



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

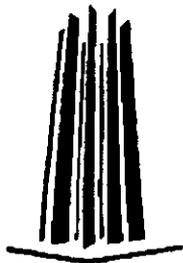
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

CAMPUS ARAGÓN

**“ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS PARA
UN SALON DE EVENTOS ESPECIALES”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JUAN ROMAN ESPINDOLA

ASESOR:
ING. GABRIEL ALVAREZ BAUTISTA



MÉXICO

2000



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.

Quiero dar las gracias en primer lugar a Dios por haberme permitido terminar mi carrera de Ingeniero Civil y el haber alcanzado otra de mis metas, y en segundo lugar a las personas, profesores, compañeros de trabajo y amistades por el gran apoyo incondicional hacia mi persona para terminar este trabajo.

A mis padres: Miguel y Angela

Por su dedicación y entrega a lo largo de toda mi vida escolar, por los buenos consejos y encausamiento al buen camino y a la superación, esto constituye la herencia más valiosa que pudiera recibir.

A mis hermanos: Isabel, Marina, Andrés y Miguel Angel

Por compartir conmigo su tiempo y por el constante interés y vigilancia a mi superación personal.

A Verónica Mercado Mtz.

Por el apoyo incondicional y la confianza para lograr todas mis metas, por estar a mi lado en las buenas y en las malas y por su interés porque yo sea cada día mejor.

Al Ing. Gabriel Álvarez Bautista

Por ser mi asesor de tesis, por todo el apoyo, la ayuda y la mejor disposición brindada, por transmitirme a lo largo de la carrera sus conocimientos y experiencias en el campo laboral, y por ser el ejemplo de responsabilidad, dedicación y superación constante.

A mis amigos, conocidos y compañeros de trabajo, quienes siempre me dieron un consejo y me impulsaron a que yo siguiera adelante y que siempre me dieron las facilidades para la elaboración y terminación de este proyecto.

GRACIAS

NOVIEMBRE / 2000

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	I
Antecedentes	1

CAPÍTULO I

MUESTREO Y EXPLORACIÓN	3
I.1 Sondeo de Cono Eléctrico	4
I.2 Muestreo y Exploración en el predio de interés	11

CAPÍTULO II

PRUEBAS DE LABORATORIO	13
II.1 Determinación de las propiedades Índice y Mecánica de Suelos en el Laboratorio	14
II.2 Pruebas de Laboratorio en el Predio de interés	42

CAPÍTULO III

CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO	44
III.1 Generalidades	45
III.2 Depósitos del Lago	50
III.3 Depósitos de Transición	55
III.4 Depósitos de Lomas	57
III.5 Tectónica	60
III.6 Zonificación Geotécnica	62
III.7 Características Estratigráficas y Físicas del Subsuelo en el Predio de Interés	68

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN	74
IV.1 Cajón de Cimentación	75
IV.2 Procedimiento de Diseño Geotécnico para Cajón de Cimentación	79
IV.3 Procedimiento de diseño	80
IV 4 Análisis de Cimentación del Predio de Interés	94

CAPÍTULO V

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	114
----------------------------------	-----

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	123
--------------------------------------	-----

ANEXO I Reporte Fotográfico	138
ANEXO II Asentamientos	148
ANEXO III Bajada de Cargas	167

BIBLIOGRAFÍA	183
--------------------	-----

INTRODUCCIÓN

Mecánica es la parte de la ciencia física que trata de la acción de las fuerzas sobre los cuerpos. De igual forma, la Mecánica de Suelos es la rama de la Mecánica que trata de la acción de las fuerzas sobre la masa de los suelos.

El Dr. Karl Terzaghi definió a la Mecánica de Suelos como la aplicación de las leyes de la Mecánica y la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan con sedimentos y otras acumulaciones no consolidadas de partículas sólidas, producto de la desintegración química y mecánica de las rocas.

Recientemente se han incorporado a la terminología de los suelos las acepciones "Geotécnica" e "Ingeniería Geotécnica", que suelen aplicarse como evidencia de que en ellos se están tomando en cuenta los principios y la aplicación tanto de la Mecánica de Suelos como de la Geología y de la Mecánica de Rocas.

La Mecánicas de Suelos originóse hace varias décadas bajo el efecto de la presión ejercida por la necesidad, a medida que los problemas prácticos que involucraban a los suelos crecían en extensión y se hacia cada vez más aparente que los instrumentos científicos existentes para resolverlos resultaban insuficientes.

Los intentos para remediar esta situación empezaron casi simultáneamente en Estados Unidos y en Europa y, dentro de un espacio de tiempo relativamente breve dieron origen a un conjunto enorme de información útil.

El éxito inicial de este campo de la ciencia aplicada fue tan alentador que desde un principio se tuvo la impresión de que una nueva rama de la ingeniería de las estructuras estaba en formación, así que la extensión y la profundidad de las investigaciones teóricas aumentaron rápidamente, al mismo tiempo que se desarrollaban métodos y técnicas experimentales con un alto grado de refinamiento. Sin los resultados de estas investigaciones prolijas y cuidadosas no hubiese sido posible desarrollar un método racional para resolver los problemas que plantea la ingeniería de los suelos.

Infortunadamente, la investigación en Mecánica de Suelos tiene un efecto Psicológico que a veces es nocivo, pues desvía la atención de muchos investigadores y profesores, los que olvidan las innumerables limitaciones que la naturaleza impone a la aplicación de las soluciones matemáticas en la resolución de problemas de la ingeniería de los suelos.

Como consecuencia de este efecto, se ha querido dar cada vez más énfasis a la necesidad de utilizar grandes refinamientos en la obtención de muestras y en la solución de esos pocos problemas que pueden resolverse con exactitud, olvidando que sólo se obtienen soluciones exactas cuando los estratos de suelo son prácticamente homogéneos y continuos en todas las direcciones horizontales.

Además como las investigaciones que conducen a soluciones exactas involucran la utilización de métodos de muestreo y, de ensayo altamente especializado, se justifican sólo en casos excepcionales.

En la gran mayoría de los casos, no se necesita más que una previsión aproximada de los fenómenos que se producirán, previsión que si no puede efectuarse con medios simples, no se puede hacer del todo si no resulta posible efectuar una previsión aproximada, hay que observar el comportamiento del suelo durante la construcción y modificar el proyecto, en caso de ser necesario, a la luz de estas observaciones. Estos hechos constituyen conceptos básicos en la Mecánica de Suelos y no pueden ser ignorados sin desafiar sus propósitos.

La ingeniería de las cimentaciones es el arte de elegir, proyectar y construir los elementos que transmiten el peso de una estructura a las capas inferiores de suelo o de roca.

El arte de la cimentación tuvo su origen en la antigüedad. Apareció al acumularse la experiencia, pero sin ayuda de la ciencia, hasta que aproximadamente en 1920, ya había alcanzado un grado considerable de perfeccionamiento. Sin embargo, ocasionalmente, fallas inexplicables indicaban que no se entendían correctamente las limitaciones de los procedimientos empíricos.

A principios de la década de los veinte, gracias a un esfuerzo científico conjunto se empezaron a determinar las leyes físicas que rigen el comportamiento de los materiales del subsuelo, en que se apoyan las cimentaciones.

Este nuevo campo de la investigación, conocido con el nombre de la Mecánica de Suelos, atrajo, y todavía atrae, la atención de muchos investigadores.

Ha proporcionado nuevas técnicas para elegir los tipos adecuados de cimentaciones dentro de un conjunto dado de condiciones y para predecir el comportamiento de toda la subestructura. De ninguna manera podría decirse que ha disminuido la importancia de la experiencia acumulada a través de las generaciones, sino que, además, ha definido los límites dentro de los cuales se pueden aplicar las técnicas tradicionales y ha aportado otras nuevas, que resultan adecuadas en circunstancias en la que los procedimientos tradicionales no son válidos.

En realidad la Mecánica de Suelos es solamente una de las ramas de conocimiento que el ingeniero especialista en cimentaciones puede utilizar. Si se estudia excluyendo otros aspectos del arte de cimentar, puede conducir a la impresión errónea y peligrosa de que todos los problemas de la ingeniería de cimentaciones puede tener una solución científica directa. Desafortunadamente, los caprichos de la naturaleza y las exigencias de la economía, se combinan para eliminar esta posibilidad.

La construcción y la ingeniería civil constituye un proceso exigente y emocionante en el que las obras terminadas se convierten en testimonios duraderos de la imaginación, habilidad e iniciativa de los participantes.

En todas las estructuras, la estabilidad esencial depende de la cimentación natural sobre la que se construye y es aquí donde se requieren el conocimiento y las habilidades especiales del geólogo y el ingeniero de suelos, es decir, como parte del equipo de trabajo que debe conjuntarse para encontrar las soluciones de los numerosos problemas de diseño y construcción.

Debe de recordarse que cada proyecto de construcción es único y que las estructuras también tienen sus características propias.

Hoy en día es cada vez más concluyente el hecho de que ningún ingeniero que sienta la responsabilidad técnica y moral de su profesión deja de efectuar un estudio de las condiciones del subsuelo cuando diseña estructuras de cierta importancia, ya que ello conlleva dos características que se conjugan: seguridad y economía.

Como se ha podido constatar, por muchísimo tiempo y por muy diversas razones, el hombre ha estudiado el suelo sobre el que vive presentando varias teorías y métodos en la solución de problemas relativos al uso del mismo. Sin embargo, se puede asegurar que quien organizó conceptos y los hizo crecer hasta formar una nueva rama de la Ingeniería Civil fue el profesor y distinguido investigador Dr. Karl V. Terzaghi, que en cierta ocasión mencionó: "quien sólo conoce la teoría de la Mecánica de Suelos y carece de experiencia práctica, puede ser un peligro público".

Es así como en el presente trabajo, basándose en un Estudio de Mecánica de Suelos que se realizará en el sitio de interés y con la ayuda de una investigación de antecedentes tanto geológicos como de historia previa de cargas del suelo, y a su vez considerando el peso total de la estructura, se podrá definir el tipo de cimentación más adecuada para este Salón de Eventos Sociales que estará constituido por un nivel de doble altura (planta baja, y un mezanine), un sótano para estacionamiento y a futuro la construcción de un tercer nivel.

Para conocer el tipo de suelo y sus características en el capítulo I muestra el tipo de sondeo que se recomienda para suelos de alta compresibilidad, comentarios y resultados que arrojará el mismo.

En el capítulo II se hará mención de las pruebas índice: contenido de agua, densidad de sólidos, granulometría, límites de consistencia, peso volumétrico, relación de vacíos y dentro de las pruebas mecánicas: permeabilidad, consolidación y resistencia al corte.

Sucesivamente en el capítulo III, de acuerdo a la ubicación del sitio de interés, se conocerá el perfil estratigráfico del suelo y los resultados de la cohesión, el ángulo de fricción interna y el peso volumétrico del mismo.

En el capítulo IV se hablará a cerca de cajones de cimentación en general, el por qué de su utilización como alternativa de cimentación. Se revisará la estabilización ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, dinámicas y de servicio, para que cumpla con el reglamento de constricciones. Al igual se determinaran los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón, la falla de fondo y la estabilidad de taludes.

En el V se describirá el procedimiento constructivo para la excavación que alojará el cajón de cimentación, considerando las características geométricas de la excavación tanto estratigráficas como físicas del subsuelo, así como la existencia de las construcciones colindantes.

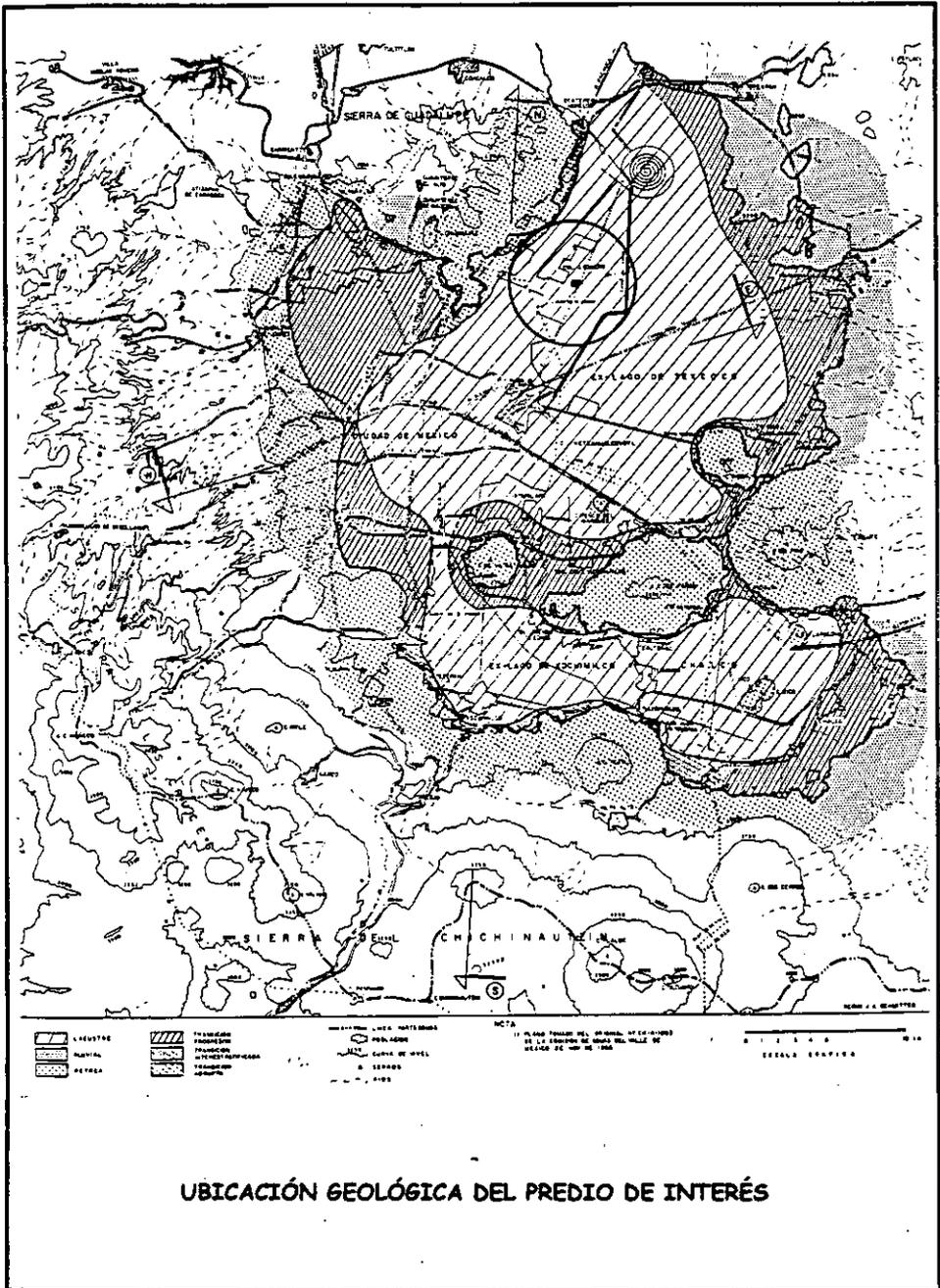
Para finalizar en el capítulo VI, se conocerá la alternativa de cimentación más adecuada, así como las recomendaciones adicionales para el buen funcionamiento y comportamiento de la estructura y de la subestructura en este caso el cajón de cimentación.

ANTECEDENTES

Se proyecta la construcción de un salón de fiestas en un predio ubicado en Av. Central S/N, Colonia 3ra Sección Valle de Aragón, Municipio de Ecatepec, Estado de México, el salón de fiestas estará constituido por un nivel de doble altura que tendrá una planta y un mezanine, un sótano para estacionamiento, y se consideró la construcción de un tercer nivel a futuro.

El predio de interés se localiza en la parte norte de la Ciudad de México, dentro de la denominada zona de lago, caracterizada entre la superficie y 40 m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia. La localización del sitio se muestra en la fig.1.1

Actualmente el predio de interés se encuentra baldío y perimetralmente se tiene construida una estructura de dos niveles desplomada, la cual presenta condiciones de inestabilidad en su construcción. El predio tiene el área que se muestra en la fig. 1.2, en la cual se presentan las colindancias existentes y la distribución de la estructura proyectada, donde se observa que la distancia máxima entre columnas a nivel de planta baja es de 5.0 y 14.0 m en el sentido longitudinal y transversal respectivamente. Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés; encontrándose colindando al Sur con estructuras de uno y dos niveles, las cuales tienen una cimentación a base de zapatas desplantadas a 0.30 m de profundidad con castillos en su estructuración, pero únicamente la estructura de dos niveles presenta un desplome crítico con orientación en el sentido contrario a la excavación que se tiene actualmente, al Oriente colinda con la calle de Valle del Tajo, al Poniente con la Avenida Central y al



UBICACIÓN GEOLÓGICA DEL PREDIO DE INTERÉS

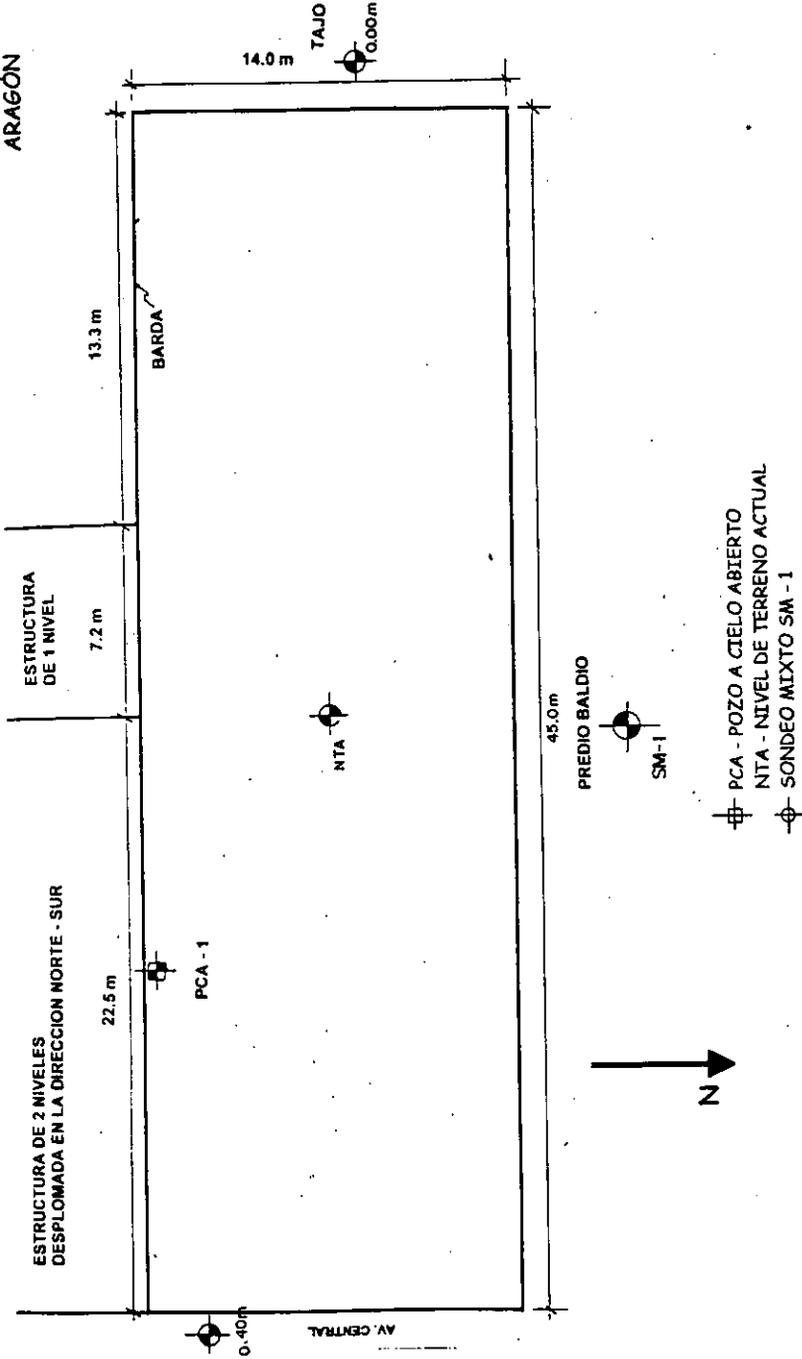
Norte colinda con un lote baldío. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico donde se observa en detalle lo antes descrito.

El proyecto arquitectónico de la estructura contempla la construcción de un sótano, planta baja, mezanine y un nivel a futuro. El sótano será ocupado para estacionamiento; el edificio estará estructurado mediante columnas, trabes y losas de concreto, tratando de que sea aligerado en los lugares donde sea posible. En las figuras 1.2 a 1.4 se presenta una planta con la distribución de las columnas en las plantas, y en la fig. 1.5 se muestra un corte esquemático vertical.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para el edificio proyectado, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el predio de interés y en pruebas de laboratorio.

En el presente trabajo se describen las actividades realizadas; se reportan los resultados obtenidos y se consignan las recomendaciones para el diseño y construcción de la alternativa de cimentación que se juzga más conveniente.

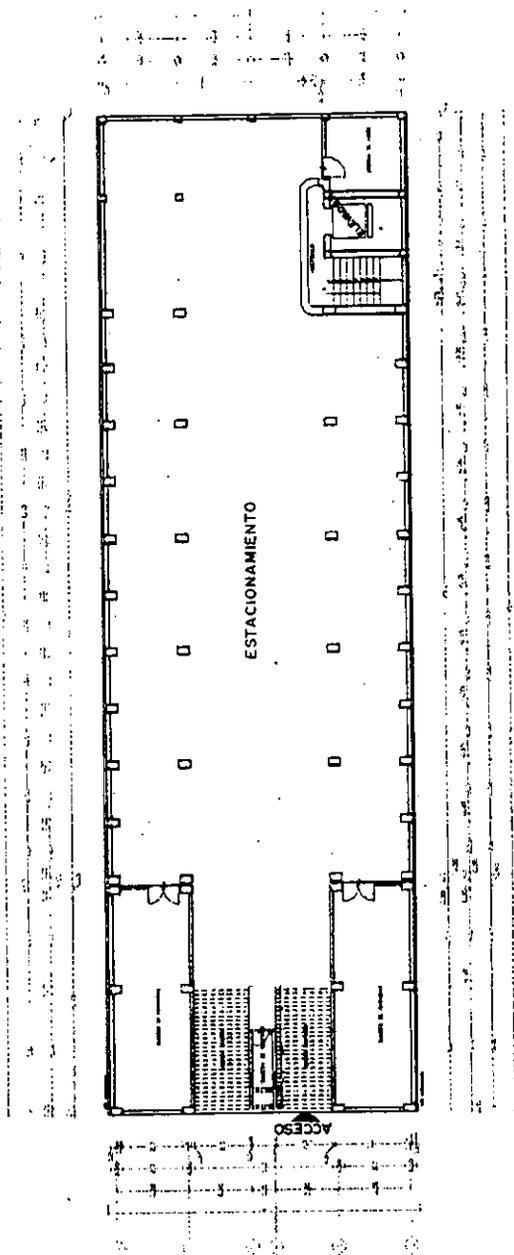
AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN



LEVANTAMIENTO DE COLINDANCIAS Y UBICACIÓN DEL POZO A CIELO ABIERTO Y SONDEO PROFUNDO DE TIPO MIXTO

FIGURA 1.2

AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN

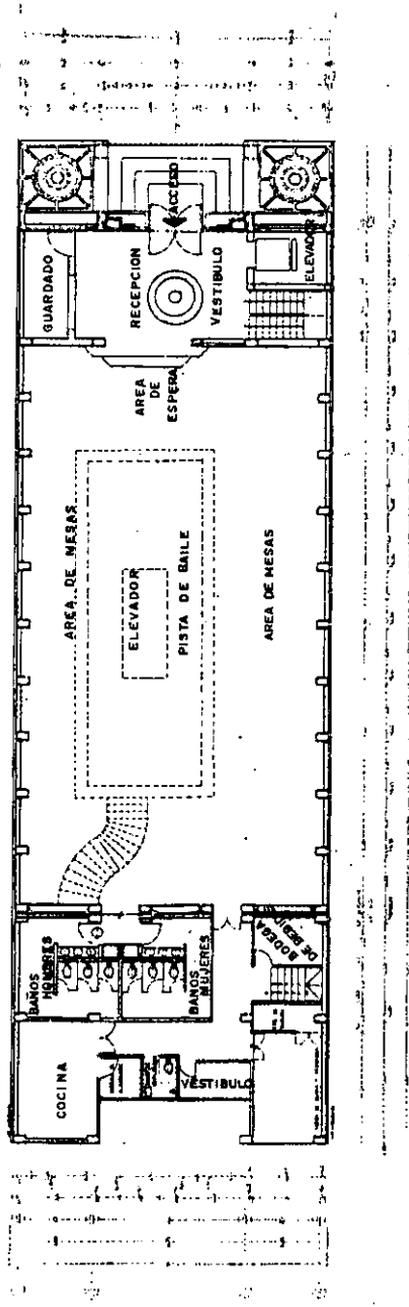


PLANTA ARQUITECTÓNICA ESTACIONAMIENTO

PLANTA ARQUITECTÓNICA ESTACIONAMIENTO

FIGURA 1.2

AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN

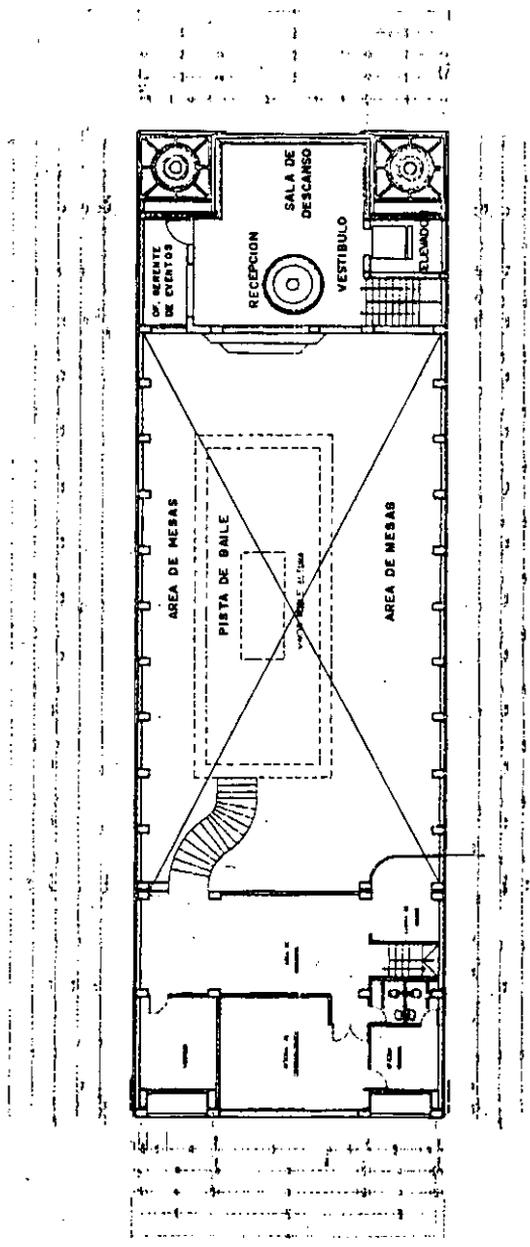


PLANTA ARQUITECTÓNICA SALÓN DE EVENTOS

PLANTA ARQUITECTÓNICA SALÓN DE EVENTOS

FIGURA 1.3

AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN

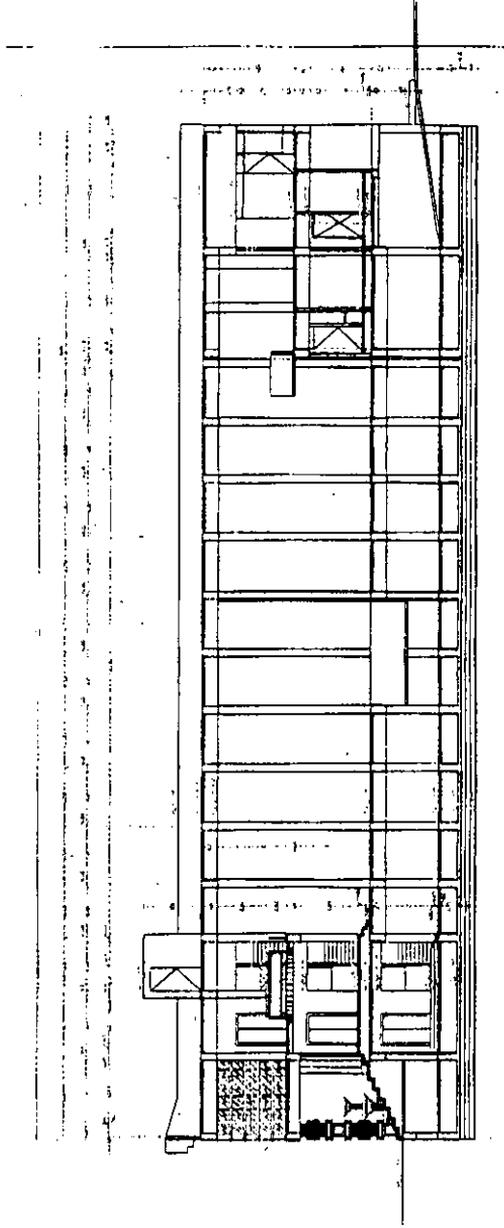


PLANTA ARQUITECTÓNICA MEZANINI

PLANTA ARQUITECTÓNICA MEZANINI

FIGURA 1.4

AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN



CORTE VERTICAL ESQUEMÁTICO

FIGURA 1.5

CAPÍTULO I

"MUESTREO

y

EXPLORACIÓN"

I.1 SONDEO DE CONO ELÉCTRICO

I.1.1 Generalidades

El cono eléctrico es un dispositivo de uso cada vez más extenso para exploraciones. Su aplicación comprende la identificación de los estratos del suelo en base a su resistencia a la penetración y la determinación de la resistencia al corte por correlación con ensayos de laboratorio.

Con la definición de la estratigrafía se puede efectuar una programación racional de muestreo selectivo, para definir la información necesaria en algún estrato de interés.

El empleo del cono eléctrico agiliza extraordinariamente la identificación de la estratigrafía de un sitio, captando hasta sus más pequeños detalles y permitiendo evaluar indirectamente las variaciones con la profundidad de la resistencia al corte y la compresibilidad. En cuanto a sus limitaciones de penetración, la experiencia actual en la zona del lago es que un cono de 5 toneladas de capacidad puede penetrar hasta los 70 m. de profundidad, alcanzando resistencias qc hasta de 300 kg/cm² en las capas duras.

I.1.1.1 Interpretación de sondeos de cono

Continuidad estratigráfica. Se puede determinar con fidelidad la estratigrafía de un sitio mediante ésta técnica.

Resistencia al corte. Con la resistencia de punta del cono eléctrico se puede obtener mediante factores de correlación experimental el valor de la resistencia al corte no drenada de los suelos.

I.1.2 Cono eléctrico

El cono eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos; usualmente tienen 2 ton de capacidad de carga y resolución de 1 kg., pero en el caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 ton y resolución de 2 kg. Generalmente tiene 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm.

Como se observa en la figura 1.6, la fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda inferior (2), y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda superior (4).

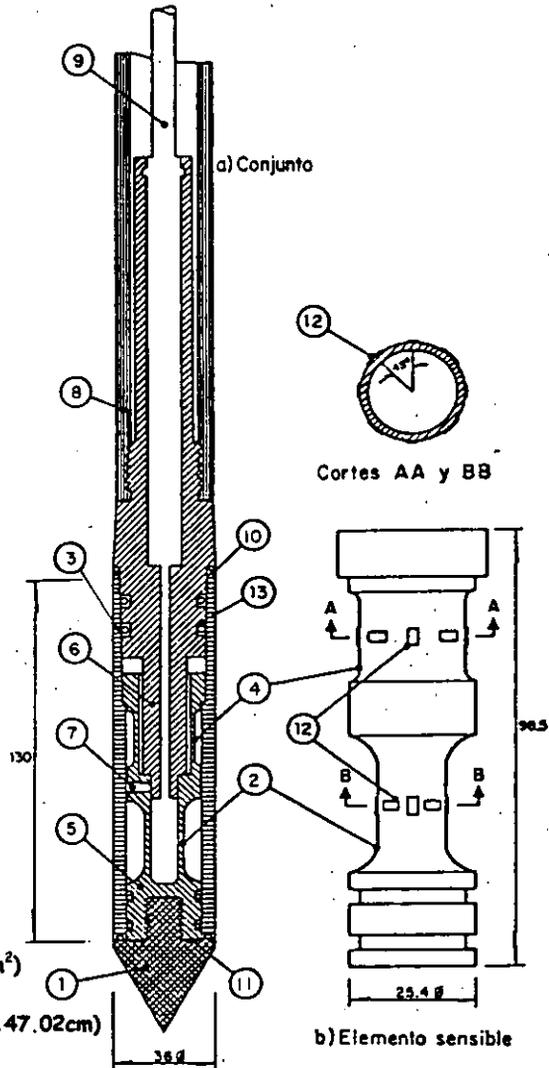
La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

I.1.2.1 Mecanismo de carga

El cono se hincan en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie: La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.

I.1.3 Operación del equipo

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2 cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T para operación del cono eléctrico) se propone de 1 a 2 cm/s \pm 25%.



1. Cono (60° , ϕ 36mm, 10.18cm^2)
2. Celda de punta
3. Funda de fricción (ϕ 36mm, 147.02cm)
4. Celda de fricción
5. Elemento sensible (bronce SAE-64)
6. Pieza de empuje
7. Perno de sujeción (3 @ 120°)
8. Cople conector a la tubería EW
9. Cable conductor blindado de 8 hilos
10. Sello de silicón blando
11. Rondana de bronce
12. Deformómetros eléctricos
13. Aro-sello

CORTE TRANSVERSAL DEL PENETRÓMETRO ELÉCTRICO

FIGURA 1.6

Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores ligeramente más altos. Sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

I.1.4 Resultados

La prueba de penetración estática de cono permite definir la variación de la resistencia de punta y fricción con la profundidad, la figura 1.7, muestra un ejemplo de un sondeo en el centro de la Ciudad; no se presenta la gráfica de la fricción porque en suelos blandos su medición es incierta.

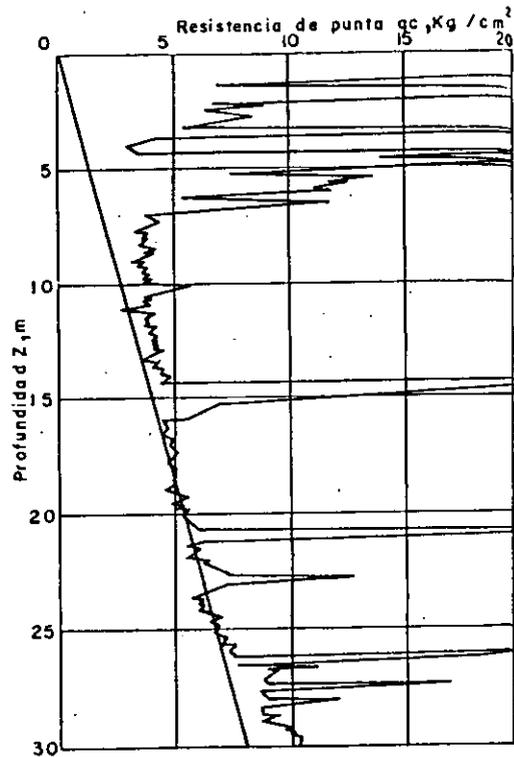
I.1.5 Interpretación de resultados

I.1.5.1 Estratigrafía

El penetrómetro eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como identificador la variación de la resistencia de punta, (fig. 1.8)

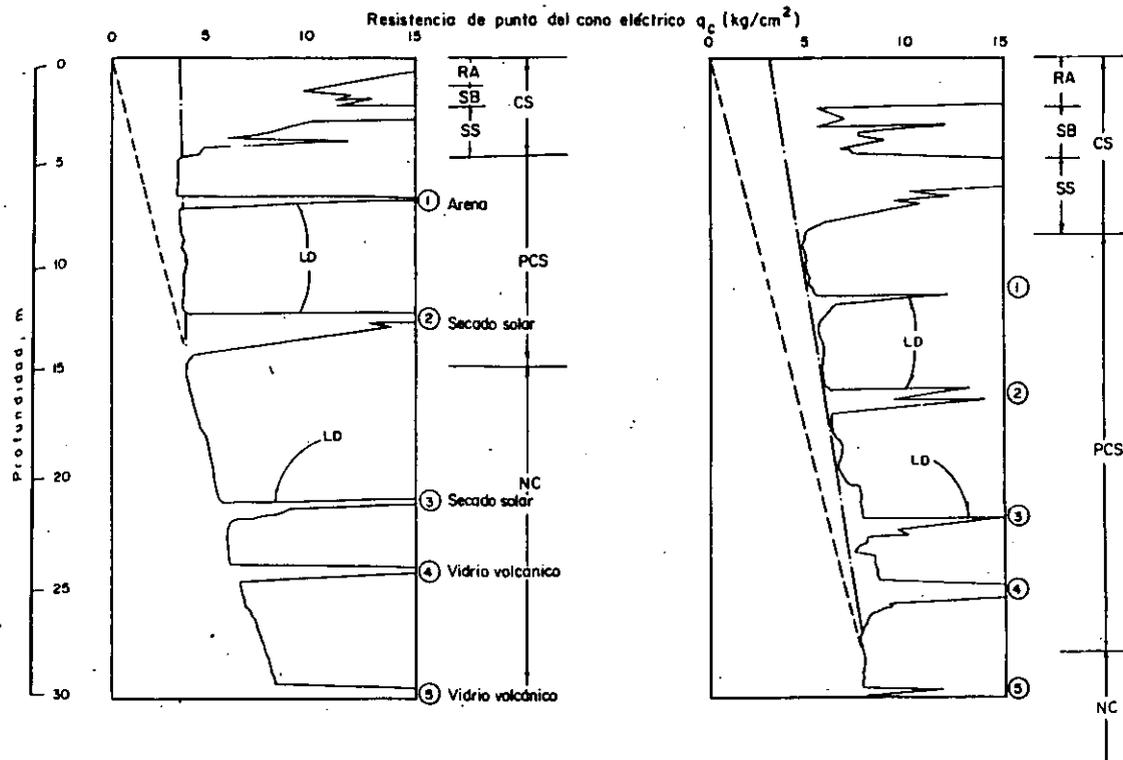
I.1.5.2 Identificación indirecta de los suelos.

La identificación de los suelos se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas, como las de las figuras 1.9 y 1.10, una elaborada por Sanglerat y la otra por Schmertmann. En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona del Lago, la identificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.



VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA CON LA PROFUNDIDAD.

FIGURA 1.7

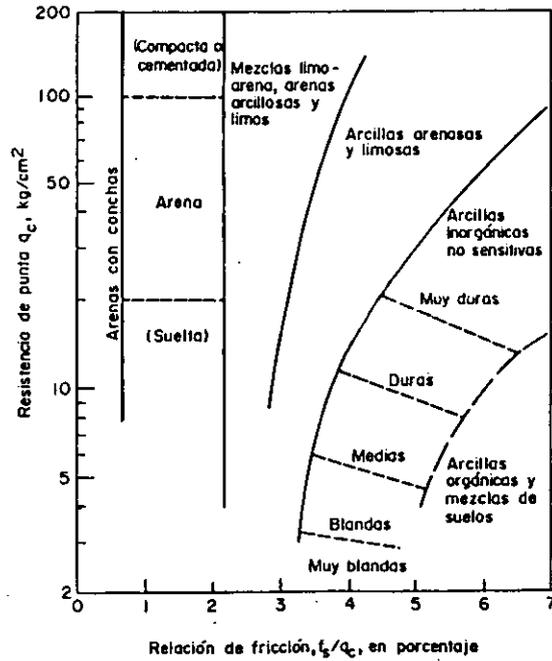


a) Sitio ligeramente preconsolidado
 CS Costra Superior
 PCS Suelo Preconsolidado superficial
 NC Suelo normalmente consolidado

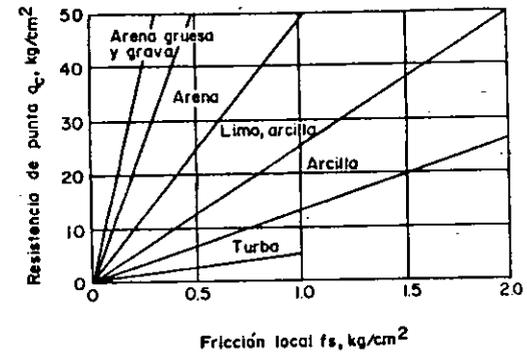
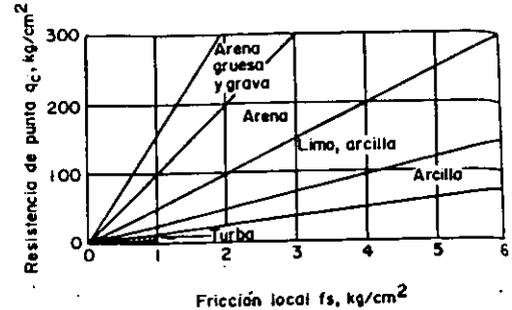
b) Sitio preconsolidado
 RA Relleno Artificial
 SB Suelo Blando
 SS Costra seca por secado solar
 LD Lentes Duros

TIPOS DE VARIACIÓN DE RESISTENCIA DE PUNTA

FIGURA 1.8



CLASIFICACIÓN DE SUELOS CON PENETRÓMETRO ESTÁTICO (REF. 4)



CLASIFICACIÓN DE SUELOS CON PENETRÓMETRO ESTÁTICO (REF. 5)

VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA CON LA PROFUNDIDAD.

FIGURAS 1.9 Y 1.10

I.1.5.3 Parámetros de resistencia de los suelos.

a) Suelos Cohesivos. La resistencia al corte de suelos cohesivos en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión:

$$C_{uu} = qc/Nk \quad (1)$$

Donde:

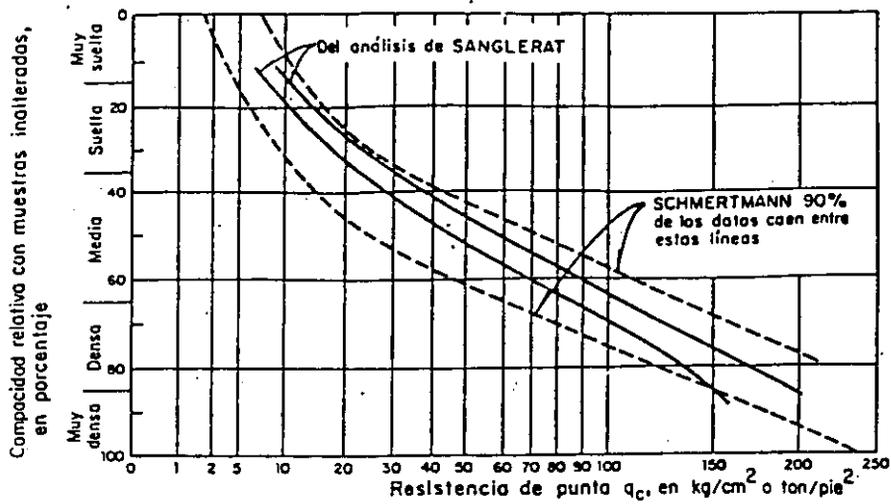
C_{uu} = Resistencia al corte no drenada, en
ton/m²

qc = Resistencia de punta de cono, en kg/cm²

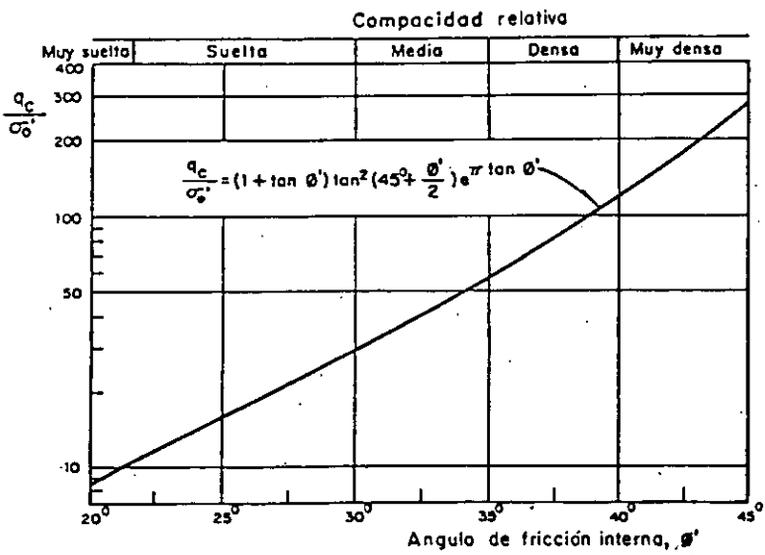
Nk = Coeficiente de correlación

Los valores del coeficiente Nk determinados para suelos de la Ciudad de México aparecen en la tabla I.1

b) Suelos friccionantes. La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestran en la fig. 1.11. Para determinar el valor del ángulo de fricción interna, Φ' , usualmente se utilizan las formulas de capacidad de carga empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la fig. 1.12 se presenta una solución gráfica para determinar el valor de Φ' en función de qc y de $\sigma\sigma'$, donde $\sigma\sigma'$, es el esfuerzo vertical efectivo.



CORRELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y LA CAPACIDAD RELATIVA DE ARENAS FINAS (REF. 4 Y 5)



CORRELACIÓN DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ÁNGULO ϕ' DE ARENAS FIGURAS 1.11 Y 1.12

c) Suelos cohesivo friccionante. Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos que corresponden a un mismo estrato (q_{c1} y q_{c2}). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\phi = \text{tag}^{-1} \left[\frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(Z_2 - Z_1)N_q} \right] \quad (2)$$

$$c = \frac{(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_q (1 + \tan \phi) (Z_1 + Z_2)}{2 N_c (1 + N_q / N_c)} \quad (3)$$

Donde:

- c y ϕ = Parámetros de la resistencia al corte
- q_{c1} y q_{c2} = Valores de la resistencia de punta
($q_{c2} > q_{c1}$)
- Z_1 y Z_2 = Profundidad de medición
- N_c y N_q = Coeficientes de capacidad de carga

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + \tan \phi) (Z_2 - Z_1)} \quad (4)$$

Para determinar el valor ϕ se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas 2 y 4; para ello, primero se supone un valor de ϕ para calcular N_q (ec 4) y con el valor obtenido calcular ϕ (ec 2); éste

último se toma como valor inicial y se repite en cálculo que converge en dos o tres iteraciones.

I.1.6 Comentarios

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

Cuando se trata de suelos blandos, el cono eléctrico tiene mayor precisión que el cono mecánico.

Los coeficientes de correlación N_k entre las mediciones con cono y la resistencia al corte no drenada de los suelos, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello debe utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurarse de su validez.

El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

La utilidad que ha demostrado tener este dispositivo, con solo las mediciones de resistencia de punta, justifica ampliar su aplicación a medir otros parámetros, tal como se viene haciendo en otros países. En una primera etapa deberían ser la resistencia a la fricción y la presión de polvo, para después incorporarle un inclinómetro que determine la desviación que puede ocurrir durante su hincado. También deberá dársele la capacidad de registrar vibraciones, para hacer la medición de las velocidades de propagación de ondas en el subsuelo.

TABLA I.1 VALORES DE COEFICIENTES DE CORRELACIÓN N_k DE LA CIUDAD DE MEXICO

TIPO DE SUELO	qc	P R U E B A		TORCÓ METRO		PENETRÓMETRO DE BOLSILLO
		Triaxial UU	Compresión Simple	Laboratorio	Campo	
Costra seca	$5 < q_c < 10$	qc / 14	qc / 20	-	-	-
Arcillas blandas.	qc > 5	qc / 13	qc / 16	qc / 12	qc / 14	-
Limos arcillosos duros.	qc > 10	qc / 24	qc / 54	-	-	Qc / 29

I.2 MUESTREO Y EXPLORACIÓN EN EL PREDIO DE INTERÉS

El predio de interés se localiza en la parte norte de la Ciudad de México, dentro de la denominada Zona de Lago, caracterizada entre la superficie y 40 m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 20 m de profundidad, denominado SM-1.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestro inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 kg que cae desde una altura de 76 cm; el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo se realizó mediante el levantamiento de las paredes de la excavación que actualmente se tienen hasta 2.80 m con respecto al nivel de la calle Valle del Tajo, se inspeccionaron las paredes determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

La localización en planta del sondeo mixto se muestra en la fig. 1.2 en las tablas I.2 y I.3 se presentan los registros de campo del sondeo realizado.

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN

OBRA: SAN JUAN DE ARAGON		COORDENADAS: X _____ Y _____ Z _____
LOCALIZACIÓN: _____	POZO Nº _____ 1	FECHA DE INICIO: _____ 05/04/00 Hrs. _____
TIPO DE SONDEO: MIXTO	PERFORADORA: LOG YEAR 34	TERMINACION: _____ 10/04/00 Hrs. _____
BOMBA: MOYNO 3L6		

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD			RECUPERACION			PENETRACIÓN ESTÁNDAR PESO DEL MARTILLO 64 kg. ALTURA DE CAIDA 75 cm			TIPO HERRAMIENTA	CLASIFICACION Y OBSERVACIONES
	m			m	%	CR% (DEERE)	Nº DE GOLPES EN			MUESTREO	
	INICIAL	FINAL	AVANCE				15 cm	30 cm	15 cm		
1	0.00	0.60	0.60	0.45			2	20	7	T.P.	RELLENO, PEDACERIA DE TABIQUE
2	0.60	1.20	0.60	0.20			4	4	2	T.P.	RELLENO CON ARCILLA CAFÉ OSCURO
3	1.20	1.80	0.60	0.27			1	1	1	T.P.	ARCILLA CON LENTE DE CENIZA VOLCÁNICA CAFÉ CLARO
4	1.80	2.40	0.60	0.05			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA CON LENTE DE CENIZA VOLCÁNICA CAFÉ CLARO
5	2.40	3.00	0.60	0.43			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA NEGRA CON CENIZA VOLCÁNICA
6	3.00	3.60	0.60	0.46			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO CON VIDRIO VOLCÁNICO
	3.60	4.20	0.60				Peso herramienta			T.P.	SIN RECUPERACION
7	4.20	4.80	0.60	0.09			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO
		4.80	0.60				Peso herramienta			T.P.	SIN RECUPERACION
8	5.40	6.00	0.60	0.39			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA CAFÉ CLARO
9	6.00	6.60	0.60	0.24			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO
10	6.60	7.20	0.60	0.60			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA SON ARENA CAFÉ OSCURO
11	7.20	7.80	0.60	0.51			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO
12	7.80	8.70	0.90	0.54			Presión			T sh	ARCILLA GRIS VERDOSO
13	8.70	9.30	0.60	0.46			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA CAFÉ VERDOSO
14	9.30	9.90	0.60	0.31			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO
15	9.90	10.50	0.60	0.46			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA VEDE OLIVO CON VIDRIO VOLCÁNICO
16	10.50	11.10	0.60	0.48			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA VEDE OLIVO CON VIDRIO VOLCÁNICO
	11.10	12.00	0.90				Presión			T sh	SIN RECUPERACION
17	12.00	12.90	0.90	0.23			Peso herramienta			T.P.	MUESTRA REPRESENTATIVA ARCILLA VERDE CON VIDRIO VOLCÁNICO
18	12.90	13.50	0.60	0.45			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA VERDE OLIVO CON ARENA NEGRA
	13.50	14.10	0.60				Peso herramienta			T.P.	SIN RECUPERACION
	14.10	14.70	0.60				Peso herramienta			T.P.	SIN RECUPERACION
	14.70	15.60	0.90				Peso herramienta			T.P.	SIN RECUPERACION
19	15.60	16.20	0.60	0.45			Peso herramienta			T.P.	ARCILLA POCO ARENOSA VERDE Y CAFÉ CLARO
	16.20	17.10	0.90				Presión			T sh	SIN RECUPERACION

Nivel Frático (m): _____ 0.75 m. Turno de: _____

Observaciones generales: _____

Ademe (m): _____

Hrs. Profund del proyecto: _____ 20.00 m.

Profund. real: _____ 20.40 m.

Operador: _____ J. L. SILVA

Supervisor: _____ Sr. Carlos Reyes Molina

Fecha: _____ 10 abril 2000

TABLA I.2

CAPÍTULO II

"PRUEBAS

DE

LABORATORIO"

II.1 DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS DE LOS SUELOS EN EL LABORATORIO.

II.1.1 *Clasificación de suelos*

Esta clasificación se hará con base en el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos (sucs), el cual se basa en la separación de dos grandes grupos: suelos gruesos y suelos finos, de acuerdo a un porcentaje arbitrario de tamaños que pasan la malla No. 200.

En campo esta separación se realiza por medio de la inspección visual y al tacto, y en el laboratorio realizando un ensaye granulométrico. Después se lleva a cabo las pruebas que determinan las características plásticas de la parte fina del suelo.

En el campo se hacen las pruebas de tenacidad, resistencia en estado seco y movilidad del agua, y en el laboratorio las determinaciones de los límites de consistencia. En la tabla II.1 se esquematiza en forma resumida el Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos, tanto en laboratorio como en campo.

II.1.2 *propiedades índice*

Las propiedades índice son útiles para determinar las relaciones volumétrico-gravimétricas de un suelo y su clasificación. Las relaciones volumétrico-gravimétricas definen parámetros que relacionan el peso de las fases del suelo con sus correspondientes volúmenes (tabla II.2).

El significado de estas propiedades es definitivo en la comprensión de las propiedades mecánicas del suelo.

PROPIEDAD	SIM-BOLO	MUESTRA		FÓRMULAS DE CORRELACIÓN			
		SATURADA	NO SATURADA				
densidad de sólidos	Ss	Medición en laboratorio		eSr / w			
Contenido de agua	w	Medición en laboratorio		Wm / Ws - 1	eSr / Ss	$Sr \gamma_w - 1$	$\gamma_d Ss$
Volumen total de la muestra	Vm	Medición en laboratorio		Vs + Va + Vw	$\frac{Vs}{1-n}$	Vs (1 + e)	$\frac{Vv(1+e)}{e}$
Volumen de sólidos	Vs	$Ws / \gamma_w Ss$		Vm - (Va + Vw)	Vm (1 - n)	$\frac{Vm}{1+e}$	$\frac{Vv}{e}$
Volumen de agua	Vw	Ww / γ_w		Vv - Va	Sr Vv	$\frac{Sr Vm e}{1+e}$	Sr Vs e
Volumen de aire o gas	Va	nulo	Vm - (Vs + Vw)	Vv - Vw	(1 - Sr) Vv	$\frac{(1 - Sr) Vm e}{1+e}$	(1 - Sr) Vse
Volumen de vacíos	Vv	Ww / γ_w	Vm - Vs	Vm - Vs	$\frac{Vs n}{1-n}$	$\frac{Vm e}{1+e}$	Vs e
Peso de sólidos	Ws	Medición en laboratorio		$W / (1 + w)$	$Ss Vm \gamma_w (1-n)$	W Ws / Sr e	
Peso del agua	Ww	Medición en laboratorio		W Ws	$Sr \gamma_w Vv$	e Ws Sr / Ss	
Peso total	Wm	$Ws - Ww$		$Ws (1 + w)$			
Relación de vacíos	e	Vv / Vs		n / n - 1	w Ss / Sr	$\frac{Ww Ss}{Ws Sr}$	
Porosidad	n	Vv / Vm		e / 1 + e			
Peso volumétrico de la muestra	γ_m	$\frac{Ws + Ww}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws + Ww}{Vm}$	Wm / Vm	$\frac{(Ss + Sr e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + w) \gamma_w}{w / Sr - 1 / Ss}$	
Peso volumétrico seco	γ_d	$\frac{Ws}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws}{Vm}$	$\frac{Ws}{Vm (1 + w)}$	$\frac{Ss \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{Ss \gamma_w}{1 + W Ss / Sr}$	
Peso volumétrico saturado	γ_{sat}	$\frac{Ws + Ww}{Vs + Vw}$	$\frac{Ws + Vv \gamma_w}{Vm}$	$\frac{Ws + e \gamma_w}{Vm (1 + e)}$	$\frac{(Ss + e) \gamma_w}{1 + e}$	$\frac{(1 + W) \gamma_m}{w + 1 / Ss}$	
Peso volumétrico sumergido	γ'	$\gamma_{sat} - \gamma_w$		$\frac{Ws - e \gamma_w}{Vm (1 + e)}$	$\frac{Ss + e - 1 \gamma_w}{1 + e}$		
Grado de saturación	Sr	1.0	$\frac{Vw}{Vv}$	$\frac{Ww}{Vv \gamma_w}$	$\frac{\gamma_d Ss}{e}$		

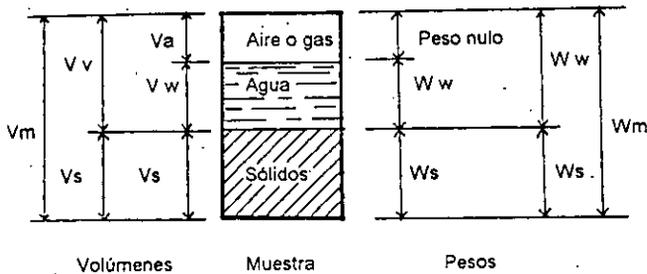


TABLA II.2 RELACIONES VOLUMÉTRICO - GRAVIMÉTRICAS

Las pruebas más comunes para determinar estas propiedades en el laboratorio son las que se describen en este apartado.

a) Contenido de agua

Se define como la relación entre el peso del agua y el peso de los sólidos contenidos en una muestra de suelo, expresada en porcentaje.

Esta prueba se puede efectuar tanto en muestras alteradas como en muestras inalteradas. El procedimiento para determinar el contenido de agua de una muestra de suelo consiste en lo siguiente: Una vez obtenido el peso de la muestra (W_m) se somete a secado dentro de un horno controlado a temperatura constante de 110 ± 5 °C, en un tiempo entre 18 y 20 hrs, al término del cual se pesa nuevamente la muestra para conocer el peso de los sólidos de ésta (W_s). El contenido de agua se obtiene aplicando la fórmula:

$$W(\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad W_w = W_m - W_s$$

El contenido de agua de un suelo en estado natural presenta variaciones muy amplias: desde 0 hasta 800% o aún mayores.

b) Densidad de sólidos

La densidad de sólidos (o peso específico relativo de los sólidos) se define como la relación entre el peso específico de la muestra de los sólidos y el peso específico del agua destilada a 4 °C y sujeta a una atmósfera de presión.

Las muestras empleadas en esta prueba pueden ser alteradas o inalteradas. Según el manual de la C.F.E. de acuerdo al tipo de suelo se tendrá un rango para trabajar el tamaño de la muestra a probar:

TIPO DE SUELO	TAMAÑO DE LA MUESTRA
Suelos cohesivos	25 - 5 gr
Arenas finas	50 - 80 gr
Gravas y arenas gruesas	500 - 1000 gr

Si la prueba se lleva a cabo en un suelo cohesivo o en una arena fina, el procedimiento para determinar la densidad de sólidos consiste en hacer una mezcla pastosa con la muestra de suelo y agua destilada en cantidad suficiente para tener un volumen de 150 cm³ que se coloca en un agitador mecánico y se agita por espacio de 15 min. Después se vacía la mezcla en un matraz previamente calibrado y se sujeta a vacío durante 30 min. El matraz debe llenarse con agua hasta la marca de calibración, se toma la temperatura y se obtiene el peso del matraz con su contenido de agua y suelo (Wbws). Se toma la temperatura de nueva cuenta, se vacía el contenido en un recipiente y se somete a secado a una temperatura de 110 + 5°C, con lo que se conocerá el peso del suelo seco (Ws). La densidad de sólidos se halla mediante la siguiente expresión:

$$S_s = \frac{W_{sk}}{W_{bw} + W_s - W_{bws}}$$

donde:

W_s = Peso de sólidos

W_{bws} = Peso del matraz + agua + suelo

W_{bw} = Peso del matraz + agua a la temperatura de la prueba

K = Coeficiente de corrección por temperatura (tabla II.3)

Para suelos granulares gruesos deberá sumergirse la muestra dentro de un recipiente con agua destilada y dejarla saturar durante 24 hrs. Al término de estas, se sacan las partículas superficialmente y se obtiene su peso (W_{sh}). Se colocan en una probeta graduada y se mide el volumen de agua desalojado (V_w). Ahora se sujeta la muestra a secado y se pesa (W_s).

En primera instancia se calcula el porcentaje de absorción (Abs (%)):

$$\frac{W_{sh} - W_s}{W_s} \times 100$$

ahora se calcula el volumen de agua absorbido

$$V_{wabs} = \frac{(W_{sh} - W_s)}{W_s}$$

Por consiguiente, el valor de la densidad de sólidos se obtiene:

$$S_s = \frac{W_s}{(V_w - V_{wabs})}$$

T °C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0.9999	0.9999	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.9999	0.9999	0.9998
10	0.9997	0.9996	0.9995	0.9994	0.9993	0.9991	0.9990	0.9988	0.9986	0.9984
20	0.9982	0.9980	0.9978	0.9976	0.9973	0.9971	0.9968	0.9965	0.9963	0.9960
30	0.9957	0.9954	0.9951	0.9947	0.9944	0.9941	0.9937	0.9934	0.9930	0.9926
40	0.9922	0.9919	0.9915	0.9911	0.9907	0.9902	0.9898	0.9894	0.9890	0.9885
50	0.9881	0.9876	0.9872	0.9867	0.9862	0.9857	0.9852	0.9848	0.9842	0.9838
60	0.9832	0.9827	0.9822	0.9817	0.9811	0.9806	0.9800	0.9795	0.9789	0.9784
70	0.9778	0.9772	0.9767	0.9761	0.9755	0.9749	0.9743	0.9737	0.9731	0.9724
80	0.9718	0.9712	0.9706	0.9699	0.9693	0.9686	0.9680	0.9673	0.9657	0.9650
90	0.9653	0.9647	0.9640	0.9633	0.9626	0.9619	0.9612	0.9605	0.9598	0.9591

Manual de Geotécnia de la Comisión Federal de Electricidad

TABLA II.3 VALORES DE COEFICIENTE K DE CORRECCIÓN POR TEMPERATURA

Si se trata de suelos con partículas finas y gruesas, la densidad de sólidos se obtiene mediante la fórmula:

$$S_s = \frac{100}{\frac{(\% \text{ ret. Malla 4}}{S_s \text{ (ret. Malla 4)}} - \frac{(\% \text{ pasa mala 4}}{S_s \text{ (pasa malla 4)}}$$

El valor de la densidad de sólidos varía entre 2.0 y 3.0 para la mayoría de los suelos.

C) Granulometría

La distribución granulométrica de un suelo se define como la descripción cuantitativa del tamaño de las partículas que lo forman. Para las fracciones correspondientes a los tamaños mayores del suelo, la determinación de la distribución granulométrica se hace por un procedimiento de cribado a través de mallas para partículas mayores de 0.074 mm (malla N° 200), mientras que para las partículas menores el análisis se hace por sedimentación, mediante el uso del hidrómetro (análisis mecánico combinado).

Las muestras requeridas para la obtención de la curva granulométrica pueden ser alteradas o inalteradas. La muestra de suelo representativa contendrá por lo menos 50 gr. De material que pase la malla N° 200 y 300 gr. De material que pase la malla N° 4.

Primeramente deberá secarse la muestra al aire y separarse en dos fracciones que definirá la malla N° 4. De la fracción que pasa la malla N° 4, se toman

- por cuarteo - 300 gr. De material y se lavan sobre la malla N° 200 utilizando agua destilada con la recuperación de la misma en su totalidad dentro de un recipiente.

El material retenido en la malla N° 200 se sujeta a secado de horno. Ahora se efectúa el cribado tanto la fracción retenida en la malla N° 4 como el material retenido en la malla N° 200 haciéndola pasar - en ambas fracciones - a través de un juego de tamices de abertura descendentes (tabla II.4) y anotándose el peso del material retenido que se obtenga en la malla.

Si durante el cribado llegara a haber material que pase la malla N° 200, este se incorporará al que paso la misma malla durante el lavado de la muestra. Con el material producto del lavado se realiza el análisis por sedimentación con hidrómetro (densímetro).

Resta describir la obtención de los datos necesarios para el trazo de la curva granulométrica.

- En primer lugar se calcula el porcentaje respecto al peso total de la muestra de los materiales retenidos en cada malla empleada y el que corresponde a los diámetros calculados en la prueba del hidrómetro.
- Se calcula el porcentaje acumulado del material que ha pasado por cada malla y menor que el diámetro calculado en la prueba del hidrómetro.
- Por último se dibuja la curva granulométrica sobre papel semilogarítmico colocando en el eje de las abscisas el tamaño de las partículas (escala logarítmica) y en las ordenadas el porcentaje que pasa (escala natural).

MATERIAL RETENIDO EN LA MALLA No. 4		MATERIAL QUE PASA LA MALLA No 4	
Número	Abertura (mm)	Número	Abertura (mm)
3"	76.2	No. 10	2.000
2"	50.8	No. 20	0.840
1"	25.4	No. 40	0.420
3/4"	19.05	No. 60	0.250
1/2"	12.70	No. 100	0.149
3/8"	9.52	No. 200	0.149
No. 4	4.76		
Charola	-	Charola	-

TABLA II.4

Descripción		Peso volumétrico Kg/cm ³	
		γ_d	γ_m
Arena uniforme	Suelta	1,430	1,890
	Densa	1,750	2,090
Arena bien graduada	Suelta	1,650	2,020
	Densa	2,120	2,320
Limo	Baja plasticidad	1,380	1,870
	Alta plasticidad	850	1,540
Arcilla inorgánica	Blanda	1,220	1,770
	Dura	1,690	2,070
Arcilla orgánica	Bajo contenido de materia orgánica	930	1,580
	Alto contenido de materia orgánica	680	1,430
Bentonita	Blanda	430	1,270

TABLA II.5 VALORES TÍPICOS DEL PESO VOLUMÉTRICO SECO Y NATURAL PARA DIFERENTES SUELOS

A manera de ejemplo, se ilustran cuatro diferentes curvas granulométricas típicas de algunos suelos en México (fig 2.1) De la figura podemos observar que una curva con tendencia a una ligera verticalidad representa un suelo uniforme (curva A) mientras que una curva muy tendida indica una gran variedad de tamaños (curva B) y da idea de la granulometría de un suelo bien graduado.

Para definir la graduación de un suelo se proponen los coeficientes de uniformidad y de curvatura (coeficientes de Allen Hazen).

El coeficiente de uniformidad, C_u , se define como:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

siendo:

D_{60} = tamaño tal que 60% del suelo, sea igual o menor

D_{10} = tamaño tal que sea igual o mayor que el 10% en peso del suelo (llamado por Hazen diámetro efectivo)

El coeficiente de curvatura, C_c , se define por:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Siendo D_{30} de significado análogo a D_{60} y D_{10}

La variación del coeficiente de curvatura entre 1 y 3 define suelos bien graduados, mientras que suelos con coeficiente de uniformidad menor de 3 se consideran muy uniformes.

D) Límites de consistencia

La plasticidad es la propiedad que presentan los suelos de poder deformarse, hasta cierto límite, sin romperse. Por medio de ella se mide el comportamiento de los suelos en todas las épocas. Las arcillas presentan esta propiedad en grado variable.

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como una arcilla no estructurada, dependen en gran parte de la humedad. El agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante de comportamientos diferentes del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante, al perder agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable, si el secado continua, el suelo llega a adquirir las características de sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Para conocer la plasticidad de suelos se hace uso de los límites de Atterberg, mediante de ellos se puede dar una idea del tipo de suelos en estudio.

LÍMITES DE ATTERBERG

El científico de suelos, sueco, Atterberg, desarrolló un método para describir cuantitativamente el efecto de la variación de humedad en la resistencia de los suelos de granos finos. Él estableció los estados de resistencia de los suelos y fijó los límites definidos, aunque arbitrarios, para cada estado.

Cada límite se define por la humedad que produce una consistencia determinada; la diferencia entre los límites representa la variación en el contenido de agua o humedad dentro de la cual el suelo se mantiene en un cierto estado.

Limite liquido

Su determinación se basa en el uso de la llamada Copa de Casagrande, un recipiente de dimensiones y peso estandarizados en que se coloca el suelo y se le hace una ranura en forma trapecial de dimensiones normalizadas (fig 2.2).

Para la realización de la prueba se requiere una muestra de suelo con la mayor proximidad a sus condiciones in situ por lo que respecta al contenido de agua. Esta muestra no deberá haber sufrido secado posterior a la extracción.

Se toman unos 100 gramos de suelo húmedo y se mezclan con una espátula hasta formar una pasta suave y uniforme. Si es necesario se añade agua destilada hasta alcanzar la consistencia deseada. Después se coloca una porción de la pasta en la Copa de Casagrande con un espesor aproximado de 1cm. Se hace la ranura de unos 4 cm de longitud. Se acciona el aparato a razón de dos golpes por segundo hasta que la parte inferior del talud de la ranura se cierre 1.27 cm (0.25"). Se mezcla nuevamente el suelo y se repite el procedimiento hasta obtener dos determinaciones con diferencia máxima de un golpe.

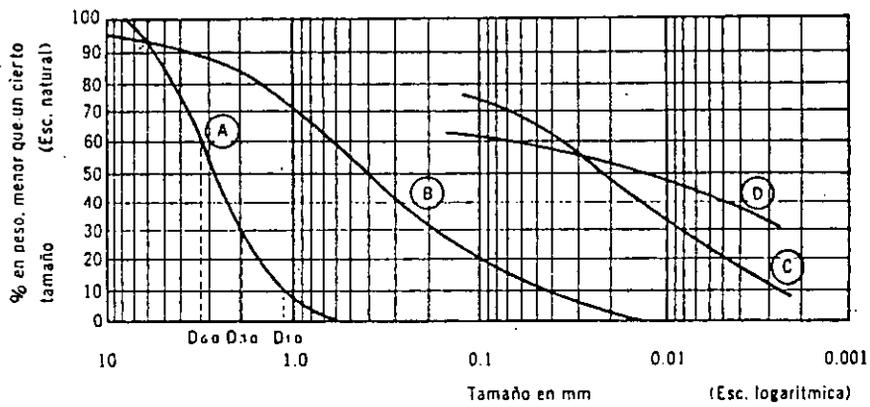


FIG. 2.1 CURVAS GRANULOMÉTRICAS DE ALGUNOS SUELOS

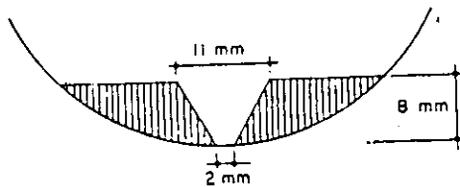


FIG. 2.2 DIMENSIONES DE LA RANURA DE LA COPA DE CASAGRANDE

FIGURAS 2.1 y 2.2

Inmediatamente se obtiene el contenido de agua de unos 10 gramos de suelo de la zona próxima a la ranura cerrada.

Se repite todo el procedimiento variando el contenido de agua del suelo agregando agua por goteo o secado por remoldeo para provocar evaporación. No debe someterse a una evaporación brusca. Es necesario obtener cuatro determinaciones cuyo número de golpes este comprendido entre 10 y 35.

Una vez obtenidos los contenidos de agua para los diferentes ensayos se procede al trazo de la curva de fluidez, colocando en el eje de las ordenadas los contenidos de agua en escala natural y en el eje de las abscisas los números de golpes en escala logarítmica. La curva se considera aproximadamente una línea recta entre los 10 y 35 golpes cuya ecuación es:

$$w = -F_w \log N + C$$

donde:

w = Contenido de agua, como porcentaje del suelo seco

F_w = Índice de fluidez, dependiente de la curva de fluidez, igual a la variación del contenido de agua correspondiente a un ciclo de la escala logarítmica

N = Numero de golpes

C = Constante igual a la ordenada de la abscisa de 1 golpe; se calcula prolongando el trazo de la curva.

Entonces, el límite líquido (LL) se define por el contenido de humedad que tiene el suelo amasado expresado en por ciento con respecto al peso seco de la muestra con el cual el suelo cambia del estado líquido al plástico.

De acuerdo con esta definición, los suelos plásticos tienen en el límite líquido una resistencia muy pequeña al esfuerzo cortante, pero definida, y según Atterberg es de 25 g/cm^2 . La cohesión en el suelo en el límite líquido es prácticamente nula. Esta prueba se determina midiendo la humedad y el número de golpes necesarios para cerrar en una determinada longitud una ranura de un determinado ancho mediante un aparato normalizado. Se sugiere que la prueba se ejecute en un cuarto húmedo. Un ambiente seco afecta la exactitud de la prueba debido a la evaporación durante el remoldeo y manipulación en el aparato, esto es suficiente para que el número de golpes muestre un incremento demasiado rápido. Esta prueba se grafica de la siguiente manera contenido de agua - número de golpes de la cual se obtiene la curva de fluidez.

La fig. 2.3 indica la forma de determinar el límite líquido en la curva de fluidez.

Limite plástico

El límite plástico (LP) se define como el contenido de humedad expresado en porcentaje con respecto al peso seco de la muestra secada al horno, para el cual los suelos cohesivos pasan de un estado semisólido a un estado plástico.

La muestra se prepara de manera idéntica a la empleada para determinar el límite líquido; se mezclan unos 10 gramos de suelo húmedo que se rolará sobre una placa de vidrio con la base del dedo pulgar hasta alcanzar un diámetro de 3.17 mm ($1/8''$). Este procedimiento se repite hasta que se presenten en el cilindro de suelo señales de desmoronamiento y agrietamiento al alcanzar el diámetro citado; es entonces cuando se determinará el contenido de agua de la muestra ensayada. Todo el procedimiento se repite dos veces más hasta obtener tres valores.

El límite plástico del suelo será el promedio de los tres resultados que para efectos de comprobación no deberán variar en mucho. Los suelos que no pueden rodillarse con ningún contenido de humedad se consideran como no plásticos.

Limite de contracción

El límite de contracción (LC) se define por la humedad que tiene el suelo amasado cuando alcanza su volumen mínimo teórico al secarse, viniendo del estado de saturación. Es el porcentaje de humedad con respecto al peso seco de la muestra, con el cual una reducción de agua no ocasiona ya disminución en el volumen del suelo. La diferencia entre el límite plástico y el límite de contracción se llama índice de contracción (IC), y señala el rango de humedad para el cual el suelo tiene una consistencia semisólida. El límite de contracción (LC) es muy útil para evaluar el comportamiento de cortes y terraplenes, principalmente en el posible surgimiento de grietas G.C. (grado de contracción). Un suelo húmedo se contrae hasta que alcanza la humedad del límite de contracción natural del mismo. Un suelo que tenga una humedad natural menor que la del límite de contracción natural ya no se contrae.

Se coloca una muestra cuyo contenido de agua sea cercano al límite plástico en un anillo calibrado evitando el dejar burbujear. Se deja secar a temperatura ambiente hasta que la muestra pueda retirarse del anillo. Una vez retirada se somete a secado en horno por espacio de 24 horas. Ahora se engrasan las caras de la pastilla de suelo usado lija, teniendo cuidado en perder cantidades no apreciables de suelo. Se mide con un vernier para conocer su volumen (V_m) y se pesa (W_m). Se determina la densidad de sólidos y se sustituyen los valores obtenidos en la fórmula:

$$LC (\%) = \frac{\gamma_w V_m}{W_s} - \frac{l}{S_s}$$

γ_w = peso volumétrico del agua

De los resultados que se obtienen en la determinación de los límites de consistencia se pueden encontrar los valores de los índices de plasticidad, de fluidez, de contracción, de liquidez y de la actividad de un suelo. Los valores obtenidos en estas correlaciones deberán emplearse solamente con fines de análisis y diseño preliminar y no podrán tomarse como valores de diseño definitivo.

Tales límites de consistencia se deberán obtener de todas las muestras que se someten a pruebas de consolidación o expansión y a pruebas triaxiales. La clasificación de los suelos según sus límites de consistencia se basan en el empleo de la carta de plasticidad que relaciona el límite líquido, que se dibuja en las abscisas y el índice de plasticidad que se obtiene de la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico, que se grafica en las ordenadas. Dicha carta se divide en cuatro zonas principales por medio de dos rectas: la primera con una ecuación $I_p = 0.73 (WL - 20)$ y la segunda definida por la ecuación $WL = 50$. A cada una de estas zonas les corresponden suelos con diferentes características de compresibilidad (ver figura 2.3a).

E) Peso volumétrico

Para determinar el peso volumétrico de un suelo en el laboratorio se requiere de una muestra obtenida con el método de labrado en muestras inalteradas.

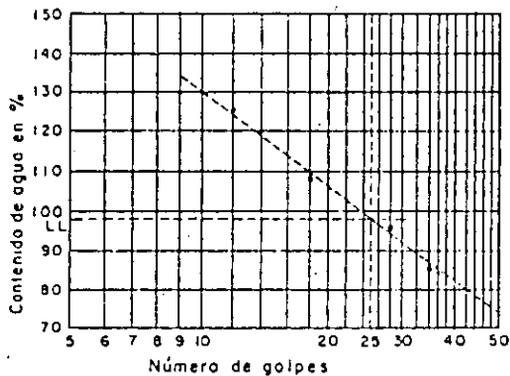


FIG. 2.3 DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO EN LA CURVA DE FLUIDEZ

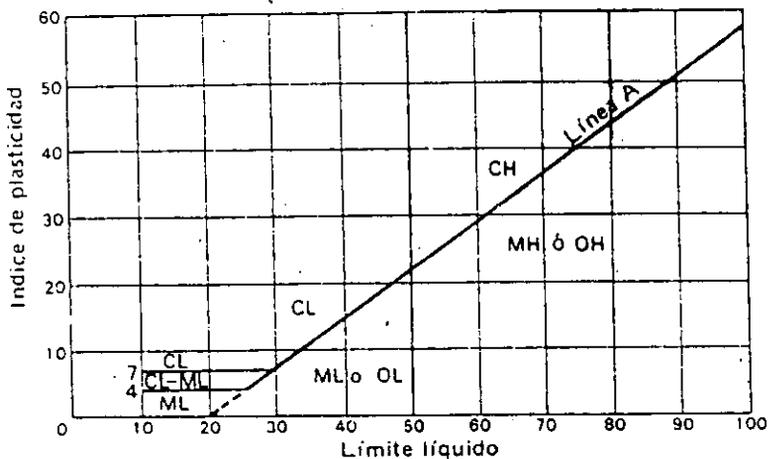


FIG. 2.3a DIAGRAMA DE PLASTICIDAD

FIGURA 2.3 y 2.3a

El procedimiento consiste en labrar una muestra de suelo con una forma geométrica regular en un ambiente húmedo. Se miden las dimensiones de la muestra labrada de la manera más exacta posible, con lo que se conocerá el volumen de esta (V_m).

Se obtiene el peso de la muestra (W_m)

El peso volumétrico de la muestra se calcula con el empleo directo de la fórmula:

$$\gamma_m = \frac{W_s}{V_m}$$

El peso volumétrico seco esta dado por la expresión:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m}$$

Y el peso volumétrico saturado se define como:

$$\gamma = \frac{W_s + W_w}{V_m}$$

En la tabla II.5 se presentan algunos valores comunes del peso volumétrico seco y en estado natural para algunos suelos.

F) Relación de vacíos

Se conoce como relación de vacíos o índice de poros a la relación entre el volumen de vacíos y volumen de sólidos de un suelo. Se presenta por e :

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Teóricamente varía de 0 hasta ∞ , aunque en la práctica es difícil hallar valores menores a 0.25 (arenas muy compactas con finos) y mayores de 15 en el caso de algunas arcillas altamente compresibles.

El procedimiento a seguir en el laboratorio para la determinación de esta es el siguiente: de una muestra natural se determina su volumen (V_m). Se sujeta a un proceso de secado en horno y posteriormente se obtiene su peso (W_m). Aplicando la expresión que define la densidad de sólidos.

$$S_s = \frac{W_s}{V_s}$$

De donde se conoce V_s :

$$V_s = \frac{W_s}{S_s}$$

Y como $V_v = V_m - V_s$ se tiene:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_m - V_s}{V_s} = \frac{V_m S_s^{-1}}{W_s}$$

El procedimiento para obtener V_m , W_s y S_s ya ha quedado indicado.

II.1.3 Propiedades mecánicas

Las propiedades mecánicas de los suelos dependen de dos aspectos fundamentales: la deformabilidad y la resistencia al corte. Los valores en que intervienen estos parámetros se obtienen de dos pruebas básicamente: la prueba de *consolidación* y las *pruebas de resistencia al corte*; y en menor importancia la prueba de permeabilidad.

A) Permeabilidad

El flujo de agua a través de medios porosos, de gran interés en la mecánica de suelos, está gobernado por una ley descubierta por Henri Darcy en 1856. Darcy investigó las características del agua a través de filtros, formados precisamente por materiales térreos.

En una dimensión, el agua fluye a través de un suelo totalmente saturado, de acuerdo con la ley empírica de Darcy:

$$q = Aki \quad \text{ó}$$

$$v = \frac{q}{A} = ki$$

Donde:

q = Volumen de agua que fluye por unidad de tiempo

A = Área de sección de corte de suelo correspondiente al flujo q

k = Coeficiente de permeabilidad

i = Gradiente hidráulico

v = Velocidad de descarga

La unidad del coeficiente de permeabilidad es la de una velocidad (m/s)

El coeficiente de permeabilidad depende fundamentalmente del tamaño promedio de los poros, los que a su vez dependen de la distribución de dimensiones de partículas, forma de las mismas y estructura del suelo. En general cuanto más pequeñas las partículas, menor la dimensión media de los poros, e inferior el coeficiente de permeabilidad.

Hay varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos", proporcionados, en forma secundaria, por las pruebas técnicas que primariamente persiguen otros fines. Estos métodos son los siguientes:

a) Directos

1. Permeámetro de carga constante
2. Permeámetro de carga variable
3. Prueba directa de los suelos en el lugar

b) Indirectos

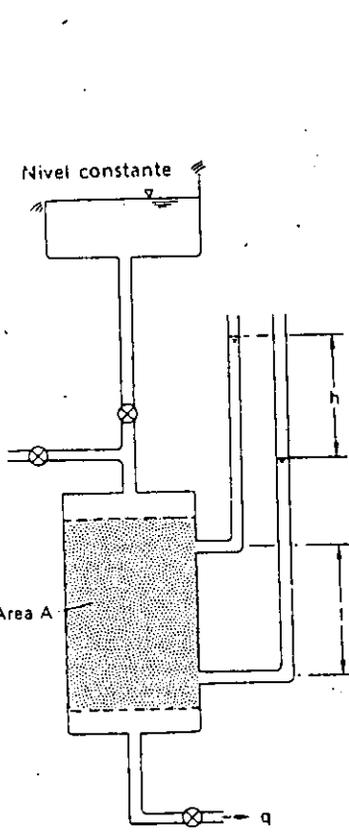
1. Cálculo a partir de la curva granulométrica
2. Cálculo a partir de la prueba de consolidación
3. Cálculo con la prueba horizontal de capilaridad

Se puede determinar el coeficiente de permeabilidad de estos suelos de grano grueso, por medio de la prueba de permeabilidad de carga constante (figura 2.4a). Se coloca la muestra de tierra, a la densidad adecuada, en un cilindro de perspex o acrílico, de sección de corte de área A ; el espécimen descansa sobre un filtro grueso o una malla de alambre. A través del suelo se mantiene un flujo vertical constante de agua, bajo una carga total uniforme, y se mide el volumen de agua que fluye en unidad de tiempo (q). La presencia de derivaciones a los lados del cilindro, permiten medir el gradiente hidráulico (h/I). Entonces de ña ley de Darcy:

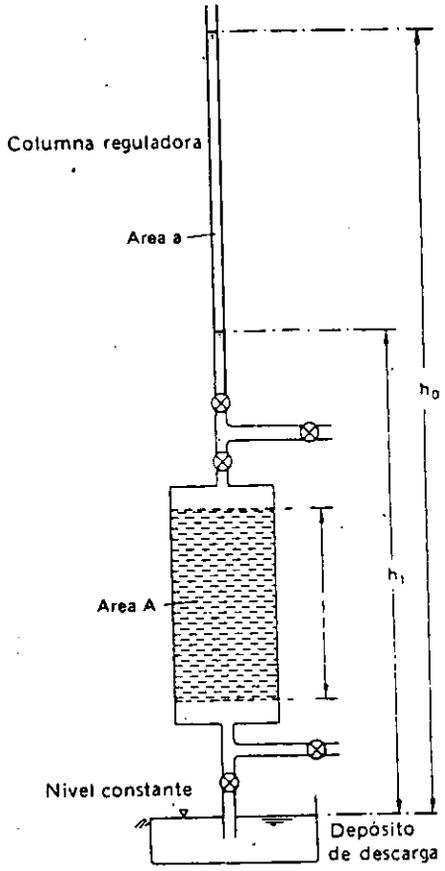
$$k = \frac{ql}{Ah}$$

Se debe efectuar una serie de mediciones, cada uno de distinto valor de flujo. Antes de iniciar la prueba, se aplica vacío al espécimen para asegurar que el grado de saturación bajo flujo será cercano al 100%.

Para suelos de grano fino, hay que recurrir a la prueba de permeabilidad de carga variable (fig. 2.4b). En el caso de suelos de grano fino, normalmente se prueban especímenes no perturbados; como cilindro de prueba, se puede usar el mismo tubo de obtención de la muestra.



(a) CARGA CONSTANTE



(b) CARGA VARIABLE

PRUEBAS DE PERMEABILIDAD DE LABORATORIO

FIGURA 2.4 a y b

La longitud del espécimen es l , y el área de sección de corte es A . En cada extremo de la muestra se coloca un filtro grueso, y a la parte superior del cilindro se le conecta una columna reguladora de área interna a . El agua fluye hacia un depósito de nivel constante. La columna reguladora está llena de agua y se mide el tiempo (t_1) que necesita el nivel de agua (con relación al nivel de agua del depósito), para caer de h_0 a h_1 . A cualquier tiempo intermedio t , el nivel de agua en la columna reguladora está dado por h y por su velocidad de cambio, por $-dh/dt$. Al tiempo t , la diferencia en carga total desde el tope al fondo del espécimen, es h . Aplicando la ley de Darcy:

$$-a \frac{dh}{dt} = \frac{Ak h}{l}$$

$$- a \int_{h_0}^{h_1} \frac{dh}{h} = Ak / l \int_0^{t_1} dt$$

$$K = (Al/Atl) \ln h_0/h_1$$

$$= 2.3 \frac{al}{Atl} \log h_0/k_1$$

Nuevamente, deben tomarse precauciones para asegurar que el grado de saturación se mantiene cercano al 100%. Deben efectuarse una serie de pruebas, para los distintos valores de h_0 y h_1 y/o columnas reguladoras de varios diámetros.

B) Consolidación

Los suelos, al igual que los otros materiales usados en la construcción, sufren deformaciones bajo el efecto de un esfuerzo aplicado sobre ellos. La deformación que sufre un suelo bajo la acción de una carga no se presenta inmediatamente después de la aplicación del esfuerzo, tal como sucede en los materiales elásticos, ya que para el acomodamiento de las partículas, que es la parte principal de la deformación, necesita expulsar parte de los fluidos que contiene el suelo y si el agua constituye la mayor parte de los fluidos y el suelo es poco permeable, la expulsión del agua requiere mucho tiempo. La compresibilidad de los estratos confinados de arcilla ha recibido una creciente atención durante los últimos años. Debido a ello se han elaborado métodos que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos.

La consolidación es un proceso en el que el volumen de la muestra de suelo disminuye en un tiempo determinado, debido al aumento de carga sobre el suelo.

Las pruebas de consolidación sirven para determinar la velocidad y magnitud de los cambios volumétricos de un suelo. Para ello se requieren muestras inalteradas de dimensiones variables entre 7 y 10 cm de diámetro y de 1 a 2.5 cm de altura.

Con el fin de establecer la relación entre la presión aplicada de un suelo y su reducción de volumen, y entre esta deformación el tiempo necesario, para que se verifique, se recurre a la prueba de consolidación unidimensional.

La prueba puede llevarse a cabo en un consolidómetro de anillo fijo (fig. 2.5) o en uno de anillo flotante (fig. 2.6, llamado así porque se puede desplazar durante la consolidación del suelo), siendo este último el de mayor uso en la actualidad.

La muestra se coloca en el interior de un anillo metálico cerrado de modo que queda confinada lateralmente. El anillo se coloca entre dos piedras porosas de sección circular y de diámetro ligeramente menor que el de diámetro interior del anillo. El conjunto se coloca dentro de la cazuela del consolidómetro (figura 2.6).

