



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO

10
REJ

FACULTAD DE INGENIERIA

"REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON
DE CIMENTACION EN SAN JUAN
DE ARAGON, MEXICO".

T E S I S
Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
p r e s e n t a:

GUILLERMO ALVARADO MOTA



DIRECTOR DE TESIS:
M.I. AGUSTIN DEMENEGHI COLINA

MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-150/93

Señor:
GUILLERMO ALVARADO MOTA
Presente.

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

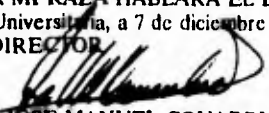
"REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO"

- I. INTRODUCCION**
- II. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO**
- III. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO**
- IV. CONDICIONES DEL SUBSUELO**
- V. ANALISIS DE LA CIMENTACION**
- VI. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 7 de diciembre de 1993.
EL DIRECTOR


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*mcem

Con dedicación y agradecimiento ...

A mi madre

por su amor, por su apoyo, por su entrega...

A la memoria de mi padre.

A mis hermanas y sobrinos.

Al Ing. Agustin Demeneghi C.
por su tiempo y ayuda brindada

A mis maestros
por sus enseñanzas

A la Facultad de Ingeniería
Por abrirme sus puertas

A los ingenieros:

José Iriarte,

Dario Vasconcelos y

Raúl Granados

por la oportunidad brindada

en la práctica profesional.

A Liliana Martínez y

Verónica Lara

por su colaboración en la

realización de este trabajo.

A mis amigos y compañeros...

I N D I C E

CAPITULO I. INTRODUCCION.	1
I.1 Generalidades	1
I.2 Objetivo y Alcances	4
CAPITULO II. EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO	6
II.1 Origen y formación	6
II.2 Zonificación y Estratigrafía	7
II.3 Problemática y evolución	11
CAPITULO III. CARACTERISTICAS DEL PROYECTO	14
III.1 Datos generales del proyecto	14
III.2 Características del predio	18
III.3 Criterios de Análisis y Selección del tipo de cimentación	20
CAPITULO IV. CONDICIONES DEL SUBSUELO	23
IV.1 Programa de Exploración y Muestreo	24
IV.2 Métodos y equipo empleados	25
IV.3 Sondeos definitivos	30
IV.4 Programa de Laboratorio	33

CAPITULO V. ANALISIS DE LA CIMENTACION	35
V.1 Esfuerzos en el subsuelo	35
V.2 Estado Límite de Falla	46
V.3 Estado Límite de Servicio	49

CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y COMENTARIOS	63
VI.1 Respecto a las condiciones del subsuelo	63
VI.2 De la elección y comportamiento de la cimentación	64
VI.3 Del diseño estructural	68
IV.4 Del proceso constructivo	70

APENDICE

BIBLIOGRAFIA

CAPITULO I

INTRODUCCION

I.1 GENERALIDADES.

Resultaría difícil concebir, por no decir imposible, una obra de ingeniería civil sin considerar también la importancia del suelo con el cual ha de interactuar. Las características y el comportamiento mecánico se consideran particularmente importantes cuando uno de los factores del proyecto, el suelo, es tan problemático como el de la Ciudad de México del cual se hablará en capítulos subsecuentes.

No es el suelo el que ha de adaptarse a las condiciones y sollicitaciones de la estructura, pues este existe en la naturaleza, y por lo que al hombre concierne, se ha visto en la imperiosa necesidad de estudiarlo de tal modo que la Interacción que se generará entre éste y la estructura resulte de la manera más satisfactoria posible, desde el punto de vista mecánico y económico.

Paralelamente a las investigaciones realizadas, se han desarrollado una serie de modelos de análisis, técnicas y equipos de exploración y de laboratorio, etc., que de alguna manera nos acercan a un conocimiento más detallado y real del subsuelo, sin que esto quiera decir que lo investigado

hasta ahora concluya con este objetivo; dichas investigaciones están basadas en hipótesis y consideraciones que ayudan al entendimiento del comportamiento, aunque estrictamente se trate de idealizaciones.

El elemento que relaciona directamente los dos aspectos, Suelo-Estructura, es la cimentación, siendo esta última el tema principal de esta tesis; dicho elemento funciona como un "mecanismo de transmisión" que recibe las acciones de la superestructura y las transmite al terreno en condiciones de cargas permanentes; o viceversa, recibe las acciones del terreno y las transmite a la superestructura ante acciones accidentales como el caso de un sismo.

La investigación del subsuelo, el buen planteamiento de un modelo de análisis y el diseño estructural, son tres de los factores más importantes que deben tomarse en cuenta para que el "mecanismo de transmisión", como se llamó a la cimentación en el párrafo anterior, funcione de la manera más adecuada a las solicitaciones del proyecto.

La existencia de diversos tipos de suelo, las diferentes condiciones sísmicas y la infinidad de características de las estructuras traen como consecuencia el desarrollo de diferentes clases de cimentación, y es razonable suponer que cada uno de ellos es particularmente eficiente, aunque para un mismo proyecto más de una cimentación podría cumplir los requerimientos en forma satisfactoria; por otro lado, existen casos en que

las condiciones del proyecto obligan a un tipo de cimentación, el cual no podría ser substituido por ningún otro. Por mencionar alguna clase de cimentación tenemos:

SUPERFICIALES

Zapatas

Losas de cimentación

Cajón de cimentación

PROFUNDAS

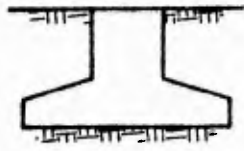
Pilas

Pilotes

En la figura I.1 se aprecian en forma esquemática los diferentes tipos de cimentación mencionados.

Con la ayuda de reglas empíricas, experiencia y buen criterio, podría proponerse en forma preliminar la cimentación adecuada al proyecto. El análisis geotécnico y estructural, así como el mismo diseño serán los factores determinantes para aceptar dicha cimentación o sustituirla por otra que cumpla los requisitos de una manera más satisfactoria.

Cabe mencionar que si dos cimentaciones cumplen con los requisitos de seguridad, se deberá elegir la de menor costo.



ZAPATA

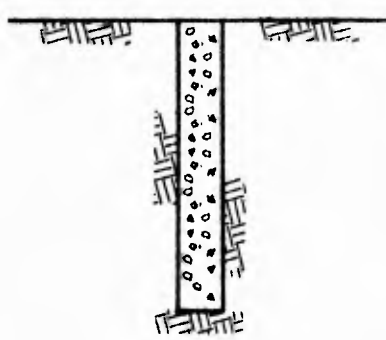


LOSA

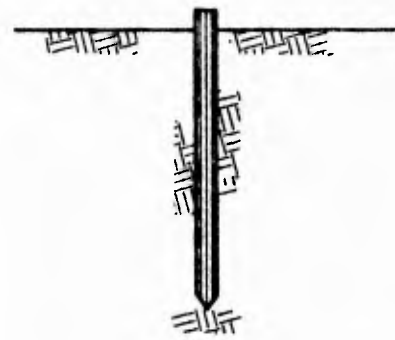


CAJON

I.1.A. CIMENTACIONES SUPERFICIALES



PILAS



PILOTES

I.1.B. CIMENTACIONES PROFUNDAS

FIG. I.1 TIPOS DE CIMENTACIONES

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TEMA PROFESIONAL QUILIBRIO ALVARADO MOTA	
FIG. I.1	FECHA: NOVIEMBRE 1994

I.2 OBJETIVO Y ALCANCES.

La presente tesis pretende dar un enfoque muy general del análisis geotécnico de una cimentación para un edificio de 4 niveles en San Juan de Aragón, México D.F.; para tal revisión se cuenta ya con los perfiles estatigráficos de los sondeos realizados en el lugar, así como los resultados de los ensayos de laboratorio necesarios para la revisión. Por el lado estructural únicamente se especifican las cargas del proyecto y los parámetros necesarios para evaluar las fuerzas sísmicas.

