la cimentación fue analizada tomando en cuenta los datos estructurales y arquitectónicos de diseño proporcionados, así como el procedimiento constructivo y nivel de desplante expresados en el cuerpo de este informe, por lo que no se pueden generalizar los resultados determinados en el estudio a otros casos sin antes hacer el análisis correspondiente.

En cuanto a la estructura, el uso de estructura metálica junto con el sistema de losacero, fue un sistema rápido de construcción ya que éste sistema permitió reducir los tiempos de construcción al permitir que la losacero sirviera de cimbra y la utilización de la estructura metálica también permite sin esperar al fraguado del concreto, continuar con el montaje de pisos superiores.



Una vez que se terminó la estructuración se procedió a iniciar los acabados, en cuanto a éstos, se inició la colocación de la fachada del edificio utilizando placas de aluminio combinadas con un cristal transparente en toda la fachada, también se procedió a pintar las traveses expuestas del mismo color que el aluminio, en la zona del vestíbulo se procedió a formar un muro de madera, se hicieron varios cajillos de tablaroca ya que en esta zona, como es común para todos los ocupantes del edificio, no se podía dejar sin acabados como ocurrió con los niveles de oficina.



Cada nivel de oficina, el inquilino debe acondicionarlo a sus necesidades, a todas las zonas comunes se les pusieron acabados de la más alta calidad ya que este edificio las amerita por ser un edificio de oficinas corporativas las cuales deben tener la mejor presentación posible dado la capacidad monetaria de sus dueños y clientes, todas las columnas interiores de las zonas comunes, fueron forradas por paneles de aluminio de forma circular.

El edificio cuenta con cuatro elevados horas de la más alta calidad. Cuenta también con un helipuerto de emergencia.



En el acceso se tiene un muro del cual bajo una cascada que a su vez se deposita en un espejo de agua. En el lobby principal a dar la magnitud e importancia tiene, cuenta con una altura monumental que abarca cuatro niveles, en este espacio se ubica otro espejo de agua y un cubo de elevadores que está diseñado a base de estructura de acero aparente y un cristal con la intención de darle una imagen vanguardista.

REFERENCIAS

REFERENCIAS

1. "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 6 de julio de 1987.
2. "Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, 12 do noviembre de 1987.
3. "Cimentaciones en Áreas Urbanas de México", Memorias de la 5ª Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, tomo I, México, 1970.
4. "Exploración y Muestreo de Suelos para proyecto de Cimentaciones" primera Parte, 1975, editado por Petróleos Mexicanos, Norma 2.214.05, México.
5. "Manual de mecánica de Suelos" (1970), editado por la Secretaría de Recursos Hidráulicos, 5ª ed. México.
6. "Manual de Diseño de Obras Civiles" 1981, Comisión federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México.
7. VII International Conference of Soil Mechanics and Foundations Engineering State of Art., Vol. México 1969.
8. Estudio de mecánica de suelos del edificio "Siglum" de avenida de los insurgentes..