Mediante el marco de carga esquematizado en la fig. 2.6, se comienza a aplicar carga axial a la muestra, que se reparte uniformemente en toda su área con el dispositivo integrado por la esfera metálica y la placa colocada sobre la piedra porosa superior. Como resultado de la aplicación de la carga el agua tiende a salir de la muestra a través de las piedras porosas. Las deformaciones del suelo se miden con un extensómetro montado en el marco de carga móvil y conectado a la cazuela fija. Las cargas se van incrementando, permitiendo que cada incremento se desarrolle por un lapso suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se toman las lecturas del extensómetro para conocer la deformación experimentada por la muestra a diferentes tiempos. Con los valores de estas lecturas se dibujan las curvas de consolidación correspondientes a cada incremento de carga aplicado (fig. 2.7), graficando en el eje de las abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y en el eje de las ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural.

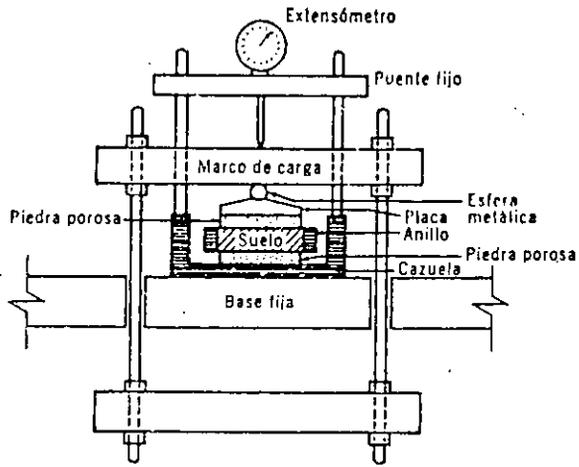


FIG 2.5 DETALLE DEL CONSOLIDÓMETRO DE ANILLO FLOTANTE

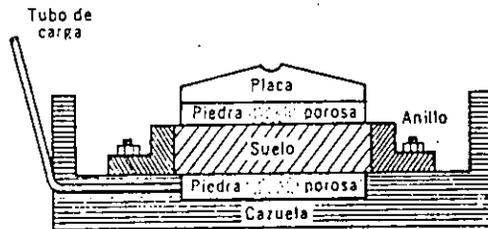


FIG. 2.6 DETALLE DEL CONSOLIDÓMETRO DE ANILLO FIJO

Cuando el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos se sitúa por debajo de la inicial, y puede determinarse en base a los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. De este modo, para cada incremento de carga aplicado se tiene un valor de relación de vacíos y otro de la presión correspondientes actuante sobre la muestra. Así una vez aplicados todos los incrementos de carga se tendrán valores para graficar las curvas llamadas de compresibilidad, los valores de la presión actuante se colocan en el eje de las abscisas, en escala logarítmica, en tanto que los correspondientes de la relación de vacíos se colocan en el eje de las ordenadas, en escala natural (fig. 2.8).

En una curva de compresibilidad se identifican tres ramas (fig. 2.8): el tramo *A* es llamado "rama de recompresión", es un tramo curvo de concavidad hacia abajo y alcanza su máxima curvatura en la proximidad de su unión con el tramo *B*, llamado "rama virgen", es el de mayor pendiente, casi recto y con el se llega al final de la etapa de carga de la prueba, ya que el máximo incremento de la carga corresponde a la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto comienza la etapa de descarga, ahora aplicando a la muestra cargas decrecientes durante un tiempo suficiente para que la velocidad de deformación sea prácticamente nula. Si bien la muestra no llega de nuevo al valor de su relación de vacíos inicial, si experimenta una recuperación. El tramo *C* corresponde a esta etapa de carga y se llama "rama de descarga".

En una prueba normal de consolidación puede someterse la muestra a un solo ciclo de carga y descarga (fig. 2.9) o bien a varios ciclos de carga y descarga (fig. 2.8).

El fenómeno de la consolidación unidimensional

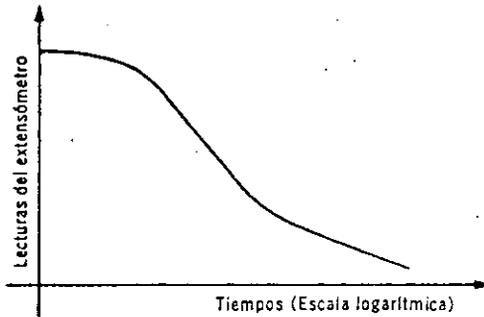


FIG. 2.7 FORMA TÍPICA DE LA CURVA DE CONSOLIDACIÓN EN ARCILLAS

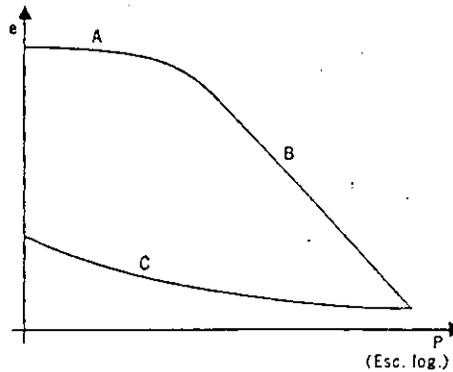


FIG. 2.8 FORMA TÍPICA DE LA CURVA DE COMPRESIBILIDAD EN SUELOS COMPRESIBLES

C) Resistencia al corte

La ecuación fundamental que define la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos se basa en dos parámetros que caracterizan las condiciones que presenta el suelo: uno debido a la cohesión y otro debido a la fricción interna, así se tiene que:

$$S = c + \sigma' \operatorname{tag}\phi$$

Donde S es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, σ' no es la presión debida al esfuerzo total, si no la presión efectiva, o sea, $\sigma' = \sigma - U_p$, y C y ϕ son los parámetros de resistencia al corte en función del esfuerzo normal efectivo.

Para determinar la cohesión (C) y el ángulo de fricción interna (ϕ) puede recurrirse a algunos de los ensayos siguientes:

- *Corte directo*
- *Compresión simple*
- *Ensayo triaxial*

En estas pruebas se emplean probetas de muestras inalteradas de dimensiones entre 7 a 3.5 cm de diámetro y 20 a 9 cm de altura.

Prueba de corte directo

Generalmente se efectúa en suelos predominantemente friccionantes. El dispositivo para efectuar esta prueba consta de dos marcos, uno fijo y otro móvil, que contienen al espécimen de suelo (fig. 2.10), si se prueban muestras saturadas se

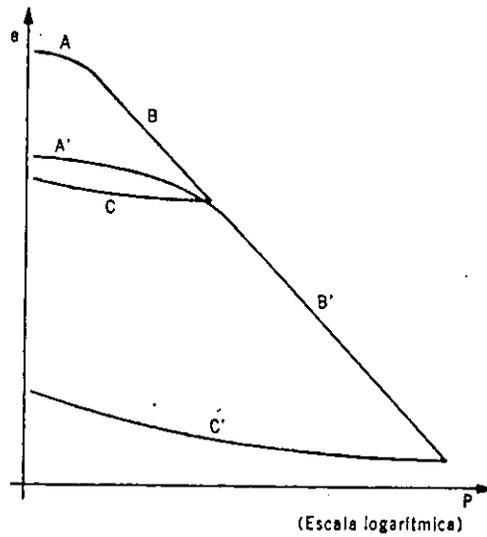


FIG. 2.9 CURVA DE COMPRESIBILIDAD PARA DOS CICLOS DE CARGA Y DESCARGA

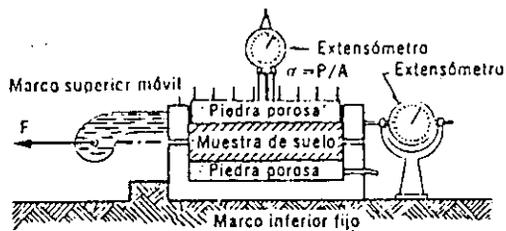


FIG. 2.10 APARATO DE CORTE DIRECTO

colocan dos piedras porosas para permitir el drenaje libre, si se tienen muestras secas las piedras porosas se sustituyen por simples placas de confinamiento.

El marco móvil permite aplicar una fuerza rasante que hace fallar la muestra a lo largo de un plano bien definido. Además, el dispositivo permite ejercer una presión normal al plano de falla, σ . Así, la deformación de la muestra se mide en extensómetros tanto en dirección horizontal como vertical.

Con los resultados de la prueba se dibujan gráficas como las mostradas en la fig. 2.11a, para calcular los valores de la relación τ / σ correspondiente a la deformación sobre el plano de falla.

Hay dos formas de realizar la prueba: por esfuerzo controlado y por deformación controlada. En el primer caso se aplican valores fijos de la fuerza tangencial al aparato, fijando así el valor del esfuerzo aplicado, mientras que en el segundo caso la velocidad de deformación es constante y la fuerza actuante se conoce directamente en la báscula de la máquina que la aplica

Efectuando varias pruebas variando la presión normal pueden trazarse puntos en la gráfica $\sigma - S$ con los valores de las presiones normales y los esfuerzos tangenciales máximos de cada prueba; la unión de estos definirá la línea de falla del material (fig. 2.11b).

Pese a su simplicidad, el inconveniente más importante de la prueba radica en la imposibilidad de controlar las condiciones de drenaje, por lo que solamente se puede determinar el esfuerzo normal total.

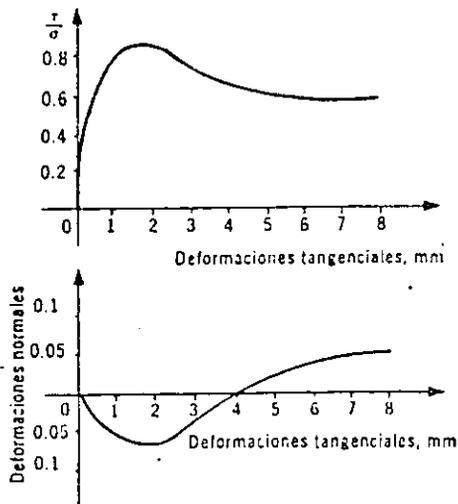


FIG. 2.11a GRAFICAS DE RESULTADOS DE PRUEBAS DE CORTE DIRECTO

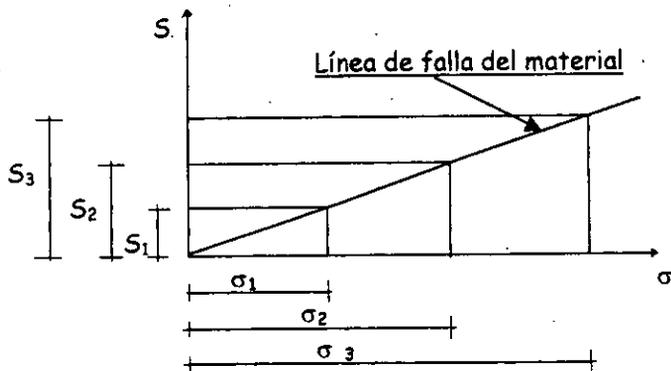


FIG. 2.11b GRAFICAS DE RESULTADOS DE PRUEBA DE CORTE DIRECTO

FIGURAS 2.11 a y b

Prueba de compresión simple

Esta prueba es muy empleada en trabajos de rutina, por su fácil realización y necesidades de equipo sencillo. Sin embargo, solo es posible efectuarse en suelos que tengan una cierta cohesión que permita el labrado de las muestras.

La prueba consiste en llevar a la falla un espécimen aplicando un esfuerzo axial a la muestra por medio de un dispositivo como el de la fig. 2.12. Si se hace por esfuerzo controlado, se aplica carga axial a la probeta incrementándose gradualmente hasta que falle, obteniéndose la deformación ocurrida con cada incremento de carga original. Si se hace por deformación controlada, la muestra estará sujeta a una velocidad de deformación especificada y se obtendrá la carga que resiste la probeta en un intervalo de tiempo prefijado y la deformación total.

Pruebas triaxiales

Son las más usadas para determinar las características de esfuerzo - deformación y de resistencia a los suelos. Las probetas cilíndricas de suelo, protegidas por una membrana impermeable, se sujetan a presiones laterales de agua. La muestra se confina dentro de una cámara cilíndrica y hermética con base metálica (fig. 2.13). En la superficie superior e inferior de la muestra se colocan piedras porosas que se comunican con una bureta exterior. Un compresor comunicado a la cámara proporciona la presión ejercida por el agua de la cámara. La carga axial se transmite a la muestra mediante un vástago que atraviesa la base superior de la cámara. Así el agua ejercerá una presión hidrostática que producirá esfuerzos principales iguales en todas direcciones sobre la muestra, además del esfuerzo transmitido a las bases de esta por el vástago de carga.

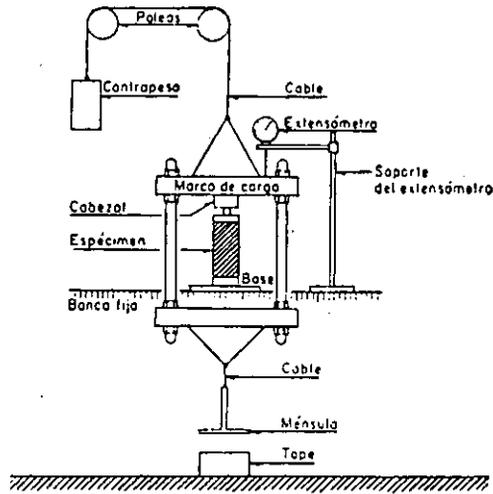


FIG. 2.12 APARATO CON APLICACIÓN DE CARGA DIRECTA PARA PRUEBA DE COMPRESIÓN SIMPLE

Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

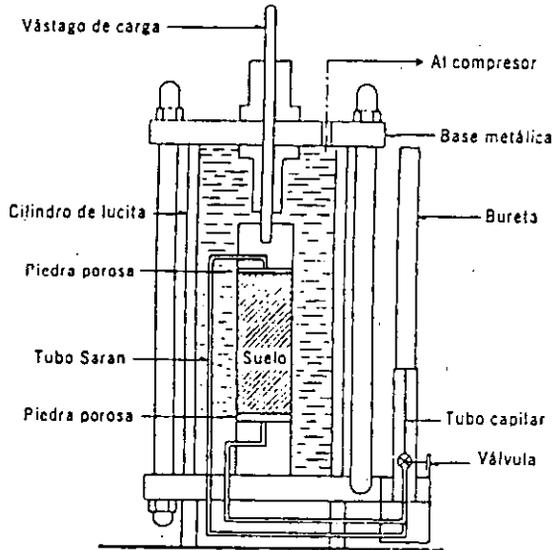


FIG. 2.13 CAMARA DE COMPRESIÓN TRIAXIAL

En general, las pruebas triaxiales se llevan a cabo en dos etapas. En la primera se somete a la muestra a la presión de cámara (σ_c) y puede o no permitirse el drenaje de la muestra, abriendo o cerrando la válvula de salida del agua a través de las piedras porosas (fig. 2.13). En la segunda etapa la muestra se somete a esfuerzos cortantes aplicando presión variable a través del vástago, ejerciéndose así esfuerzos principales que no son iguales entre sí. En esta segunda etapa también puede o no permitirse el drenaje; aunque solo se justifica si la primera etapa fue drenada, en caso contrario, no tiene objeto drenar durante la segunda etapa.

En función de las condiciones de drenaje que se establezcan para la prueba, las pruebas triaxiales se clasifican en:

♦ **Prueba lenta (Consolidada - drenada, CD)**

Los esfuerzos aplicados en esta prueba son efectivos. En la primera etapa se sujeta al suelo a una presión hidrostática (σ_c), permaneciendo abierta la válvula de drenaje durante toda la prueba y dejando transcurrir el tiempo necesario para que la muestra se consolide bajo la presión actuante. Cuando en equilibrio estático interno se haya restablecido, todas las fuerzas exteriores las tomarán las partículas sólidas del suelo, o sea, se producen esfuerzos efectivos, en tanto que las presiones neutrales en el agua corresponden a la condición hidrostática.

En la segunda etapa se comienza a aplicar carga axial incrementándose gradualmente hasta que la muestra falle. Cada incremento se mantiene el tiempo necesario para que las presiones en el agua en exceso de la hidrostática se disipen completamente.

♦ **Prueba rápida - consolidada (Consolidada - no drenada, CU)**

Durante la primera etapa la muestra se consolida, en primer término, por efecto de la presión hidrostática σ_c manteniéndose la válvula de drenaje abierta, hasta que el esfuerzo σ_c llegue a ser efectivo actuando sobre las partículas sólidas del suelo. Enseguida se hace fallar la muestra con un rápido incremento de carga axial de modo que no haya lugar a un cambio de volumen. No debe permitirse ninguna consolidación adicional durante la aplicación de la carga axial, por lo que la válvula de drenaje debe cerrarse. Aunque una vez cerrada la válvula de salida del agua de las piedras porosas a la bureta, la carga axial puede ser aplicada a una velocidad cualquiera, dicha velocidad si influye en la resistencia del suelo pese a ya no existir drenaje.

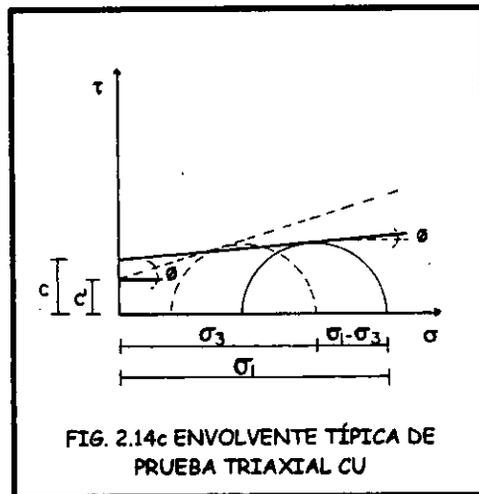
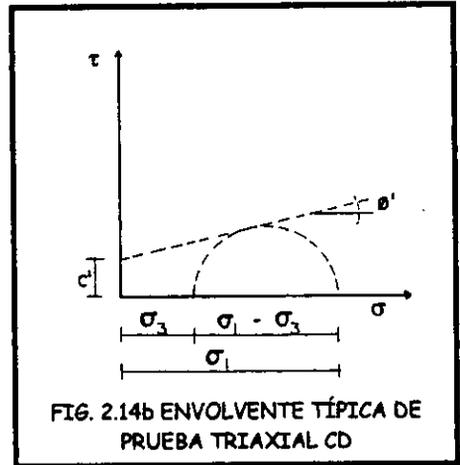
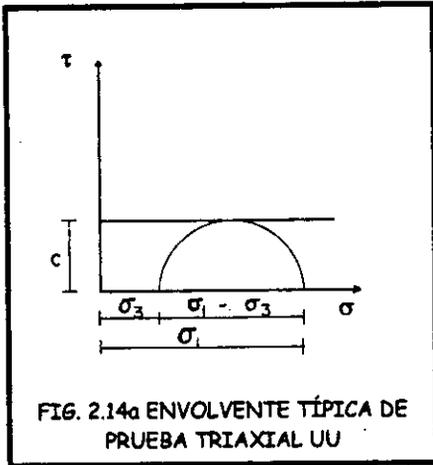
♦ **Prueba rápida (No consolidada - No drenada, UU)**

Esta prueba se lleva a cabo con la válvula de drenaje cerrada en ambas etapas, por lo que, en ningún momento, la muestra de suelo puede consolidarse. Durante la primera etapa la muestra se sujeta a la presión hidrostática del agua de la cámara e inmediatamente el suelo se lleva a la falla con la aplicación de la carga axial, complementándose con ello la segunda etapa de la prueba.

En esta prueba los esfuerzos efectivos al igual que su distribución se determinan con exactitud.

Durante las pruebas se obtienen los datos necesarios para estimar la deformación axial, la carga vertical, la velocidad de deformación y -de acuerdo al tipo de prueba- la presión de poro, el volumen de agua drenada y el tiempo empleado en el ensaye.

Con los datos obtenidos de varias pruebas con especímenes de una misma muestra se puede calcular la envolvente de resistencia correspondiente. Dependiendo del tipo de prueba este cálculo presenta características especiales, además de influir también el suelo a probar (suelos normalmente consolidados, preconsolidados, parcial o totalmente saturados, etc.) En las figuras de la 2.14a-2.14c, se observan los resultados típicos para cada tipo de las pruebas triaxiales más frecuentes.



FIGURAS 2.14 a, b, y c

II.2 PRUEBAS DE LABORATORIO EN EL PREDIO DE INTERÉS

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); se determinó también su contenido natural de agua. En las tablas II.6 y II.7 se presentan los registros de laboratorio con los resultados de estos trabajos.

En los estratos representativos se hicieron límites de consistencia o se determinó el porcentaje de finos, según se tratara de suelos finos o gruesos; se obtuvieron en ambos casos la densidad de sólidos. En las figuras 2.15 a 2.19 se presentan los resultados de las pruebas para determinar los límites de consistencia, y de porcentajes de finos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada - no drenada (prueba UU). En las figuras 2.20 y 2.21 se presentan los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de la prueba de compresión simple no confinada realizada, y de la determinación del peso volumétrico natural.

La ley de resistencia definida por la envolvente de los círculos de Mohr correspondientes a los estados de esfuerzo desviador máximo, obtenidos en las pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada UU, así como los registros de laboratorio y las gráficas de esfuerzo-deformación unitaria de las pruebas UU, se presentan en las figuras 2.22 a la 2.41.

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
SONDEO: SM-1

FECHA: _____

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+I gr.	Ws+I gr.	w %	TORC. kg/cm ²	CLASIFICACION
1	0.00 0.60	120	22.70	126.40	122.90	3.49		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO C/POCA ARENA FINA Y FRAGMENTOS DE CONCRETO GRIS CLARO
2	0.60 1.20	19	12.30	56.60	43.40	42.44		ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO C/ESCASA ARENA FINA
3	1.20 1.80	146	23.40	63.60	38.70	162.75		ARENA ARCILLOSA GRIS CLARO C/VEJA DE ARCILLA CAFÉ ROJIZO EN LA PARTE SUPERIOR
4	1.80 2.40	17	13.40	56.60	29.40	170.00		ARCILLA GRIS OSCURO C/ESCASA ARENA FINA Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
5	2.40 3.00	36	20.80	70.90	36.80	213.13		ARCILLA GRIS VERDOSO C/FOSILES, MATERIA ORGANICA OLOROSA Y ESCASA ARENA FINA
6	3.00 3.60	108	17.50	68.90	37.20	160.91		ARCILLA CAFÉ OSCURO C/FOSILES, MATERIA ORGANICA OLOROSA Y ESCASA ARENA FINA
7	4.20 4.80	11	13.20	35.50	19.10	277.97		ARCILLA GRIS VERDOSO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
8	5.40 6.00	187	22.60	57.10	30.40	342.31		ARCILLA CAFÉ ROJIZO OSCURO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
9	6.00 6.60	67	24.00	88.90	54.60	112.09		ARCILLA CAFÉ ROJIZO OSCURO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
10	6.60 7.20	177	28.10	113.10	78.00	70.34		ARCILLA GRIS VERDOSO C/FOSILES MATERIA ORGANICA OLOROSA Y PEQUEÑA VEJA DE ARENA GRIS OSCURO
11	7.20 7.80	193	16.70	66.90	30.30	269.12		ARCILLA CAFÉ ROJIZO C/ESCASA ARENA FINA
12-1	8.16 8.34	98	16.70	72.80	30.20	315.56		ARCILLA CAFÉ C/MATERIA ORGANICA OLOROSA
12-2	8.34 8.52	117	26.10	64.10	35.30	313.04		ARCILLA CAFÉ C/MATERIA ORGANICA OLOROSA
12-3	8.52 8.70	171	21.80	84.20	36.20	333.33		ARCILLA GRIS VERDOSO C/MATERIA ORGANICA OLOROSA

TABLA II.6

CLASIFICACION Y CONTENIDO DE AGUA

OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
SONDEO: SM-1

FECHA: _____

Muestra Nº	Profundidad m.	Tara Nº	tara gr.	Wh+1 gr.	Ws+1 gr.	w %	TORC. kg/cm²	CLASIFICACION
13	8.70	124	29.10	68.30	38.20	330.77		ARCILLA GRIS VERDOSO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
	9.30							
14	9.30	95	23.30	66.00	35.50	250.00		ARCILLA GRIS VERDOSO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
	9.90							
15	9.90	139	26.30	67.00	37.30	270.00		ARCILLA GRIS VERDOSO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
	10.50							
16	10.50	170	24.30	75.80	44.80	151.22		ARCILLA CAFÉ VERDOSO C/ESCASA ARENA FINA
	11.10							
17	12.00	121	23.30	71.50	37.60	237.06		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
	12.90							
18	12.90	12	12.10	51.60	23.00	262.39		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
	13.50							
19	15.60	74	26.40	68.50	37.30	286.24		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO C/FOSILES Y MATERIA ORGANICA OLOROSA
	16.20							
20-1	19.20	70	19.70	71.60	35.20	234.84		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO C/MATERIA ORGANICA OLOROSA
	19.40							
20-2	19.40	172	17.30	57.30	28.80	247.83		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO C/MATERIA ORGANICA OLOROSA
	19.60							
20-3	19.60	147	23.70	61.00	35.50	216.10		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
	19.80							
21	19.80	195	16.56	63.70	28.80	285.13		ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA
	20.40							

TABLA II.7

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO N°: SM-1 MUESTRA: 12-3 PROF: 8.52.8.70 m
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO OBCURO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	325	20.10	14.62	12.70	285.42
22	353	19.70	14.20	12.30	289.47
14	400	20.00	14.48	12.60	293.62
8	379	19.50	13.96	12.10	297.85

LIMITE PLASTICO

18	14.80	13.80	10.20	27.78
423	12.20	11.20	6.20	20.00

CONTRACCION LINEAL

barra n°	tec. inic.	tec. final	C.L. (%)

LL	LP	I.P.	S.U.C.S
289.00	23.89	265.11	CH

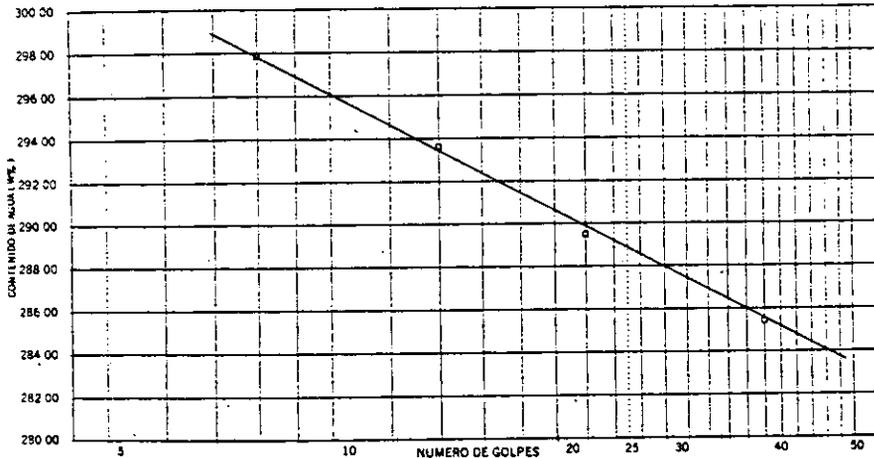


FIGURA 2.16

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEC N°: SM-1 MUESTRA: 20-3 PROF. 19 60-19 80 m
 DESCRIPCION DEL MATERIAL ARCILLA GRIS VERDOSO OSCURO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
36	354	20 40	13 93	11 70	290 13
22	303	19 70	13 20	11 00	295 45
14	301	20 09	13 57	11 40	300 46
8	324	20 00	13 44	11 30	306 54

LIMITE PLASTICO

	436	12 80	11 90	7 60	23 81
	450	13 60	12 50	7 90	23 91

CONTRACCION LINEAL

barra nº	tec inic	tec final	CL (%)

LL	LP	LP	S.U.C.S
294.00	23.86	270.14	CH

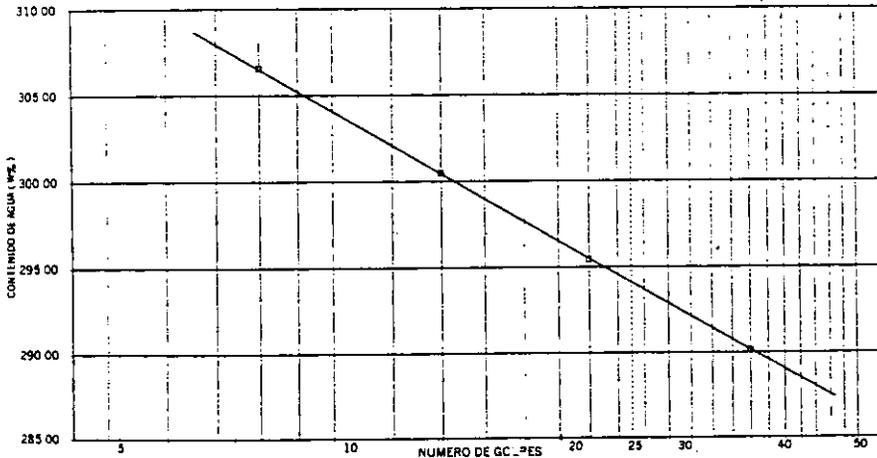


FIGURA 2.17

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDENCIA: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO N°: PCA-1 MUESTRA: CUBICA PROF.: 1.80.2.00 m
 DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO

LIMITE LIQUIDO

N° GOLPES	N° tara	W _{h+T}	W _{s+t}	W _t	W%
38	318	21.50	14.45	12.10	300.00
23	389	21.80	14.70	12.40	308.70
14	303	21.90	14.75	12.50	317.78
7	353	21.70	14.51	12.30	325.34

LIMITE PLASTICO

17	14.70	13.70	10.10	27.78
29	14.90	13.80	10.00	28.95

CONTRACCION LINEAL

barra n°	tec inic	tec final	CL (%)

LL	LP	I.P.	S.U.C.S
307.50	28.36	279.14	CH

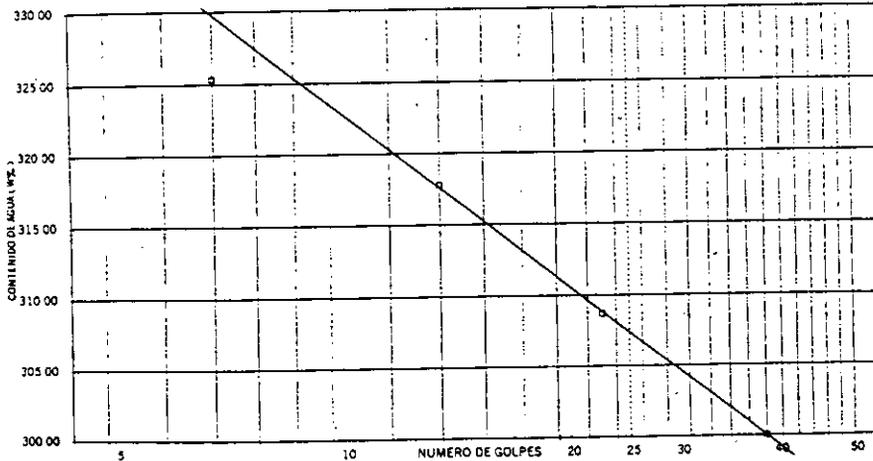


FIGURA 2.18

CALCULO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

PROCEDECIA: SAN JUAN DE ARAGON

CONDICION: PCA-2 MUESTRA: MC 2 PROF: 3 65-3 90 m

DESCRIPCION DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS OSCURO

LIMITE LIQUIDO

Nº GOLPES	Nº tara	Wh+T	Ws+t	Wt	W%
38	6	19 10	14 03	12 40	311 04
23	303	19 20	14 10	12 50	318 75
14	401	19 00	13 87	12 30	326 75
7	379	18 80	13 65	12 10	332 26

LIMITE PLASTICO

	441	12 90	12 00	7 60	20 45
	10	14 70	13 80	10 20	25 00

CONTRACCION LINEAL

barra nº	lec inic	lec final	CL (%)

LL	L.P.	I.P.	S.U.C.S
317.50	22.73	294.77	CH

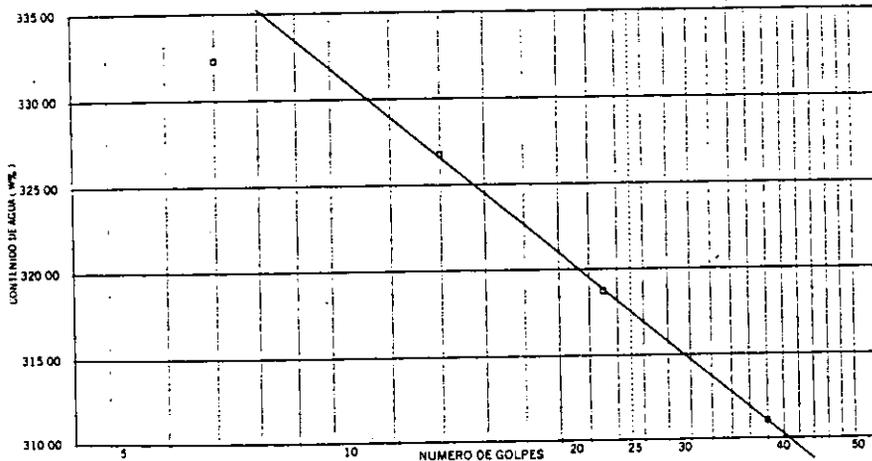


FIGURA 2.19

SAN JUAN DE ARAGON
PCA-1 MC-1 PROFUND.: 1.80-2.00 m.

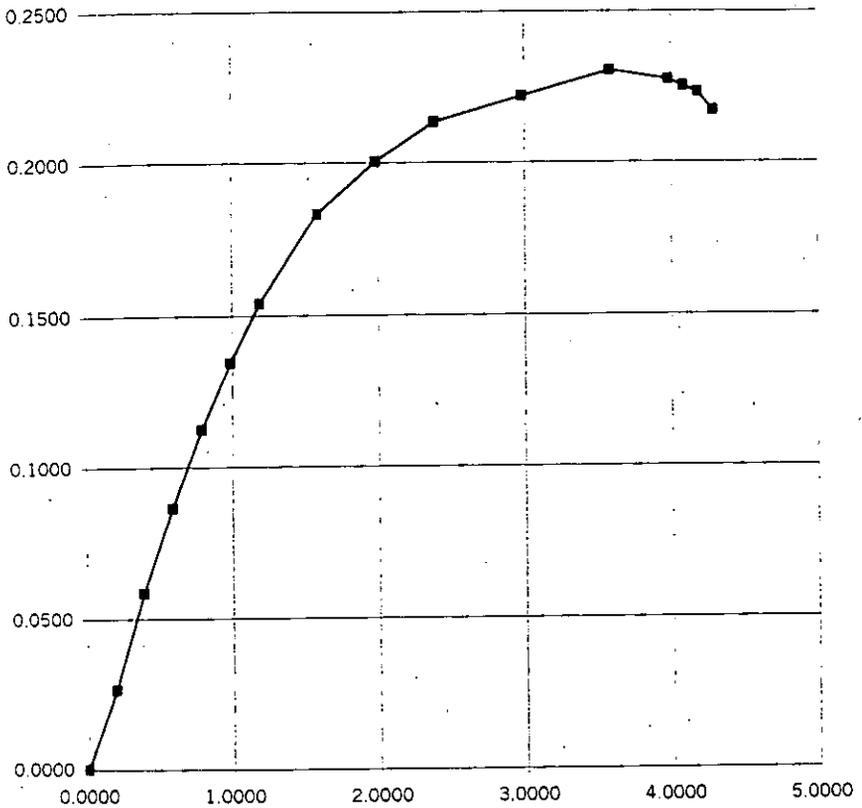


FIGURA 2.21

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS OSCURO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGON

SONDEO: PCA-2

FECHA: 14/04/00

MUESTRA: MC-2

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 3.65-3.90

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JCRC

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.57	cm	Wo=	98.40	gr
dm=	3.57	cm	Wt=	72.00	gr
di=	3.53	cm	Wt+sh=	170.30	gr
d prom.=	3.56	cm	Wt+ss=	95.10	gr
h1=	8.73	cm	Ss=	2.47	
h2=	8.73	cm	W(%)=	325.54	
h prom.=	8.73	cm	p _{vh} =	1.130	ton/m ³
Ao=	9.972	cm ²	p _{vhf} =	1.129	ton/m ³
Vo=	87.060	cm ³	p _{vs} =	0.266	ton/m ³
ei=	8.300		Gi=	96.88	(%)
ef=	8.309		Wj=	325.97	(%)
si=	96.902	(%)	Wf=	325.54	(%)
sf=	98.773	(%)			
tiempo min	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.9725	0.0000
10	0.90	0.1728	0.1667	9.9891	0.0173
20	1.80	0.3456	0.3334	10.0058	0.0345
30	2.90	0.5568	0.5001	10.0226	0.0556
40	3.90	0.7488	0.6668	10.0394	0.0746
50	4.80	0.9216	0.8335	10.0563	0.0916
60	5.70	1.0944	1.0002	10.0732	0.1086
80	7.30	1.4016	1.3336	10.1073	0.1387
100	8.30	1.5936	1.6670	10.1415	0.1571
120	9.00	1.7280	2.0004	10.1760	0.1698
130	8.90	1.7088	2.1671	10.1934	0.1676
135	8.50	1.6320	2.2505	10.2021	0.1600

0.1698

FIGURA 2.22

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGON
SONDEO: PCA-2
MUESTRA: MC-2
PROFUND.: 3.65-3.90

PRESION:		0.50 kg/cm²			
ds=	3.59 cm	Wo=	97.60 gr		
dm=	3.53 cm	Wt=	67.40 gr		
di=	3.50 cm	Wt+sh=	164.80 gr		
d prom.=	3.54 cm	Wt+ss=	89.40 gr		
h1=	8.68 cm	Ss=	2.47		
h2=	8.68 cm	W(%)=	342.73		
h prom.=	8.68 cm	pvhi=	1.146 ton/m ³		
Ao=	9.815 cm²	pvhf=	1.143 ton/m³		
Vo=	85.190 cm³	pvs=	0.259 ton/m³		
ei=	8.545	Gi=	99.07 (%)		
ef=	8.565	Wi=	343.64 (%)		
si=	99.105 (%)	Wf=	342.73 (%)		
sf=	98.842 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.8145	0.0000
10	1.70	0.3264	0.1667	9.8309	0.0332
20	3.30	0.6336	0.3334	9.8473	0.0643
30	4.50	0.8640	0.5001	9.8638	0.0876
40	5.80	1.1136	0.6668	9.8804	0.1127
50	6.90	1.3248	0.8335	9.8970	0.1339
60	8.00	1.5360	1.0002	9.9137	0.1549
80	9.70	1.8624	1.3336	9.9472	0.1872
100	10.70	2.0544	1.6670	9.9809	0.2058
120	10.90	2.0928	2.0004	10.0148	0.2090
125	10.80	2.0736	2.0838	10.0234	0.2069
130	10.50	2.0160	2.1671	10.0319	0.2010

0.2090

FIGURA 2.23

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N
ARAGON

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGON
SONDEO: PCA-2
MUESTRA: MC-2
PROFUND.: 3.65-3.90

PRESION:		1.00 kg/cm²	
ds=	3.57 cm	Wo=	98.10 gr
dm=	3.53 cm	Wt=	98.50 gr
di=	3.51 cm	Wt+sh=	196.50 gr
d prom.=	3.53 cm	Wt+ss=	121.40 gr
h1=	8.81 cm	Ss=	2.47
h2=	8.81 cm	W(%)=	327.95
h prom.=	8.81 cm	pvhi=	1.136 ton/m ³
Ao=	9.805 cm ²	pvhf=	1.134 ton/m ³
Vo=	86.384 cm ³	pvs=	0.265 ton/m ³
ei=	8.308	Gi=	97.50 (%)
ef=	8.317	Wi=	328.38 (%)
si=	97.519 (%)	Wf=	327.95 (%)
sf=	97.389 (%)		

tiempo mn	anillo mn	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.8053	0.0000
10	2.00	0.3840	0.1667	9.8216	0.0391
20	3.30	0.6336	0.3334	9.8381	0.0644
30	4.90	0.9408	0.5001	9.8545	0.0955
40	6.30	1.2096	0.6668	9.8711	0.1225
50	7.80	1.4976	0.8335	9.8877	0.1515
60	8.80	1.6896	1.0002	9.9043	0.1706
80	11.20	2.1504	1.3336	9.9378	0.2164
100	13.90	2.6688	1.6670	9.9715	0.2676
120	16.20	3.1104	2.0004	10.0054	0.3109
150	18.20	3.4944	2.5005	10.0367	0.3475
180	17.90	3.4368	3.0006	10.1086	0.3400
185	10.90	2.0928	3.0840	10.1173	0.2069

0.3475 FIGURA 2.24

OBRA: 2000 - 3
 AV. CENTRAL S/N
 ARAGON

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

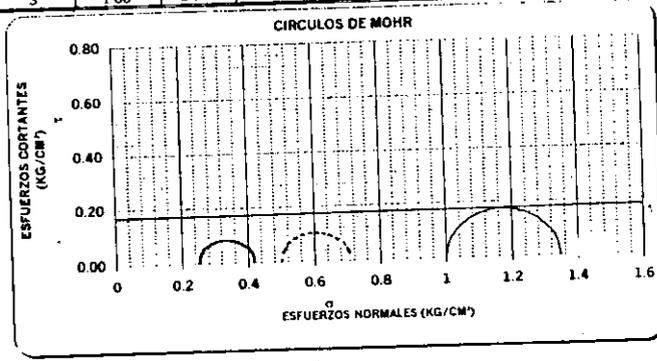
PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO: P73-2
 MUESTRA: AR-2

PROF: J 65-190

DESCRIPCION DEL SUELO:
 ARCILLA CASQUERO CON MATERIA ORGANICA FIBROSA

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIO	
						Ss=	2.47
1	0.25	0.17	1.130	96.9	8.300	wi=	332.66 %
2	0.50	0.21	1.146	99.1	8.545	wf=	372.07 %
3	1.00	0.35	1.136	97.5	8.308	Gw=	97.82 %
						Gwf=	97.67 %
						PVN=	1.137 ton/m ³
						PVF=	1.136 ton/m ³
						ei=	8.38
						ef=	8.40
DATOS FINALES							
		ei	Gwf	wf	pvhf		
1	0.25	8.309	96.773	325.54	1.129		
2	0.50	8.565	98.842	342.73	1.143		
3	1.00	8.317	97.389	327.95	1.134		



c' = 0.18 kg/cm²
 D = 0 grados
 E = 0 kg/cm²
 μ = 0.45

FIGURA 2.25

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
SONDEO: PCA-2 MUESTRA: MC-2
PROF: 3.65-3.90

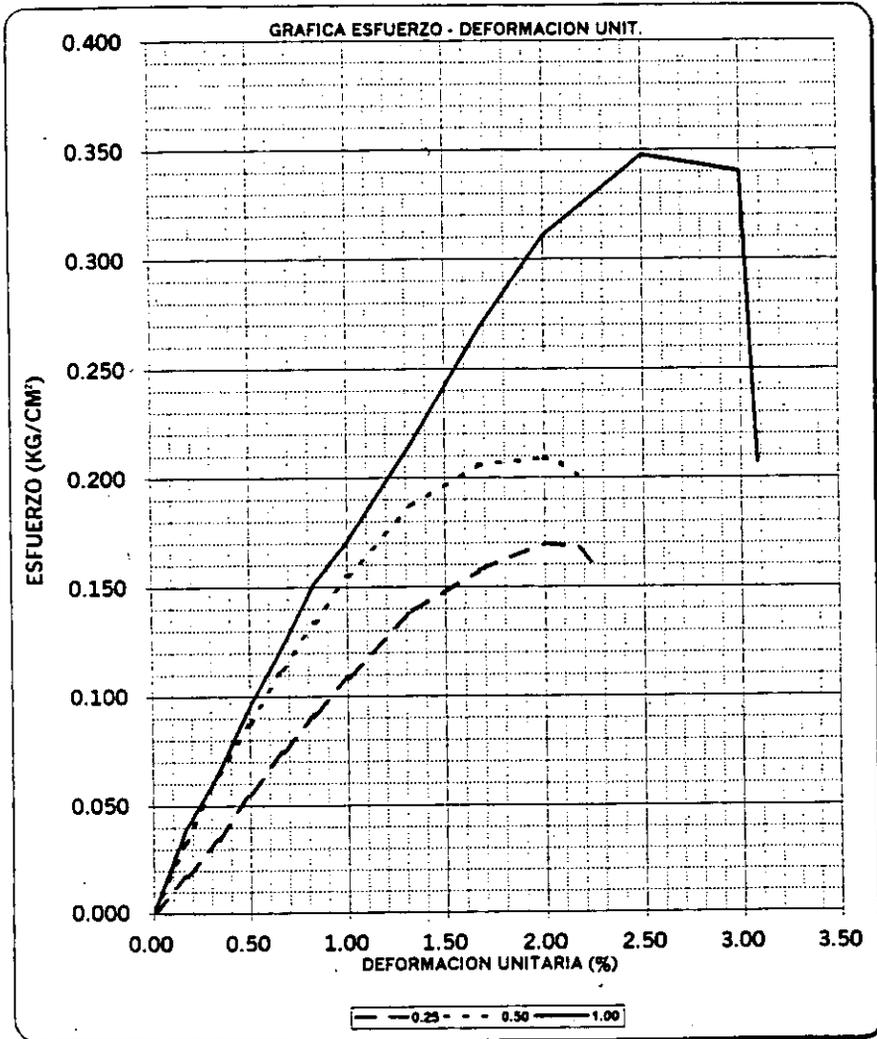


FIGURA 2.26

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 12-3
 PROFUND.: 8.52-8.70 m.