En forma resumida podemos mencionar el siguiente objetivo general:

Ilustrar en forma breve y como antecedente, las condiciones geológicas del suelo donde se pretende desplantar el edificio; ésta información deberá corroborarse con los resultados obtenidos de la exploración y muestreo hecho del lugar, deberá pues existir congruencia entre la descripción típica del suelo de la zona del lago y las propiedades que se presentan, como el resultado de pruebas de laboratorio hechas en probetas inalteradas¹, de las muestras de los sondeos realizados.

La información obtenida del suelo, las características del edificio, así como los esfuerzos que este induce al terreno para condiciones de carga

¹Siempre existe cierto grado de alteración en las muestras.

permanente o carga permanente + cargas accidentales (sismo), ha de obligarnos a proponer una cimentación preliminar de la que ha de verificarse su eficiencia desde el punto de vista geotécnico mediante la revisión del "Estado límite de falla" y del "Estado límite de servicio".

Otro de los objetivos consiste en comparar cuantitativamente la resistencia al corte del suelo (Estado límite de falla) con los esfuerzos cortantes inducidos por los esfuerzos verticales máximos² y del cálculo de deformaciones en el subsuelo se pretende observar la importancia del fenómeno de consolidación, el cual es muy particular en las arcillas de la ciudad de México; estas deformaciones se compararán con el desplazamiento permisible que indica el R.C.D.F.-87. De dichas comparaciones, la cimentación propuesta deberá cumplir satisfactoriamente, con lo cual se justificará la decisión de haber elegido la cimentación propuesta preliminarmente.

² inducidos por la estructura

CAPITULO II

EL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO

Evidentemente uno de los aspectos fundamentales que debe considerar el especialista en ingeniería de cimentaciones, es el comportamiento del subsuelo sobre el cual se desplantará la estructura del proyecto. Es objetivo de esta tesis enfocar toda la información al "Subsuelo de la Ciudad de México", considerando solamente los factores que a nuestro juicio son determinantes para el análisis y diseño de una cimentación.

II.1. ORIGEN Y FORMACION

La zona que hoy conocemos como "El valle de México", actualmente se encuentra delimitada por las sierras de: Pachuca, Tepotzotlán, Guadalupe, Atlachique y Tepozán al norte; las sierras de Las Cruces y Nevada la delimitan al este y oeste respectivamente, finalmente al sur se encuentran las sierras de Santa Catarina y Chichinautzin. Se cree que las sierras antes mencionadas se formaron en los últimos 700,000 años (según mediciones paleomagnéticas), debido a una intensa actividad volcánica que se adjudica a los períodos terciario medio, plioceno y pleistoceno de acuerdo al orden de aparición estratigráfica, sin embargo, los límites cronológicos no se han podido establecer con precisión.

Los esfuerzos tectónicos provocados durante los períodos geológicos mencionados, dieron lugar a la aparición de grietas en la corteza terrestre, permitiendo que el flujo de lava al enfriarse formase grandes macizos rocosos tales como; andesitas, basaltos, dacitas y lutitas; estos aparatos volcánicos aunados a grandes períodos de erosión convirtieron la zona en una cuenca cerrada rodeada de gruesas capas de roca y donde las depresiones que existieron inicialmente fueron rellenadas por derrames de lava o bien por materiales provenientes de acarreo fluviales. Simultáneamente a la formación de la cuenca ocurrieron importantes sedimentaciones de cenizas volcánicas, materia orgánica, restos fósiles, arena, etc, éstos materiales fueron transportados por corrientes aluviales o pluviales, convirtiéndose así en un lago que con el tiempo habría de azolverse. En la figura II.1 se aprecian las formaciones geológicas que encierran a la zona del Valle de México.

II.2. ZONIFICACION Y ESTRATIGRAFIA

Dentro del valle de México pueden identificarse tres principales zonas clasificadas de acuerdo a sus características geológicas, a la estratigrafía de los materiales que las conforman y a sus propiedades mecánicas, estas tres zonas son: Zona de lomas, Zona del lago y Zona de transición, a continuación se describe brevemente cada una de ellas.

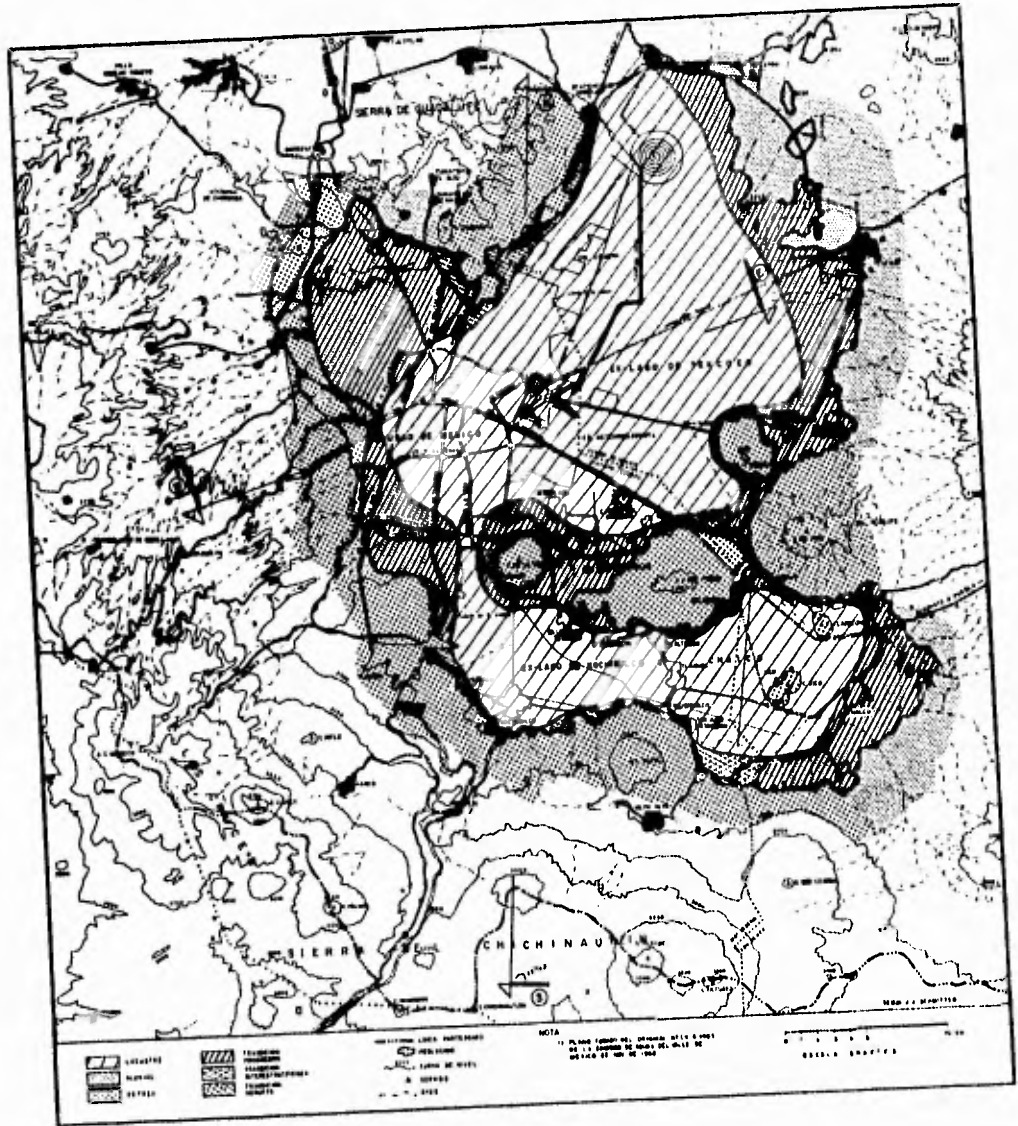


FIG. II.1

II.2.1. ZONA DE LOMAS

Esta formada por suelos compactos, producto de derrames basálticos o bien por materiales areno-limosos cementados y con un alto contenido de gravas. Dentro de esta zona no se tiene contemplada la existencia de mantos arcillosos; la explotación de bancos de arena y grava ha dado lugar a la existencia de oquedades o cavernas que deben tomarse en cuenta durante el análisis de una cimentación.