PRESION:		0.50 kg/cm ²			
ds=	3.58 cm	Wo=	95.30 gr		
dm=	3.52 cm	Wt=	72.50 gr		
di=	3.48 cm	Wt+sh=	167.75 gr		
d prom.=	3.52 cm	Wt+ss=	95.90 gr		
h1=	8.38 cm	Ss=	2.38		
h2=	8.38 cm	W(%)=	307.05		
h prom.=	8.38 cm	pvhi=	1.166 ton/m ³		
Ao=	9.750 cm ²	pvhf=	1.166 ton/m ³		
Vo=	81.704 cm ³	pvs=	0.287 ton/m ³		
ei=	7.306	Gi=	100.03 (%)		
ef=	7.310	Wi=	307.26 (%)		
si=	100.04 (%)	Wf=	307.05 (%)		
sf=	99.97 (%)				
tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7498	0.0000
10	1.30	0.2496	0.1667	9.7661	0.0256
20	3.20	0.6144	0.3334	9.7825	0.0628
30	4.80	0.9216	0.5001	9.7988	0.0941
40	6.70	1.2864	0.6668	9.8153	0.1311
50	7.90	1.5168	0.8335	9.8318	0.1543
60	8.90	1.7088	1.0002	9.8483	0.1735
80	10.20	1.9584	1.3336	9.8816	0.1982
100	10.70	2.0544	1.6670	9.9151	0.2072
110	10.50	2.0160	1.8337	9.9320	0.2030
115	10.10	1.9392	1.9171	9.9404	0.1951

0.2072

FIGURA 2.28

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGÓN
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 12-3
 PROFUND.: 8.52-8.70 m.

PRESION:		1.00 kg/cm ²	
ds=	3.54 cm	Wo=	92.93 gr
dm=	3.49 cm	Wt=	104.50 gr
di=	3.49 cm	Wt+sh=	197.40 gr
d prom. =	3.50 cm	Wt+ss=	127.50 gr
h1=	8.28 cm	Ss=	2.38
h2=	8.28 cm	W(%)=	303.91
h prom. =	8.28 cm	pvhi=	1.168 ton/m ³
Ac=	9.612 cm ²	pvhf=	1.167 ton/m ³
Vo=	79.587 cm ³	pvs=	0.289 ton/m ³
ei=	7.233	Gi=	100.00 (%)
ef=	7.236	Wi=	304.04 (%)
si=	100.01 (%)	Wf=	303.91 (%)
sf=	99.97 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6120	0.0000
10	1.30	0.2496	0.1667	9.6280	0.0259
20	3.20	0.6144	0.3334	9.6441	0.0637
30	4.90	0.9408	0.5001	9.6603	0.0974
40	6.40	1.2288	0.6668	9.6765	0.1270
50	7.70	1.4784	0.8335	9.6928	0.1525
60	9.00	1.7280	1.0002	9.7091	0.1780
80	10.20	1.9584	1.3336	9.7419	0.2010
100	11.10	2.1312	1.6670	9.7749	0.2180
120	11.20	2.1504	2.0004	9.8082	0.2192
150	11.40	2.1888	2.5005	9.8585	0.2220
160	11.30	2.1696	2.6672	9.8754	0.2197
165	11.00	2.1120	2.7506	9.8838	0.2137

0.2220

FIGURA 2.29

OBRA: 2000 - 3
 AV. CENTRAL SIN
 ARAGON

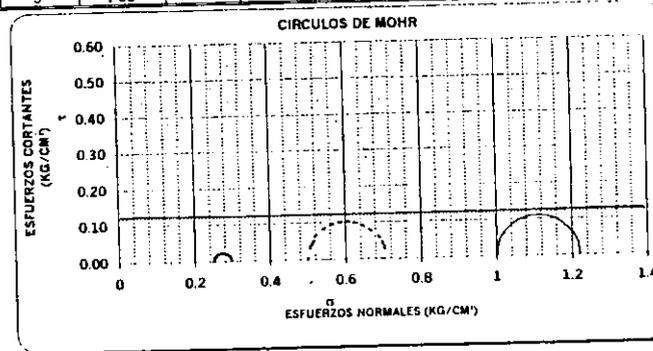
MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN JOAN DE ARAGON
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 72-3 PROF: 8.52-8.70 m

DESCRIPCION DEL SUELO:
 ARCILLA GRIS VERDESO CON MATERIA ORGANICA
 CE CRUZA

ENSAYO Num.	PRESION	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei	VALORES PROMEDIOS	
	CONF. (kg/cm ²)					Ss=	wt=
1	0.25	0.05	1.170	100.0	7.121	2.38	303.56 %
2	0.50	0.21	1.166	100.0	7.306	303.40 %	100.01 %
3	1.00	0.22	1.168	100.0	7.233	99.97 %	PVN= 1.168 ton/m ³
DATOS FINALES							
						PVF= 1.168 ton/m ³	
						ei= 7.22	
						et= 7.22	
1	0.25	7.124	99.969	299.23	1.170		
2	0.50	7.310	99.970	307.05	1.166		
3	1.00	7.236	99.967	303.91	1.167		



$c' = 0.12$ kg/cm²
 $\phi = 0$ grados
 $k' =$ kg/cm⁴
 $\mu = 0.45$

FIGURA 2.30

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N
ARAGON

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

OBRA: SAN JUAN DE ARAGON

SONDEO: SM-1

MUESTRA: 12-3

PROF: 8.52-8.70 m.

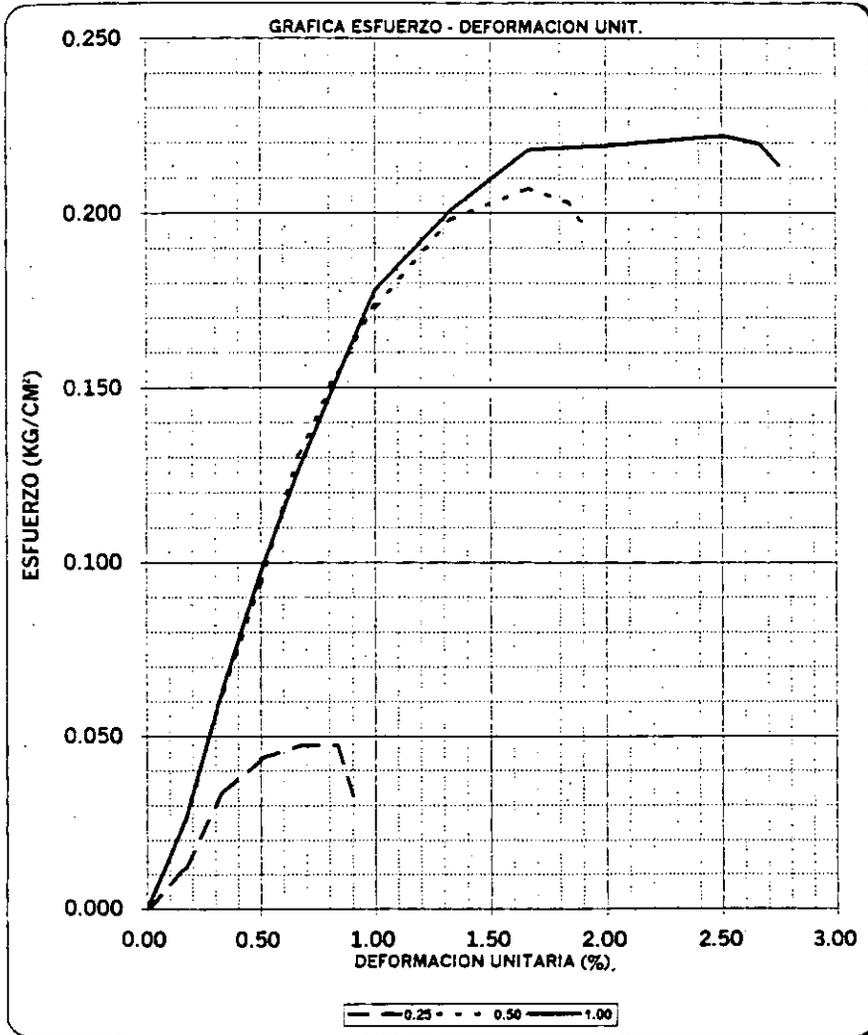


FIGURA 2.31

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 12-3
 PROFUND.: 8.52-8.70 m.

PRESION:		0.50 kg/cm ²	
ds=	3.58 cm	Wo=	95.30 gr
dm=	3.52 cm	Wt=	72.50 gr
di=	3.48 cm	Wt+sh=	167.75 gr.
d prom.=	3.52 cm	Wt+ss=	95.90 gr
h1=	8.38 cm	Ss=	2.38
h2=	8.38 cm	W(%)=	307.05
h prom.=	8.38 cm	pvhi=	1.166 ton/m ³
Ao=	9.750 cm ²	pvhf=	1.188 ton/m ³
Vo=	81.704 cm ³	pvs=	0.287 ton/m ³
ei=	7.306	Gi=	100.03 (%)
ef=	7.310	Wi=	307.28 (%)
si=	100.04 (%)	Wf=	307.05 (%)
sf=	99.97 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7498	0.0000
10	1.30	0.2496	0.1667	9.7661	0.0256
20	3.20	0.6144	0.3334	9.7825	0.0628
30	4.80	0.9216	0.5001	9.7988	0.0941
40	6.70	1.2864	0.6668	9.8153	0.1311
50	7.90	1.5168	0.8335	9.8318	0.1543
60	8.90	1.7088	1.0002	9.8483	0.1735
80	10.20	1.9584	1.3336	9.8816	0.1982
100	10.70	2.0544	1.6670	9.9151	0.2072
110	10.50	2.0160	1.8337	9.9320	0.2030
115	10.10	1.9392	1.9171	9.9404	0.1951

0.2072

FIGURA 2.33

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGÓN
SONDEO: SM-1
MUESTRA: 12-3
PROFUND.: 8.52-8.70 m.

PRESION:		1.00 kg/cm ²	
ds=	3.54 cm	Wo=	92.93 gr
dm=	3.49 cm	Wt=	104.50 gr
di=	3.49 cm	Wt+sh=	197.40 gr
d prom.=	3.50 cm	Wt+ss=	127.50 gr
h1=	8.28 cm	Ss=	2.38
h2=	8.28 cm	W(%)=	303.91
h prom.=	8.28 cm	pvhi=	1.168 ton/m ³
Ao=	9.612 cm ²	pvhf=	1.167 ton/m ³
Vo=	79.587 cm ³	pvs=	0.289 ton/m ³
ei=	7.233	Gi=	100.00 (%)
ef=	7.236	Wi=	304.04 (%)
si=	100.01 (%)	Wf=	303.91 (%)
sf=	99.97 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6120	0.0000
10	1.30	0.2496	0.1667	9.6280	0.0259
20	3.20	0.6144	0.3334	9.6441	0.0637
30	4.90	0.9408	0.5001	9.6603	0.0974
40	6.40	1.2288	0.6668	9.6765	0.1270
50	7.70	1.4784	0.8335	9.6928	0.1525
60	9.00	1.7280	1.0002	9.7091	0.1780
80	10.20	1.9584	1.3336	9.7419	0.2010
100	11.10	2.1312	1.6670	9.7749	0.2180
120	11.20	2.1504	2.0004	9.8082	0.2192
150	11.40	2.1888	2.5005	9.8585	0.2220
160	11.30	2.1696	2.6672	9.8754	0.2197
165	11.00	2.1120	2.7506	9.8838	0.2137

0.2220

FIGURA 2.34

OBRA: 2000 - 3
 AV. CENTRAL S/N
 ARAGON

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

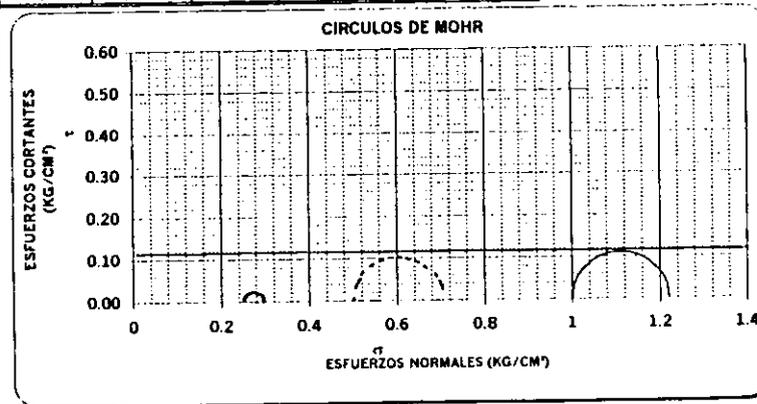
OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO: SA-1
 MUESTRA: 12-3 PROF.: 8.52-8.70 m.

DESCRIPCION DEL SUELO:
 ARCILLA GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA
 CLAYEUSA

ENSAYO	PRESION CONF.	ESF. A LA FALLA	PESO VOLUM. NATURAL	Gwi	ei
Num.	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(ton/m ³)	(%)	
1	0.25	0.05	1.170	100.0	7.121
2	0.50	0.21	1.166	100.0	7.306
3	1.00	0.22	1.168	100.0	7.233

DATOS FINALES					
	ef	Gwf	wf	pvhf	
1	0.25	7.124	99.969	299.23	1.170
2	0.50	7.310	99.970	307.05	1.166
3	1.00	7.236	99.967	303.91	1.167

VALORES PROMEDIO	
Ss=	2.38
wL=	303.56 %
wP=	303.40 %
Gw=	100.01 %
Gwf=	99.97 %
PVN=	1.168 ton/m ³
PVF=	1.168 ton/m ³
ei=	7.22
ef=	7.22



$c' = 0.125$ kg/cm²
 $\phi' = 0$ grados
 $E =$ kg/cm²
 $\mu = 0.45$

FIGURA 2.35

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU
OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
SONDEO: SM-1 MUESTRA: 12-3
PROF: 8.52-8.70 m.

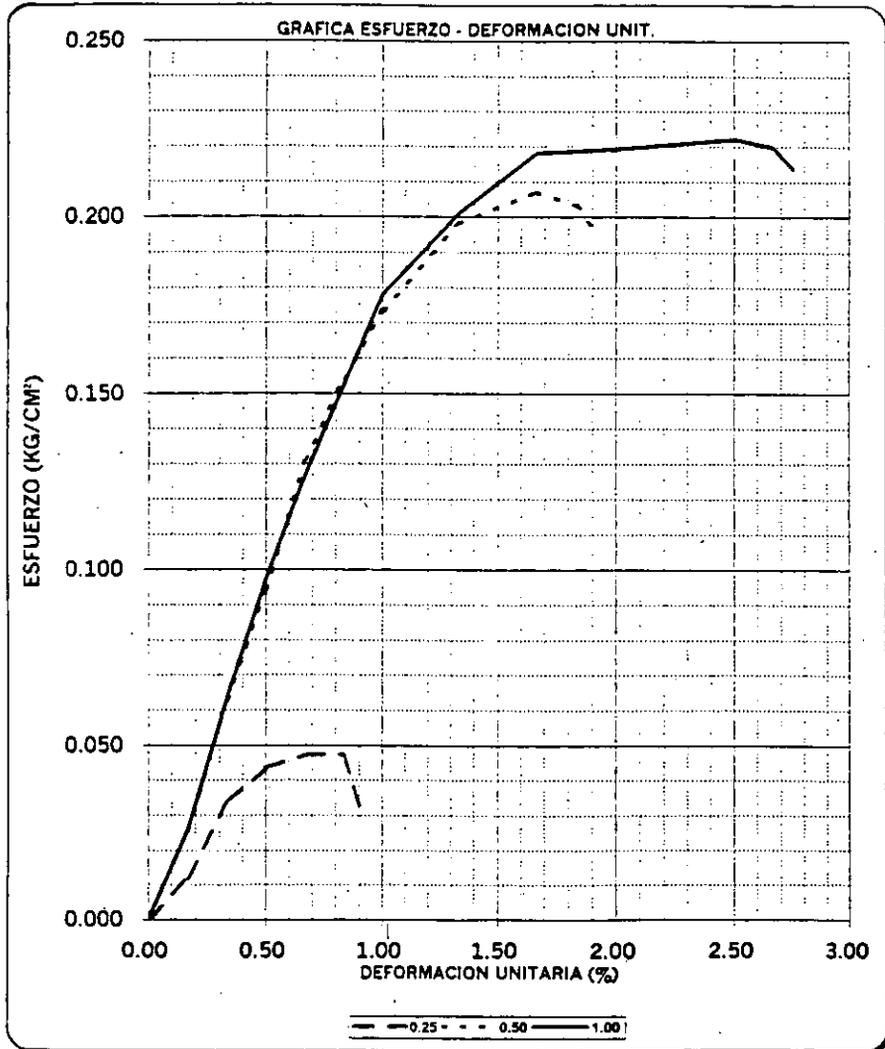


FIGURA 2.36

PRUEBA TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL: ARCILLA GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA OLOROSA

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGÓN

SONDEO: SM-1

FECHA: 15/04/00

MUESTRA: 20-3

CONSTANTE: 0.192

PROFUND.: 19.60-19.80 m.

PRESION: 0.25 kg/cm²

OPERADOR: JCRC

VELOCIDAD: 0.01667

ds=	3.57	W ₀ =	92.90	gr	
dm=	3.52	cm	W _t =	144.80	gr
di=	3.47	cm	W _t +sh=	237.60	gr
d prom.=	3.52	cm	W _t +ss=	165.90	gr
h1=	8.44	cm	S _s =	2.41	
h2=	8.44	cm	W(%)=	339.81	
h prom.=	8.44	cm	pvhi=	1.131	ton/m ³
A ₀ =	9.731	cm ²	pvhf=	1.130	ton/m ³
V ₀ =	82.133	cm ³	pvs=	0.257	ton/m ³
ci=	8.371		Gi=	97.83	(%)
cf=	8.381		W _i =	340.28	(%)
si=	97.85	(%)	W _f =	339.81	(%)
sf=	97.71	(%)			

tiempo min	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.7314	0.0000
10	1.80	0.3456	0.1667	9.7476	0.0355
20	3.80	0.7296	0.3334	9.7640	0.0747
30	5.30	1.0176	0.5001	9.7803	0.1040
40	6.70	1.2864	0.6668	9.7967	0.1313
50	7.70	1.4784	0.8335	9.8132	0.1507
60	8.00	1.5360	1.0002	9.8297	0.1563
80	7.90	1.5168	1.3336	9.8629	0.1538
85	7.70	1.4784	1.4170	9.8713	0.1498
90	7.40	1.4208	1.5003	9.8796	0.1438

0.1563

FIGURA 2.37

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 20-3
 PROFUND.: 19.60-19.80 m.

PRESION:		0.50 kg/cm ²	
ds=	3.56 cm	Wo=	93.20 gr
dm=	3.49 cm	Wt=	64.90 gr
di=	3.49 cm	Wt+sh=	158.10 gr
d prom.=	3.50 cm	Wt+ss=	86.20 gr
h1=	8.38 cm	Ss=	2.41
h2=	8.38 cm	W(%)=	337.56
h prom.=	8.38 cm	pvhi=	1.155 ton/m ³
Ao=	9.630 cm ²	pvhf=	1.155 ton/m ³
Vo=	80.702 cm ³	pvs=	0.264 ton/m ³
ei=	8.131	Gi=	100.05 (%)
ef=	8.131	Wi=	337.56 (%)
si=	100.05 (%)	Wf=	337.58 (%)
sf=	100.05 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.6303	0.0000
10	3.30	0.6336	0.1667	9.6464	0.0657
20	5.20	0.9984	0.3334	9.6625	0.1033
30	7.20	1.3824	0.5001	9.6787	0.1428
40	9.00	1.7280	0.6668	9.6949	0.1782
50	10.00	1.9200	0.8335	9.7112	0.1977
60	11.10	2.1312	1.0002	9.7276	0.2191
80	13.20	2.5344	1.3336	9.7605	0.2597
100	14.20	2.7264	1.6670	9.7936	0.2784
120	14.30	2.7456	2.0004	9.8269	0.2794
125	14.00	2.6880	2.0838	9.8352	0.2733
130	13.50	2.5920	2.1671	9.8436	0.2633

0.2794

FIGURA 2.38

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PROYECTO: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 20-3
 PROFUND: 19.60-19.80 m.

PRESION:		1.00 kg/cm ²	
ds=	3.58 cm	Wo=	96.00 gr
dm=	3.53 cm	Wt=	105.70 gr
di=	3.50 cm	Wt+sh=	201.50 gr
d prom.=	3.53 cm	Wt+ss=	128.30 gr
h1=	8.56 cm	Ss=	2.41
h2=	8.56 cm	W(%)=	323.89
h prom.=	8.56 cm	pvhi=	1.144 ton/m ³
Ao=	9.805 cm ²	pvhf=	1.141 ton/m ³
Vo=	83.933 cm ³	pvs=	0.270 ton/m ³
ei=	7.932	Gi=	98.41 (%)
ef=	7.950	Wi=	324.78 (%)
si=	98.45 (%)	Wf=	323.89 (%)
sf=	98.18 (%)		

tiempo mm	anillo mm	f Kg	Def. %	Ac cm ²	Esfuerzo Kg/cm ²
0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	9.8053	0.0000
10	2.10	0.4032	0.1667	9.8216	0.0411
20	3.90	0.7488	0.3334	9.8381	0.0761
30	5.40	1.0368	0.5001	9.8545	0.1052
40	7.70	1.4784	0.6668	9.8711	0.1498
50	9.10	1.7472	0.8335	9.8877	0.1767
60	10.20	1.9584	1.0002	9.9043	0.1977
80	12.80	2.4576	1.3336	9.9378	0.2473
100	14.80	2.8416	1.6670	9.9715	0.2850
120	14.50	2.7840	2.0004	10.0054	0.2782
125	13.90	2.6688	2.0838	10.0139	0.2665

0.2850

FIGURA 2.39

OBRA: 2000 - 3
 AV. CENTRAL S/N
 ARAGON

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU

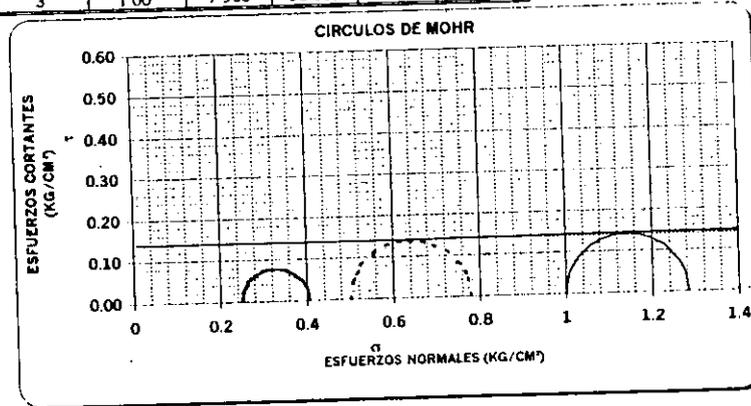
OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
 SONDEO: SM-1
 MUESTRA: 20-3 PROF: 19.00-19.80 m

DESCRIPCION DEL SUELO:
 ARCILLA GRIS VERDOSO CON MATERIA ORGANICA
 CLAYEUSA

ENSAYO Num.	PRESION CONF. (kg/cm ²)	ESF. A LA FALLA (kg/cm ²)	PESO VOLUM. NATURAL (ton/m ³)	Gwi (%)	ei
1	0.25	0.156	1.131	97.8	8.371
2	0.50	0.279	1.155	100.1	8.131
3	1.00	0.285	1.144	98.4	7.932

DATOS FINALES					
	ef	Gwf	wf	pvhf	
1	0.25	8.381	97.713	339.81	1.130
2	0.50	8.131	100.051	337.56	1.155
3	1.00	7.950	98.182	323.89	1.141

VALORES PROMEDIO	
Ss=	2.41
wi=	334.21 %
wf=	333.75 %
Gw=	98.76 %
Gwt=	98.65 %
PVN=	1.143 ton/m ³
PVF=	1.142 ton/m ³
ei=	8.14
ef=	8.15



C = 0.145 kg/cm²
 φ = 0 grados
 E = — kg/cm²
 μ = 0.45

FIGURA 2.40

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N
ARAGON

MECANICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTECNICA

PRUEBA TRIAXIAL UU
OBRA: SAN JUAN DE ARAGON
SONDEO: SM-1 MUESTRA: 20-3
PROF: 19.60-19.80 m.

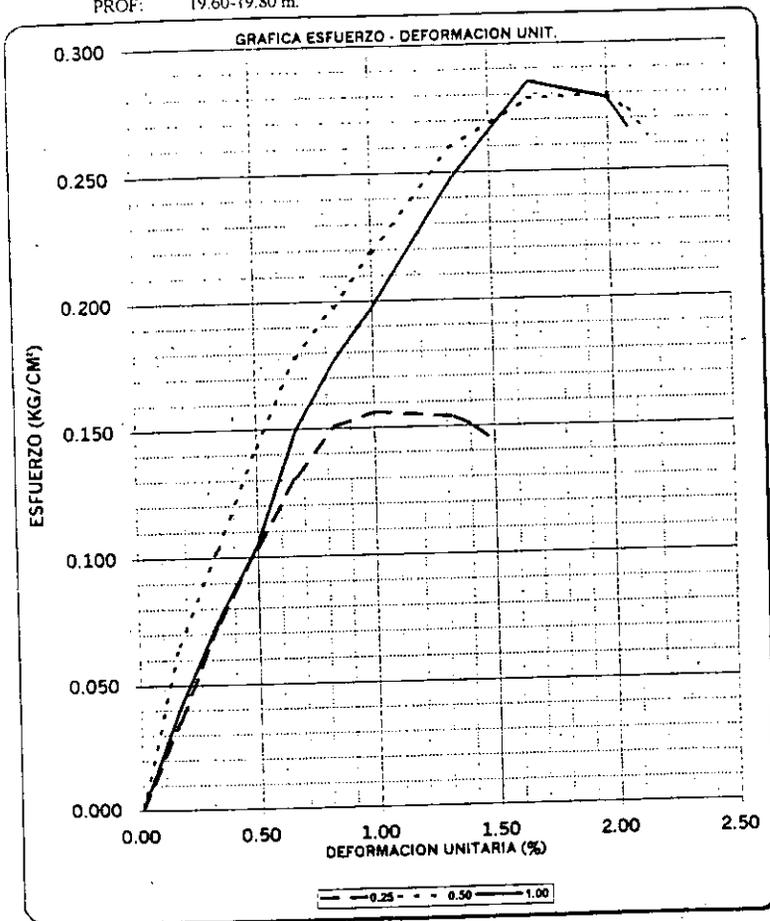


FIGURA 2.41

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de pruebas de consolidación estándar. En las figuras 2.42 a la 2.49 se presentan las curvas de compresibilidad, y los registros de laboratorio de las pruebas de consolidación realizadas.

En la fig. 2.50 se presenta en forma gráfica los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de sondeos de tipo mixto, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados. En la fig. 2.51 se muestra la correlación con otros sondeos profundos realizados cercanos al sitio de interés y que fueron información complementaria para los análisis de cimentación.

MECÁNICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTÉCNICA

CÁLCULO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN

PROYECTO:	ARAGÓN	PROF:	3.65 - 3.90 m
SONDEO:	PCA-2	CONS. No	26
MUESTRA:	MC-2	Ss =	2.47
ANILLO No.	26.	FECHA:	19/04/00
D. ANILLO	7.990 cm.		
H. ANILLO	2.010 cm.		
A. ANILLO	50.140 cm ²		
W. ANILLO	158.680 Gr.		

DATOS INICIALES

Wh+A	275.70 gr
W TARA	29.20 gr
Ws	26.300 gr
Wwi	90.720 gr
Wwf	19.150 gr
Vf	29.783 cm ³
Vv	90.134 cm ³
Pvhi	1.161 ton/m ³
Wi	344.943 %
Wf	72.814 %
ei	8.465

DATOS FINALES

Wh+A+	233.33 gr
Ws+A+T	214.18 gr
Whi	117.020 gr
Whf	45.450 cm
Vi	100.781 cm ³
Vs	10.648 cm ³
Vw	90.720 cm ³
Pvhf	1.526 ton/m ³
Si	100.65 %
Sf	100.08 %
ef	1.797

Presión Kg/cm ²	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm.	Def.vol. %	e	Vf cm ³
Lec.l=	25.360					
0.125	24.958	0.000	0.4020	2.0000	8.2757	98.7657
0.250	23.818	0.000	1.5420	7.6716	7.7389	93.0498
0.500	19.560	0.000	5.8000	28.8557	5.7338	71.7002
1.000	16.247	0.000	9.1130	45.3383	4.1737	55.0888
2.000	13.272	0.000	12.0880	60.1393	2.7728	40.1721
4.000	10.512	0.000	14.8480	73.8706	1.4731	26.3335
2.000	10.339	0.000	15.0210	74.7313	1.3917	25.4661
1.000	10.480	0.000	14.9000	74.1294	1.4487	26.0728
0.500	10.819	0.000	14.7410	73.3383	1.5235	26.8700
0.250	10.798	0.000	14.5620	72.4478	1.6078	27.7675
0.125	10.960	0.000	14.4000	71.6418	1.6841	28.5798
0.000	11.200	0.000	14.1600	70.4478	1.7971	29.7831

FIGURA 2.42

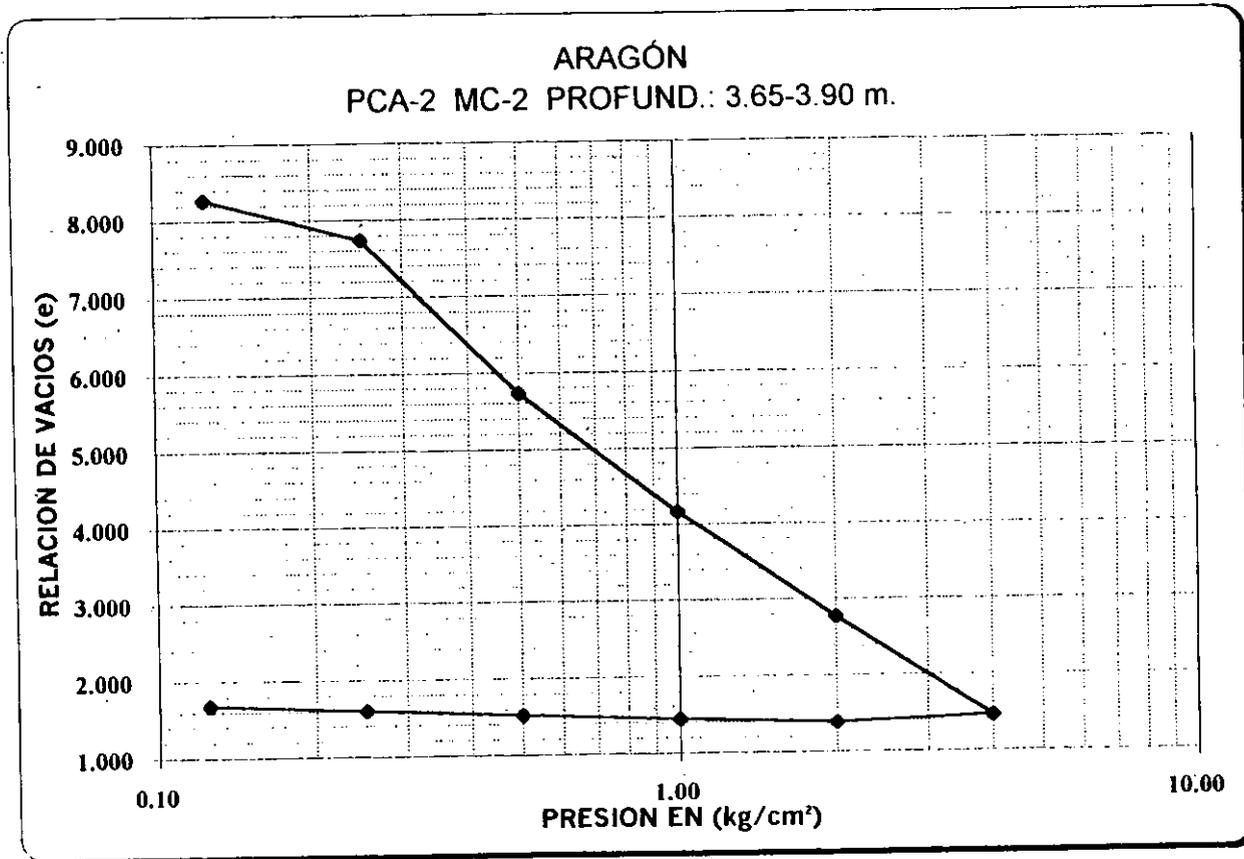


FIGURA 2.43

MECÁNICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTÉCNICA

CÁLCULO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN

PROYECTO: ARAGÓN
SONDEO: SM-1
MUESTRA: 12-3
ANILLO No. 1G.
D. ANILLO 7.990 cm.
H. ANILLO 1.990 cm.
A. ANILLO 50.140 cm²
W. ANILLO 159.650 Gr.

PROF: 8.52 - 8.70 m
CONS. No 1G
S_s = 2.38
FECHA: 19/04/00

DATOS INICIALES

Wh+A 276.40 gr
W TARA 29.30 gr
Ws 21.400 gr
Wwi 95.350 gr
Wwf 23.950 gr
Vf 32.937 cm³
Vv 90.787 cm³
Pvhi 1.170 ton/m³
Wi 445.561 %
Wf 111.916 %
ei 10.097

DATOS FINALES

Wh+A+ 234.30 gr
Ws+A+T 210.35 gr
Whi 116.750 gr
Whf 45.350 cm
Vi 99.779 cm³
Vs 8.992 cm³
Vw 95.350 cm³
Pvhf 1.377 ton/m³
Si 105.03 %
Sf 100.02 %
ef 2.663

Presion Kg/cm ²	Micro mm.	Corr.d.A mm	D.Corr.A mm.	Def.vol. %	e	Vf cm ³
Lec.i=	20.881					
0.125	20.512	0.000	0.3690	1.8543	9.8911	97.9284
0.250	18.788	0.000	2.0930	10.5176	8.9297	89.2842
0.500	14.197	0.000	6.6840	33.5879	6.3697	66.2850
1.000	11.000	0.000	9.8810	49.6533	4.5869	50.2352
2.000	8.497	0.000	12.3840	62.2312	3.1912	37.6852
4.000	6.671	0.000	14.2100	71.4070	2.1729	28.5296
2.000	6.781	0.000	14.1000	70.8543	2.2343	29.0812
1.000	6.880	0.000	14.0010	70.3568	2.2895	29.5776
0.500	7.012	0.000	13.8690	69.6935	2.3631	30.2394
0.250	7.170	0.000	13.7110	68.8995	2.4512	31.0316
0.125	7.309	0.000	13.5720	68.2010	2.5287	31.7286
0.000	7.550	0.000	13.3310	66.9899	2.6631	32.9369

FIGURA 2.44

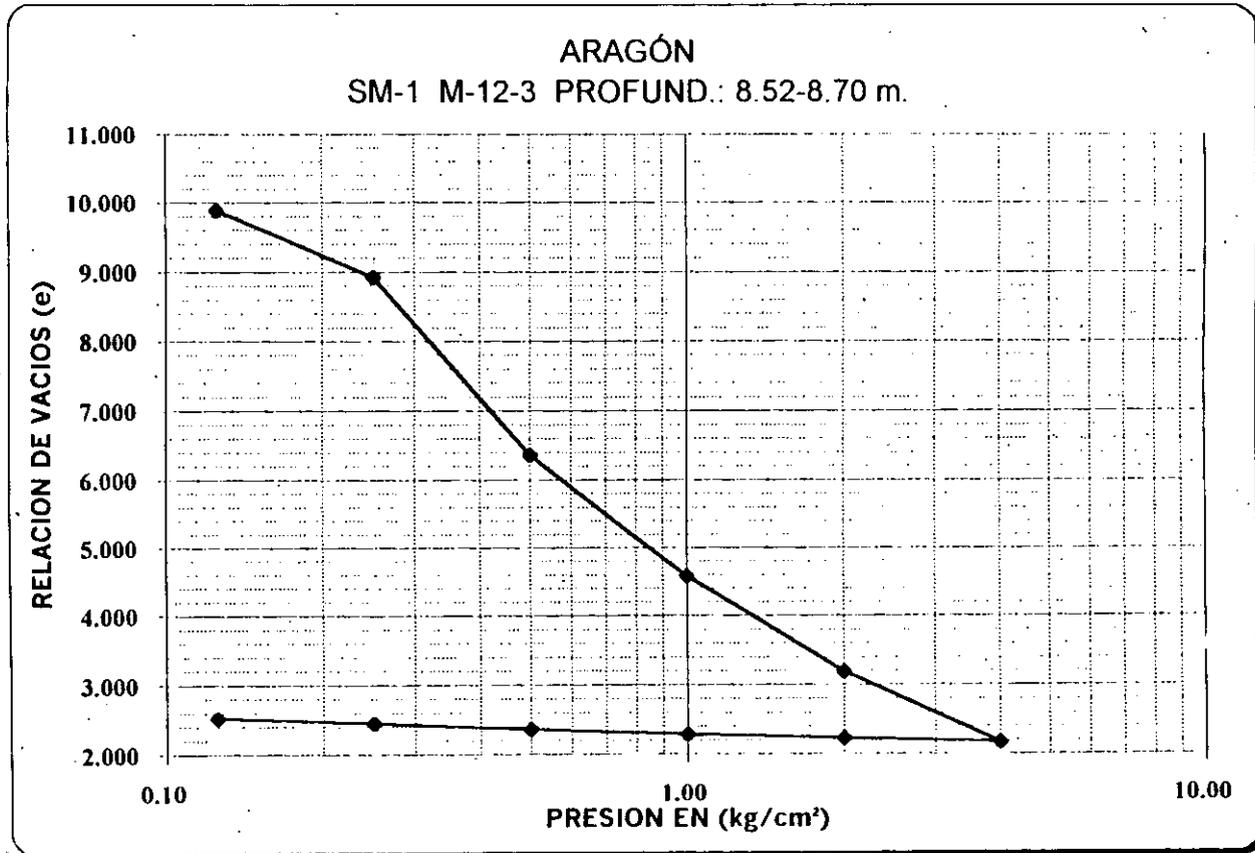


FIGURA 2.45

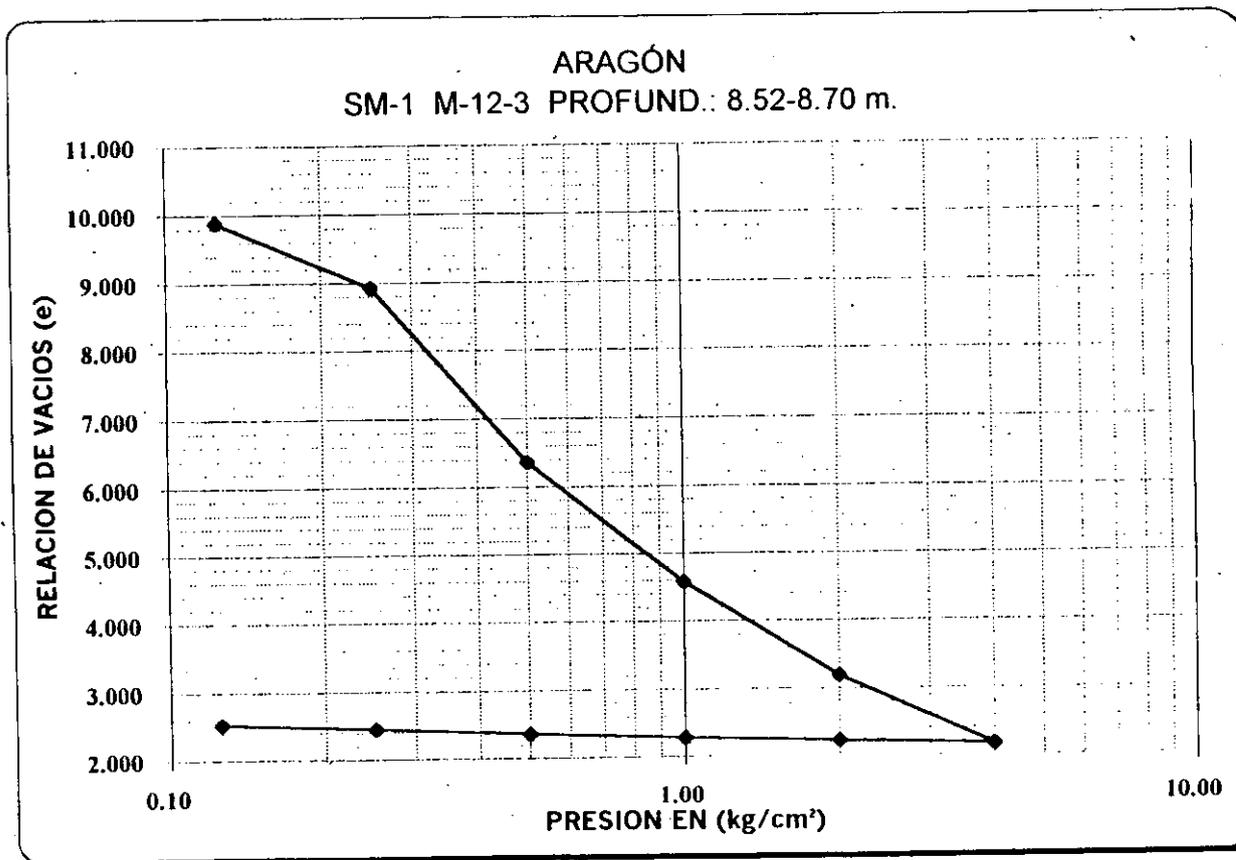


FIGURA 2.47

MECÁNICA DE SUELOS Y ASESORIA GEOTÉCNICA

CÁLCULO DE CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N
ARAGÓN

PROYECTO: ARAGÓN
SONDEO: SM-1
MUESTRA: 20-3
ANILLO No. 36.
D. ANILLO 7.990 cm.
H. ANILLO 1.990 cm.
A. ANILLO 50.140 cm²
W. ANILLO 153.190 Gr.