En la estratigrafía de la zona de lomas, pueden distinguirse una serie de estratos o lentes de materiales producto de la erosión, depósitos de acarreos fluviales y erupciones volcánicas, dichos fenómenos geológicos han dado lugar a diferentes unidades estratigráficas definidas por la intercalación de materiales que en alguna época fueron afectados por el Intemperismo, en la figura II.2 se muestra un perfil estratigráfico típico de la zona de lomas.

II.2.2. ZONA DE TRANSICION

Podría definirse como la combinación entre los depósitos de lomas y los del lago, en esta zona las condiciones estratigráficas son extremadamente variables, con frecuencia se encuentran materiales plásticos muy compresibles de origen aluvial intercalados con materiales granulares compactos y rocas de origen volcánico.

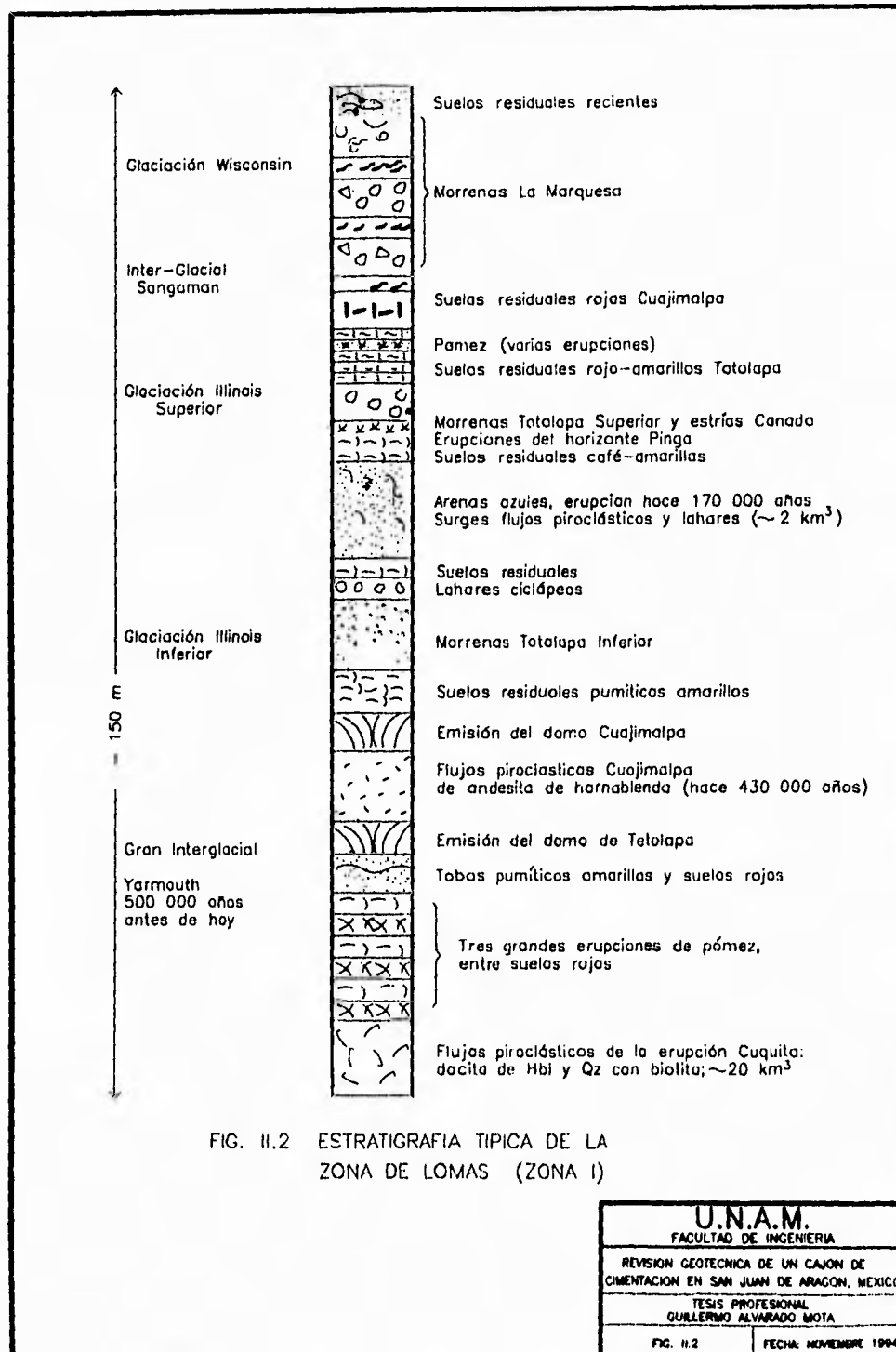


FIG. II.2 ESTRATIGRAFIA TIPICA DE LA ZONA DE LOMAS (ZONA I)

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. II.2	FECHA: NOVIEMBRE 1994

Las áreas de transición por sus características, pueden dividirse en dos regiones, una correspondiente al contacto entre la zona de transición y la de lomas y se denomina "Transición alta", la otra corresponde a la "Transición baja", llamada así por el contacto entre la zona de transición y la del lago.

- a) **Transición alta;** Las propiedades de los estratos son muy variables e irregulares debido a las interstratificaciones de suelos arcillosos con rellenos depositados en las barrancas y materiales duros de origen volcánico o bien derrames basálticos.
- b) **Transición baja;** Es particular observar en esta zona, suelos arcillosos, limosos, arenosos o cualquier mezcla de estos, intercalados entre sí, también es particular la variación de los espesores de cada estrato o lente, así como los grados de consistencia o compacidad. Una descripción gráfica de la zona de transición puede verse en la fig II.3.

II.2.3. ZONA DEL LAGO

La mayor parte de la región centro y oriente de la Ciudad de México esta ocupada por la zona geotécnica conocida como "Zona del lago", según sondeos realizados, el espesor total de los principales estratos varia de 15 a 32 m, constituidos normalmente por estratificaciones intercaladas de: arcillas, arcillas-arenosas y limos, aunque también es probable encontrar

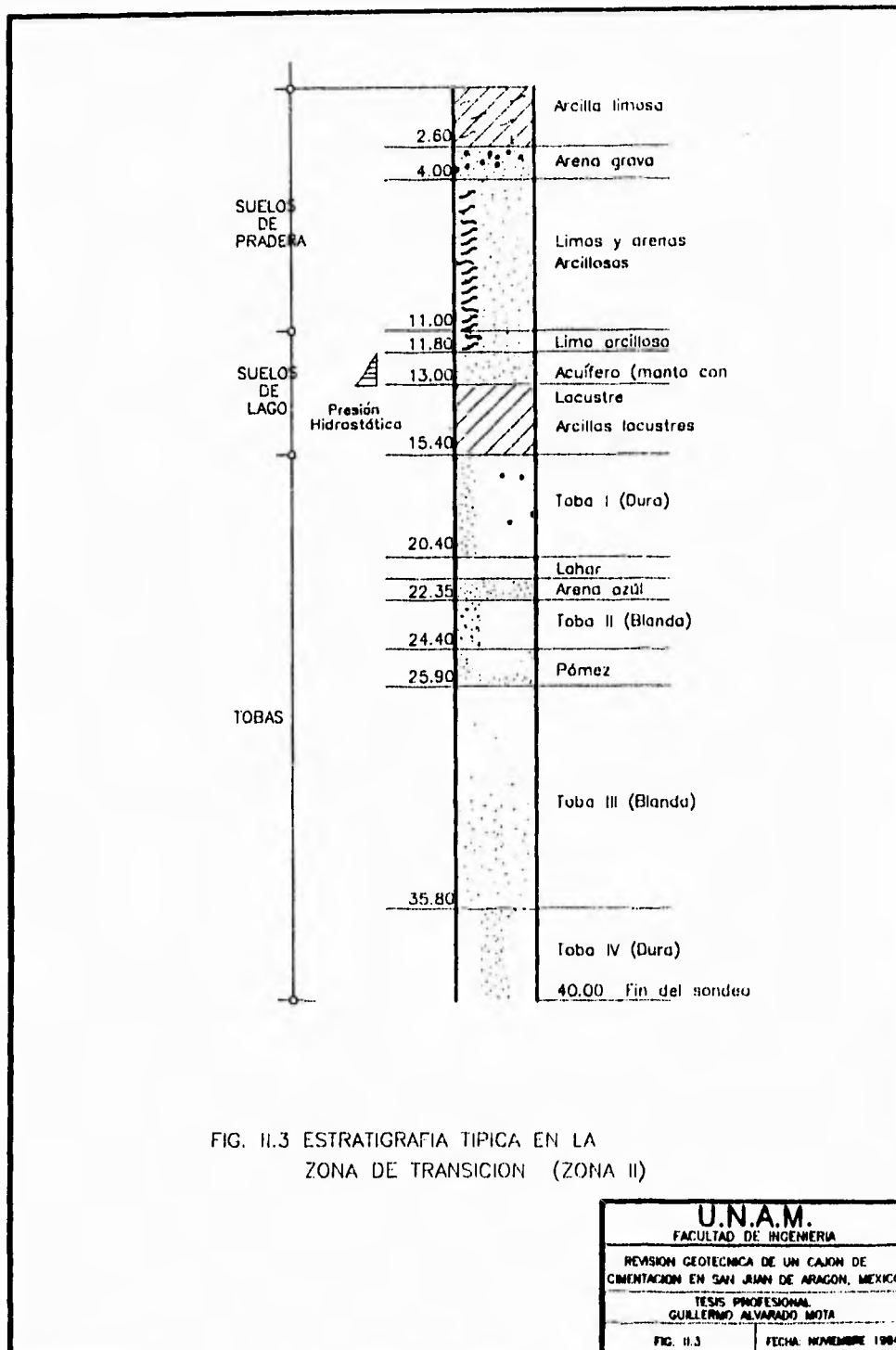


FIG. II.3 ESTRATIGRAFIA TIPICA EN LA ZONA DE TRANSICION (ZONA II)

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. II.3	FECHA: NOVIEMBRE 1984

arenas arcillosas y limosas. En algunas áreas de esta zona se han encontrado también abundantes restos arqueológicos (específicamente en el centro histórico de la Ciudad de México).

La historia de las cargas a las que ha estado sometida el área conurbada nos permite subdividirla en dos regiones muy importantes, la primera de ellas comprende lo que fue la antigua traza de la Ciudad, en ella, la estratigrafía es tan variable que pueden identificarse diferentes clases de material dentro de los límites de un mismo predio. La segunda región comprende el área urbana de la Ciudad en la que las cargas que han actuado se pueden considerar moderadas.

En la figura II.4 se aprecia un perfil de la estratigrafía que caracteriza a la región planicie de la zona del lago, haciendo referencia a la figura diremos que los estratos arcillosos son por lo general de consistencia blanda o muy blanda, los lentes de limos y arcillas-arenosas son de consistencia más firme y muy frecuentemente se encuentran arenas y arenas limosas y arcillosas medianamente compactas.

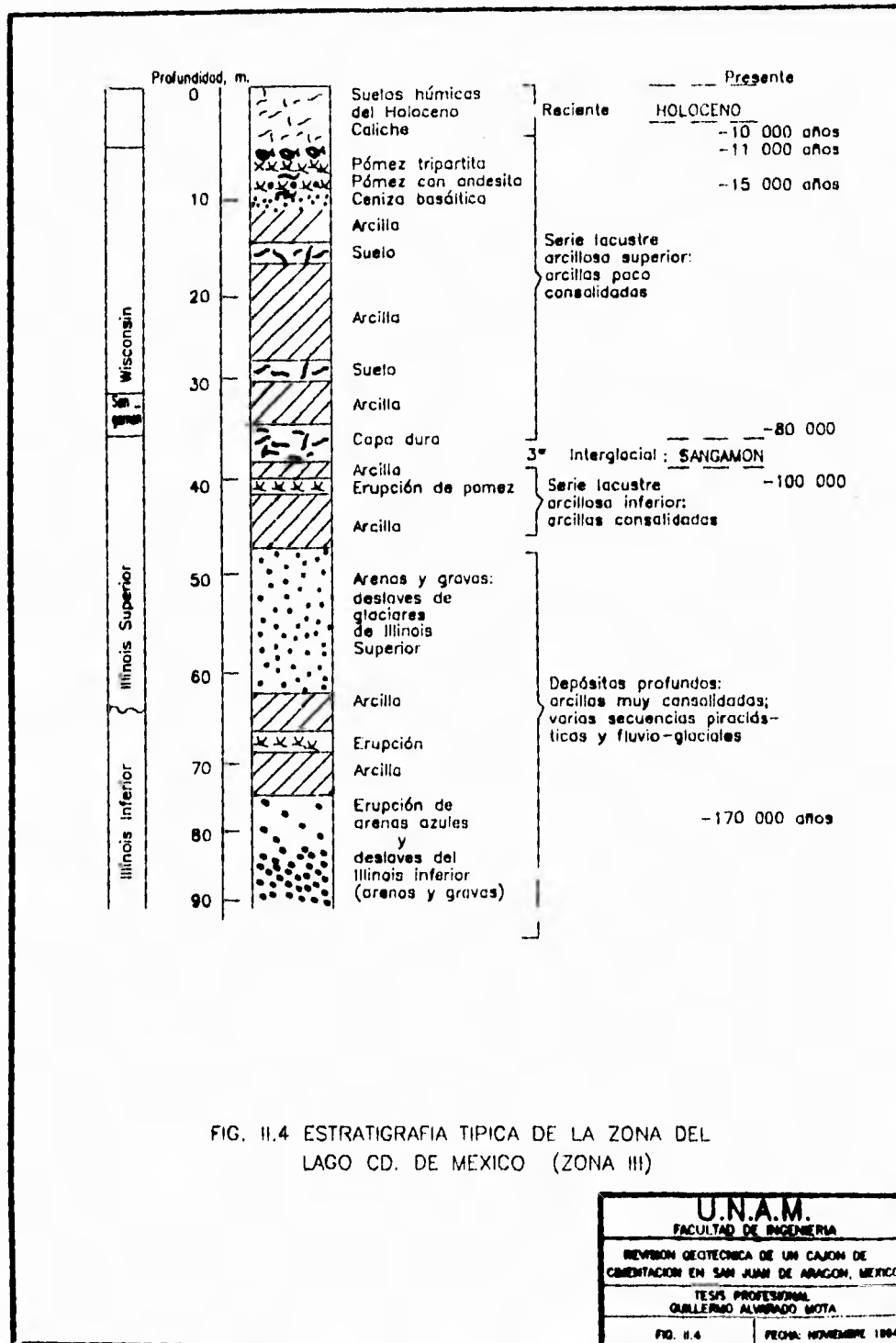


FIG. II.4 ESTRATIGRAFIA TIPICA DE LA ZONA DEL LAGO CD. DE MEXICO (ZONA III)

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL	
QUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. II.4	FECHA: NOVIEMBRE 1964

II.3. PROBLEMATICA Y EVOLUCION

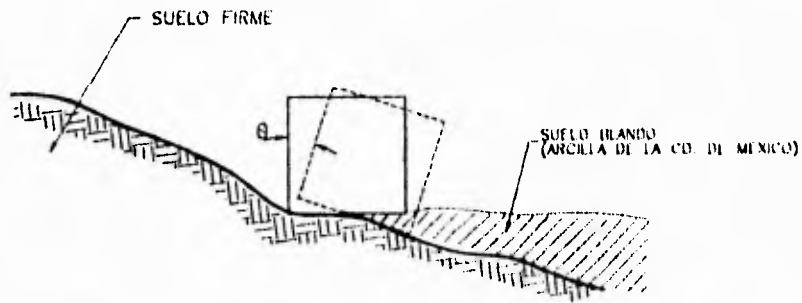
Un proyecto de cimentación implica una serie de problemas derivados tanto del comportamiento de la estructura como de las características del subsuelo, en particular el de la Ciudad de México es especialmente problemático debido a la heterogeneidad de los materiales que lo conforman (ver tema de condiciones del subsuelo)