PROF: 19.60 - 19.80 m
CONS. No 36
S_s = 2.41
FECHA: 24/04/00

DATOS INICIALES

Wh+A 265.65 gr
W TARA 29.40 gr
Ws 21.700 gr
Wwi 90.760 gr
Wwf 28.210 gr
Vf 37.194 cm³
Vv 90.774 cm³
Pvhi 1.127 ton/m³
Wi 418.249 %
Wf 130.000 %
ei 10.081

DATOS FINALES

Wh+A+ 232.50 gr
Ws+A+T 204.29 gr
Whi 112.460 gr
Whf 49.910 cm
Vi 99.779 cm³
Vs 9.004 cm³
Vw 90.760 cm³
Pvhf 1.342 ton/m³
Si 99.98 %
Sf 100.07 %
ef 3.131

Presión Kg/cm ²	Micro mm.	Corr. d.A mm	D.Corr.A mm.	Def.vol. %	e	Vf cm ³
Lec.l=	20.182					
0.125	20.089	0.000	0.0930	0.4673	10.0296	99.3122
0.250	19.693	0.000	0.4890	2.4573	9.8091	97.3267
0.500	17.418	0.000	2.7640	13.8894	8.5423	85.9198
1.000	12.758	0.000	7.4240	37.3065	5.9473	62.5546
2.000	9.507	0.000	10.6750	53.6432	4.1370	46.2541
4.000	6.880	0.000	13.3020	66.8442	2.6741	33.0824
2.000	7.002	0.000	13.1800	66.2312	2.7421	33.6941
1.000	7.162	0.000	13.0200	65.4271	2.8312	34.4063
0.500	7.332	0.000	12.8500	64.5729	2.9258	35.3487
0.250	7.469	0.000	12.7130	63.8844	3.0021	36.0356
0.125	7.580	0.000	12.6020	63.3266	3.0639	36.5921
0.000	7.700	0.000	12.4820	62.7236	3.1307	37.1938

FIGURA 2.48

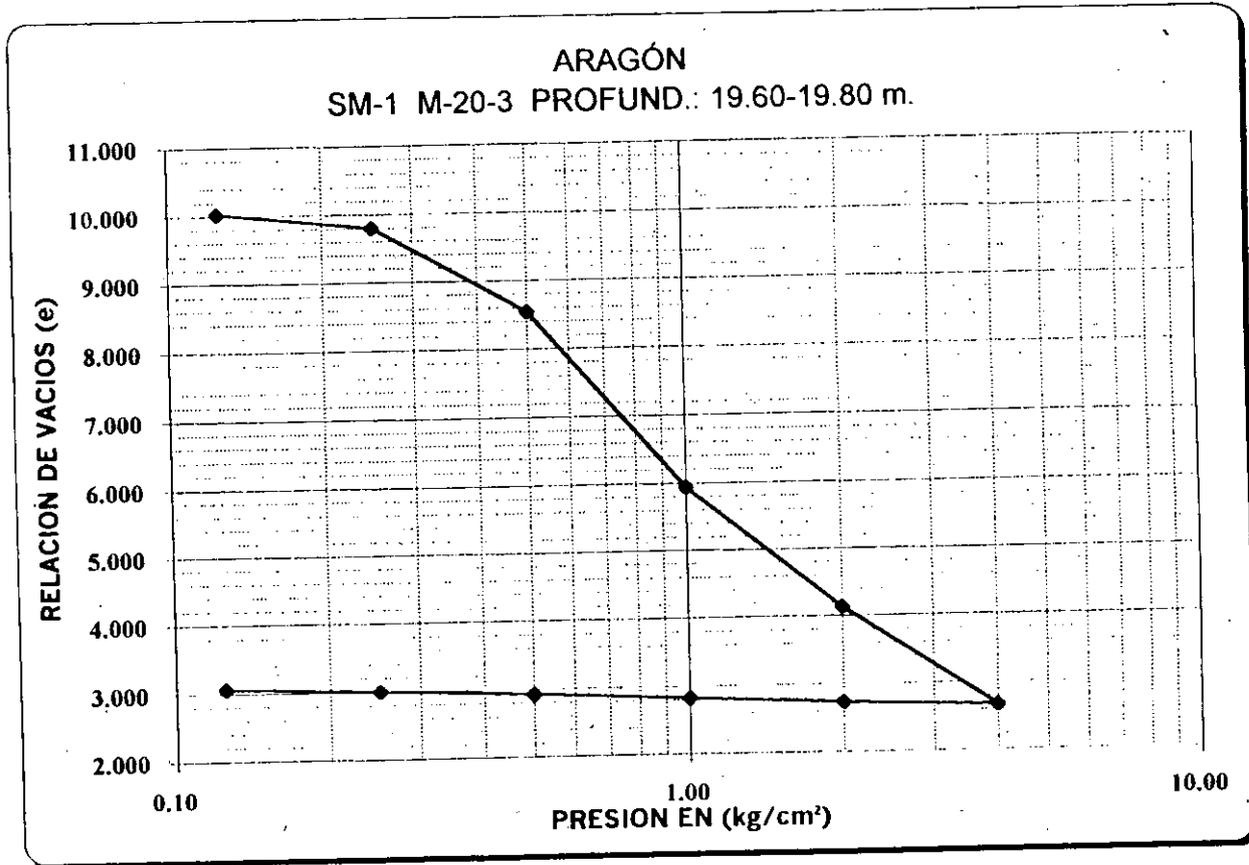
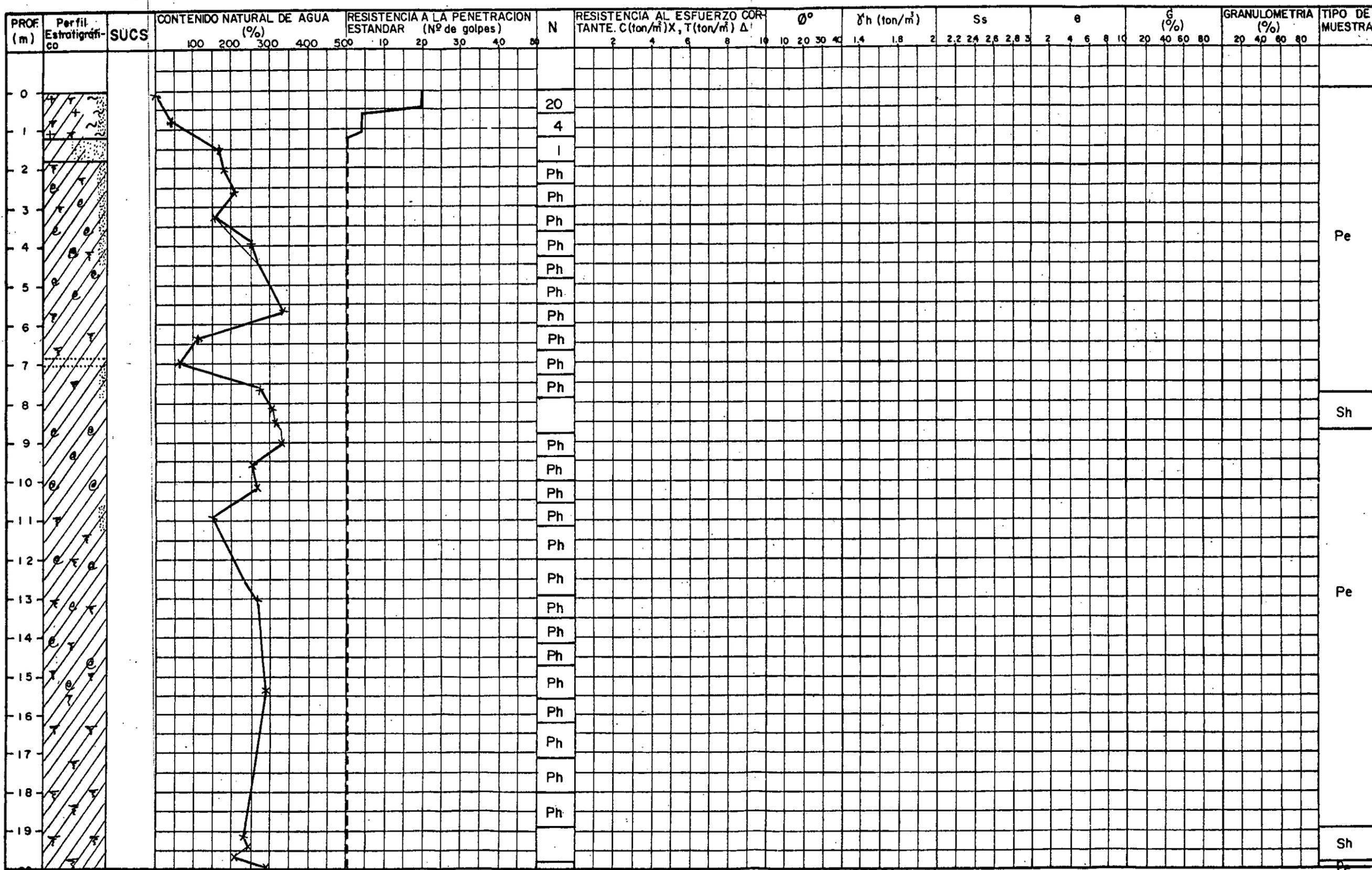


FIGURA 2.49



SIMBOLOGIA:

- Conchillas
- Limo
- Mat. Orgánica
- Relleno
- Arcilla
- Grava
- Arena

PH: Paso de Herramienta
NR: No recupero muestra

X: Avance con broca tricónica
C: Cohesión
Ss: Densidad de sólidos
G: Grava
Pe: Penetración estandar

■: de 50 golpes
T: Tarcómetro
e: Relación de vacíos
A: Arena
Sh: Muestreo con tubo Shelby

N: Número de golpes para 30 cm
φ: Angulo de fricción Interna
Gr: Grado de saturación
F: Finos
D: Muestreo con tubo Denison

Na: de golpes/penetración en cm.
δh: Peso volumetrico humedo
+: Cohesión en triaxial UU
*: Triaxial CD
⊕: Triaxial CU

FIGURA 2.50

CAPÍTULO III

"CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO"

III.1 GENERALIDADES

Para comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, es necesario considerar los siguientes tres marcos de referencia:

III.1.1 El geológico general.

III.1.2 El paleoclimático

III.1.3 El vulcanológico

III.1.1 Marco geológico general

La cuenca de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes. (Fig. 3.1). El conjunto de rellenos contiene además capas de cenizas y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales; estos suelos, hoy transformados en paleosuelos o tobas, llevan el sello del clima en el que fueron formados, siendo a veces amarillos, producto de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos, producto de ambientes moderados a subtropicales.

III.1.2 Marco Paleoclimático

El clima uniformemente cálido y a menudo desértico del Plioceno, en las latitudes de la meseta central mexicana, cedió a climas cambiantes y extremos del Pleistoceno. Las causas de ésta mutación, que afectó a toda la tierra hace dos millones de años, aún se desconoce.

Principió el cambio con ligeras oscilaciones de períodos calurosos a fríos, los que se fueron acentuando hasta hace un millón de años (fig. 3.2), cuando se inició una primera gran glaciación (Nebraska), con una duración aproximada de cien mil años. Siguió un lapso de clima caluroso, el cual cedió renovadamente a un segundo período del glaciación prolongada (Kansas). Entonces se produjo un lapso extenso de clima caliente de unos dos mil años. Éste intervalo se denomina en Norte América el *Yarmouth* o el *Gran Interglacial*; imperó hace cuatrocientos mil a seiscientos mil años en todo el orbe

Siguió un tercer período glacial (Illinois), para el cual se han podido determinar dos avances separados por un período con clima moderado. Ésta tercera glaciación terminó al desarrollarse de nuevo un clima relativamente cálido a lo largo de cien mil a ochenta mil años; se le conoce como el *Tercer Interglacial* o *Sangamon* en Norteamérica. De nuevo se fue enfriando el clima, imponiéndose la cuarta glaciación (Wisconsin), caracterizada por tres oscilaciones y dos estadias de clima moderado; terminó hace diez mil años aproximadamente. Es entonces que principió el *Holoceno* o *Reciente*, período climático moderado, tendiendo a caliente, o sea el actual.

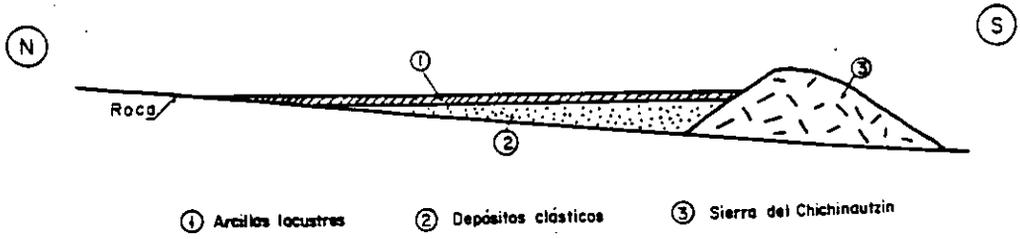


FIG. 3.1 ESQUEMA GEOLÓGICO GENERAL DEL VALLE DE MÉXICO

años antes de hoy 10^4		Holoceno - Reciente
$80-10 \times 10^3$	4a	Glaciación : Wisconsin 3 Avances
$100-80 \times 10^3$	3er	Interglacial Sangamon
$300-100 \times 10^3$	3a	Glaciación : Illinois 2 Avances
$400-600 \times 10^3$	2o	Gran Interglacial: Yarmouth
?	2a	Glaciación: Kansas
?	1er	Interglacial:
$\sim 900 \times 10^3$	1a	Glaciación: Nebraska

FIG. 3.2 PERIODOS GLACIALES E INTERGLACIALES

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciales son los suelos eólicos. Las llamadas brisas del valle y montaña que se desarrollan hoy en día en la cuenca, deben haberse acentuado extraordinariamente durante los climas glaciales, transformándose en vendavales. Es casi seguro que estos fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle. Al precipitarse éste polvo llamado loess en el lago, se hidrataba fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del Valle; con éste mecanismo se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración físico-química de loess glacial.

III.1.3 Marco vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

Su origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los domos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina, con su hilera de conos escoriaeos juveniles rodeados de lavas y las coladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle.

Así como se produjeron flujos piroclásticos y lahares calientes hubo también ocasiones en las que en el curso de la actividad volcánica resultaron lahares fríos (corrientes de lodo) arrastrando extraordinarios bloques de roca en una matriz areno-lodosa. Efectivamente, superpuesto a los depósitos de morrenas en Tacubaya y Tarango, se reconoce un potente lahar ciclópeo que debe haber descendido de la región de Cuajimalpa a finales del avance glacial del *Illinois Inferior*, antes de la erupción de las arenas azules.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se debe mencionar las acumulaciones del polvo eólico. El viento levanta éste polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento los deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en las lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago como en el antiguo Vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas. Por otra parte si se asientan durante un interglacial, o sea cuando impera un clima relativamente cálido, se producen suelos con coloides debido a la actividad filológica más intensa; estos suelos con el tiempo se transforman en tobas rojizas arcillosas. Los suelos rojos ricos en coloides, son característicos del *Sangamon*, abundan por Cuajimalpa.

Relacionados con los períodos glaciales, especialmente a finales de ellos están los deshielos por los cuales crecieron arroyos y ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos fluviales que se reconocen hoy en numerosos puntos de las Lomas, así como al pie de ellas en la transición a la planicie central, formando abanicos aluviofluviales ("deltas").

III.1.4 Estratigrafía general

a) Depósitos del lago

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago. Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapo-transpiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias.

Obviamente el factor que dominaba dicho equilibrio era la temperatura ambiental: si el clima se enfriaba, se formaba un lago; si se calentaba, el lago disminuía y hasta desaparecía.

Es relativamente sencillo interpretar la secuencia de los llamados depósitos lacustres, a la luz de los cambios climáticos del último medio millón de años. En ese lapso, que corresponde al Pleistoceno Superior se han desarrollado en el Hemisferio Norte dos glaciaciones (clima frío) con tres períodos interglaciales (clima moderado a caliente). El clima de la Cuenca de México ha sido una función directa de dichos cambios razón por la cual se puede reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago las grandes variaciones climáticas. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, a llevado a una *geología climática* de los depósitos del lago.

b) Depósito de transición

Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de Las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercambiándose capas de suelo limoso, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleas. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan especialmente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie.

c) Depósitos de Las Lomas

En la secuencia estratigráfica de Las Lomas se identifican tres fenómenos geológicos.

- La erosión subsecuente de éstos depósitos, formándose profundas barrancas.
- El depósito en las barrancas de morrenas, y
- El llenado parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones (flujos piroclásticos rosas y azules).

III.2 DEPÓSITOS DEL LAGO

IV.2.1 Proceso de formación de los suelos

Los suelos arcillosos bandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración físico-química de los materiales eólicos, aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca, con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los períodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

Esto formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla balda separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas producto de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y aun llegan a desaparecer al centro del mismo.

Esto último se observa en el vaso del antiguo Vaso de Texcoco, mostrando que esta región tuvo escasos períodos de sequía.

III.2.2 Evolución de las propiedades mecánicas.

a) Consolidación natural

El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidarán bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Es factible que en el Lago de Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto las arcillas fueran algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida

El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia.

- La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides además como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles para drenaje de aguas pluviales y negras, que provocó el abatimiento del nivel freático lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la masa de arcilla.
- La extracción de agua del subsuelo que ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.

- La construcción de estructuras que va propiciando el reciente crecimiento urbano.

c) Resistencia al corte

Las etapas del proceso de consolidación implican la evolución de la resistencia al corte de los suelos.

III.2.3 Características estratigráficas

a) Costra superficial (C.S)

Este estrato está integrado por tres subestratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

- Relleno artificial (R.A)

Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, cuyo espesor varía entre uno y siete metros.

- Suelo blando (S.B)

Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

- Costra seca (C.C)

Se formó como consecuencia de un abatimiento del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares (Altitermal).

b) Serie arcillosa Lacustre Superior

El perfil estratigráfico de los suelos del lago, entre la superficie y la llamada capa dura es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobre cargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como *estratos secundarios*. A esta parte se le identificará como serie arcillosa lacustre superior y tiene un espesor que varía entre 25 y 50 metros aproximadamente.

c) Capa dura

La capa dura es un depósito heterogéneo en el que predomina material limo arenoso con lentes de arcilla y ocasionales gravas, tienen una cementación muy variable; su espesor es variable desde casi imperceptible en la central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos 5 metros en lo que fueron orillas del lago. Desde el punto de vista geológico éste estrato se desarrolló en el período interglacial Sangamon, que se caracterizó por ser un período de sequía y calor. En algunas zonas estas capas tienen lentes intercalados de arcillas que corresponden a un tiempo húmedo entre ambas fases, su resistencia es variable, así como su espesor, los cuales gradualmente aumentan del oriente al poniente.

d) Serie arcillosa lacustre inferior

Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros en un arreglo semejante a de la serie arcillosa superior; el espesor de éste estrato es de unos 15 metros al centro del lago y prácticamente desaparece en las orillas.

e) Depósitos profundos

Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio, la parte superior de éstos depósitos, de 1 a 5 metros, está más endurecida, debajo de la cual se encuentra estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

III.3 DEPÓSITOS DE TRANSICIÓN

III.3.1 Características generales

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales, de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: *interestratificada y abrupta.*

III.3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; éstos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo Lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río.

Consecuentemente puede hablarse de una zona de transición interestratificada cambiante y ancha al pie de las lomas; esta área contiene en sus partes más profundas debajo de la llamada Capa Dura, depósitos caóticos glaciales, laháricos y fluvio-glaciales caracterizados por enormes bloques depositados en la boca de las barrancas de San Angel, del Muerto, Mixcoac, Tacubaya, Tarango y Río Hondo.

Otra zona de transición interestratificada ancha se extiende del Valle de Cuauhtepic hacia el sur.

III.3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno, a manera de islotes; en éste caso los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca. Esta condición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosos lentes duros de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

En estas zonas de transición abrupta, donde la consolidación de los suelos está muy avanzada, se desarrollan fisuras superficiales que profundizan hasta más de 20 m.

III.4 DEPÓSITOS DE LAS LOMAS

III.4.1 Características generales

La zona de Las Lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle; en las sierras predominan tobos compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobos y depósitos fluvio-glaciales y glaciales más antiguos.

III.4.2 Zona poniente

a) Sierra de las Cruces

Se formó a partir del Plioceno Superior, extendiéndose su actividad hasta el Pleistoceno Superior (Sangamon).

Varios escudo-volcanes andesíticos-dacíticos de estructura compleja, componen ésta sierra. En la formación de Las Lomas se observan los siguientes elementos:

- > Capas de erupciones pumíticas plinianas.

Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia, se depositaron como lluvia en estratos de gran uniformidad hasta lugares muy distantes del cráter.

- > Flujos piroclásticos (nuées)

De grandes volúmenes de agua, bloques y arenas finas (arenas azules, rosas, Cuquita).

- > Lahares calientes.

Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases y agua condensada. Están asociadas a erupciones de flujos piroclásticos.

➤ Lahares fríos

Son acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado a corrientes lubricadas por agua de lluvias torrenciales inmediatas a la erupción.

➤ Depósitos fluvioglaciales.

Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glaciar.

➤ Depósitos fluviales estratificados.

Correlacionales con la formación Clástica Aluvial del relleno de la Cuenca de México.

➤ Suelos

Producto de la alteración de las distintas unidades litológicas de cenizas y acumulaciones de polvo eólico. Son color rojo cuando están asociados a climas húmedos calientes; de color amarillo y subdesarrollados, cuando son producto de climas áridos y fríos.

b) Pedregal del Xitle

Del cerro del Xitle descendió, hace unos 2000 años, una extensa colada de lavas basálticas; sus numerosos flujos cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. Las lavas descendieron sepultando dos valles antiguos: uno en el Sur que se dirigía anteriormente a las Fuentes Brotantes de Tlalpan; otro en el Norte, el mayor, que se extendía entre cerro Zacatpetl y las lomas de Tarango. A la zona cubierta por lava se le identificaba como los Pedregales de San Angel, San Francisco, Santa Úrsula, Carrasco y Padierna.

III.4.3 Zona Norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe; se integra principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones Dómicas que se extienden desde el Tepeyac, hasta la zona de Barrientos. En su parte central, ésta sierra está afectada por un graben, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y genéticamente ligado a él, se eleva un volcán cuyas cumbres, erosionadas constituyen las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina cerro de Tres Padres. Una característica de ella, son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones abanicos aluviales.

III.5 TECTÓNICA

Tres fases de tectónica contribuyeron a formar la cuenca.

III.5.1 La antigua

Los sedimentos marinos del Cretácico parecen a plegamientos laramídicos que forman frentes al oeste. En el Norte, al Este de Apaxco, aparece el Cretácico inferior cabalgando al oeste; también las calizas en el Sur, en el área de Cuernavaca, revelan frentes plegados dirigidos al oeste.

III.5.2 La intermedia

Entre 1000 y 2500 metros de profundidad se encuentran secuencias volcánicas del Oligoceno productos de una subducción en una trinchera antigua frente a la costa occidental de México. Éstas vulcanitas se depositaron en grabenes dirigidos al noroeste.

III.5.3 La moderna

La nueva subducción en la Trinchera de Acapulco, activa desde fines del Mioceno hasta el presente, a reactivado e intensificado el antiguo fracturamiento Oligocénico, en el oriente y poniente de la cuenca creando así las Sierras Nevadas y de las Cruce.

También a la nueva subducción se debe la reactivación o creación de fracturas tectónicas dirigidas al noroeste (sistema Tlaloc-Apan).

Además se registra fallas dirigidas al oeste-este en la Barranca de Santa Fé que afectan los suelos rojos de Cuajimalpa y producen desplazamientos de 20 metros en el horizonte Yarmouth esto les da una velocidad de un 0.05 mm por año. Se les interpreta a estas fallas como de naturaleza lístrica, es decir genéticamente ligadas a las emisiones de lavas del Chichinautzin.

III.6 ZONIFICACIÓN GEOTECNICA

III.6.1 Zona del lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: a) el espesor y propiedades de la costra superficial; y b) la consolidación inducida en cada sitio.

III.6.1.1 Lago virgen

Corresponde al sector riente del lago cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

III.6.1.2 Lago Centro I

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló a partir de principios del siglo XX y ha estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y Lago Centro II.

III.6.1.3 Lago Centro II

Ésta subzona corresponde con la antigua traza de la ciudad donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; ésta situación ha provocado que en esta subzona se encuentren las siguientes condiciones extremas: a) arcillas fuertemente consolidadas por efecto de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales, b) arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos períodos de tiempo, y c) arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Así mismo el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida.

III.6.2 ZONA DE TRANSICIÓN

III.6.2.1 Interestratificada del poniente

En la franja comprendida entre las zonas del Lago y Las Lomas; depositados en ésta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de Transición y de Lago se definió donde desaparece la serie arcillosa interior, que corresponde aproximadamente con la curva de nivel donde la Capa Dura está a 20 m. de profundidad respecto al nivel medio de la planicie. Conviene dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía a las lomas y sobretodo del espesor de los suelos relativamente blandos; se identifican así las transiciones alta y baja que se describen a continuación.

a) Transición Alta.

Es la subzona de transición más próxima a Las Lomas, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las Lomas.

b) Transición Baja.

Corresponde a la transición vecina a la zona de Lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro I o Centro II, teniendo en cuenta que: a) La costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme. b) Los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas de orden de 20 m., c) Existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos, y d) Presentan mantos colgados.

III.6.2.2 *Abrupta cercana a los cerros.*

Es la transición entre las zonas de lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado.

III.6.3 ZONA DE LOMAS.

En la formación de las Lomas se observan los siguientes elementos litológicos producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos estratificados de la sierra de las Cruces:

- Horizontes de cenizas volcánicas
- Capas de erupciones pumíticas
- Lahares
- Avalanchas ardientes
- Depósitos glaciales
- Depósitos fluvioglaciales
- Depósitos fluviales
- Suelos

Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.

Todos estos materiales presentan condiciones irregulares de compacidad y cementación, que determinan la estabilidad de las excavaciones en esta zona; por ello, exceptuando los cortes en lahares compactos en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones congruentes que generen bloques potencialmente inestables; estos bloques pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a un humedecimiento producto de la infiltración de escurrimientos no controlados.

Un aspecto significativo de las tobas es que algunas de ellas son muy resistentes al intemperismo y que incluso endurecen al exponerse al ambiente, mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.

Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos están en estado semicompacto y se mantienen en taludes verticales debido principalmente a la cohesión aparente generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua; por tanto, el humedecimiento o secado de estos materiales puede provocar la falla de los cortes.

Lahares poco compactos y depósitos glaciales y fluvioglaciales. Estos depósitos presentan una compactación y cementación muy errática, por lo que la erosión progresiva de origen eólico y fluvial tiende a generar depósitos de talud crecientes, que sólo detienen su avance cuando alcanzan el ángulo de reposo del suelo granular en estado suelto, los principales agentes de activación son el agua y el viento, por lo cual es necesario proteger estos materiales contra un intemperismo prolongado.

Basaltos. Son los pedregales generados por el Xitle, formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, eventualmente rellenas de escoria.

La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca; en el caso de cavernas grandes debe estudiarse la estabilidad de los techos. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada de martillos neumáticos en mayor número de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y maquinas rotatorias.

Los accidentes que se observan en las coladas de basalto, son principalmente:

- Fracturas que pueden formar bloques independientes y desarrollar un mecanismo de falla.
- Burbujas grandes o pequeñas; las primeras son cavidades por sí solas, mientras que las segundas constituyen zonas porosas débiles.
- Vacíos entre coladas; generalmente son cavidades lenticulares, es decir, su desarrollo puede ocupar una zona amplia en planta, mientras que el espacio vacío vertical que dejan entre dos coladas puede ser apenas de unos centímetros. Este mismo fenómeno se ha observado entre la primera colada que se deposita y el terreno original.

Adicionalmente se han encontrado en los derrames del Xitle, cavidades en forma de túneles que se prolongan por varias centenas de metros, y que están alojadas a lo largo de cauces anteriores a la colada; cuando ésta ocurre la roca fundida fluye por el cauce, y al enfriarse paulatinamente su superficie y fronteras con el suelo, su parte central, aun fluida escurre con mayor velocidad, generando una cavidad de este tipo.

III.7 CARACTERÍSTICAS ESTRATIGRÁFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO EN EL PREDIO DE INTERÉS

El predio de interés se localiza en la parte norte de la Ciudad de México, dentro de la denominada zona de Lago, caracterizada entre la superficie y 40 m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia.

En general la secuencia estratigráfica del subsuelo en el predio de interés es la siguiente:

SONDEO MIXTO SM-1

PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
De 0.00 - 1.20	Materiales de relleno de mala calidad constituidos por basura y desperdicio de construcción empacados en arcilla arenosas, café grisáceo, con gravas y raíces, en estado suelto, con contenido de agua medio de 30 %, índice medio de resistencia a la penetración estándar 12 golpes. Del grupo CL de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
De 1.20 - 1.80	Arcilla arenosa, café oscuro y rojizo, con raíces, de consistencia variable entre media y firme, con contenido de agua medio de 1.60 %, índice medio de resistencia a la penetración estándar 1 golpe. Del grupo CL de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

De 1.80 - 3.50	Arcilla con poca arena fina y raíces, café y gris verdoso, con contenido de agua medio de 180%, de consistencia blanda, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 golpe, de límite líquido 225%, límite plástico 43%, en porción fina, del grupo CH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. Con resistencia al esfuerzo cortante de 1.75 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 15°, determinado en compresión triaxial no consolidada - no drenada, peso volumétrico de 1.45 ton/m ³ , y densidad de sólidos igual a 2.40.
De 3.50 - 6.00	Arcilla con escasa arena, gris verdoso, con contenido de agua medio de 290%, de consistencia blanda, de límite líquido 335%, límite plástico 53%, en porción fina, del grupo CH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, constituido granulométricamente por 10% de arena y 90% de finos; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta.
De 6.00 - 7.00	Arcilla arenosa y fósiles, café verdoso, con contenido de agua medio de 90% de consistencia blanda; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de peso de herramienta; de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos pertenece al grupo CH,

	densidad de igual a 2.40.
De 7.00 - 9.00	Arcilla con escasa arena fina, café y gris verdoso, con intercalación de una capa de arena limosa en su parte inferior, con contenido de agua medio de 325%, de consistencia muy blanda; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor a un golpe; el límite líquido igual a 385%, y de límite plástico igual a 53% en su porción fina. Resistencia al esfuerzo cortante de 1ton/m^2 , determinada en compresión triaxial no consolidada-no drenada y peso volumétrico de 1.12 ton/m^3 ; densidad de sólidos igual a 2.37; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
De 9.00 - 10.50	Arcilla con fósiles, gris verdosos, con intercalación de vetas de arena fina, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 260%; de índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) medio de peso de herramienta; de límite líquido igual a 326% y límite plástico de 40% en su porción fina; de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos pertenece al grupo CH; resistencia al esfuerzo cortante igual a 1.1 ton/m^2 , determinadas en pruebas de compresión triaxial no consolidada - no drenada; densidad de sólidos igual a 2.42 y peso volumétrico de 1.13 ton/m^3

De 10.50 - 11-50	Arcilla con escasa arena fina, gris verdoso, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 150%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) peso de herramienta; límite líquido 197%, límite plástico 41%, del grupo CH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; constituido granulométricamente por 3% de arena y 97% de finos; densidad de sólidos igual a 2.65.
De 11.50 - 13.00	Arcilla con fósiles calcáreos, gris verdoso y café rojizo, con intercalación de vetas de arena fina, con contenido de agua medio de 225%, de consistencia muy blanda, índice medio de resistencia a la penetración estándar menor a un golpe; de límite líquido 306%, límite plástico 49%, en porción fina, del grupo CH, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; granulométricamente esta constituido por 12% de arena y 88% de finos; densidad de sólidos igual a 2.44.
De 13.00 - 16.00	Arcilla con fósiles calcáreos y materia orgánica, de color gris verdoso y café rojizo, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 300%; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor a un golpe, constituido granulométricamente por 0% de

	<p>gravas, 9% de arena y 91% de finos; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; densidad de sólidos igual a 2.40.</p>
<p>De 16.00 - 18.50</p>	<p>Arcilla, gris verdoso, con fósiles calcáreos y metería orgánica, con escasa arena en su parte superior, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 270%; índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor a un golpe; constituido granulométricamente por 1% de arena y 99% de finos; de límite líquido igual a 392% y límite plástico de 80% en su porción fina; de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) pertenece al grupo CH; densidad de sólidos igual a 2.38.</p>
<p>De 18.50 - 20.50</p>	<p>Arcilla con fósiles calcáreos y materia orgánica, café rojizo y gris verdosa, con intercalación de vetas de arena y limo en su parte inferior, de consistencia muy blanda, con contenido de agua medio de 250%, índice medio de resistencia a la penetración estándar (IRPE) menor de un golpe; de límite líquido igual a 417%, de límite plástico igual a 68% en su porción fina; peso volumétrico de 1.118 ton/m³; densidad de sólidos igual a 2.39; de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.</p>

El nivel freático se encontró a 2.90 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tiene abatimiento en la presión del agua a partir de 25 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la fig. 4.1 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre la superficie y 3.0 m de profundidad se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor y variable a 4.0 ton/m^2 al esfuerzo efectivo actual, en su parte superior y de 1.5 ton/m^2 en su parte inferior; entre 3.0 y 20.0 m de profundidad se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de 0.25 ton/m^2 , a partir de dicha profundidad, y hasta 30.0 m se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de 1.0 ton/m^2 , decrementándose con la profundidad.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III (zona de lago), a la que le corresponde un coeficiente sísmico de 0.40 de acuerdo al Reglamento de Construcciones.

CAPÍTULO IV

"ANÁLISIS

DE

CIMENTACIÓN"

IV.1 CAJÓN DE CIMENTACIÓN

El principio en que se basan estas cimentaciones es el siguiente: se trata de desplantar a una profundidad tal que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que el nivel de desplante el suelo, por así decirlo, no sienta la substracción efectuada, por no llegarle ninguna presión en añadidura a la originalmente existente.

Este tipo de cimentación exige, por supuesto, que las excavaciones efectuadas no se llenen posteriormente, lo que se logra o con losa corrida en toda en área de cimentación o construyendo cajones huecos en el lugar de cada zapata. El primer tipo de cimentación es usual en edificios compensados, el segundo en puentes, por ejemplo.

Las cimentaciones compensadas han sido particularmente utilizadas para evitar asentamientos en suelos altamente compresibles, pues, teóricamente, los eliminan por no dar al terreno ninguna sobre carga.

Sin embargo, como el proceso de carga no es simultáneo con el de descarga, resultado de la excavación, tiene lugar expansiones en el fondo de ésta, que se traducen en asentamientos cuando por efecto de la carga de la estructura, dicho fondo regrese a su posición original. Así, los problemas principales de una cimentación compensada emanan de la excavación necesaria generalmente profunda.

Todo lo anterior se refiere a las cimentaciones denominadas de compensación total, en las que el peso de la estructura es igual al de la tierra excavada. También existe, por supuesto, la compensación parcial, en donde el peso de la tierra excavada compensa únicamente una parte del peso de la estructura, en tanto que el restante se toma con pilotes o descanso sobre el terreno, si es que la capacidad de carga y la compresibilidad de éste lo permiten.

Por cimentaciones compensadas se entiende a aquellas totalmente compensadas o compensadas parcialmente en las que el resto de la carga se transmite al suelo por apoyo directo, por permitirlo así la capacidad de carga de éste y por resultar los asentamientos que se produzcan dentro de límites tolerables para la estructura de que se trate.

El análisis de asentamientos que produzca la parte de presión no compensada suele ser el punto fundamental de los cálculos a efectuar; se realiza en forma usual, es decir, aplicando la Teoría de Consolidación de Terzaghi y frecuentemente limita la parte de la presión de la estructura que pueda quedar sin ser compensada y, por lo tanto, obliga a efectuar excavaciones de la profundidad necesaria para la compensación suficiente.

En suelos altamente comprensibles y normalmente consolidados no puede darse ninguna presión en añadidura de la previamente existente, pues cualquier incremento actuaría sobre la rama virgen de la curva de compresibilidad de la arcilla, causando fuertes asentamientos. En cambio, si la arcilla es preconsolidada podrá darse al suelo algo de presión por arriba de la previamente existente, con tal de que dicho exceso no llegue a afectar la rama virgen de la curva de compresibilidad y quede dentro de la rama de recompresión, con lo que los asentamientos resultantes serán bajos. Sin embargo, no basta para poder aprovechar la capacidad del suelo el que exista a niveles próximos a la cimentación por construir un manto más o menos preconsolidado; será siempre necesario verificar que a mayor profundidad no existan mantos de arcilla muy comprensibles a los que puedan llegar, desde la cimentación, esfuerzos que sobrepasen su carga de preconsolidación y afecten los tramos vírgenes de sus curvas de compresibilidad, pues los asentamientos totales resultantes serían en este caso grandes.

La verificación anterior habrá de hacerse comparando los perfiles de carga de preconsolidación con los esfuerzos transmitidos por el exceso de presión que se dejó en la cimentación, sumados a la presión efectiva que el suelo tenga por peso propio. El cálculo de los esfuerzos transmitidos suele hacerse aplicando la Teoría de Boussinesq.

Con relación a la presión de exceso de la existente previamente que puede dejarse actuar en una cimentación compensada en suelo preconsolidado, L. Zeevaert recomienda que su valor se limite a:

$$\Delta p \leq 0.5 (p_c - p_o)$$

donde:

Δ = Incremento de presión en la cimentación sobre la presión previamente existente

p_c = Carga de preconsolidación

p_o = Presión efectiva en el suelo, por peso propio

La limitación anterior deberá de verificarse, según se dijo más arriba, a cualquier profundidad abajo del nivel de desplante.

Para fines de cálculo del peso del material excavado para una cimentación compensada, la presión a considerar al nivel de desplante es la total, en caso de ser la cimentación impermeable, pues la descarga incluye a las partículas del suelo y al agua. Si la cimentación fuese permeable, el agua abajo del nivel freático no se

descargaría, lo que equivale a considerar para la descarga a nivel de desplante a la presión efectiva del suelo.

En suelos de compresibilidad no muy alta posiblemente esté justificado dejar que la cimentación aplique presiones de cierta magnitud, aún invadiendo el tramo virgen de la curva de compresibilidad del material, siempre y cuando un detallado análisis de asentamientos indique que los resultados de tal criterio son tolerables para la estructura en estudio.

IV.2. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO GEOTÉCNICO PARA CAJÓN DE CIMENTACIÓN

IV.2.1 CRITERIOS E HIPÓTESIS DE DISEÑO

Excentricidad de cargas. Expresamente se limita al 1% de la longitud correspondiente del cajón, sin embargo, se admite un valor mayor a condición que el efecto de la concentración de esfuerzos inducido se incluya en la revisión por capacidad de carga y el cálculo de asentamientos.

Capacidad de carga. Esta revisión se efectúa cuando se transmite al suelo una sobrecarga neta, como en cimentaciones parcialmente compensadas y en el diseño en condiciones sísmicas. La ecuación presentada involucra la resistencia no drenada del suelo, correspondiente a la aplicación rápida de carga.

Rigidez de la cimentación. El análisis de la capacidad de carga y distorsión angular en condición sísmica se efectúa considerando una cimentación de rigidez infinita.

IV.3 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

IV.3.1 Tipo de cimentación

Comparando la presión total transmitida en forma permanente por la estructura w con el esfuerzo total inicial al nivel de desplante Pd , se determinan las condiciones de trabajo de la cimentación:

Cimentación parcialmente compensada	$w > Pd$
Cimentación compensada	$w = Pd$
Cimentación sobrecompensada	$w < Pd$

Con

$$w = WE / A$$

$$Pd = \gamma Df$$

WE = Carga permanente (acciones permanentes más acciones variables con intensidad media)

A = Area de cimentación

γ = Peso volumétrico total representativo del suelo desde la superficie hasta Df

Df = Profundidad de desplante

Debido a la dificultad de garantizar que el cajón se mantenga estanco durante la vida útil de la estructura, la carga permanente WE incluye el peso del agua asociado a la eventual inundación de las celdas de cimentación por debajo del nivel freático.

Excentricidad de cargas. Debe procurarse que coincida la resultante de las cargas que transmitirá la estructura y el centroide del área del cajón de cimentación, con una excentricidad máxima del orden del 1% de la longitud del cajón en la dirección considerada; en caso contrario existirá una sobrecarga adicional por efecto del momento estático inducido misma que deberá considerarse en el cálculo de:

- a) **Capacidad de carga.** Existe una concentración adicional de esfuerzos en la orilla Δw_e , la cual se evalúa con la siguiente expresión:

$$\Delta w_e = (M_e / I)x$$

$$M_e = W_E e$$

Donde:

M_e = Momento estático

I = Momento de inercia del cajón en la dirección donde exista la excentricidad de cargas

X = Distancia del centroide del área de cimentación a la orilla considerada

W_E = Resultante de cargas permanentes de la estructura

E = Excentricidad de la resultante W_E respecto al centroide del área de cimentación

- b) **Asentamientos en condiciones estáticas.** El incremento no uniforme de esfuerzos en la masa de suelo tenderá a inclinar la estructura conforme ocurra el proceso de consolidación.

Presión neta. La presión neta máxima transmitida localmente por la estructura w_n resulta:

$$w_n = w + \Delta w_e - Pd \quad (1)$$

IV.3.2 Condiciones estáticas

ESTADO LIMITE DE FALLA

$$Q_a = C N_c FR + P_v \quad (\text{para suelos cohesivos})$$

$$Q_a = [C N_c + \gamma D_f (N_q - 1) + 0.5 \gamma B N_\gamma] FR + P_v \quad (\text{para cohesivos friccionantes})$$

Donde:

Q_a = Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación

C = Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m^2

FR = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

P_v = Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m^2

N_c, N_q, N_γ = Coeficientes de capacidad de carga adimensional

B = Ancho del cajón de cimentación, en m

D_f = Profundidad de desplante del cajón de cimentación, en m.

γ = Peso volumétrico del suelo en ton/m^3

Capacidad de carga. En cimentaciones parcialmente compensadas, deberá verificarse que la presión neta transmitida sea menor a la capacidad de carga admisible q_a :

$$W_n < q_a$$

Donde q_a se obtiene dividiendo la capacidad última q_u entre un factor de dimensionamiento FDe mínimo de 3; q_u se determina con las siguientes expresiones:

$$q_u = c N_{cs}$$

$$N_{cs} = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (2)$$

$$\text{para } D_f/B \leq 2 \text{ y } B/L \leq 1$$

• Donde:

C = Parámetro de cohesión en condiciones no drenadas

N_{cs} = Factor de capacidad de carga propuesto por Skempton

D_f = Profundidad de desplante

B, L = Ancho y largo del cajón respectivamente

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, se considerarán iguales 2 y 1, respectivamente.

La resistencia c corresponde a los depósitos localizados en un espesor igual a una vez el ancho B , medido a partir de la profundidad de desplante, o por debajo de la costra superficial en su caso.

Flotación. En cimentaciones sobrecompensadas deberá verificarse que la estructura no tienda a flotar por pérdida de la fricción en las paredes del cajón después de un sismo, o por la recuperación del nivel freático, mediante la siguiente expresión:

$$\frac{W}{(Df - h_w)\gamma_w} \geq 1.2 \quad (2')$$

Donde h_w es la profundidad del nivel freático, en su condición más desfavorable, medida desde la superficie y γ_w el peso específico del agua.

Asentamientos. Deberá verificarse que la presión neta w_n (ec 1) tenga un factor de seguridad mínimo contra asentamientos de 1.5 respecto al esfuerzo de preconsolidación en los suelos influenciados por el cajón, para evitar que se desarrollen asentamientos excesivos. Esta revisión es de especial importancia para evaluar la factibilidad de ampliaciones futuras que aumenten el nivel de carga de la estructura.

Expansiones a largo plazo. En las cimentaciones sobrecompensadas deberán evaluarse las expansiones a largo plazo por efecto de absorción de agua de suelos arcillosos; para ello se aplicará la ec. (5) pero sustituyendo m_{ue} por el módulo medio de expansión volumétrica obtenido en pruebas de odómetro para una

descarga efectiva igual a un medio de la descarga neta, aplicada a partir de un esfuerzo vertical igual al que tenga cada muestra de arcilla en su estado natural.

Valores admisibles de movimientos verticales. Se verificará que las expansiones y los asentamientos no dañen a las estructuras e instalaciones existentes ni afecten el funcionamiento posterior de la estructura: usualmente esto se logra cuando la expansión inicial y la diferida son aproximadamente iguales entre sí y no exceden de 20 cm, teniendo en cuenta que el fenómeno que rige para evitar daños eventuales es al velocidad de deformaciones.

IV.3.3 Condiciones sísmicas

ESTADO LIMITE DE FALLA

$$W_t f_c - W_c < F_R A_R q_l \left[1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{FRC} \right]$$

Donde:

W_t = Carga total de la estructura

F_c = Factor de carga

W_c = Peso del suelo desalojado para la construcción del cajón

F_R = Factor de resistencia

A_R = Area de contacto reducida

$$A_R = (B-2e) L$$

B = Ancho del cajón

e = Excentricidad

$$e = M / W$$

M = Momento de volteo debido al sismo

W = Peso de la estructura

$q_l = CNc$ = Presión de contacto a la falla ante fuerzas verticales

a_o = Aceleración horizontal máxima del terreno afectada por un factor de ductibilidad

b = Valor mínimo de ($d, 1.2h, 20$ m)

Donde: d = ancho del área reducida

h = profundidad donde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima

Solicitaciones. Para el diseño se considera la carga estática combinada con el sismo actuando con un 100% de intensidad en la dirección más desfavorable y de un 30% en la más favorable, sin factores de carga, las cimentaciones con cajón son incapaces de soportar tensiones.

Esfuerzos inducidos por el sismo. El incremento de esfuerzos en condición sísmica, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta q_s = Mv \left[\frac{x_i}{I_y} + 0.3 \frac{y_i}{I_x} \right] \quad (3)$$

con

M_v = Momento de volteo

I_x, I_y = Momento de inercia del cajón en las direcciones larga y corta, respectivamente

x_i, y_i = Distancia a la esquina en revisión; medida respecto al centroide de la cimentación, en las direcciones corta y larga, respectivamente.