Los problemas de cimentación se presentan con más frecuencia en la "Zona del lago" y "Zona de transición", por mencionar dos ejemplos diremos: En la zona del lago la estratigrafía está constituida en su mayor parte por arcillas y limos de "alta compresibilidad", lo cual implica excesivas deformaciones y poca resistencia al esfuerzo cortante, escasamente se encuentran lentes o estratos que presenten buena resistencia al corte y baja compresibilidad. Los estratos que presentan buenas características se encuentran a profundidades que varían de los 30 a los 50 metros, además otro factor que influye en forma determinante en las propiedades mecánicas del suelo de la zona del lago es sin duda el alto contenido de agua (W%), en arcillas es del orden de 300 a 500%, aunque en limos dicho contenido de agua baja considerablemente. Es decir, puesto que el suelo se encuentra totalmente saturado y con los contenidos de agua mencionados, se entiende que de cada cuatro partes de una masa de suelo aproximadamente tres corresponden a agua y sólo una corresponde a la fase sólida del material. ¿Qué resistencia puede ofrecer un suelo que está tan cerca de ser un

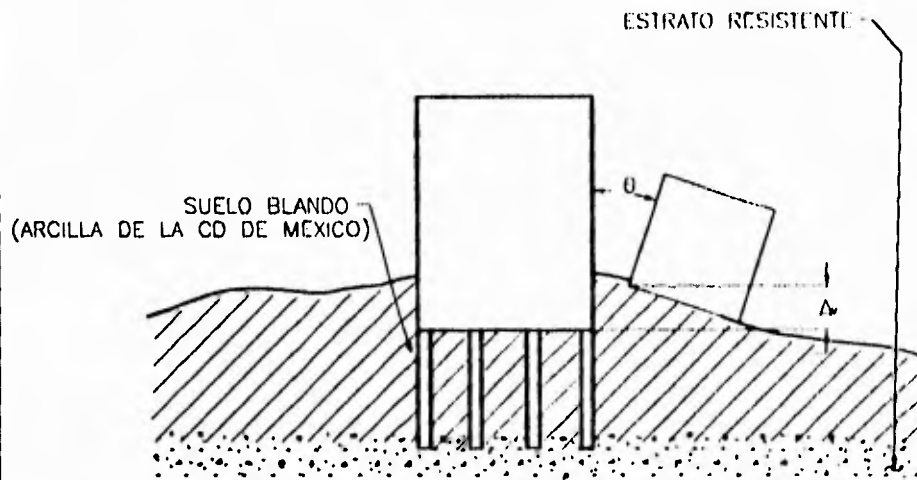
semilíquido?, definitivamente muy baja.

Las propiedades mecánicas del subsuelo en la zona del lago han evolucionado con el paso de los años, es bien cierto que se ha reducido la compresibilidad y se ha incrementado la resistencia al esfuerzo cortante, esto se ha logrado con el abatimiento del nivel de aguas freáticas (N.A.F.) ocasionado por bombeos profundos para construcción de cimentaciones y mantenimiento de sótanos, debe añadirse al abatimiento del nivel de aguas el incremento de presiones causado por la construcción de edificios, en forma global podemos resumir las acciones anteriores como un fenómeno llamado "Consolidación" (ver tema del cálculo Estado Límite de servicio) el cual consiste en una disminución del volumen de la masa del suelo debido al flujo de agua contenida en esta, y al incremento de presiones tal como ha ocurrido en la zona del lago de la Ciudad de México.

Al inicio de este tema se mencionó la zona de transición al referirnos a la problemática del subsuelo de la Ciudad de México y con justa razón, puesto que se caracteriza por la presencia de lentes y estratos cuyas propiedades mecánicas son sumamente variables, inclusive puede darse el caso de que en un mismo predio se encuentren materiales resistentes característicos de la zona de lomas intercalados con materiales muy blandos o sueltos característicos de la zona del lago. Los hundimientos diferenciales son un problema que comunmente puede presentarse. En la figura II.5 se aprecia esquemáticamente este problema.



a) DESPLOME DE UN EDIFICIO DEBIDO AL HUNDIMIENTO DIFERENCIAL PUES ESTE SE APOYA EN DOS SUELOS CON DIFERENTE RESISTENCIA Y DEFORMABILIDAD, CASO PROBABLE EN ZONA DE TRANSICION.



b) EL EDIFICIO GRANDE SE APOYA EN UN ESTRATO RESISTENTE Y POCO DEFORMABLE, SIN EMBARGO EL SUELO BLANDO CIRCUNDANTE NO SE HUNDE EN FORMA UNIFORME DEBIDO AL FENOMENO DE CONSOLIDACION (REGIONAL) LO QUE PROVOCA UN HUNDIMIENTO DIFERENCIAL EN EL EDIFICIO PEQUEÑO COLINDANTE, ZONA TIPICA DEL LAGO.

FIG. II.5 DOS PROBLEMAS TÍPICOS DE CIMENTACIONES EN LA CIUDAD DE MEXICO.

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REUNION GEOTECNICA DE UN CASO DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ABAJON, MEXICO	
TRABAJO PRESENTADO GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. 05	FECHA: NOVIEMBRE 1984

Es evidente que el ingeniero poco puede hacer para mejorar las propiedades mecánicas del suelo, es decir, los análisis y las recomendaciones respecto a una cimentación en particular, dependerán de las características propias de el suelo y la posible evolución de estas, en el mejor de los casos es conveniente que tanto los trabajos de campo y de laboratorio sean lo más adecuados al proyecto con el fin de que la información obtenida se acerque más al comportamiento real del suelo, por lo que cualquier tipo de cimentación tendrá que diseñarse teniendo como un factor invariable las propiedades del suelo, quedando a juicio del proyectista la forma en que la estructura ha de transmitir los esfuerzos al terreno.

CAPITULO III

CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

La cimentación de cualquier tipo de estructura, se analiza desde dos principales puntos de vista, uno de ellos correspondiente al campo de la mecánica de suelos y el otro al campo de las estructuras. Aunque dichos análisis van íntimamente ligados, conviene que para su desarrollo se estudien en forma un tanto independiente.

A continuación haremos una breve descripción de la secuencia recomendada para la realización de un proyecto de cimentaciones, debiéndose contar por principio con la información que a continuación se describe.

III.1. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

a) Tipo y uso de la estructura.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-87), las estructuras se clasifican en dos grupos "A" y "B", dependiendo de los riesgos o pérdidas posibles en caso de una falla

estructural³. Los edificios para oficinas como en el caso de este proyecto se clasifican como grupo "B".

El uso de la estructura, edificio para oficinas (mencionado antes) implicará la magnitud de las cargas vivas para diseño, debiendo considerarse para este caso y según el artículo 199 del RCDF-87 las siguientes cargas:

$C.V_{MAX} = 250 \text{ Kg/m}^2$	Cargas Vivas en entresijos.
$C.V_{NST} = 180 \text{ Kg/m}^2$	(Ver bajada de cargas en el
$C.V_{MED} = 100 \text{ Kg/m}^2$	capítulo V).

b) Zonificación geotécnica

Este aspecto es importante por dos principales razones:

La primera es que, dependiendo de la zona dentro del Valle de México y de acuerdo a las NTC del R.C.D.F. y los artículos 174 y 206 del RCDF-87 se han especificado diferentes coeficientes sísmicos "c" con los cuales se hará el análisis sísmico, teniendo pues para estructuras del grupo "B":

$C=0.16$	Zona I	(Lomas)
$C=0.32$	Zona II	(Transición)
$C=0.40$	Zona III	(Lacustre)

De acuerdo con la ubicación de nuestro edificio (San Juan de Aragón México) ubicado en plena zona III y siendo una estructura del grupo "B", corresponde un coeficiente sísmico de $C=0.40$.

³Referencia: Artículo 174 del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1987

Obsérvese la importancia de considerar este aspecto, pues si el mismo edificio se pretendiera construir en un lugar de la zona I ($C=0.16$), las fuerzas provocadas por sismo serían menores al 50% de las que le corresponden en la zona III.

La segunda razón por la que se considera importante la ubicación del edificio es el antecedente geotécnico con que se cuenta, pues existen algunas zonas bastante estudiadas desde el punto de vista de mecánica de suelos por lo que los sondeos que se realicen pueden complementarse e inclusive compararse en forma cualitativa con la información con que se tiene inicialmente.

c) Proyecto Estructural

Con cierta frecuencia, el proyecto estructural se resuelve simultáneamente con el proyecto geotécnico, por lo que no siempre se cuenta con las descargas reales del edificio a nivel Cimentación.

Como información general se requiere conocer la estructuración del proyecto en lo referente a:

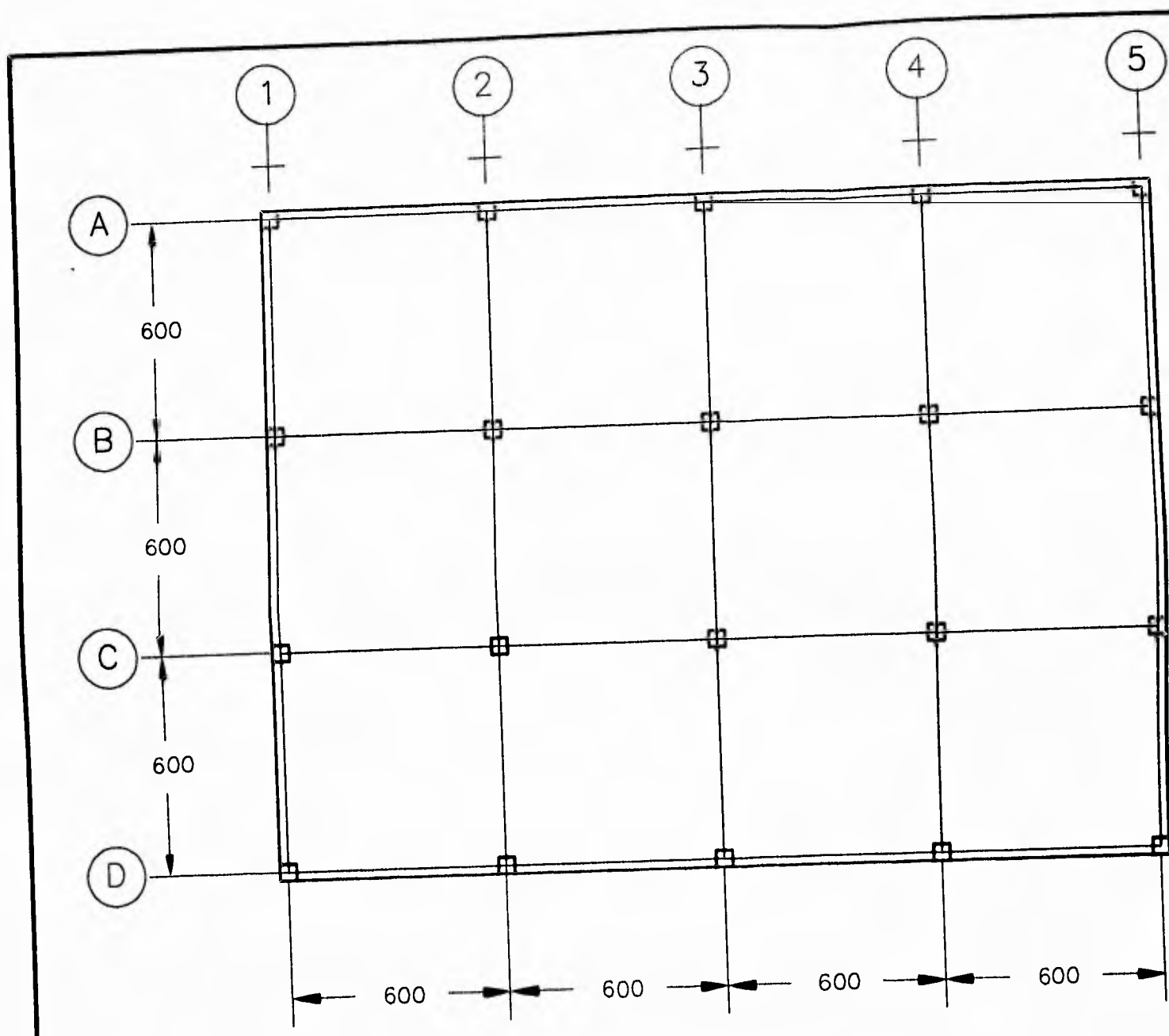
- Destino de los entrepisos (Se menciona en uso de la estructura).
- Existencia o no, de marcos rígidos ortogonales, muros de rigidez, sistemas

de marcos contraventeados etc., obteniendo de esta consideración el criterio para proponer el factor de comportamiento sísmico, también conocido como factor de ductilidad "Q", el cual de acuerdo con las características de éste edificio será $Q = 2$, para edificios cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas y marcos de concreto o acero, contraventeados o no. (Véase art. 207 del RCDF-87 y las correspondientes especificaciones en las Normas Técnicas complementarias).

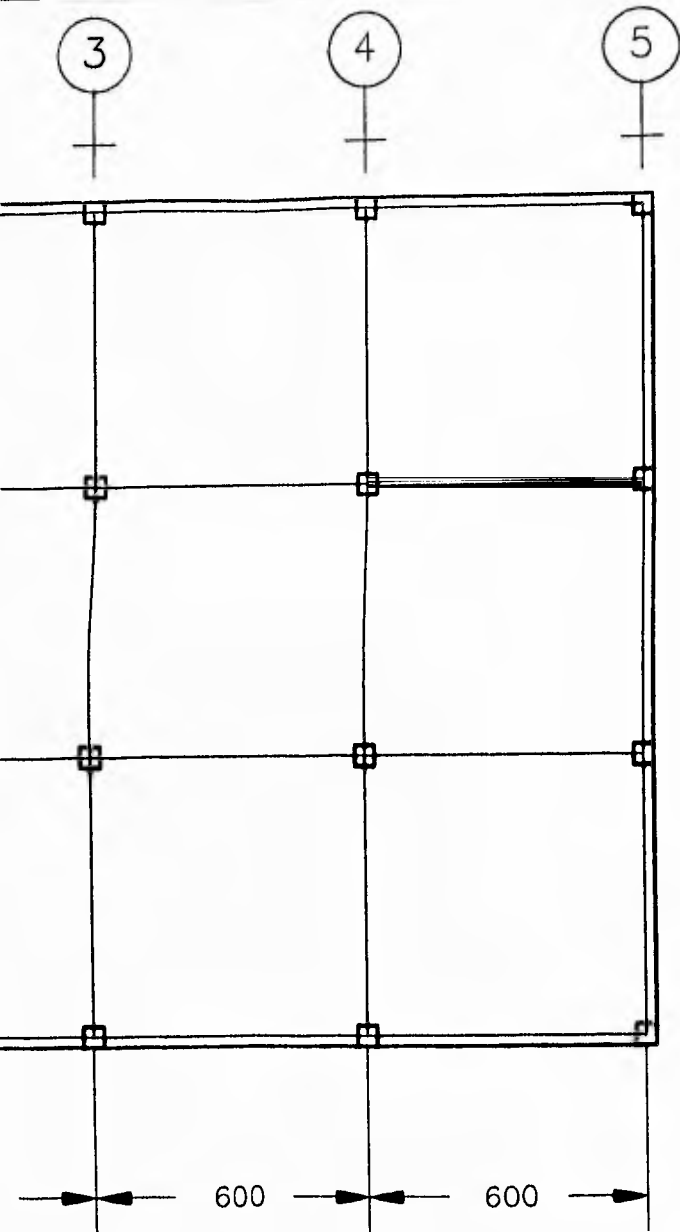
- **Materiales de construcción;** es importante, definir si se trata de Estructura Metálica o Estructura de Concreto, por la sencilla razón de que el peso total difiere mucho si se trata de uno u otro material, es decir, las cargas muertas debido al peso propio de la estructura son de suma importancia sobre todo para el tipo de cimentación que pueda considerarse inicialmente para el análisis.