En caso de excentricidad de cargas se verificará que M_v incluya en momento de volteo correspondiente a las condiciones estáticas.

Esfuerzo límite en la orilla. La estabilidad en condición sísmica se efectúa revisando que el esfuerzo en la esquina sometida a la compresión máxima sea menor que el esfuerzo límite q_l calculado en la siguiente expresión:

$$w_n + \Delta q_s < q_l$$

$$q_l = 2c_o (N_{\phi d})^{1/2} + K_o N_{\phi d} \sigma_{od} \quad (4)$$

$$c_o = \frac{3}{4} C_d \quad y \quad N_{\phi d} = \tan^2 (45 + \phi_d/2)$$

Donde:

W_n = Presión neta no compensada, (ec. 1)

Δq_s = Incremento de esfuerzo por sismo (ec.3)

C_d, ϕ_d = Parámetros de resistencia en ensaye triaxial consolidado no drenado (TX-CU)

K_o = Coeficiente de empuje de tierras en reposo

σ_{ed} = Esfuerzo efectivo al nivel de desplante

Los parámetros Cd y ϕd se obtienen consolidando la muestra al nivel de esfuerzos que transmitirá la estructura una vez construida ensayando una muestra del suelo por debajo de la costra superficial en su caso. Si la igualdad de la (ec.4) no se cumple, será necesario profundizar la cimentación para disminuir la presión neta; cuando no existan limitaciones impuestas por colindancias, podrá contemplarse la posibilidad de ampliar perimetralmente el cajón para disminuir el incremento sísmico.

Tensiones inducidas por sismo. Deberá verificarse que en la esquina con mayor descarga no se presenten tensiones, es decir que el incremento sísmico sea menor que la presión total estática.

$$\Delta q_s \leq w - \Delta w_e$$

Donde Δw_e , es el incremento de esfuerzos por excentricidad de cargas estática. De no cumplirse esta condición deberá optarse por una cimentación profunda con pilotes.

Cortante inducido por sismo. La fuerza cortante sísmica V deberá ser soportada por la fricción en el área de contacto de la losa de fondo R_{f1} y en los muros del cajón R_{fs} , según la siguiente ecuación:

$$V \leq \frac{R_{f1} + R_{fs}}{FD_v}$$

aplicando un factor de dimensionamiento FD_v mínimo de 1.5.

Distorsión angular. Finalmente, se verificará que la distorsión angular θe máx. que se inducirá durante un sismo se mantenga en límites que no afecten a las colindancias o generen sensación de inseguridad a los ocupantes de la estructura: la expresión de cálculo es la siguiente:

$$\phi e \text{ máx} = \frac{3}{\pi} \frac{Mv^2}{(0.5 B) L E}$$

Donde:

Mv = Momento de volteo

B, L = Ancho y largo del cajón de cimentación, respectivamente

E = Módulo de rigidez representativo del suelo de cimentación en condiciones dinámicas

Como primera aproximación el módulo E de suelos arcillosos de consistencia blanda a media puede considerarse igual a tres veces en valor de la resistencia de punta media con cono eléctrico qc .

IV.3.4 Diseño de la excavación

Estabilidad de la excavación. Se deben de revisar los siguientes tres mecanismos: falla general de fondo, falla del fondo por subpresión y falla del talud.

Expansión inducida por la excavación δ_{ei} . La expansión inmediata puede estimarse mediante la siguiente fórmula simplificada, obtenida a partir de la teoría de la elasticidad considerando una relación de Poisson $\nu = 0.5$:

$$\delta_{ei} = m_{ue} P_d B F_f F_p \quad (5)$$

Donde:

P_d = Presión total al nivel del fondo antes de excavar

B = Ancho de la excavación

M_{ue} = Módulo de expansión elástica medio de los estratos de arcilla expandibles bajo el fondo de la excavación

F_f y F_p = Factores de forma y de profundidad

En una excavación de sección rectangular, m_{ue} puede estimarse como el promedio pesado de los módulos de los suelos comprendidos en una profundidad igual a $2 B F_f F_p$ a partir del fondo de la excavación.

El módulo m_{ue} de los estratos de arcilla se obtiene de pruebas triaxiales no drenadas con un ciclo de descarga controlada, aplicando presiones de confinamiento iguales a los esfuerzos totales de cada muestra de suelo en su estado natural.

IV.3.5 EXPANSIÓN ELÁSTICA DEBIDO A LA EXCAVACIÓN DE UN CAJÓN DE CIMENTACIÓN

$$\delta = \frac{q B}{E} [(1-\mu^2) F1 + (1-\mu-2\mu^2) F2]$$

Donde:

q = Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m²

B = Ancho del área descargada, en m

$F1$ y $F2$ = Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B

L = Longitud del área descargada

E = Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m²

μ = Relación de Poisson, adimensional

$$q \text{ media} = [q \text{ máx} - \frac{SC}{2} + SC]$$

SC = sobre carga

Nota :

Si las expansiones así calculadas resultan mayores de las admisibles, mediante la (ec. 5) se determinará la dimensiones del área máxima de excavación para evitar daños en las colindancias durante el proceso de excavación o de

recompresión ; deberá revisarse también la posibilidad de utilizar bombeo como se indica a continuación.

Sistemas de bombeo. Se utiliza para: a) evitar la falla por subpresión, abatiendo la presión en los estratos arenosos cercanos al fondo de la excavación, b) disminuir las expansiones y c) facilitar la construcción, "excavando en seco".

Deberá preverse la colocación de tubos de observación y piezómetros neumáticos para controlar y decidir el momento de inicio de las diferentes etapas de excavación.

IV.3.6 Trabajo estructural de la cimentación

Losa de fondo. Deberá diseñarse para soportar las acciones transmitidas por la estructura equilibradas por un sistema de reacciones.

Empujes sobre muros de sótanos. Los muros soportaran los empujes a largo plazo; el empuje en sismo corresponde a la cuña activa afectada por una aceleración igual a un tercio del coeficiente de diseño sísmico c .

$$E_{sis} = cW / Q$$

$$P = E_{sis} / H$$

$$KA = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) - \frac{2C}{\gamma} H \tan(45^\circ - \phi/2)$$

Donde:

$Esis$ = Empuje por sismo, en ton / m

c = Coeficiente sísmico

W = Peso total, en ton / m

Q = Coeficiente de ductibilidad

P = Presión por sismo, en ton/m²

H = Profundidad, en mts

KA = Empuje activo por sismo

γ = Peso volumétrico del suelo en ton/m³

C = Cohesión del material, en ton/m²

IV.4. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN DEL PREDIO DE INTERÉS

Al muestreo de las arcillas del subsuelo del predio de interés obtenidas en el sondeo se les realizaron ensayos de consolidación, a fin de conocer la variación del coeficiente de compresibilidad con respecto al nivel de esfuerzos principalmente. Las curvas de compresibilidad obtenidas exhiben las curvas de relación de vacíos y de compresibilidad en términos de logaritmo de la presión efectiva, en ellos se indica además el intervalo que comprende a la presión de consolidación. Al juzgar por los valores del coeficiente de compresibilidad máximo, los asentamientos que pueden ocasionar cargas superficiales relativamente pequeñas son de consideración, en este sentido las condiciones del subsuelo son más críticas que en la Ciudad de México, pues no existe la capa superior de 3 a 4 m formada por depósitos aluviales que se tienen en la Ciudad, en su lugar hay materiales afectados por el secado, con espesor de 1 a 3 m.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado y las características estratigráficas y físicas del subsuelo (ver fig. 2.50) antes descrita, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor del orden de 40 m, de los cuales entre 3.0 y 20 m de profundidad se encuentran en condiciones normalmente consolidadas, es decir que por su alto contenido de agua y sus características mecánicas presentarán asentamientos de importancia, presentando un esfuerzo de preconsolidación de 0.25 ton/m^2 y semejante al esfuerzo efectivo actual del subsuelo, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante cajón de cimentación estanco, de concreto reforzado, que compense el peso del edificio en su totalidad, constituido por muros de contención, contratraveses y losas de concreto plana, con área en planta respecto a la cubierta por el edificio, como

muestra la fig. 4.1, desplantado a 2.6 m de profundidad, respecto al nivel 0.00 que corresponde al nivel de banqueta de la calle Valle del Tajo.

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean los más ligeros posible en donde sea posible. En los análisis que más adelante se presentan se consideraron las cargas proporcionadas por el estructurista, las cuales aparecen en el Anexo II, considerando que las cargas permanentes más la carga viva con intensidad máxima será de 2208 toneladas que incluye el peso propio de la cimentación estimado en donde se alojará el sótano para estacionamiento.

En esas condiciones para el edificio proyectado tendrá un peso de 2208 toneladas, que corresponde a un peso unitario en su área cubierta de 3.5 ton/m^2 .

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar de que el edificio a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades entre el centro geométrico del área cubierta por el cajón, y el centro de cargas de la estructura.

A continuación se presentan los resultados de los análisis efectuados para la alternativa de cimentación propuesta.

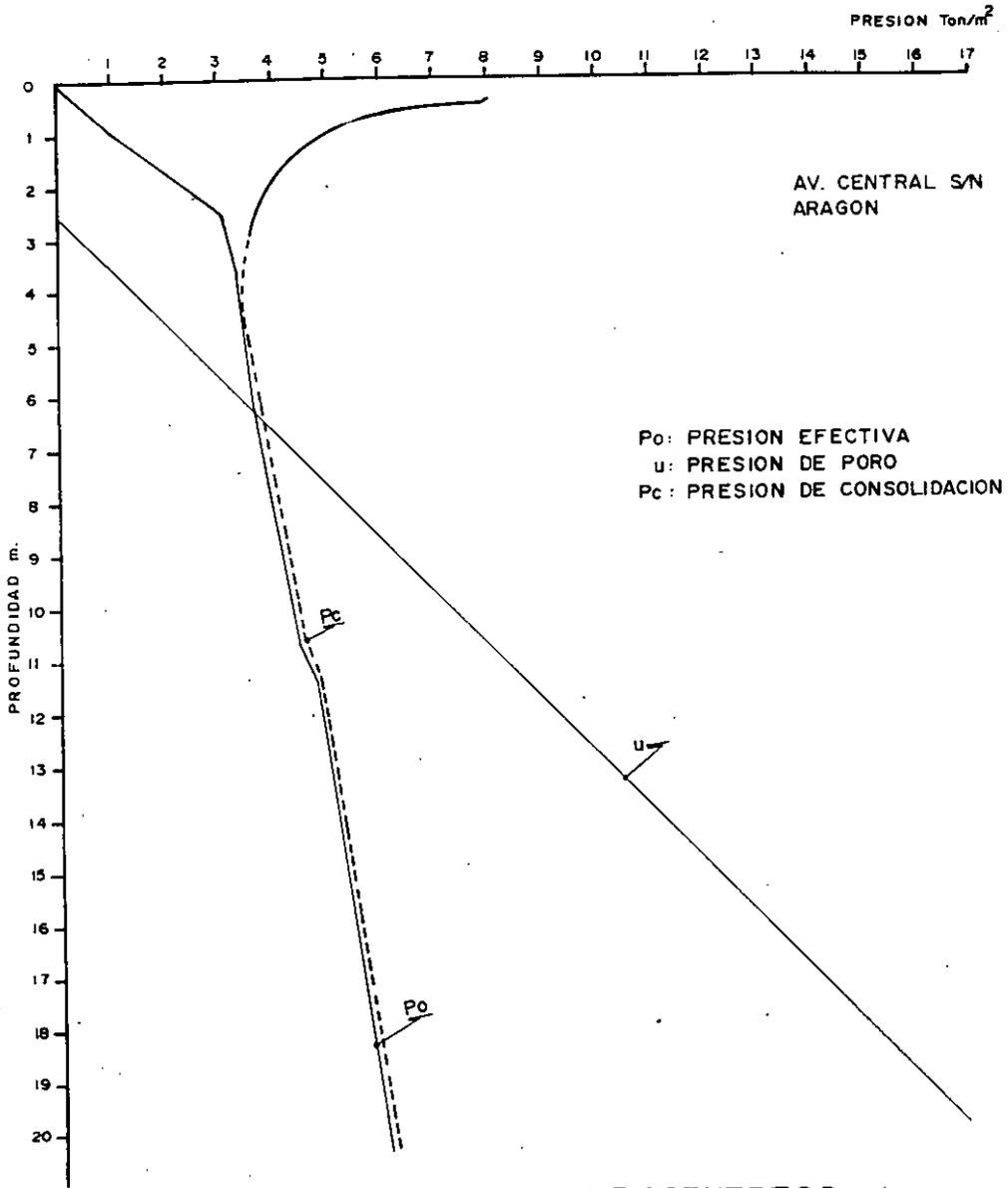


FIGURA 4.1

IV.4.1 Acciones

El peso de la estructura de interés para la condición de cargas permanentes más carga viva máxima se muestra en el anexo II, tomando en cuenta que estas cargas ya tienen considerada la condición de carga para el tercer nivel que se proyecta construir a futuro. De acuerdo a las cargas proporcionadas y a la geometría del cajón en caso de tener excentricidad deberá lastrarse en la zona del edificio donde se requiera, evitando de esta manera que por la existencia de excentricidades entre el centro de cargas y el centro de reacción de la cimentación se tengan problemas a mediano plazo, se recomienda que los elementos estructurales que constituirán al edificio sean aligerados en las zonas donde esto sea factible, o bien buscar la forma de eliminar las excentricidades.

Las acciones consideradas en los análisis de la cimentación fueron las siguientes:

- a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que incluyendo el peso de la cimentación, tendrá un valor de 2208.4 toneladas para el edificio de interés. Estas cargas se afectaron por un factor de carga de 1.4 y se consideraron en el análisis límite de falla en condiciones estática.
- b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 2098 toneladas para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto de sísmico corresponderá a un momento sísmico de 2089 ton- m para el edificio analizado. Las cargas se afectaron por un factor de carga de 1.1 y se utilizaron en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media, que incluyendo el peso de la cimentación tendrá un valor de 1988 toneladas para el edificio de interés. Las cargas de afectaron por un factor de carga de 1.0 y se emplearon en la determinación de la profundidad de desplante del cajón y en el análisis del estado límite de servicio por consolidación de los depósitos arcillosos.

IV.4.2 Determinación de la profundidad de desplante

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media más el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita al subsuelo esfuerzos, tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito arcilloso, a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales. Lo anterior se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo con un valor máximo a 0.25 ton/m^2 , es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de los mismos.

Para el edificio analizado, el peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente más carga viva, corresponde a una presión unitaria de 3.50 ton/m^2 , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área respecto a la cubierta por el edificio igual a 630 m^2 de las cuales tendrán que compensarse 3.38 ton/m^2 .

Considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 3.0 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.30 ton/m^3 , la profundidad de desplante necesaria para empezar 3.38 ton/m^2 , resulta de 2.6 m , para el edificio analizado.

IV.4.3 Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectadas por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$Q F_c < R F_R$$

Donde:

Q = Suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más carga viva con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

F_c = Factor de carga, adimensional e igual a 1.4

R = Capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada

F_R = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

IV.4.3.1 Capacidad de carga de la cimentación

La capacidad de carga admisible de los materiales que subyacen a la cimentación se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de falla son suelos cohesivos y aplicando el criterio señalado en la Norma Técnica Complementaria para Diseño de Cimentaciones, dado por la siguiente expresión:

$$RFR = (C Nc FR + Pv) AI$$

Donde:

RFR = Capacidad de carga admisible de la losa de fondo del cajón de cimentación ya afectada por su factor de resistencia correspondiente, en ton/m^2

C = Cohesión del material de apoyo de la cimentación a lo largo de la superficie potencial de falla, en ton/m^2

FR = Factor de resistencia, adimensional e igual a 0.7

Pv = Presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación, en ton/m^2

Nc = Coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por la siguiente expresión:

$$Nc = 5.14 (1 + 0.25 Df/B + 0.25 B/L)$$

En la cual

Df = Profundidad de desplante del cajón de cimentación en m.

B = Ancho del cajón de cimentación, en m.

L = Largo del cajón de cimentación, en m.

AI = Área de la losa de fondo del cajón de cimentación en m^2 .

Considerando una cohesión media a lo largo de la superficie potencial de falla de 1.7 ton/m^2 y un peso volumétrico del suelo de 1.40 ton/m^3 , obtenidos de los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, se obtuvo una capacidad de carga admisible de los materiales del subsuelo de 10.2 ton/m^2 .

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, la desigualdad se satisface con los siguientes valores

$$\frac{Q_{Fc}}{A} = 4.90 \text{ ton/m}^2 < RFR = 10.2 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la cimentación es estable ante el estado límite de falla en condiciones estáticas.

IV.4.4 Estado límite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal del Subcomité, de Normas y procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción de Área Metropolitana de la Ciudad de México, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo se subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$WT F_c - W_c < FR AR q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a_o b_y}{FR C_g} \right)$$

Donde:

WT = Carga total de la estructura en la condición analizada

F_c = Factor de carga, adimensional e igual a 1.1

W_c = Peso del suelo desplazado para la construcción del cajón de cimentación, en toneladas, igual a $W_c = (\gamma D_f)$

FR = Factor de resistencia adimensional e igual a 0.7

AR = Área reducida de la losa de fondo del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a:

$$AR = (B - 2e) \times L$$

Siendo:

B = Ancho de la losa de fondo del cajón de cimentación

L = Largo de la losa de fondo del cajón de cimentación

e = Excentricidad dada por:

$$e = \frac{Ms}{WT}$$

Donde:

WT = Peso de la estructura en la condición analizada, en ton.

Ms = Momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 (2/3) HT WT (C_s/Q)$$

Siendo:

HT = Altura total de la estructura, medida a partir del desplante

C_s = Coeficiente de diseño sísmico, igual a 0.40

Q = Factor de comportamiento sísmico (ductibilidad)

q_1 = Capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, debida con la siguiente formula:

$$q_1 = C N_c$$

Donde:

C = Cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla

N_c = Coeficiente de capacidad de carga

a_0 = Aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a 0.4 g. Para estructuras tipo B, afectadas por un factor de ductilidad de 4.0 por lo tanto:

$a_0 = 0.4 \times 9.81/4 = 0.981 \text{ m/seg}^2$, siendo g la aceleración debida a la gravedad.

b = Mínimo de (d, 1.2h, 20 m)

En la cual:

d = Ancho del área reducido de la losa

h = Profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima

γ = Peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B , debajo de él.

C = Cohesión media del suelo, desde el nivel de desplante, hasta una profundidad B , bajo de él

La desigualdad se satisface con los siguientes valores

$$W T F_c - W_c < F R A R q_1 \left(1 - \frac{0.12 F_c a o b \gamma}{F R C g} \right)$$

Para el edificio analizado:

$$178.4 \text{ ton.} < 1688.5 \text{ ton.}$$

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

También se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzo aplicado por la losa de cimentación, producido por el momento de volteo debido al sismo, no rebase la capacidad de carga admisible por cortante de los materiales de apoyo de la losa de cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantenga dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por la losa de cimentación durante el sismo.

Se determinaron los esfuerzos máximos que en condiciones dinámicas aplicarán las losas de cimentación empleando la fórmula de la escuadra dada por la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q}{A} + \frac{Mv}{Ix} y + 0.3 \frac{Mv}{Iy} X$$

Donde:

P = Esfuerzo a la distancia x del eje centroidal

Q = Suma de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea

A = Área de la losa de cimentación

Mv = Momento de volteo debido a sismo

x, y = Distancia centroidal de la losa de cimentación a la orilla más alejada

Ix, Iy = Momento de inercia centroidal del área de apoyo de la losa de cimentación, en el sentido largo y corto

Se obtuvo un esfuerzo máximo aplicado por la losa de cimentación bajo condiciones de sismo de 9.8 ton/m^2 que es mayor al esfuerzo correspondiente a la capacidad de carga última del suelo de apoyo, que es de 10.2 ton/m^2 , por lo tanto no se presentaron deformaciones plásticas permanentes.

IV.4.5 Estado límite de servicio

Los movimientos verticales que sufra la estructura respecto al terreno circundante se deberán a las recuperaciones de las expansiones elásticas producidas durante la construcción de la cimentación y los hundimientos debidos a la consolidación de los depósitos arcillosos, producidos por el incremento de presión neta transmitida al subsuelo, por ser una cimentación casi totalmente compensada, es decir se considera como un cajón parcialmente compensado aun cuando la presión neta sea mínima.

IV.4.5.1 Expansiones elásticas

Para la evaluación de las expansiones elásticas máximas que ocurrirán al efectuarla excavación necesaria para alojar al cajón de cimentación, se empleo el criterio de Steinbrenner y los módulos de elasticidad obtenidos de correlacionar las propiedades índice de los materiales de interés con las de otro semejantes en los que se han determinado los módulos elásticos por métodos geosismicos.

Según dicho criterio, el desplazamiento vertical bajo la esquina de un área rectangular descargada, colocada en la superficie de una capa de espesor D, está dada por:

$$HD = \frac{QB'}{E} \{ (1-u^2) F1 + (1-u-2u^2) F2 \}$$

Donde:

q = Descarga uniformemente repartida superficialmente, provocada con la excavación, en ton/m²

B = área descargada, en m

F1 y F2 = Coeficientes adimensionales, que dependen de la relación D/L y L/B

D = Espesor del estrato considerado, en m.

L = Longitud del área descargada

E = Módulo de elasticidad del suelo bajo la zona de excavación, en ton/m²

u = Relación de Poisson, adimensional

Que para un sistema de capas o estratos queda la siguiente expresión:

$$H = HD_1 (E_1, u_1) + (HD_2 (E_2, u_2) - HD_1 (E_2, u_2)) + \dots + HD_n (E_n, u_n) - HD_{n-1} (E_n, u_n)$$

Los módulos de elasticidad y relación de Poisson considerados se enlistan a continuación.

Profundidad (m)	Módulo de elasticidad (ton/m ²)	Relación de Poisson
2.60 - 4.00	650	0.5
4.00 - 20.00	450	0.5
20.00 - 25.00	700	0.5

Se obtuvo que excavando toda el área que ocupará el cajón de cimentación, se tendrán las expansiones al centro de 5.2 cm y en la esquina de 1.9 cm, las cuales resultan admisibles.

Posteriormente al construir la estructura de interés, las cargas aplicadas por ellas provocarán la recuperación elástica de los materiales del subsuelo, con una magnitud igual a las expansiones debidas a la carga por la excavación que aloja al cajón de cimentación.

IV.4.5.2 Asentamientos diferidos

Se estimaron los asentamientos a largo plazo que sufrirá la cimentación considerando que transmitirá un incremento de presión neta a los materiales del subsuelo de 0.25 ton/m^2 , actuando a partir del nivel de desplante de la cimentación y obtenido de restar a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media, incluyendo el peso propio de la cimentación, la descarga por la excavación necesaria para alojar el cajón de cimentación

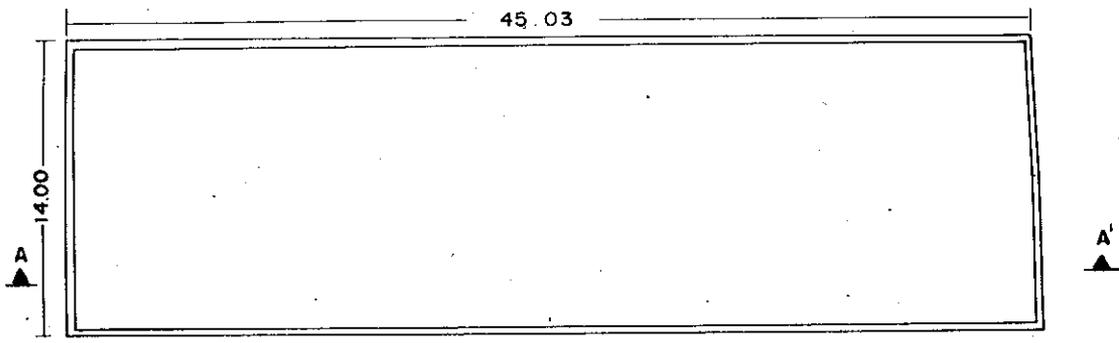
Los asentamientos se calcularon empleando un programa de computadora, el cual determina la distribución de esfuerzos en el subsuelo debidos al incremento de esfuerzos considerando la presión neta, según la teoría de Boussinesq y en base a estos, los asentamientos tomando en cuenta las presiones efectivas actuales del subsuelo y las curvas de compresibilidad de los estratos arcillosos afectados por la sobrecarga aplicada.

Se obtuvieron los asentamientos para varios puntos considerando la estructura flexible, cuyos resultados se presentan en el listado de computadora del Anexo III, y en la fig. 4.3, observándose que resultan admisibles los movimientos verticales tanto los totales como los diferenciales.

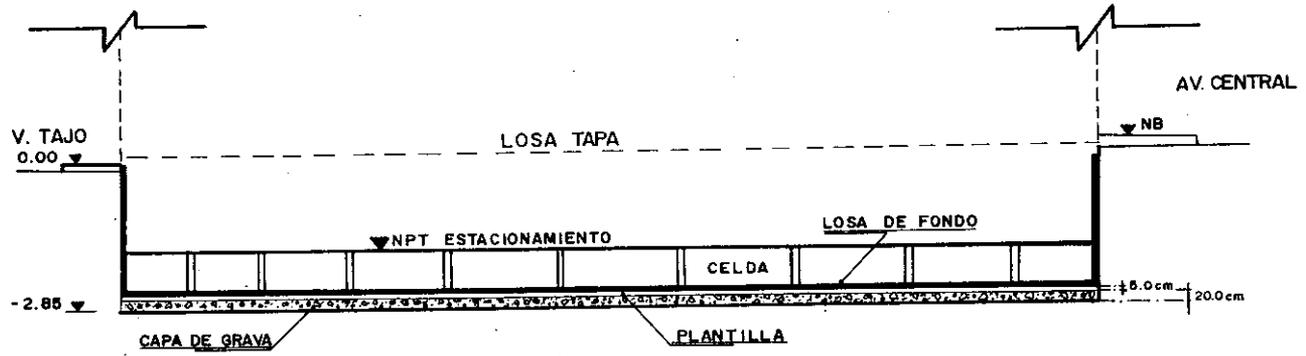
A los asentamientos antes mencionados deberán de sumarse los asentamientos por recuperación elástica de los materiales del subsuelo por efecto de la descarga producida por la excavación para alojar el cajón de cimentación.

Los análisis efectuados corresponden a una estructura de tres niveles y un sótano, con elementos estructurales aligerados en donde sea factible, con una cimentación constituida por cajón de cimentación con área respecto a la cubierta por el edificio (ver fig. 4.2), desplantado a 2.6 m de profundidad, respecto al nivel 0.000 que corresponde al nivel de banquetta de la calle de Valle del Tajo, que en esas condiciones aplican una presión neta máxima de 0.25 ton/m^2 , para los que se satisface el estado límite de falla y el estado límite de servicio.

Si la estructura corresponde a un edificio de tres niveles (en total a futuro) aunque en una primera etapa se construirá de dos niveles y un sótano, implementando elementos estructurales aligerados en las áreas donde sea factible, el cajón se desplantará a 2.6 m de profundidad con respecto al nivel de la calle de Valle del Tajo y tomando en cuenta que el nivel del estacionamiento será en la cota 1.65 m, el espacio entre 1.65 y 2.6 m de profundidad respecto al nivel 0.00 de proyecto (nivel de banquetta de la calle Valle del Tajo) será ocupado por las celdas de cimentación las cuales deberán permanecer estancas, ya que de lo contrario si las celdas llegaran a inundarse la cimentación aplicará una presión neta mayor a la considerada, provocando con ello asentamientos mayores a los esperados y para la que no cumpliría el estado límite de falla y el estado límite de servicio establecido por el Reglamento de Construcciones. De igual manera se recomienda que la ubicación de las cisternas se propongan en forma simétrica y centradas, de tal manera que se eviten excentricidades que pondrían en riesgo la estabilidad de la estructura.



PLANTA



CORTE A A'

AV. CENTRAL S/N
ARAGON

FIGURA 4.2

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N
ARAGON

+ 0.3	+ 0.6	+ 0.6	+ 0.6	.0.3 +
+ 0.5	+ 3.9	+ 4.1	+ 3.9	0.5 +
+ 0.55	+ 4.6	+ 5.0	+ 4.6	0.55 +
+ 0.5	+ 3.9	+ 4.1	+ 3.9	0.5 +
+ 0.3	+ 0.6	+ 0.6	+ 0.6	0.3+

$w = 0.2 \text{ ton/m}^2$

ASENTAMIENTOS EN cms:

ASENTAMIENTOS DIFERIDOS POR CONSOLIDACION

FIGURA 4.3

IV.4.6 Empujes sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación

Tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas de los materiales del subsuelo, así como las del proyecto, la determinación de los empujes a largo plazo sobre los muros perimetrales del cajón de cimentación se realizó siguiendo las recomendaciones establecidas en el manual de Diseño de las Obras Civiles de la Comisión Federal de electricidad, bajo la condición de empuje de suelo en reposo y considerando los siguientes efectos:

- ◆ La presión que ejerce la masa de suelo en condiciones de reposo, obtenida como el producto acumulado del peso volumétrico total para profundidades sobre el nivel freático, y bajo éste, el peso volumétrico sumergido, por los espesores en los que se considera el mismo valor, afectados por el coeficiente de presión de tierras en reposo.
- ◆ La acción de una sobrecarga uniformemente repartida, actuando en un área contigua al muro, obteniéndose los esfuerzos inducidos bajo un punto en la parte media lateral del área, afectada por el coeficiente de presión de tierras en reposo
- ◆ La presión hidráulica que ejerce el agua, expresada como el producto de pesos volumétrico por la profundidad.
- ◆ Para tomar en cuenta las sollicitaciones sísmicas, se determinó una componente horizontal expresada como el producto del peso de la masa de suelo potencialmente deslizante por un coeficiente sísmico de 0.4 (zona de lago).

Una vez calculados los valores de los cuatro efectos, se superpusieron obteniéndose la envolvente de empujes horizontales totales que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros.

En la fig. 4.4 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

IV.4.7 Falla de fondo

Se revisó la estabilidad de la excavación contra falla de fondo por cortante, lo que se realizó mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$P_v F_c + q F'_c < C N_c F_R$$

Donde:

P_v = Presión vertical total actuando en el suelo a la profundidad de excavación, en ton/m^2

F_c = Factor de carga adimensional e igual a 1.4

Q = Sobrecarga superficial, igual a 2.0 ton/m^2

F'_c = Factor de carga, adimensional e igual a 1.0

C = Cohesión del material que subyace a la excavación

N_c = Coeficiente de capacidad de carga

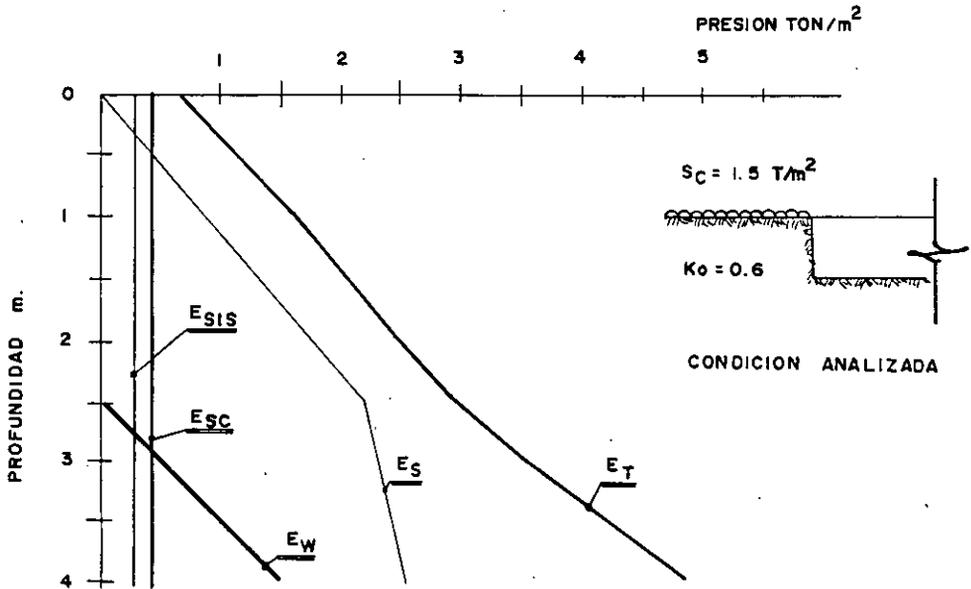
F_R = Factor de resistencia, igual a 0.7

Para una excavación de 2.60 m de profundidad, resulta lo siguiente:

$$6.37 \text{ ton/m}^2 < 6.88 \text{ ton/m}^2$$

Debido a que se satisface la desigualdad no se presentará la falla de fondo de la excavación.

AV. CENTRAL S/N
ARAGON

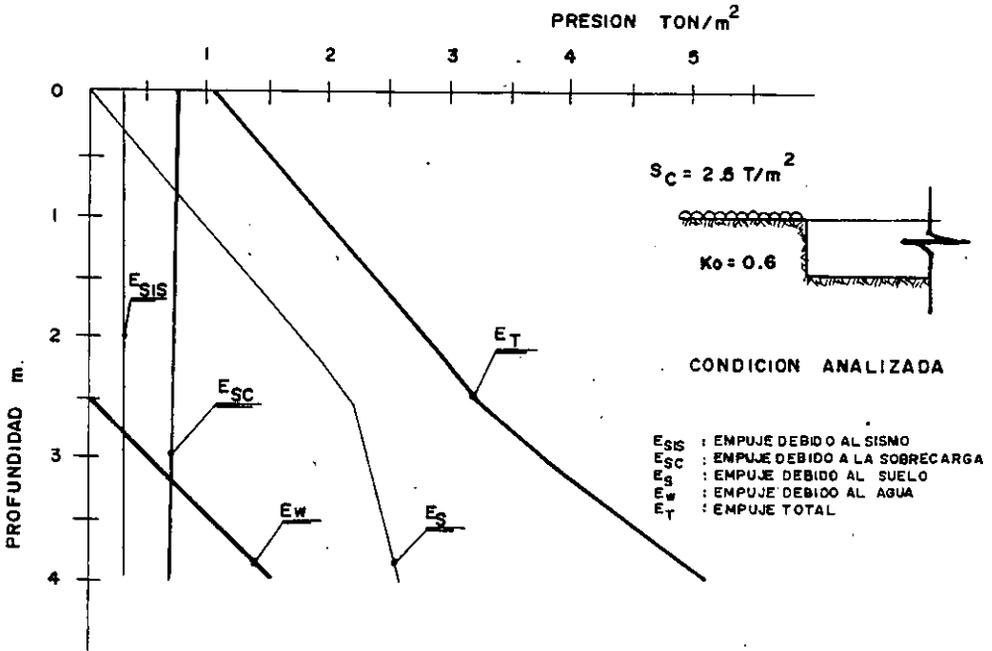


a) HACIA COLINDANCIA CON VIA PUBLICA
Y ESTRUCTURAS DE UN NIVEL

EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES

FIGURA 4.4

AV. CENTRAL S/N
ARAGON



b) HACIA COLINDANCIA CON ESTRUCTURAS DE DOS NIVELES

EMPUJES SOBRE MUROS RIGIDOS PERIMETRALES

FIGURA 4.4

IV.4.8 ESTABILIDAD DE TALUDES

Para verificar que las paredes de la excavación sean estables, se hizo mediante el cumplimiento de la desigualdad

$$F_c \gamma H + q < U_q N_o C FR$$

Donde:

F_c = Factor de carga, igual a 1.4

γ = Peso volumétrico del material

H = Altura máxima de la excavación

Q = Sobrecarga igual a 2.0 ton/m²

U_q = Factor de reducción debido a la sobrecarga que depende de la relación $q/\gamma H$

N_o = Numero de estabilidad que depende del ángulo del talud

C = Cohesión más baja en la altura de la excavación, igual a 1.7 ton/m²

FR = Factor de reducción de resistencia, igual a 0.8

Considerando taludes con inclinación 0.75: 1.0 (horizontal:vertical) se tiene:

$$6.62 \text{ ton/m}^2 < 7.43 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto la excavación que alojará el cajón de cimentación se podrá efectuar dejando taludes con inclinación 0.75:1.0 (horizontal:vertical) en donde no se tenga construcciones, y en donde si se tengan edificaciones se tendrá que resolver mediante una berma constituida por una banquetta de materiales de 0.5 m de longitud y un talud 0.80:1.0 (horizontal:vertical) que se retirará en forma alternada y modulada en tramos reducidos dado que el factor de seguridad resulta menor a uno.

CAPÍTULO V

"PROCEDIMIENTO

CONSTRUCTIVO"

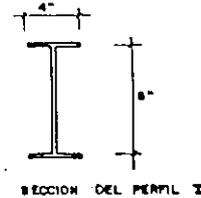
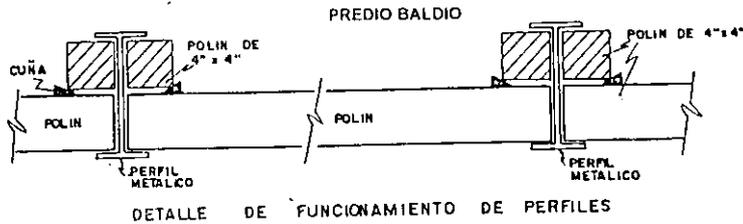
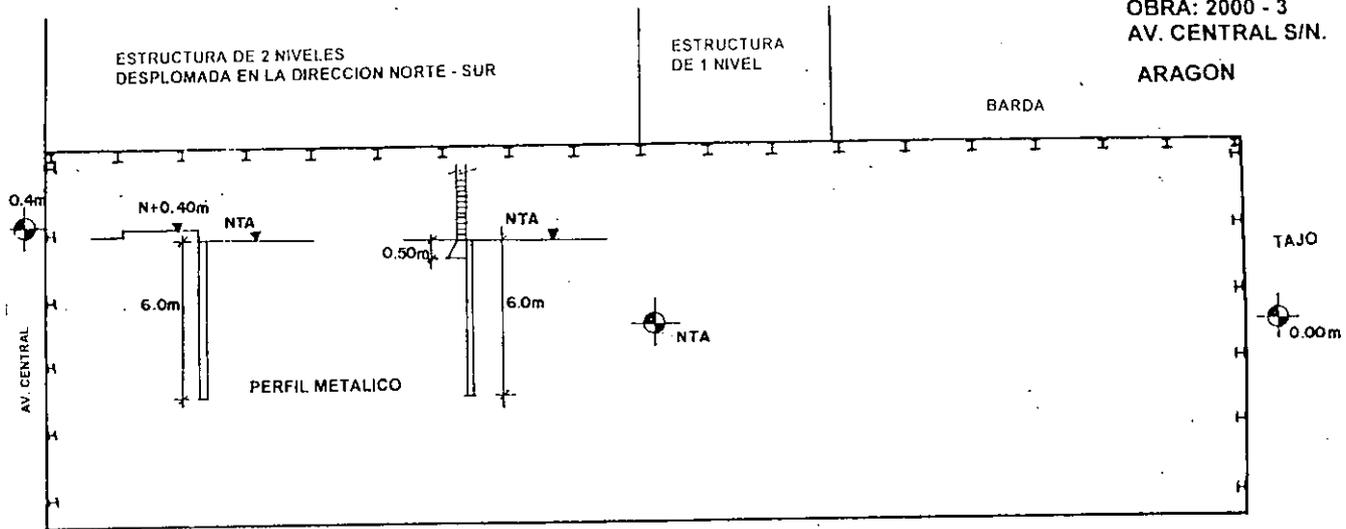
El procedimiento constructivo para la excavación que alojará el sótano, que a su vez constituye el cajón de cimentación, que a continuación se describe, se estableció considerando las características geométricas de la excavación, como las estratigráficas y físicas del subsuelo, así como la existencia de las construcciones colindantes, desplantadas superficialmente a un nivel superior al de máxima excavación.

1. Con el fin de eliminar los restos de cimentación antiguas, que interferían con el procedimiento de construcción de la cimentación, inicialmente se efectuará una excavación que deje una superficie uniforme, que cubrirá toda el área del predio por construir, dejando taludes verticales, que cubrirá a todo el predio.
2. En las colindancias con vía pública, se colocará un tapial a 50 cm exterior al límite del predio. Se recomienda que el muro de la colindancia con el patio de la casa de un nivel que colindan con el predio de interés sea retirado, y colocar en su lugar un tapial que evite que este muro se desplome hacia la casa vecina o hacia la misma excavación, una vez terminada la construcción del sótano se procederá a la construcción de este muro que pertenece a la casa vecina.
3. En particular en la colindancia con la Avenida Central, dado que se tiene un desnivel entre el nivel de banqueta de esta avenida y la de la otra vía pública que es la calle Valle del Tajo, donde la primera queda aproximadamente 80 cm por arriba de la segunda y debido a que el despalme inicial que se realizó para retirar los materiales de mala

calidad, se dejó un talud casi vertical, este deberá ser configurado de forma adecuada en vertical, y dado que el talud de esta excavación quedará expuesto el suelo, para evitar su intemperismo y desconchamientos locales, se protegerá el talud con un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada al talud, mediante varillas de 3/8" y 60 cm de longitud hincadas en una retícula de 0.7 m de lado.

4. También esta misma colindancia deberán retirarse todo los elementos que se tengan por encima del nivel de banquetta, ya que no únicamente representan una sobrecarga sobre esta, si no que además corre el riesgo de que puedan desplomarse hacia el interior de la excavación.
5. En la colindancia con los lotes baldíos, se recomienda dejar un talud 0.75:1.0 (horizontal-vertical), evitando no colocar sobrecarga alguna sobre la corona de este talud en una longitud mínima de 2.0 m. Los materiales descubiertos y que constituyen al talud quedarán expuestos, para evitar su intemperismo y desconchamientos locales, se protegerá el talud con un repellado de mortero de cemento de 3 cm de espesor aplicado sobre una malla tipo gallinero anclada con varillas de 3/8" y 60 cm de longitud hincadas en una retícula de 0.7 m de lado.
6. En las colindancias con vía pública y con las estructuras de uno o dos niveles, indicadas en la fig.5.1, se hincarán a percusión viguetas metálicas de sección I, de 0.2 m de longitud al alma, y 6.0 m de longitud, hincadas entre la superficie actual del terreno (nivel de

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N.
ARAGON



NTA: NIVEL DE TERRENO ACTUAL

UBICACIÓN DE LOS SITIOS DONDE SE HINCARAN PERFILES METALICOS DE SECCION I, A CADA 2.50 m DE DISTANCIA HORIZONTAL

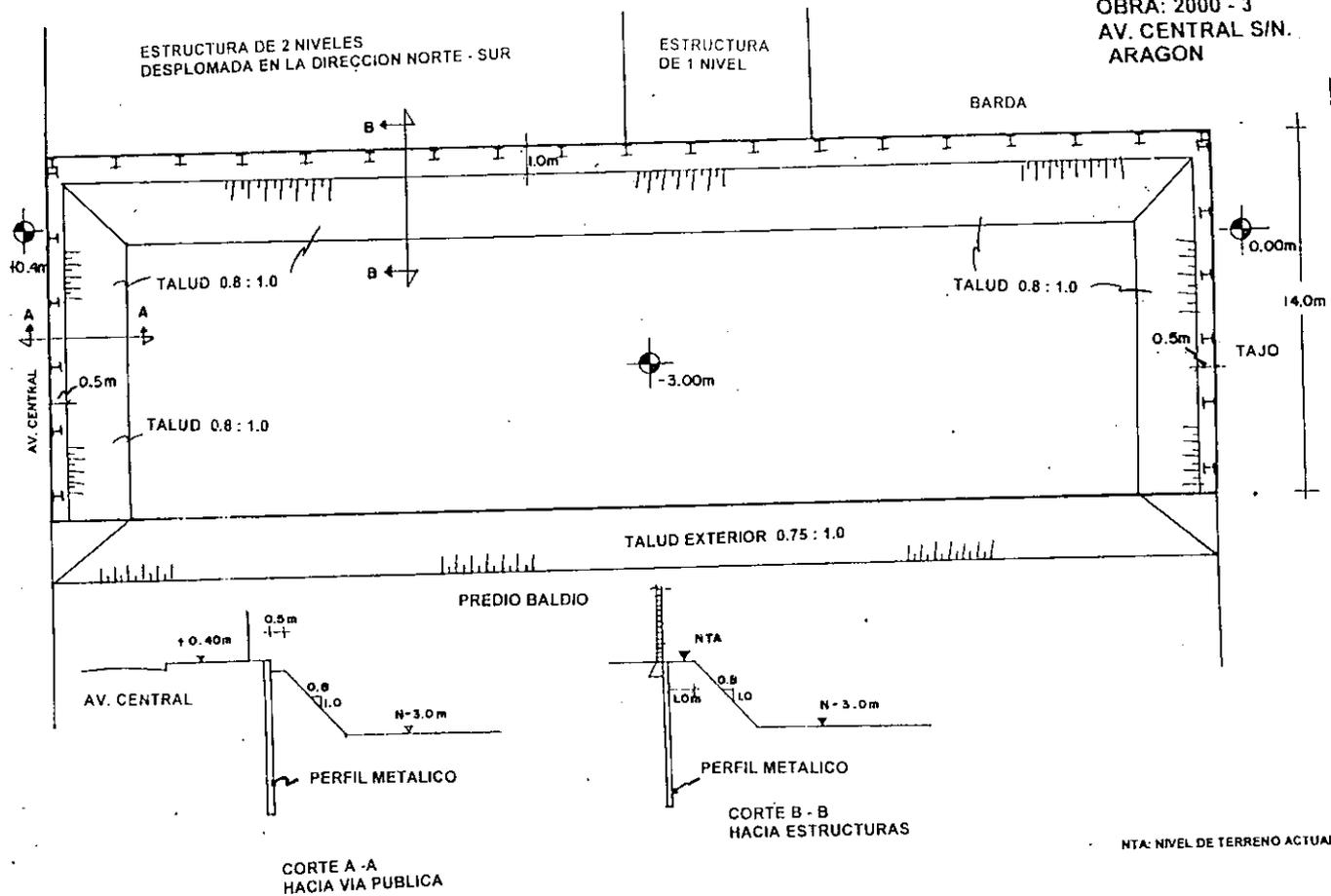
FIGURA 5.1

banqueta de la calle Valle del Tajo) y 6.0 m de profundidad, con una separación entre ellas de 2.5 m, Estas viguetas formarán parte de una atagüa que revestida de polines de madera de sección transversal cuadrada de 0.1 m de lado, y soportadas por troqueles que colocados entre esa a través de una viga de repartición y la losa de cimentación previamente construida al centro del área cubierta por el edificio, permitirá excavar a talud vertical hasta 3.0 m de profundidad.