Para este edificio se han propuesto marcos ortogonales de concreto reforzado con traveses y columnas cuya sección preliminar se indica en la figura III.1, los sistemas de piso son a base de losas de concreto de 10 cm de espesor. (Ver peso de edificio en capítulo V).

El tipo, número y profundidad de los sondeos por realizar en el predio dependen absolutamente de todos los aspectos mencionados anteriormente, por lo que apegándose al RCDF-87 para un peso unitario de



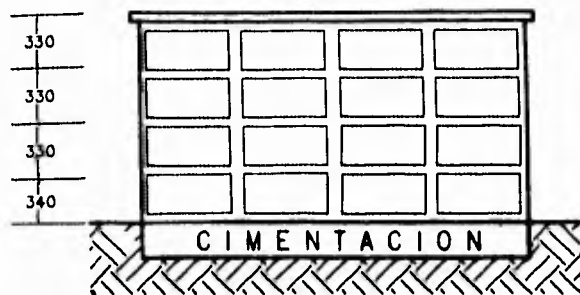
PLANTA TIPO
ACOT cm



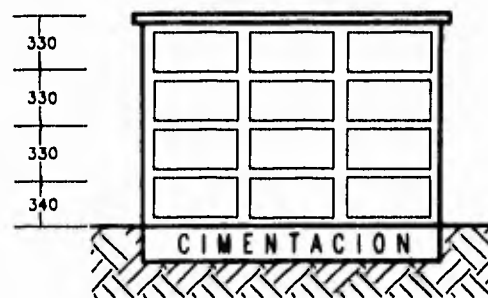
ANTA TIPO
 OT cm

NOTAS GENERALES

COLUMNAS DE 45 X 45
 TRABES DE 30 X 55
 LOSAS H = 10 cm
 ESTRUCTURA A BASE DE
 MARCOS DE CONCRETO
 REFORZADO, NO CONTRAVENTADOS



ELEVACION ESQUEMATICA
 CORTE A - A



ELEVACION ESQUEMATICA
 CORTE B - B

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. III.1	FECHA: NOVIEMBRE 1994

aproximadamente $4 \text{ ton/m}^2 < 5 \text{ ton/m}^2$ y un perímetro de cimentación $P = 84\text{m} < 120\text{m}$ (zona III).

Se han propuesto dos sondeos de las siguientes características:

- 2MC. Sondeo de penetración estándar. Mixto-Continuo, del cual se obtuvieron algunas muestras "Inalteradas".
- SC1. Sondeo de penetración cónica el cual corrobora y complementa al sondeo 2MC.

La información que proporcionan estos sondeos es suficiente para el objetivo de este proyecto.

III.2. CARACTERISTICAS DEL PREDIO

a) Topografía.

Es importante que la ubicación en campo de los sondeos realizados sea congruente con la posición señalada por el proyectista, pues las condiciones del suelo suelen variar en mayor o menor medida, asimismo, debe mantenerse y cuidarse la relación que existe entre el nivel del inicio de sondeos, el nivel topográfico del lugar y el nivel de piso del proyecto, con el propósito de que las características obtenidas del suelo correspondan a los niveles de interés de acuerdo con los esfuerzos transmitidos al terreno por la estructura.

La topografía es un aspecto que también es importante, obviamente desde el punto de vista constructivo.

b) Colindancias.

Deberá ponerse especial atención a las estructuras colindantes por el efecto que estos pudiesen causar en el edificio propio o viceversa. La influencia de esfuerzos dependiendo de la magnitud de los mismos puede extenderse más allá de su correspondiente área de cimentación, además la existencia de edificios adjuntos limita constructivamente al nuevo proyecto. La figura II.5.b ilustra un problema existente entre estructuras adyacentes.

c) Nivel de aguas freáticas.

Independientemente de los problemas constructivos que ocasiona el tener el NAF en un nivel muy superficial, desde el punto de vista geotécnico es importante debido a la distribución de esfuerzos que se producen en la masa de suelo, máxime cuando el NAF dependiendo de la época del año es tan variable, por esto, deberá detectarse el NAF en diferentes puntos del predio, deberá determinarse pues la profundidad del NAF con un criterio conservador⁴.

⁴Donde de acuerdo con el análisis de la cimentación, sea más desfavorable.

III.3. CRITERIOS DE ANALISIS Y SELECCION

El buen criterio y la experiencia, son cualidades que debe tener el ingeniero de proyecto al momento de elegir la alternativa de cimentación que considera más apropiada al proyecto y eliminar aquellas alternativas que se consideran inadecuadas por lo que no tendrá caso someterlas a revisión alguna.

El análisis y diseño estructurales son la etapa final del proyecto, el análisis estructural de una cimentación consiste, como en cualquier estructura, en plantear un modelo con el propósito de determinar los elementos mecánicos que se producen debido a la acción de las cargas y reacciones ofrecidas por el terreno sobre el que se desplanta dicha estructura. El análisis se vuelve complejo, si se consideran las características del subsuelo, es decir, la heterogeneidad de los diferentes estratos, la deformabilidad, la resistencia al corte, etc. Estos parámetros del suelo modifican el comportamiento de la cimentación. Con mucha frecuencia se parte de idealizaciones y de suposiciones que nos permiten modelar el comportamiento mecánico de la superestructura y la cimentación, sin embargo, no en todos los casos se puede simplificar tanto el análisis y es necesario tomar en cuenta un comportamiento más real de la cimentación, por lo que se recurre a la "Interacción Suelo-estructura", mediante este método se correlacionan las características mecánicas del suelo con la rigidez de la estructura de cimentación.

El diseño estructural es ya la parte culminante del proyecto, para entonces se tiene un dimensionamiento general de los elementos estructurales de la cimentación y los elementos mecánicos obtenidos en el análisis, en esta última etapa se definen las secciones, el acero de refuerzo, detalles de armado, conexiones, especificaciones estructurales para la construcción de la cimentación etc., sólo restará la ejecución y supervisión del proyecto. Cabe mencionar que tanto el diseño estructural y la descripción de procesos constructivos de la cimentación están fuera del alcance de esta tesis, por lo que sólo se hizo mención de ellos.

RESUMEN DE LAS CARACTERISTICAS

Como parte final de este capítulo, se presenta un resumen de las características de este proyecto y se listan a continuación:

- **Descripción:** Edificio para oficinas de 4 niveles, a base de marcos de concreto reforzado, en las dos direcciones ortogonales, no contraventeados, que se ubicará en San Juan de Aragón México D.F.
- **Estructura correspondiente al grupo "B".**
- **Ubicación en zona III (Lacustre), por lo que $c = 0.40$.**
- **Uso del edificio:** Oficinas; $CV_{MAX} = 250 \text{ kg/m}^2$.
- **Resistencia a fuerzas laterales por marcos de concreto reforzado no contraventeado, $Q = 2$.**

CAPITULO IV

CONDICIONES DEL SUBSUELO

Para obtener la información necesaria en esta etapa del proyecto se requiere de trabajos de exploración y muestreo, así como de un programa de laboratorio adecuado a la información requerida.

La exploración y muestreo, consiste en los métodos utilizados para la determinación en forma indirecta de algunas características del subsuelo, así como para la obtención de muestras en las cuales se realicen ensayos de laboratorio, logrando con esto, reafirmar las características ya obtenidas y determinar otras que permitan ampliar la información requerida por el proyectista.