7. Una vez hincadas las viguetas, se excavará la zona central hasta la profundidad de desplante de la losa de cimentación dejando en la colindancia con las construcciones de uno y dos niveles una banqueta de 1.0 m de ancho y taludes 0.80:1.0 (horizontal:vertical), como se indica en la fig. 5.2. En la colindancia con el lote baldío en la que se restringe la colocación de sobrecarga a dos metros del hombro del talud se dejará un talud 0.75:1.0 (horizontal:vertical). En la colindancia vía pública se dejará una banqueta de 0.5 m de ancho y taludes 0.80:1.0 (horizontal:vertical), como se indica en la fig. 5.2.

8. La excavación se efectuará con una retroexcavadora operando desde la plataforma inicialmente dejada y que deberá corresponder al nivel de banqueta que tiene actualmente la calle Valle del Tajo. La excavación se llevará como máximo a 0.20.m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará a mano para evitar el remoldeo del material de apoyo de la cimentación.

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N.
ARAGON

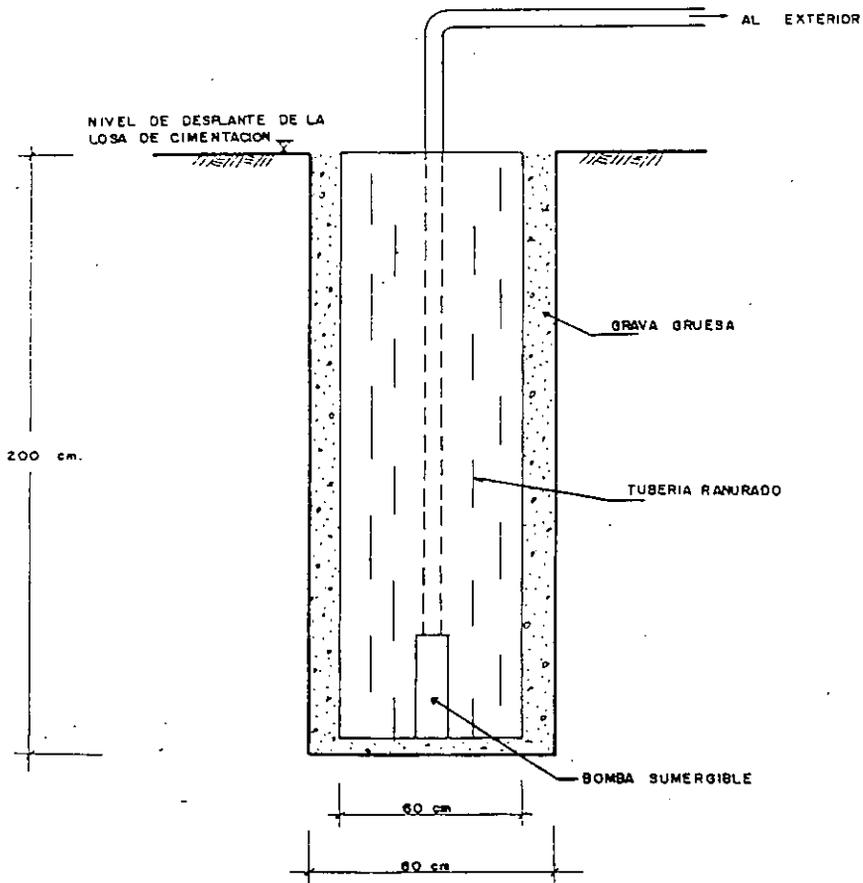


EXCAVACION HASTA EL NIVEL - 3.0 m, DEJANDO TALUDES Y BANQUETAS INDICADAS
FIGURA 5.2

9. El control del agua freática se efectuará mediante bombeo de achique, conduciendo el agua que se infiltre a la excavación mediante drenes superficiales hacia cárcamos de donde se bombeará al exterior. Al alcanzar la excavación la profundidad de proyecto, en caso necesario se excavarán dos cárcamos de bombeo entre 3 y 5 m de profundidad, con la distribución tentativa indicada en la fig. 5.2, con las dimensiones y características que se muestran en la fig. 5.3, que corresponderán a unos pozos de 0.80 x 0.80 y 2.0 m de profundidad bajo el nivel de máxima excavación, como ademe de cada cárcamo se colocará un tubo ranurado de 0.6 m de diámetro, confinado entre su pared exterior y la excavación con grava bien graduada, en cada uno de los cárcamos se instalará una bomba sumergible y se deberá mantener operando de tal manera que el agua siempre se mantenga por debajo de los niveles de trabajo. Al alcanzar la excavación la profundidad máxima del desplante de la plataforma de materiales de relleno controlado, y una vez realizados los cárcamos se construirán los drenes, que tendrán las dimensiones indicadas en la fig. 5.4, y se llenarán con grava bien graduada de media a gruesa. Se retirarán todos los materiales sueltos de fondo de la excavación y se recomienda tender una capa de grava de 12 cm de espesor sobre la que a su vez podrá colocarse una capa de material mejorado ligero constituido por tepetate tezontle en una proporción 30-70 % respectivamente compactado al 90 %, alcanzando el nivel del lecho inferior de la losa de fondo del cajón, se procederá a colocar un firme de concreto pobre de 5 cm de espesor. Todo lo anterior se recomienda dado que la arena silica que se pretendía colocar es un elemento que no es suficiente para permitir que el agua

AV. CENTRAL 3° SECC. ARAGON

OBRA 2000-3
AV. CENTRAL
3° SECC. ARAGON



C A R C A M O

FIGURA 5.3

OBRA 2000-3
AV. CENTRAL
3ª SECC. ARAGON

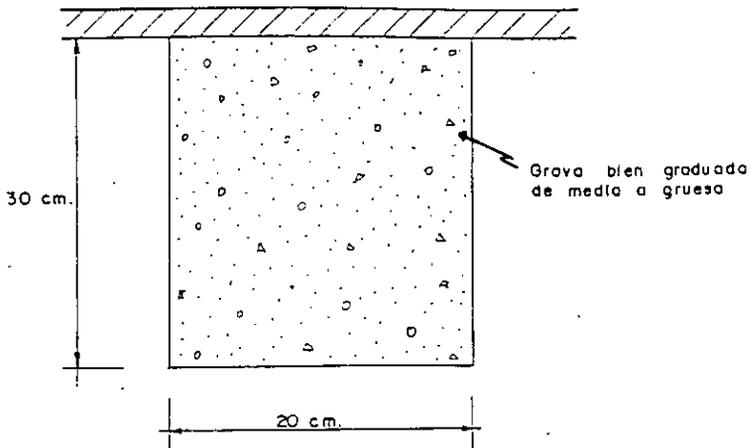


FIGURA 5.4

que fluya por debajo de la excavación realizada pueda ser bombeada en forma adecuada, por otro lado, si el relleno que se coloque se emplea únicamente tepetate, este material es más pesado que la mezcla tepetate tezontle contribuyendo a sobrecargar el terreno que no tiene la capacidad de soportarlo.

10. Una vez colocado el firme en el área en que ha sido alcanzado el nivel de desplante de la losa de cimentación se construirán la losa y las trabes de cimentación. En su parte central dado que en la zona perimetral con vía pública y estructuras de uno y dos niveles se ha dejado una berma que será retirada en forma controlada.
11. Los materiales que se utilicen para el relleno por debajo de la cimentación deberán tener las siguientes especificaciones:

Especificación de materiales

Los materiales de préstamo deberán de ser analizados por el laboratorio antes de ser colocados, para evitar tener que levantar rellenos ya colados.

TEZONTLES

- a) Los tezontles a utilizar en la zona afectada por la caída de la retroexcavadora que se encontraba excavando serán colocados en una profundidad de un metro por debajo del nivel de máxima excavación y deberán tener un peso volumétrico acomodado con su humedad natural de 1 ton/m^3 y durante su construcción se deberá verificar que en cada capa no se excede el peso volumétrico

especificado, con una tolerancia del 10 %.

- b) Los rellenos ligeros basados en tezontle, deberán tener una curva granulométrica comprendida en el siguiente rango:

MALLA	POR CIENTO QUE PASA
2" (51 mm)	50 - 100
1 ½" (38 mm)	35 - 80
1" (25 mm)	20 - 55
¾" (19 mm)	10 - 35
½" (13 mm)	0 - 10

- c) El tezontle deberá tener la resistencia suficiente para resistir su compactación sin sufrir la rotura de sus partículas, ya que de ocurrir este fenómeno, es de esperar un incremento en su peso volumétrico por la reducción de la relación de vacíos.

TEPETATES

- a) En el caso de requerir rellenar algunas zonas con rellenos ligeros a base de tepetate-tezontle, el tepetate deberá satisfacer las siguientes especificaciones:

Límite líquido	45% máximo (tolerancia + 5%)
Índice plástico	15% máximo (tolerancia + 5%)
Contracción lineal	5% máximo (tolerancia + 5%)
Valor relativo de soporte	15% mínimo (tolerancia + 5%)

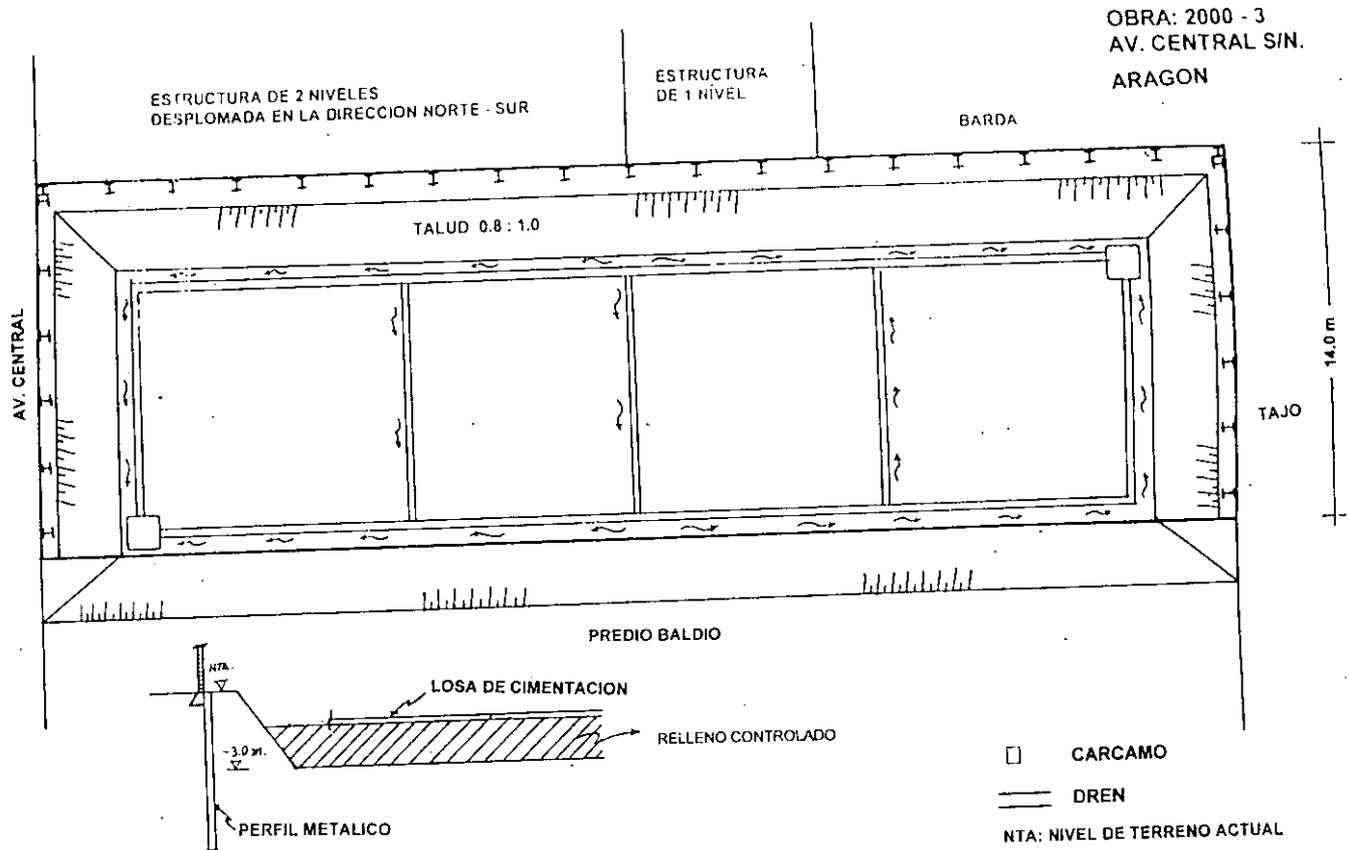
- b) Durante la construcción de los rellenos a base de tepetate-tezontle, se deberá

verificar que en cada capa se alcance el grado de compactación especificada con una tolerancia de $\pm 2\%$. La verificación se hará mediante la ejecución de calas de $10 \times 10 \times 10$ cm, para determinar el peso volumétrico seco en el sitio, las cuales se harán por cada capa de área compacta.

c) El tezontle deberá ser de consistencia no deleznable, bien graduado con tamaño de partícula máximo de $1 \frac{1}{2}$ ".

12. El material se colocará con su contenido de agua óptimo en capas de 20 cm de espesor en estado suelto, como máximo, y se compactará al 90% de su peso volumétrico seco máximo, hasta alcanzar el nivel de proyecto de apoyo de la losa de cimentación.

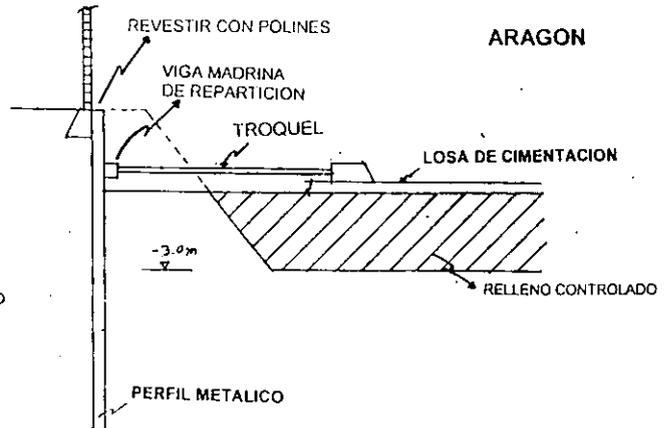
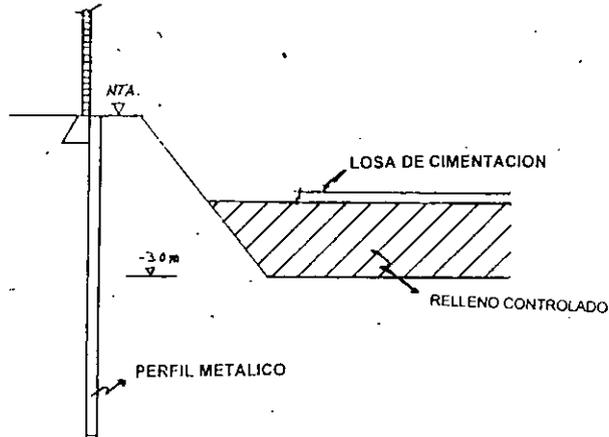
13. Una vez colada la losa de cimentación y las trabes de cimentación en su parte central como se muestra en la fig. 5.5, a continuación se procederá a la terminación de la excavación retirando el talud perimetral en tramos alternados de 2.5 m de ancho. En los tramos primeros atacados, indicados con el número 1, en la fig. 5.6, se retirará el talud en dos partes, en la primera se descopetará la parte superior del talud, de manera que permita colocar una madrina de repartición de 1 m de profundidad y colocar troqueles que reaccionaran contra la losa de cimentación ya construida. Una vez instalado el primer nivel de troqueles y revestidos los polines colocados entre las viguetas metálicas, la profundidad en que se excavó a talud vertical, se retirará la pared inferior del talud hasta 3 m de profundidad, se reviste con polines la parte en que ahora se tiene talud vertical, se coloca una viga de repartición a 2.5 m de profundidad y se instala otro nivel de



RELLENO Y CONSTRUCCION DE LA CIMENTACION EN SU PARTE CENTRAL Y
UBICACION DE CARCAMOS Y DRENES PARA ABATIR EL NIVEL FREATICO **FIGURA 5.5**

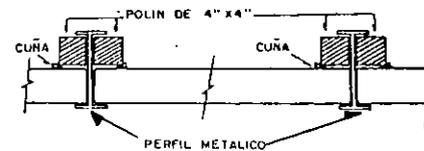
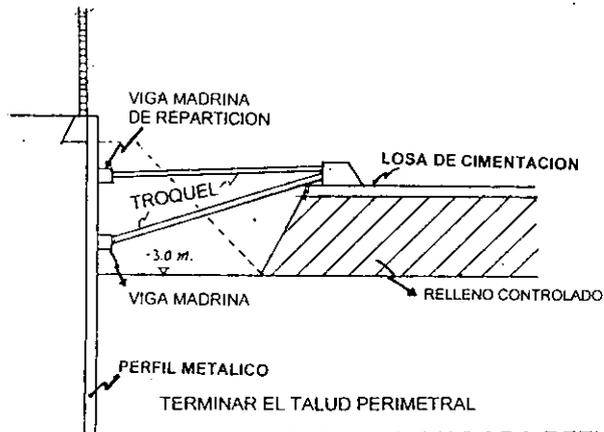
OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N

ARAGON



DESCOPETAR EL TALUD PERIMETRAL

NTA: NIVEL DE TERRENO ACTUAL



DETALLE DE FUNCIONAMIENTOS DE PERFILES.

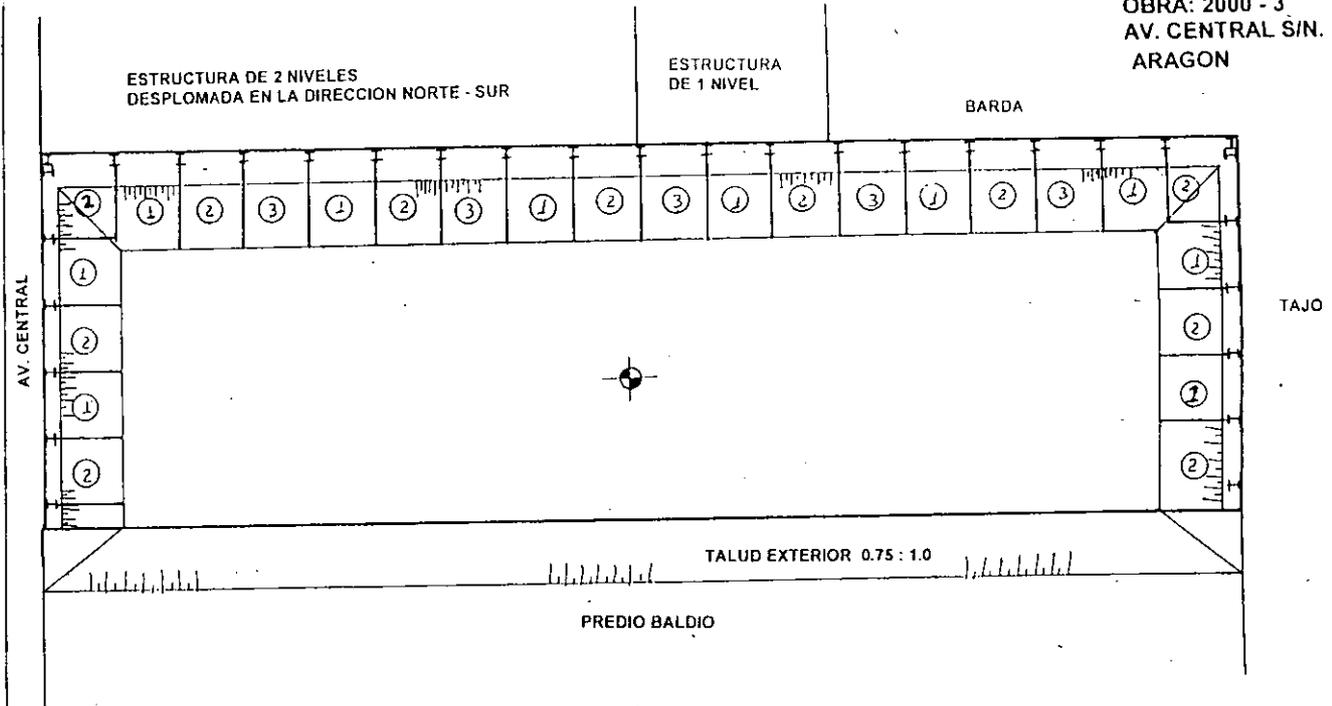
EXCAVACION PARA RETIRO DE BERMAS Y TALUDES

FIGURA 5.6

troqueles, igualmente reaccionando contra la losa de cimentación ya construida como se indica en la fig. 5.4. Una vez retirado el talud perimetral de la primera etapa se procederá a colocar el relleno necesario para alcanzar el lecho inferior de la losa de fondo y se procede a armar y colar a la brevedad muros y losa de cimentación; a continuación se procede de la misma manera con los tramos indicados como numero 2 en la fig. 5.6.

14. Una vez retirados los taludes perimetrales se procederá a efectuar las excavaciones que alojarán las traveses y la losa así como los muros perimetrales en tramos de 2.5 m de longitud cada uno a continuación de otro, de tal manera que en el tramo primero excavado una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se revestirán los polines entre los perfiles metálicos. Una vez revestidos de polines el primer tramo excavado se procederá con el siguiente, siguiendo el mismo procedimiento, como se muestra en la fig. 5.6.
15. Procediendo a terminar de construir la losa de cimentación y los muros de colindancia, manteniendo los troqueles hasta que existan elementos estructurales que tomen las cargas que ellos soportan.
16. El bombeo se mantendrá hasta tener colada la losa de planta baja.
17. Deberá prevenirse dentro del sótano del cuerpo bajo un cárcamo y una bomba que funcione con electroniveles con objeto de prevenir cualquier inundación del sótano.

OBRA: 2000 - 3
AV. CENTRAL S/N.
ARAGON



- ① 1ª ETAPA
- ② 2ª ETAPA
- ③ 3ª ETAPA

ETAPAS DE EXCAVACION PARA RETIRO DE BERMAS Y TALUDES

FIGURA 5.6

"CONCLUSIONES

y

RECOMENDACIONES"

Se proyecta la construcción de un salón de fiestas en un predio ubicado en Av. Central S/N, Colonia 3ª Sección Valle de Aragón, Municipio de Ecatepec, Estado de México, el salón de fiestas estará constituido por un nivel de doble altura que tendrá una planta y un mezanine, un sótano para estacionamiento, y se consideró la construcción de un tercer nivel a futuro.

Actualmente el predio de interés se encuentra baldío y perimetralmente se tiene construida una estructura de dos niveles desplomada, la cual presenta condiciones de inestabilidad en su construcción. El predio tiene el área que se muestra en la fig. 1.2, en la cual se presenta la distribución de la estructura proyectada. Se efectuó un levantamiento del tipo de las estructuras colindantes con el predio de interés; encontrándose colindando al Sur con estructuras de uno y dos niveles, las cuales tienen una cimentación a base de zapatas desplantadas a 0.3 m de profundidad con castillos en su estructuración, pero únicamente la estructura de dos niveles presenta un desplome crítico con orientación en el sentido contrario a la excavación que se tiene actualmente, al Oriente colinda con la calle Valle del Tajo, al Poniente con la Avenida Central y al Norte colinda con un lote baldío. En el Anexo I se presenta un reporte fotográfico en donde se observa en detalle lo antes descrito.

El proyecto arquitectónico de la estructura contempla la construcción de un sótano, planta baja, mezanine y una planta a futuro. El sótano será ocupado para estacionamiento; el edificio estará estructurado mediante columnas, traveses y losas de concreto, tratando de que sea aligerado. En las figuras 1.2 a la 1.4 se presenta una planta con la distribución de las columnas en las plantas, y en la fig. 1.5 se muestra un corte esquemático vertical.

El predio de interés se localiza en la parte norte de la Ciudad de México, dentro de la denominada Zona de Lago, caracterizada entre la superficie y 40 m de profundidad por la presencia de depósitos arcillosos de alta deformabilidad y baja resistencia.

Con objeto de determinar el tipo de cimentación más adecuado para el edificio proyectado, se efectuaron diversos análisis de mecánica de suelos basados en los resultados del muestreo y exploración del subsuelo realizados en el predio de interés y en pruebas de laboratorio.

Para conocer las características estratigráficas y físicas del subsuelo en el sitio de interés, se efectuó un sondeo de tipo mixto a 20 m de profundidad, denominado SM-1.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar. El muestreador shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hinca a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azolves que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar 60 cm el penetrómetro estándar de 3.5 cm de diámetro interior, por medio de golpes que le proporciona un martinete de 63.5 Kg que cae desde una altura de 76 cm; el índice

de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, se mide contando el número de golpes necesarios para avanzar los 30 cm intermedios.

El nivel freático se encontró 2.90 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración. De información de la Comisión de Aguas del Valle de México se sabe que se tiene abatimientos en la presión del agua a partir de 25 m de profundidad.

El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la fig. 4.1 mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva (determinada como la diferencia entre la presión total y la de poro); también se indican los intervalos de preconsolidación definidos en los ensayos de consolidación unidimensional efectuados.

Del análisis de la figura anterior se concluye que el depósito arcilloso localizado entre la superficie y 3.0 m de profundidad se encuentra preconsolidado por desecación con un esfuerzo de preconsolidación mayor a 4.0 ton/m^2 al esfuerzo efectivo actual en su parte superior y de 1.5 ton/m^2 en su parte inferior, entre 3.0 y 20.0 m de profundidad se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación, de 0.25 ton/m^2 , y a partir de dicha profundidad, y hasta 30.0 m se tiene una diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de 1.0 ton/m^2 , decrecentándose con la profundidad.

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el predio de interés se encuentra en la zona III (zona de lago), a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40.

Del muestreo de las arcillas del subsuelo del predio de interés obtenidas en el sondeo, se realizaron ensayos de consolidación, a fin de conocer la variación del coeficiente de compresibilidad con el nivel de esfuerzos principalmente, las curvas de compresibilidad obtenidas exhiben las curvas de relación de vacíos y de compresibilidad en términos del logaritmo de la presión efectiva, en ellos se indica además el intervalo que comprende a la presión de consolidación. A juzgar por los valores del coeficiente de compresibilidad máximo, los asentamientos que pueden ocasionar cargas superficiales relativamente pequeñas son de consideración; en este sentido las condiciones del subsuelo son más críticas que en la Ciudad de México, pues no existe la capa superior de 3 a 4 m formada por depósitos aluviales; en su lugar hay materiales afectados por el secado, con espesor de 1 a 2 m.

Considerando las características arquitectónicas y estructurales del edificio proyectado y las características estratigráficas y físicas del subsuelo (ver fig. 2.50) antes descritas, en particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia con espesor del orden de 40 m, de los cuales entre 3.0 y 20.0 m de profundidad se encuentran en condiciones normalmente consolidadas, es decir que por su alto contenido de agua y sus características mecánicas presentarán asentamientos de importancia, presentando un esfuerzo de preconsolidación de 0.25 ton/m^2 y semejante al esfuerzo efectivo actual del subsuelo, se juzga que la cimentación de la estructura podrá ser resuelta mediante

cajón de cimentación estanco, de concreto reforzado, que compense el peso del edificio en su totalidad constituido por muros de contención, contratrabes y losa de contacto plana, con área en planta respecto a la cubierta por el edificio, como muestra la fig. 4.2, desplantado a 2.6 m de profundidad, respecto al nivel 0.00 que corresponde al nivel de banquetta de la calle Valle del tajo.

Es conveniente que los materiales que constituyan los diferentes elementos de construcción del edificio sean lo más ligeros posible en donde sea factible. En los análisis que más adelante se presentan se consideraron las cargas proporcionadas por el estructurista y que se muestran en el Anexo II, considerando que las cargas permanentes más la carga viva, será de 2208 ton que incluye el peso propio de la cimentación estimado en donde se alojará el sótano para estacionamiento.

En esas condiciones para el edificio proyectado, se tendrá un peso de 2208 toneladas, correspondiente a un peso unitario en su área cubierta de 3.5 ton/m².

Dadas las condiciones de deformabilidad de los depósitos arcillosos del subsuelo y para evitar que el edificio a mediano plazo sufra hundimientos diferenciales que provoquen la pérdida de su verticalidad, es necesario que no se tengan excentricidades en el centro geométrico del área cubierta por el cajón, y al centro de cargas de la estructura.

La determinación de la profundidad de desplante de la cimentación se hizo satisfaciendo que la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad media más el peso propio de la cimentación diera lugar a una presión neta aplicada por la losa de fondo del cajón de cimentación, que transmita al subsuelo

esfuerzos, tales que para cualquier profundidad la suma del esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzo sea menor al esfuerzo de preconsolidación del depósito arcilloso, a la profundidad correspondiente, verificando que en esas condiciones se produzcan asentamientos admisibles tanto totales como diferenciales. Lo anterior se satisface limitando la presión neta transmitida al subsuelo a 0.25 ton/m^2 , es decir, tal que la carga no compensada por el peso de los materiales excavados para alojar el cajón de cimentación sea menor que la diferencia entre los esfuerzos efectivos actuales de la estructura de los depósitos arcillosos y el esfuerzo de preconsolidación de los mismos.

Para el edificio analizado, el peso de la estructura incluyendo el peso de la cimentación para las condiciones de carga permanente más carga viva, corresponde una presión unitaria de 3.50 ton/m^2 , considerada uniformemente distribuida por la losa de fondo del cajón de cimentación con el área respecto a la cubierta por el edificio igual a 630 m^2 de las cuales tendrán que compararse 3.38 ton/m^2 , considerando que los materiales del subsuelo entre la superficie y 3.0 m de profundidad tienen un peso volumétrico de 1.30 ton/m^3 , la profundidad de desplante necesaria para compensar 3.38 ton/m^2 , resulta de 2.6 m , para el edificio analizado.

Si la estructura corresponde a un edificio de tres niveles (en total a futuro) aunque en una primera etapa se construirá de dos niveles y un sótano, construidos con elementos estructurales aligerados en el área donde sea factible y el cajón se desplantará a 2.6 m de profundidad con respecto al nivel de la calle Valle del Tajo y tomando en cuenta que el nivel de estacionamiento será de 1.65 m , el espacio entre 1.65 y 2.6 m de profundidad respecto al nivel 0.00 de proyecto (nivel de banquetta de la calle Valle del Tajo) será ocupado por las celdas de cimentación estas deberán

quedar estacas, ya que de lo contrario si las celdas llegaran a inundarse la cimentación aplicará una presión neta mayor a la considerada, provocando en ello asentamientos mayores de los esperados y para la que no cumpliría el estado límite de falla y el estado límite de servicio establecido por el reglamento de construcciones. De igual manera se recomienda que la ubicación de las cisternas se propongan en forma simétrica y centradas, de tal manera que se eviten excentricidades que pondrían en riesgo la estabilidad de la estructura.

En la fig. 4.4 se muestran los valores obtenidos en forma gráfica, los que deberán ser considerados en el diseño o revisión de los muros perimetrales.

El procedimiento constructivo para la cimentación recomendada se presenta en el capítulo IV de este informe. El agua que se llegará a infiltrar a la excavación deberá ser controlada mediante bombeo de achique, mediante la conducción a través de drenes superficiales hacia cárcamos de donde será bombeada al exterior, una vez alcanzada la máxima profundidad de excavación se mantendrá el bombeo en forma continua hasta por lo menos tener colado el cajón de cimentación. El nivel de piso terminado deberá quedar por arriba del nivel de banquetta, debido a que el asentamiento regional tiene magnitudes importantes y por consiguiente el nivel del subsuelo que circunda a las estructuras de interés sufrirá deformaciones a largo plazo que repercutirá en el funcionamiento del proyecto.

Como recomendaciones adicionales se establece lo siguiente: de acuerdo a los datos proporcionados por el estructurista (el edificio transmitirá una carga de 3 ton/m² que incluye peso propio de cimentación), y considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto donde se contempla un nivel adicional a

futuro de lo que se tiene proyectado a corto plazo, es decir que se tendrá a futuro un sótano para estacionamiento y tres niveles en total por arriba del nivel de banquetta, y tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, en particular la existencia de materiales arcillosos de consistencia muy blanda, con contenidos de agua superiores al 250 % y con características normalmente consolidadas, se establece que el tipo de cimentación más adecuado es un cajón de cimentación estanco desplantado a 2.60 m con respecto al nivel de banquetta de la calle Valle del Tajo.

Para realizar lo anterior será necesario despalmar 5 cm del material que se tiene al nivel de máxima excavación que se tiene y que se encuentra actualmente a 2.80 m con respecto al nivel de banquetta de Tajo, con el objeto de retirar los materiales que se encuentran intemperizados y remoldeados por el tránsito de los trabajadores, una vez despalmados estos materiales se procederá a la brevedad a colocar una capa de grava de 20 cm de espesor, con el objeto de dejar una capa firme y que funcione como filtro por debajo de la losa de fondo del cajón de cimentación, dado que se tiene el nivel freático aproximadamente a 2.90 m con respecto al nivel de banquetta del Tajo, posteriormente se colocará una plantilla de concreto pobre de 5 cm de espesor, a partir de la cual se podrá iniciar el armado de la losa de fondo del cajón de cimentación en su parte central.

A diferencia de lo que se tenía contemplado inicialmente por el proyecto, es únicamente que no será necesario colocar el terraplén de 65 cm que causaría una sobrecarga al terreno que se reeditaría, en el incremento de las deformaciones a las admisibles que sufrirá el edificio por peso propio y por consolidación regional, y únicamente tendrá que prolongarse la longitud de los diafragmas de las celdas de

cimentación hacia abajo hasta alcanzar el nivel de apoyo de la losa de fondo, las celdas de cimentación deberán quedar estancas, es decir que quedarán huecas y sin sobrecarga alguna, por lo que adicionalmente se deberán dejar pasos hombre en estas y una bomba de achique con electroniveles.

Se pretende utilizar algunas celdas como cisternas, sin embargo deberá estudiarse su ubicación con el objeto de evitar excentricidades que provoquen el desplome de la estructura o bien que no se concentren en una sola área las cisternas, se recomienda ubicarse con una separación mínima de dos crujeas y en forma simétrica con respecto a la planta general del edificio, lo anterior deberá ser aprobado por el corresponsable estructural.

En días pasados se presentó el deslizamiento de la retroexcavadora al fondo de la excavación, teniendo como consecuencia que el cucharón de la máquina se incrustó en el fondo de la excavación y por consiguiente afectó las características de resistencia de los materiales de apoyo de la cimentación que se encuentra en proceso de construcción, dada la profundidad a la que incrustó el cucharón de la retroexcavadora, se recomienda retirar en forma manual un metro por debajo del nivel de la excavación de proyecto y sustituirlo por tezontle en greña, colocado a volteo y se le dará una bandeada a su parte más superficial, lo anterior se realizará únicamente en la zona donde se tuvo la influencia de la caída de la retroexcavadora.

La berma perimetral dejada en la colindancia con estructuras de uno y dos niveles deberá retirarse una vez, que se tenga colada la losa de fondo, ya que contra ésta se troquelarán las viguetas hincadas previamente y que serán revestidas por polines de acuerdo al proceso constructivo establecido.

Por ninguna circunstancia se deberá permitirse retirar la berma en forma continua y únicamente se podrá realizar cuando se tengan los elementos suficientes para realizar estos trabajos en forma alternada, es decir módulos de 2.50 m excavando uno si y dos no, salvo en la longitud donde se tiene la colindancia de dos niveles que se ejecutará uno si y tres no, hasta no haber construido los muros en su totalidad del cajón de cimentación y troquelado debidamente podrá procederse a retirar el siguiente módulo continuo, lo anterior es con el objeto de evitar hasta donde sea posible movimientos en las colindancias. Cuando se inicie el retiro de los materiales de la berma deberá preverse la colocación de un plástico sobre el concreto de la losa de fondo evitando que se contamine hasta donde sea posible.

El espacio que quede entre el paño exterior del muro perimetral y los polines dejados en su perímetro se recomienda rellenarlos con arena fina vaciada a volteo y humedeciéndola ligeramente para darle un cierto confinamiento, lo anterior se realizará en las colindancias con vías públicas y con las estructuras de uno y dos niveles.

En la colindancia con el predio baldío donde se dejó un talud inclinado, una vez que se haya construido el muro perimetral y colada la losa de planta baja se recomienda dejar un filtro de grava que permita que el agua que escurra no se retenga sobre los muros del cajón causando un empuje mayor para el que serán diseñados, si no que reconozcan hacia el filtro que subyace a la losa de fondo y se integre al nivel freático.

En la esquina que forman la Av. Central y la colindancia con la estructura de dos niveles, durante el proceso de excavación no se dejó el talud recomendado, por lo que se establece que deberá recargarse material producto de la excavación en esa esquina que permita mantener a la excavación en condiciones estables, asimismo los materiales expuestos a la intemperie y que configuran a los taludes dejados por las bermas, deberán protegerse contra intemperismo mediante un repellado aplicado sobre una malla tipo gallinero, lo anterior es con el objeto de evitar que los materiales expuestos pierdan una cantidad de agua importante que reduzcan las características mecánicas de los materiales que pondrían en riesgo la estabilidad de los mismos provocando caídos e inclusive deslizamientos

Deberá preverse que el cajón de cimentación en la losa de fondo y en los muros perimetrales se cuelen con un concreto que contenga un aditivo impermeabilizante, así mismo dado que la losa de fondo y los muros perimetrales tendrán juntas por el proceso constructivo, se recomienda colocar una banda plástica que garantice que no pase el agua al interior de las celdas de cimentación.

De acuerdo a los datos proporcionados por el estructurista (el edificio transmitirá una carga de 3 ton/m^2 que incluye peso propio de cimentación), y considerando las características arquitectónicas y estructurales del proyecto donde se contempla un nivel adicional a futuro de lo que se tiene proyectado a corto plazo, es decir que se tendrá a un futuro un sótano para estacionamiento y tres niveles en total por arriba del nivel de banqueta, tomando en cuenta las características estratigráficas y físicas del subsuelo, la excavación de proyecto que se tiene actualmente de 2.80 m antes de iniciar el estudio que se presenta en este estudio, y en particular la existencia de materiales arcillosos de consistencia

muy blanda, con contenido de agua superiores al 50 % y con características normalmente consolidadas, se establece que el tipo de cimentación más adecuado es un cajón de cimentación estanco desplantado a 2.60 m con respecto al nivel de banqueta de la calle del Valle del Tajo.

Finalmente se ratificó la necesidad de implementar referencias topográficas sobre la estructura vecina desplomada, con el objeto de observar el comportamiento que tendrá en sus desplazamientos tanto horizontales como verticales durante el proceso que dure la obra. También se estableció que en esa zona se recorto más de lo especificado, por lo que deberá recargarse material como medida preventiva.

Para conocer el comportamiento de la estructura, el Reglamento de Construcciones especifica que deberán instalarse referencias de nivelación para conocer los movimientos verticales que produzcan desde el inicio de la obra. Se correrán nivelaciones semanales durante la construcción de la cimentación y terminada ésta, las referencias se fijarán en columnas o muros y las nivelaciones se realizarán mensualmente hasta terminar la construcción de la superestructura. Finalmente estas nivelaciones se continuarán en forma semestral por un periodo mínimo de cinco años. Las nivelaciones deberán referirse a un banco de nivel superficial instalado fuera de la influencia de las áreas cargadas.

En conclusión la elección de una cimentación adecuada para soportar el peso de cualquier estructura, el conocimiento de la teoría de las cimentaciones pasa a segundo término; aunque es importante y no la podemos descartar, la experiencia en este campo es de vital importancia, porque yo como ingeniero civil que quiero adentrarme y conocer más a fondo el área de la Mecánica de Suelos y las cimentaciones en el campo laboral existen una diversidad de problemas en el subsuelo, problemas que se deberán resolver adecuadamente con criterio y echando mano de la experiencia.

El Distrito Federal se divide en tres zonas geológicas, con características generales diferentes, Zona I de Lomas, Zona II de Transición y Zona III de Lago, cada una como vuelvo a repetir con características diferentes. Es por eso que no es lo mismo diseñar una cimentación para zona de lomas que para zona de lago o zona de transición, cada una de estas zonas tiene sus propios problemas y un buen estudio de Mecánica de Suelos nos dará los parámetros necesarios para la elección de una apropiada cimentación considerando las características estratigráficas y físicas del subsuelo.

Esto es precisamente lo que me motivó a elegir este tema, me es muy interesante y me gusta todo lo relacionado a esta área en especial las cimentaciones yo se que es muy amplia esta rama de la ingeniería, pero poco a poco

trataré a través de investigaciones y la experiencia que adquiriré en obra podré alcanzar mi objetivo.

Continuando con esta conclusión, la zona geológica III; de Lago, yo creo que es la más problemática, no haciendo menos las otras dos zonas geológicas, porque tenemos que trabajar con el agua.

El Nivel de Aguas Freáticas, se localiza a una profundidad promedio de 1.50 a 2.50 o más dependiendo de la precipitación de lluvia anual es por eso su variación, para este caso, la cimentación más adecuada para este Salón de Eventos Sociales, se determinó que sería un cajón de cimentación por varias razones, una de ellas es el peso total de la estructura, el sótano que se utilizará como estacionamiento y la zona geológica en la que se encuentra. El cajón de cimentación ayudará a que tenga un asentamiento uniforme y no diferencial porque además no se puede pasar por desapercibido el hundimiento regional de la Zona de Lago; por la extracción de agua del subsuelo que esto ha venido consolidando progresivamente a las arcillas, de los estratos más profundos a los superficiales.

Este fenómeno se puede apreciar a lo largo de la Av. Central (Carlos Hank González) por la construcción de la línea B del metro, y en los predios colindantes con el predio de interés (Salón de Eventos Sociales), de ahí la inquietud por conocer más a fondo este fenómeno y de presentar una solución de cimentación para esta estructura.

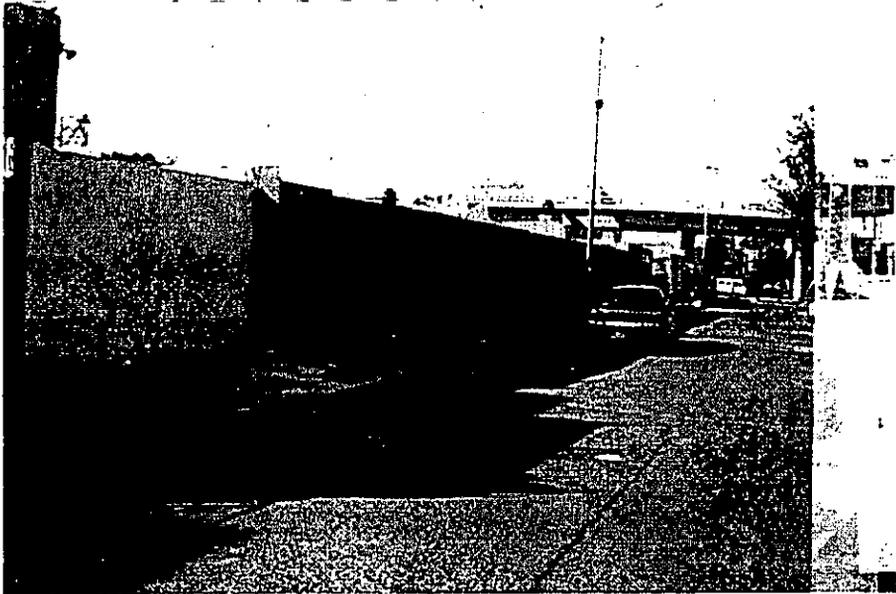
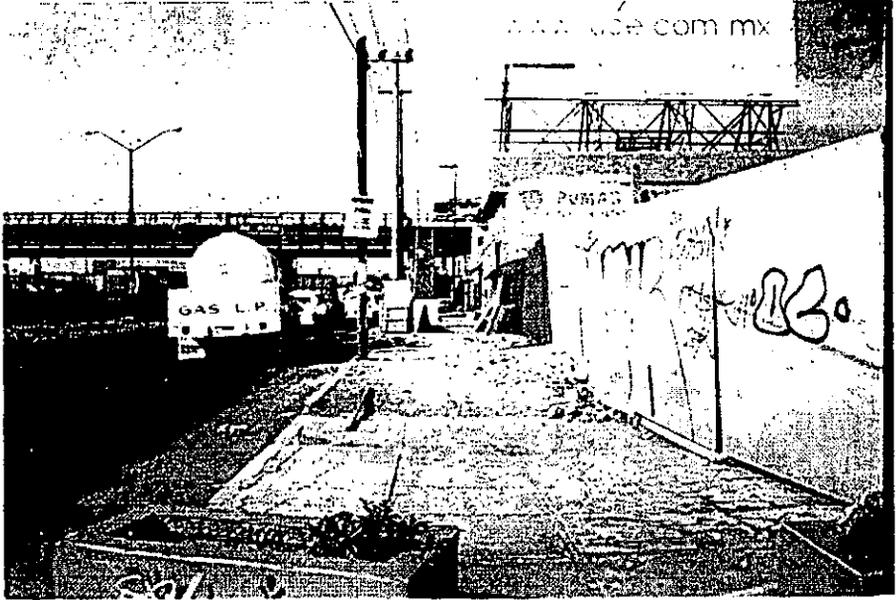
BIBLIOGRAFIA

- DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES. Ernesto Holgin G.L., Carlos E. Gutiérrez S., Alberto Cuevas R. Y José A. Segovia P. Tgc. Geotécnia S. A. 1992.
- EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C. México D.F. 1986.
- FUNDAMENTOS DE MECÁNICA DE SUELOS. Roy Whitlow. Compañía Editorial Continental S.A. C.V. México, 1998. 2da. Edición, pp. 589.
- INGENIERIA DE CIMENTACIONES. Ralph B. Peck, Walter E. Hanson, y Thomas H. Thornburn. Editorial Limusa, 1993. 2da. Edición, pp. 557.
- INTRODUCCIÓN A LA MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. Jorge B. Sowers, editorial Limusa, México 1980, pp 677.
- MANUAL DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA. Secretaría General de Obras. México, D.F. Noviembre de 1988, pp. 93.
- MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERIA CIVIL. Joseph E. Bowles. Editorial McGraw-Hill, 1981, pp. 213.
- MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA. Karl Terzaghi y Ralph B. Peck. Editorial el Ateneo S.A. 2da. Edición, 4ta. Reimpresión, 1980, pp. 722.

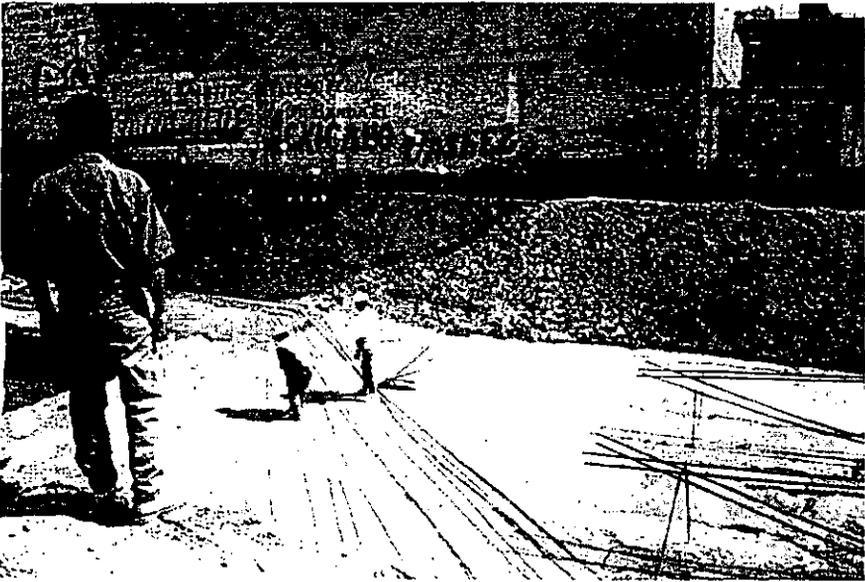
- MECÁNICA DE SUELOS Y CIMENTACIONES. Ing. Carlos Crespo Villalaz. 4ta. Edición, 1985. Editorial Limusa, noriega editores, pp. 641.
- MECÁNICA DE SUELOS. "GEOLOGÍA APLICADA A LA INGENIERÍA CIVIL". Legget, Robert F. Y Paul F. Karrow. Editorial McGraw-Hill. México, 1986.
- MECÁNICA DE SUELOS. "INSTRUCTIVO PARA ENSAYE DE SUELOS". Comisión Nacional del Agua. Colección brevarios del Agua, Serie educativa. IMTA Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, 1990.
- MECÁNICA DE SUELOS. T. William Lambe, y Robert V. Whitman. Instituto Tecnológico de Massachusetts. Editorial, Limusa. México, 7ma. Reimpresión, 1990, pp. 582.
- MECÁNICA DE SUELOS. Tomo I "FUNDAMENTOS DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 3ra. edición. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. Editorial Limusa 1986, pp 642.
- MECÁNICA DE SUELOS. Tomo II "TEORÍA Y APLICACIÓN DE LA MECÁNICA DE SUELOS", 3ra. edición. Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez. Editorial Limusa, 1986, pp. 703.
- MECÁNICA DE SUELOS. Zeevaert W. Leonardo. Editorial Limusa. México 1980, pp. 256.

ANEXO I

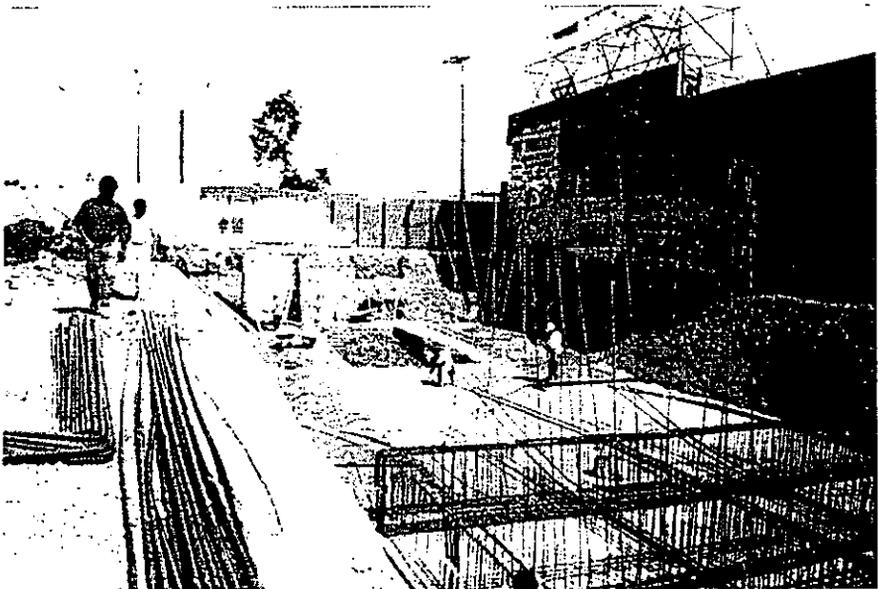
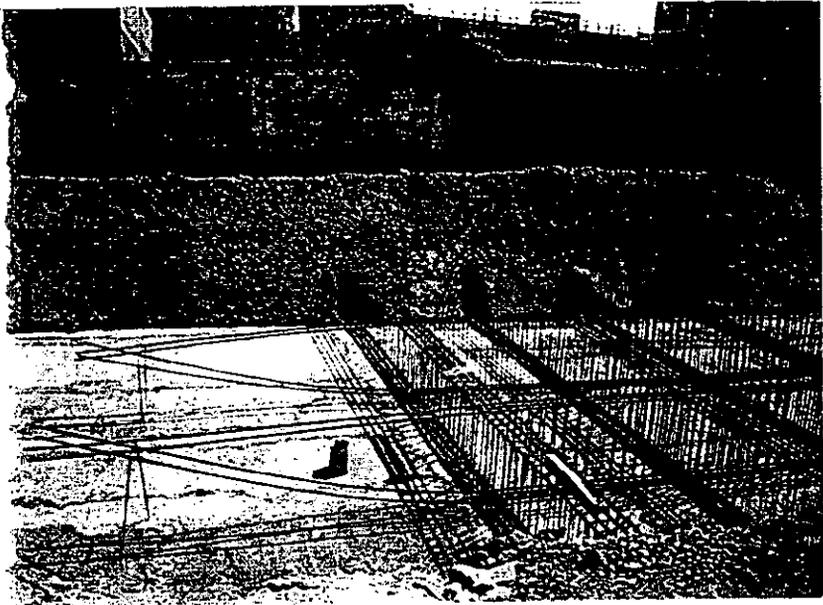
" REPORTE FOTOGRAFICO "



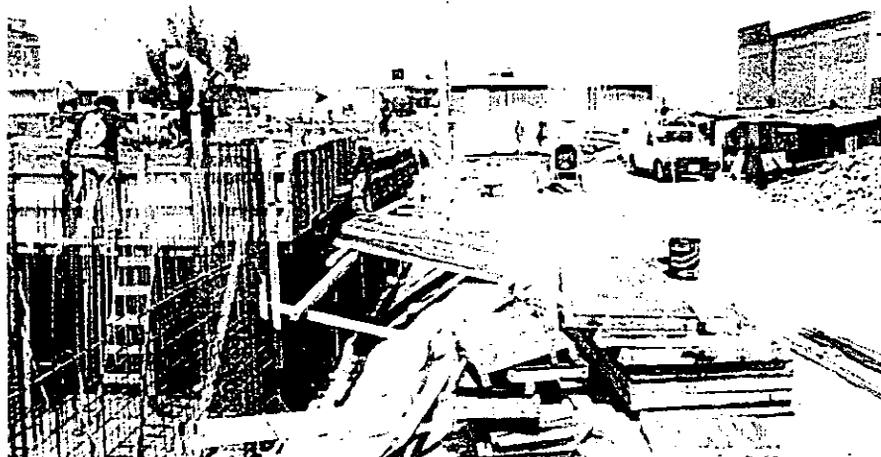
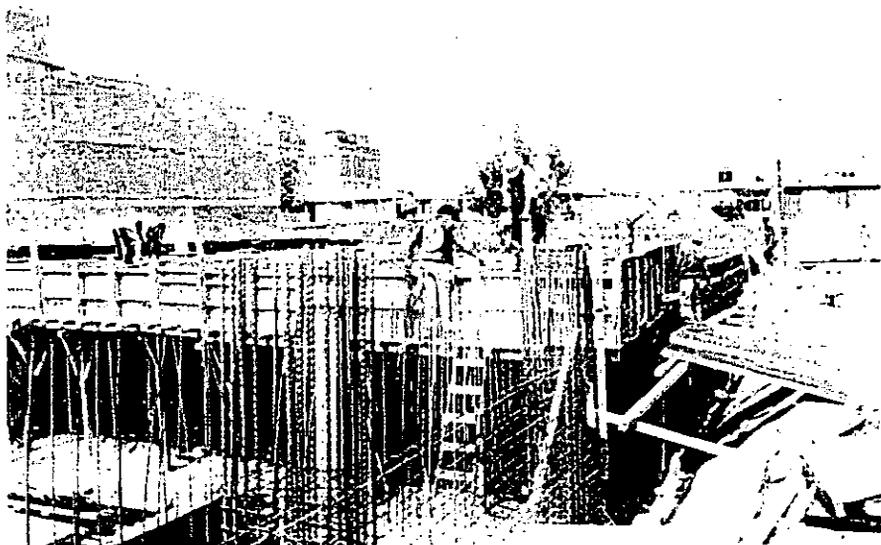
Arriba: Vista del predio que colinda con Av. Central
Abajo: Vista del predio que colinda con calle Valle del Tajo



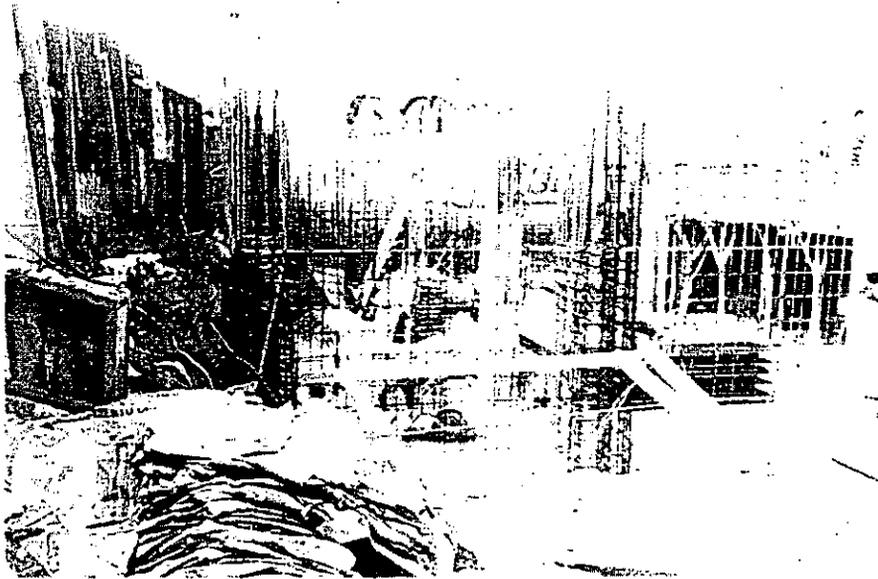
Capa de grava, plantilla, colado y armado de la losa de fondo



Excavación y armado de las celdas desde diferente ángulo



Colado y armado de la losa tapa



Arriba: Excavación y colado de las celdas

Abajo: Armado y colado de columnas. Al fondo a la derecha, colado de la losa tapa del estacionamiento

ANEXO II

"ASENTAMIENTOS"

$$W = 0.2 \text{ T/m}^2$$

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 1

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.050	0.00073
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.050	0.00024
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.049	0.00050
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.048	0.00029
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.047	0.00012
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.042	0.00145
						0.00334

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 2

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.0000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.100	0.00145
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.098	0.00048
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.096	0.00097
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.093	0.00056
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.090	0.00024
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.075	0.00261
						0.00631

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 3

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.100	0.00145
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.099	0.00048
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.097	0.00098
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.095	0.00058
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.093	0.00024
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.080	0.00280
						0.00654

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 4

Estratos No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.096	0.00140
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.088	0.00043
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.080	0.00081
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.072	0.00044
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.068	0.00018
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.053	0.00184
						0.00511

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 5

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.001	0.00002
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.192	0.01767
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.174	0.00504
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.157	0.00815
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.141	0.00366
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.132	0.00129
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.096	0.00333
						0.03916

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 6

ESTRATO No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00002
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.193	0.01770
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.175	0.00508
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.159	0.00836
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.144	0.00387
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.136	0.00141
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.103	0.00462
						0.04105

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 7

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.099	0.00144
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.094	0.00046
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.088	0.00089
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.081	0.00049
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.076	0.00020
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.057	0.00199
						0.00548

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.

PUNTO 8

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.197	0.01855
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.188	0.00585
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.174	0.01020
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.157	0.00485
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.147	0.00177
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.104	0.00530
						0.04652

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 9

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.36	0.198	0.01857
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.189	0.00589
4	8.29	7.80	4.05	4.15	0.176	0.01043
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.161	0.00509
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.151	0.00190
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.111	0.00836
						0.05024

$$W=0.25 \text{ T/m}^2$$

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 1

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.062	0.00091
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.062	0.00030
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.061	0.00062
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.060	0.00036
6	10.85	3.84	4.50	4.40	0.059	0.00015
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.052	0.000182
						0.00417

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 2

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.125	0.00582
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.123	0.00190
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.120	0.00352
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.116	0.00177
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.112	0.00066
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.094	0.00325
						0.01694

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 3

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.125	0.00584
3	6.80	2.69	3.72	3.82	0.124	0.00195
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.122	0.00373
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.119	0.00199
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.116	0.00078
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.101	0.00373
						0.01801

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 4

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.120	0.00506
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.110	0.00108
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.100	0.00101
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.090	0.00055
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.086	0.00022
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.066	0.00230
						0.01023

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 5

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.001	0.00002
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.241	0.02595
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.218	0.00767
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.197	0.01299
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.176	0.00625
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.165	0.00234
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.120	0.01213
						0.06735

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 6

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.001	0.00002
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.241	0.02598
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.219	0.00772
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.199	0.01325
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.180	0.00652
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.170	0.00249
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.128	0.01573
						0.07169

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 7

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.124	0.00562
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.118	0.00159
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.110	0.00228
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.101	0.00067
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.095	0.00025
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.072	0.00249
						0.01290

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 8

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.0247	0.02702
3	6.20	2.69	4.72	3.82	0.235	0.00866
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.217	0.01553
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.197	0.00773
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.184	0.00294
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.130	0.01657
						0.07846

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 9

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.247	0.02706
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.236	0.00872
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.220	0.01581
5	9.82	6.48	4.30	4.40	0.201	0.00802
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.189	0.00309
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.136	0.02038
						0.08309

$$W = 0.35 \text{ T/m}^2$$

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 1

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.087	0.00127
3	6.20	2.69	3.72	3.82	0.087	0.00042
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.085	0.00087
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.084	0.00051
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.082	0.00022
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.073	0.00254
						0.00582

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 2

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.174	0.01456
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.172	0.00490
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.168	0.00948
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.162	0.00519
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.157	0.00209
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.131	0.01694
						0.05317

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 3

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.36	0.175	0.01459
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.173	0.00496
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.170	0.00976
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.166	0.00549
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.163	0.00226
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.141	0.02113
						0.05819

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 4

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.169	0.01352
3	6.60	2.69	3.72	3.72	0.153	0.00376
4	8.20	7.80	4.05	4.05	0.139	0.00593
5	9.85	6.48	4.30	4.30	0.127	0.00259
6	10.85	3.84	4.50	4.50	0.120	0.00090
7	15.80	6.96	5.30	5.30	0.093	0.00321
						0.02992

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 5

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.001	0.00003
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.337	0.04217
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.305	0.01283
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.275	0.02254
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.247	0.01137
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.231	0.00442
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.168	0.03280
						0.12616

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 6

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.001	0.00003
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.337	0.04221
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.307	0.2289
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.278	0.01174
5	9.35	6.48	4.30	4.40	0.252	0.02289
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.238	0.01174
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.180	0.03778
						0.13218

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 7

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.173	0.01429
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.165	0.00448
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.154	0.00775
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.141	0.00366
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.133	0.00133
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.100	0.00354
						0.03504

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 8

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.346	0.04364
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.329	0.01420
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.304	0.02603
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.275	0.01342
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.258	0.00524
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.182	0.03895
						0.14148

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 9

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.346	0.04368
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.330	0.01428
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.308	0.02641
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.281	0.01381
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.265	0.00546
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.195	0.14788
						0.14788

$$W=0.15 \text{ T/m}^2$$

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 1

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.037	0.00055
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.037	0.00018
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.037	0.00037
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.036	0.00022
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.035	0.00009
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.031	0.00109

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 2

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.075	0.00109
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.074	0.00036
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.072	0.00073
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.069	0.00042
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.067	0.00018
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.056	0.00196
						0.00474

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 3

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.075	0.00109
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.074	0.00036
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.073	0.00074
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.071	0.00043
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.070	0.00018
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.060	0.00210
						0.00492

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 4

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.072	0.00105
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.066	0.00032
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.060	0.00061
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.054	0.00033
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.051	0.00014
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.040	0.00138
						0.00384

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 5

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.144	0.00928
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.131	0.00238
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.118	0.00326
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.106	0.00104
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.099	0.00026
7	15.80	6.96	3.30	5.40	0.072	0.00251
						0.01875

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 6

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.144	0.00930
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.131	0.00242
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.119	0.00342
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.108	0.00121
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.102	0.00032
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.077	0.00268
						0.01936

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 7

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.074	0.00108
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.071	0.00035
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.066	0.00067
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.060	0.00037
6	10.85	3.84	4.5	4.60	0.057	0.00015
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.043	0.00150
						0.00412

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 8

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.148	0.00995
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.141	0.00300
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.130	0.00482
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.118	0.00195
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.110	0.00060
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.078	0.00272
						0.02303

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 9

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.26	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.46	0.148	0.00997
3	6.60	2.69	3.72	3.82	0.141	0.00303
4	8.20	7.80	4.05	4.15	0.132	0.00499
5	9.85	6.48	4.30	4.40	0.120	0.00213
6	10.85	3.84	4.50	4.60	0.113	0.00069
7	15.80	6.96	5.30	5.40	0.083	0.00290
						0.02371

$$W = 0.25 \text{ T/m}^2$$

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 1

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.062	0.00463
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.062	0.00157
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.061	0.00308
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.060	0.00173
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.059	0.00071
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.052	0.00670
						0.01841

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 2

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.125	0.01571
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.123	0.00535
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.120	0.01049
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.116	0.00591
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.112	0.00244
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.094	0.02483
						0.06474

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 3

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.125	0.01574
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.124	0.00539
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.122	0.01070
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.119	0.00612
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.116	0.00256
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.101	0.02785
						0.06836

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 4

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.000010
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.120	0.01496
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.110	0.00452
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.100	0.00793
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.090	0.00403
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.086	0.00158
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.066	0.01282
						0.04586

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 5

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.001	0.00002
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.241	0.03584
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.218	0.01111
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.197	0.01996
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.176	0.01038
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.165	0.00412
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.120	0.03625
						0.11769

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 6

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.001	0.00002
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.241	0.03587
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.219	0.01116
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.199	0.02022
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.0180	0.01065
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.170	0.00427
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.128	0.03984
						0.12204

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 7

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.124	0.01552
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.118	0.00504
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.110	0.00925
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.101	0.00480
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.095	0.00189
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.072	0.01520
						0.05170

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 8

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00001
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.247	0.03692
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.235	0.01211
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.217	0.02250
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.197	0.01187
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.184	0.00472
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.130	0.04068
						0.12880

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 9

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	Asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.247	0.03695
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.236	0.01217
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.220	0.02278
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.201	0.01216
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.189	0.00487
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.139	0.04449
						0.13343

$$W = 0.1 \text{ T/m}^2$$

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 1

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.025	0.00037
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.025	0.00012
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.024	0.00025
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.024	0.00015
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.023	0.00006
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.021	0.00073
						0.00168

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 2

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.050	0.00237
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.049	0.00077
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.048	0.00143
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.046	0.00072
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.045	0.00027
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.037	0.00131
						0.00686

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS
PUNTO 3

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.050	0.00238
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.049	0.00079
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.049	0.00151
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.047	0.00081
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.046	0.00032
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.040	0.00150
						0.00730

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 4

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.048	0.00206
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.044	0.00044
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.040	0.00041
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.036	0.00022
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.034	0.00009
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.026	0.00092
						0.00414

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 5

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.096	0.01067
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.087	0.00314
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.079	0.00530
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.071	0.00254
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.066	0.00095
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.048	0.00490
						0.002753

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 6

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.096	0.01069
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.088	0.00316
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.080	0.00541
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.072	0.00265
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.068	0.00101
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.051	0.00636
						0.02929

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 7

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.049	0.00229
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.047	0.00065
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.044	0.00092
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.040	0.00027
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.038	0.00010
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.029	0.00100
						0.00523

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 8

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.099	0.01112
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.094	0.00355
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.087	0.00635
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.079	0.00315
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.074	0.00120
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.052	0.00670
						0.003208

RESULTADOS DEL CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

PUNTO 9

Estrato No.	Profundidad (m)	Eo (AD)	Po (Ton / m ²)	Pc (Ton/m ²)	Esfuerzo (Ton/m ²)	A asentamiento (m)
1	1.80	4.80	2.16	2.20	0.000	0.00000
2	4.80	7.20	3.36	3.40	0.099	0.01114
3	6.60	2.69	3.72	3.76	0.094	0.00358
4	8.20	7.80	4.05	4.09	0.088	0.00646
5	9.85	6.48	4.30	4.34	0.080	0.00327
6	10.85	3.84	4.50	4.54	0.076	0.00126
7	15.80	6.96	5.30	5.34	0.056	0.00825
						0.03396

ANEXO III

*"BAJADA
DE
CARGAS"*

MEMORIA DE CALCULO

SALÓN DE FIESTAS AV. CENTRAL

UBICACIÓN: Avenida Central S/N, Colonia 3^{ra} Sección Valle de Aragón, Municipio de Ecatepec, Estado de México.

PROPIEDAD: -----

ANALISIS DE CARGAS

En el análisis y la bajada de cargas se realizó de acuerdo con las especificaciones del reglamento de construcciones.

ANÁLISIS SÍSMICO

La clasificación y el análisis sísmico se realizó en base al método simplificado de análisis.

NUMEROS GENERADORES

SUPERFICIE POR PISO 630.00 M²

NUMEROS GENERADORES.

ENTRE PISO

Adicional	50 kb/m ²
Losa de concreto	240 kg/m ²
Acabados	10 kg/m ²
Carga viva	350kg/m ²
total	650 kg/m ²

LOSA DE AZOTEA

Adicional	50 kb/m ²
azotea	250 kg/m ²
Acabados	15 kg/m ²
Carga viva	75 kg/m ²
Total	380 kg/m ²

Para el diseño de las estructuras se consideraron materiales con las siguientes características.

CONCRETO

Se usará concreto de	$F_c = 250.00 \text{ kg/cm}^2$
El tamaño del agregado (grava) será de	$\frac{1}{4}''$
Los recubrimientos del concreto, dadas, castillos y cadenas	1.5 cm
Contratraveses de cimentación	2.0 cm
Losas planas	3.0 cm
Trabes	3.0 cm
Columnas	3.0 cm
Losas de zapatas	4.0 cm

ACERO

Se usará acero de refuerzo de $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Se usará acero del No 2 de $F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$

Los dobleces de las varillas se harán en frío sobre un perno de radio mínimo de 4 veces el

diámetro de la varilla

En todos los doblés para el anclaje o cambios de dirección las varillas deberán colocarse un pasador (varilla) adicional de igual o mayor diámetro.

Los estribos serán de varilla de $\frac{1}{4}$ " o varilla de $\frac{3}{8}$ " donde se indique y la separación será a partir de los ejes o cada 3.5 y los siguientes a cada 20 cm

Los traslapes de varilla # 2,3,4 será de 40 o (fierros) mínimo.

MUROS

Serán de tabique rojo recocido de 7x14x28 o tabicón ligero y serán considerados como muros de carga o divisorios.

COLUMNAS

Fueron calculadas en función de su carga tributaria y también en función de su sistema isostático o hiperostático atendiendo la continuidad o considerando su empotramiento así como su esbeltez h/b 1.5, siendo h la altura del elemento y b la base o ancho y se efectuó la revisión por cortante siendo este valor $V_c = 0.060f'_c$ y que el elemento estructural sea $hb V_c \geq 2V$ y si $hb V < 2V_c$ la mitad del excedente se absorberá en estribos a 90 y también se efectuó el análisis de la flecha.

LOSAS PLANAS

Serán de losa de 10 cm de espesor mínimo, concreto armado. Para su diseño se calcularon en función de los coeficientes del ACI, considerándolas como perimetrales o apoyadas de acuerdo con la relación B y l siendo l el claro largo y B

el claro corto. Dividiéndolas teóricamente en fases centrales efectuando la revisión por cortante y refuerzo por temperatura.

PRIMER SALÓN

Entrepiso	$6.50 \times 2 \times 6.30 = 819000$ inclinada $380 \times 630 = 239400$
Muros colindancia baños - hall	
Muros mezanine y oficina	$7 \times 45 \times 2 = 630 \times 200 / m^2$
Durock	$500 m \times 50 k = 25000$
Muros 2º salon	$6 \times 45 \times 2 = 540.00$
Panel W	$= 100 K m^2$

PESO DEL EDIFICIO

205 000
239 400
819 000

TOTAL $1263.400 / 630 = 2 \text{ ton empuje en la losa}$

SUBSTITUCIÓN

3 m de tierra $3.00 \times 1.5 = 4.5 \text{ ton} > 2$

Sin considerar el peso propio de la cimentación y del aporte de material por empuje en losa y del mejoramiento del terreno.

CALCULO DE LA LOSA TAPA = PISO ESTACIONAMIENTO

$$W = 650$$

$$L = 150$$

$$M = 650 \times 1.5 \times 150 / 8 = 18281 \text{ ton}$$

$$As = M / 1265.10 = 1.4 \quad 1 \text{ Vr \# 3 @ 20 P / especificación}$$

CALCULO LOSA ENTREPISO

$$W = 650$$

$$L = 300$$

$$M = 650 \times 3 \times 300 / 8 = 73125$$

$$As = M / 1265.1 = 5.7 / 71.8 \text{ pzas / ml} \quad 1 \text{ vr \#3 @ 12 cm}$$

Más bastones altos y bajos al centro del claro

CALCULO LOSA AZOTEA

$$W = 380$$

$$L = 300$$

$$M = 380 \times 3 \times 300 / 8 = 42750$$

$$As = M / 1265.1 = 3.0 / 71.2 \quad 4 \text{ pzas / ml} \quad 1 \text{ vr \# 3 @ 20}$$

REVISIÓN DEL MOMENTO APROXIMADO DE LA TRABE (SÓTANO)

$$AT = 3 \times 14 = 42$$

$$W = 42 \times 650 = 27300$$

$$M = W (L) / 8$$

$$M = 27300 \times 1400 / 8 = 4777500$$

$$As = M / 2000.70 = 37 \text{ CM}$$

$$M / 2000 = S = 2388$$

Viga compuesta por tres placas 75 x 30

$$S = 2869 > 2388$$

Peso por ml = 100k 24.9 ton repartida

CALCULO DE CONTRATRABE

$$\text{CONTRATRABE 1 @ 255 h} = 1.5 \quad \text{AT} = 14 \times 2.55 = 35.7$$

$$W = \text{entrepiso} \quad 650$$

$$W = \text{azotea} \quad 380$$

$$3644$$

Se descuentan muros de baños, cocina por caer sobre losa con efecto positivo y los de colindancia.

$$M = W \times 1400 / 8 = 6372.50$$

$$S = M / 1265 \times 150 = 33.58 / 5 \text{ cm} = 7 \text{ pzas} = \quad 7 \text{ vrs \# 8}$$

4 pzas # 8 altas corridas

+ 3 pzas bastones altos

+ 4 pzas bajas

+ 3 pzas bastones bajos

$$E = 3 @ 15 @ 30$$

4 vrs # 4 extra $\frac{1}{2}$ h

REVISIÓN DEL MOMENTO APROXIMADO DE LA TRABE DE AZOTA

$$AT = 3 \times 14 = 42 \quad W = 380$$

$$W = 42 \times 380 = 15960$$

$$M = W(L) / 8 \text{ m} = 15960 \times 1400 / 8$$

$$M = 2793000$$

$$S = M / 2000 = 1396.5$$

$$\text{Viga } 21" \times 21" = S = 1831$$

$$\text{Soporta } 15910-15960$$

$$\text{Pesa } 79\text{k} / \text{ml}$$

REVISIÓN POSTE MOMENTO POR SISMO

$$2553 \times 1300 = 3318900$$

$$\text{POSTE } 55 \times 31 = 218 \text{ k ml}$$

$$4368 \times 700 = 3057600$$

$$I_x = 151000$$

$$6376500$$

$$I_y = 156000$$

$$S_x = 5391$$

$$S_y = 985 + \text{muro}$$

Canaletas fijas a I

Malla perimetral y repellado de concreto

LOSA DE CIMENTACIÓN

$$L = 3.00 / 2 = 1.50$$

Columnas y dos adicionales # 6 reducen tablero de 3.50 x 2.50 a I / 4

$$W = 2000 \quad h = 1.5 \text{ cm}$$

$$M = 2000 \times 150 / 8 = 56250$$

$$As = M / 1265.15 = 2.9 / 0.7 = 4.17 \quad 1Vr \# 3 @ 20$$

Cajón de cimentación y otra losa a manera de losa tapa.

NOTA: las contratrabes se ligan con muros @ 3 formando celdas

CONTRATRABE CT-1

$$L = 4.00 \quad 3 \text{ vrs } \# 6$$

$$AT = 9.00 \quad 2 \text{ vrs } \# 6$$

$$W = 1809 \quad 3 \text{ vrs } \# 6$$

$$W = 16281$$

$$M = 16821 \times 400 / 8 = 814050$$

$$S = M / 1265 \times 80 / 8 = 8.00$$

MURO DE CONCRETO

$$L = 4.00$$

$$At = 5.00$$

$$W = 1809$$

$$W = 9045$$

$$M = 9045 \times 400 / 8 = 452250$$

$$S = m / 1265 \times 80 = 4 \text{ VRS } \# 4$$

CONTRATRABE

$$L = 5.50$$

$$AT = 12$$

$$W = 1809$$

$$W = 21708$$

$$M = 21708 \times 550 / 8 = 1492525$$

$$As = M / 1265 \times 80 = 14$$

3 vrs # 8

CONTRATRABE 3.00 m

$$H = 120$$

$$B = 40$$

$$W \text{ azotea} = 750 \times 14 = 10500$$

$$W \text{ muro } 6.00 \text{ m} \times 200 \times 3.00 = 3600$$

$$W \text{ entrepiso } 650 \times 14 \times 3.00 = 27000$$

$$W \text{ muro } 6.00 \times 2.00 \times 7.00 = 8400$$

$$49800$$

Muros efecto positivo techo garage

$$11.00 \times 650 \times 3.00 = 21450$$

$$28350$$

$$M = 28350 \times 1400 / 8 = 4961250$$

$$As = M / 1265 \times 1100 = 39.21 =$$

8 vrs # 8

4 vrs # 8 + 4 bastones $\frac{1}{2}$

+ 4 vrs # 6 centrales a un estribo

4 vrs # 8 bajos + 4 bastones extremos

$$\text{peralte} = M / 45.10 = 105$$

E # 3 @ 15 1/3L

E # 3 @ 20 1/3L

E # 3 @ 15 1/3L

VIGA CARGA PISTA 1 Y 2

$$AT = 2.5 \times 14 = 35$$

$$W = 650$$

$$W = 22750$$

$$M = 35 \times 650 \times 1400 / 8 = 3981$$

$$M / 2000 = 1990 \times 2 = 4000 \quad \text{sección } 35 \times 35$$

Pesa 150 k / ml 2.7 cm patín 1.5 alma

$$I_x = 6575000$$

$$I_y = 190000 \quad \text{losacero}$$

POSTE

Pesa 218 k / ml

14.7 alma

23 mm patín

$$I_x = 151000 \quad 50 \times 30$$

$$I_y = 15000$$

VIGA TRABE COLINDANCIA

Pesa 50 k/ml

Alma = 7.2 mm

Patín = 11.6 mm

$I_x = 14152 \quad 356 \times 171$

VIGA ENTRE TRABES PISTA @ 3.50

305 X 102

Patín = 1.00 cm

Alma = 0.6

$I_y = 5411$

Pesa = 28 k/ml

VIGA AZOTEA

$L = 14.00$

$AT = 2.5 \times 14 = 35$

$W = 250$

$W = 8750$

$M = 35 \times 250 \times 1400 / 8 = 1531250$

75 k ml

$I_x = 1877000$

$I_y = 55515$

$21'' \times 10''$

$M / 2000 = 765 = S \times 2 < 1500 \text{ OK}$

50 % del módulo de sección para sismo

CALCULO DE LA TRABE T-7

$$L = 7.00$$

$$AT = 7.00 \times 5.00 = 35$$

$$h = 70$$

$$b = 35$$

$$W = 650, W = 2775$$

$$M = 700 \times 2750 / 8 = 990625$$

$$As = M / 1265 \times 70 = 22 \text{ cm}$$

12 vrs # 8 + 2 vrs # 8 bastones

1 vr bastón # 6

CALCULO DE LA TRABE T-5

Sobre los altos carga el primer salón

$$AT = 5 \times 3.5 = 17.5$$

$$h = 0.60$$

$$W = 650 ; W = 11375$$

$$M = 11375 \times 500 / 8 = 710937$$

$$As = M / 1265 \times 60 = 9.3$$

E # 3 @ 10 1/3L

E # 3 @ 20 1/3L

E # 3 @ 10 1/3L

2 vrs # 6 altos

1 vr # 4

1 vr # 6 baston

2 vrs # 6 bajos

1 vr # 6 baston

1 vr # 4 baston

CADENA EN ESTACIONAMIENTO 35 X 35

Area $35 \times 35 = 1925 \text{ cm}^2$

E # 3 @ 10 1/3L

E # 3 @ 20 1/3L

E # 3 @ 10 1/3L

6 vrs # 8

COLUMNA 30 X 30

Anclado a cimentación

8 vrs # 4 E # 3 @ 15

SISMO

42 columnas toman el sismo

$1263 \text{ ton} \times 16 / 202.08 / 42 = 4800$

$M = 400 \times 4800 = 1920000 / 2000 = 960$

$5x = 5391$

$5y = 985 \text{ OK}$

TRABE EJE B MEZANINE

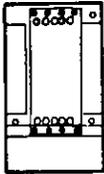
AT = 16

$W = 650 ; W = 10400 ; W = 65028$

$M = 845000 / 2000 = 422.5$

Trabe 305 x 102

$S = 416 = 422 \quad \text{OK}$

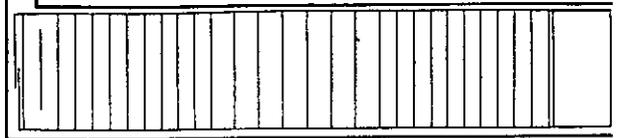


0.10 * 4v No8
 05v No8 BASTONES

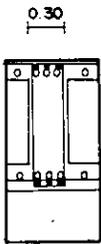
0.75 E No3 a 15 1/3L
 E No3 a 20 1/3L
 E No3 a 15 1/3L

0.15 05v No8 BASTONES

0.40 * 4v No8



CT-1 CONTRATRABE 1

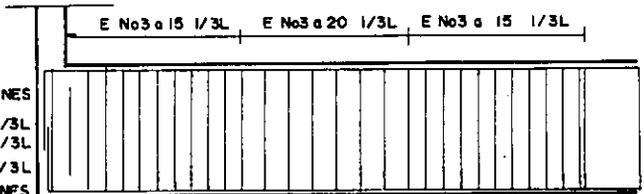


0.10 * 3v No8
 03v No8 BASTONES

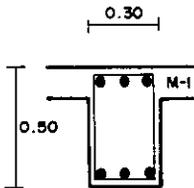
0.75 E No3 a 15 1/3L
 E No3 a 20 1/3L
 E No3 a 15 1/3L

0.15 03v No8 BASTONES

0.40 * 3v No8



CT-2 CONTRATRABE 2



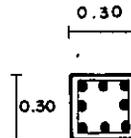
0.30

0.50

* 3v No8

M-1

E No3 a 10 1/3L
 E No3 a 20 1/3L
 E No3 a 10 1/3L



0.30

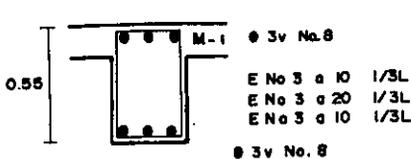
0.30

* 8v No4

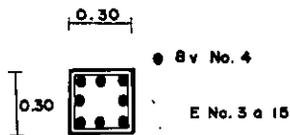
E No3 a 15

D-1 DADO 1

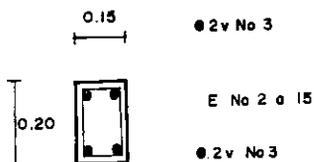
C-2 COLUMNA 2



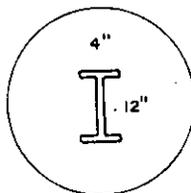
D-1 DADO 1



C-2 COLUMNA 2

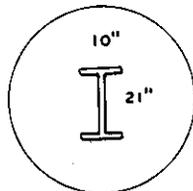


K-1 CASTILLO 1



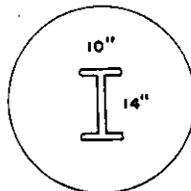
PESO 28 K/ML

3.5 ENTRE VIGAS PISTA



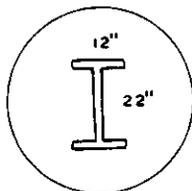
PESO 75K/ML
1 CM PATIN
0.6 ALMA
AZOTEA

V-4 VIGA 4



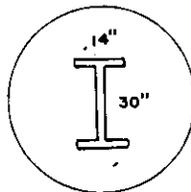
PESO 50K/ML
1 CM PATIN
0.6 ALMA
COLINDANCIA

TV-1 VIGA



PESO 218 K/ML

C-1 COLUMNA 1



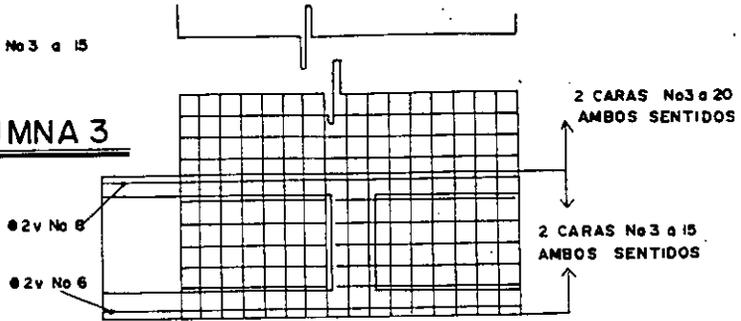
PESO 150 K/ML
2.7 CM PATIN
1.5 ALMA
CARGA PISTA

V-14 VIGA 14

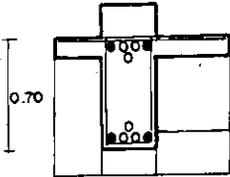


E No 3 a 15

C-3 COLUMNA 3

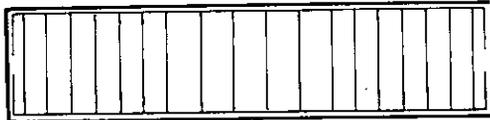


M-1 MURO 1

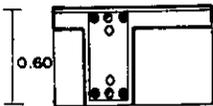


● 2v No 8
 ○ 2v No 8 BASTONES
 ○ 1v No 8 BASTONES
 E No 3 a 15 1/3L
 E No 3 a 20 1/3L
 E No 3 a 15 1/3L
 ○ 1v No 8 BASTONES
 ○ 2v No 8 BASTONES
 ● 2v No 8

E No 3 a 15 1/3L E No 3 a 20 1/3L E No 3 a 15 1/3L



T-7 TRABE 7



● 2v No 6
 ○ 1v No 4
 ○ 1v No 6 BASTON
 E No 3 a 15 1/3L
 E No 3 a 20 1/3L
 E No 3 a 15 1/3L
 ○ 1v No 6 BASTON
 ○ 1v No 4
 ● 2v No 6

E No 3 a 15 1/3L E No 3 a 20 1/3L E No 3 a 15



T-5 TRABE 5