Dependiendo del tipo de estructura y de la zonificación geotécnica, el ingeniero de proyecto estará en condiciones de elaborar un programa de exploración y muestreo (consistente en trabajos de campo), y con las muestras del subsuelo obtenidas programar los ensayos de laboratorio necesarios.

Con la información de campo complementada con la de laboratorio se obtienen las condiciones estratigráficas del suelo en estudio, una manera ilustrativa de describir esta información es mediante el corte estratigráfico

A-A, (relacionando las características de los dos sondeos realizados). En la estratigrafía de cálculo se presenta una descripción breve pero valiosa de las propiedades índice y mecánicas de cada uno de los estratos que conforman el subsuelo hasta la profundidad alcanzada. En la figura IV.8 se muestra un corte estratigráfico considerado como representativo del subsuelo estudiado para el presente proyecto.

Más adelante se describen brevemente las técnicas de exploración y muestreo así como el programa de laboratorio.

IV.1. PROGRAMA DE EXPLORACION Y MUESTREO

Los trabajos de campo a realizar dependerán básicamente de la distribución y magnitud de las cargas que la superestructura transmitirá al terreno. Otro factor de suma importancia para determinar el número y tipo de sondeos exploratorios es la información geológica que se tenga del lugar. Antes de iniciar cualquier trabajo de campo para un estudio geotécnico, el ingeniero supervisor deberá contar con la siguiente información general, que le servirá como antecedente:

- Características y zonificación geológica del lugar.**
- Conocimiento sobre sondeos exploratorios preexistentes.**
- Condiciones topográficas.**

- **Localización de grietas, cavernas, fallas geológicas, bancos de material, taludes inestables, etc.**
- **Reconocimiento de colindancias (estructuras vecinas).**
- **Localización de pozos de bombeo.**
- **Levantamiento de redes de servicios públicos, tales como agua potable, alcantarillado, electrificación, teléfono, etc.**

Los trabajos de campo para la exploración y muestreo mejor conocidos como sondeos exploratorios, son muy variados y no puede decirse que exista uno de ellos que sea más eficiente que los demás, pues dependiendo de la información requerida y del tipo de suelo que se encuentra será el sondeo empleado. La disponibilidad del equipo con que se cuenta influye también en las características de los sondeos realizados.

IV.2. METODOS Y EQUIPOS EMPLEADOS

Sólo haremos mención de aquellos métodos de exploración que comúnmente son realizados en la Ciudad de México.

IV.2.1. METODOS GEOFISICOS

No se hará demasiado énfasis en estos métodos por no haberse aplicado en este proyecto, por otra parte principalmente ayudan a delimitar fronteras entre estratos.

a). **Refracción sísmica;** Se utiliza para determinar las propiedades mecánicas de la estratigrafía del subsuelo, basada en la interpretación del tiempo que tarda una onda en ser refractada en los estratos, dicho tiempo de refracción dependerá de la densidad de los materiales que se encuentre a su paso.

b). **Resistividad eléctrica;** Mediante este tipo de sondeo podemos delimitar las fronteras entre los diferentes estratos debido a que los suelos finos y de consistencia blanda o muy blanda tienen una resistividad eléctrica muy baja, mientras que un material duro que bien puede ser roca, presenta una resistividad eléctrica muy alta, otra de las ventajas del sondeo de resistividad eléctrica es que determina la profundidad del nivel de aguas freáticas (NAF).

IV.2.2. PENETRACION CONICA

El método de penetración cónica consiste básicamente en la medición de tres parámetros que nos ayudan a determinar las características estratigráficas del suelo sondeado. El sistema de cono consiste en una serie de barras de acero a las que se adapta una punta cónica en el extremo inferior de la primera de las barras, estas se hincan en el terreno natural por medio de presión hidráulica (ver figura IV.1), los tres parámetros obtenidos de la aplicación de este método son:

- Presión en la punta $q_c = Q_c / A_c$
- Fricción en la camisa $f_s = f_s / A_l$
- Relación de fricción f_s / q_c

donde:

f_s : Fricción en la camisa del cono.

Q_c : Fuerza necesaria para hincar el cono 20 cm.

A_c : Area de la punta cónica, (10 cm²)

F_s : $R_T - Q_c$

R_T : Fuerza para hincar el cono y la funda (kg)

F_s : Fricción lateral local en la funda (kg)

A_l : Area lateral de la funda (150 cm²)

Mediante una correlación de los parámetros y las gráficas empíricas de "Sanglerat" (figura IV.2) se obtiene fácilmente la descripción del suelo.

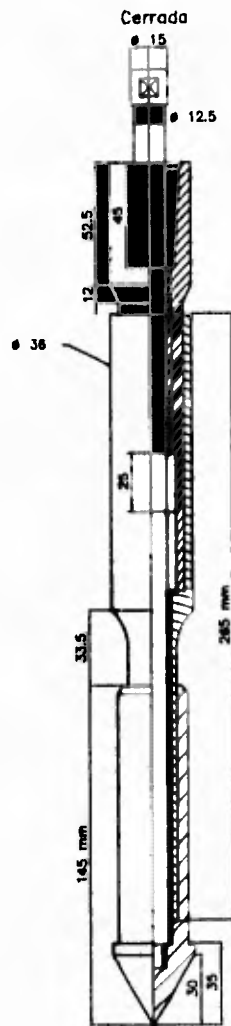


FIG. IV.1 PUNTA BEGEMANN
(CONO HOLANDES)

U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECHNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. IV.1	FECHA: NOVIEMBRE 1984

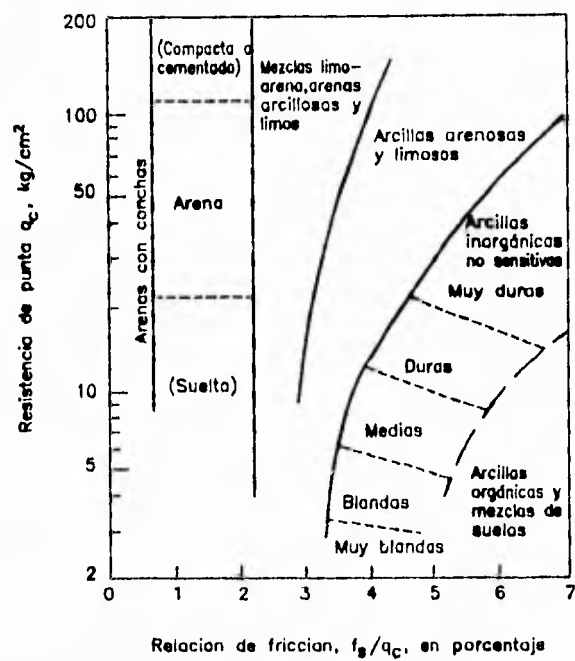


FIG. IV.2 CLASIFICACION DE SUELOS CON PENETROMETRO ESTATICO

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE ORIENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. IV.2	FECHA: NOVIEMBRE 1984

Las correlaciones realizadas nos permiten definir fronteras de estratos, tipo de materiales y el grado de consistencia o compacidad, sin embargo no es recomendable basar todo un estudio de mecánica de suelos en la información obtenida de sondeos de penetración cónica, pues de estos, no es posible la obtención de muestras de material, lo más conveniente es tomar estos sondeos como información de apoyo que corrobore o complemente la descripción que se haga con sondeos definitivos (se tratan más adelante). Una desventaja del sistema de cono es que los resultados obtenidos de realizar un sondeo en un suelo relativamente duro no son tan confiables como los obtenidos por un suelo blando.

La prueba de penetración con cono es una técnica eficiente y económica aunque con la desventaja que se mencionó en el párrafo anterior.

IV.2.3. PENETRACION ESTANDAR

Uno de los sondeos exploratorios más utilizados en México es quizá el de "Penetración estándar", el cual nos permite la obtención de muestras de suelo alteradas, así como la compacidad en suelos granulares y la consistencia en suelos finos, estas dos características son obtenidas directamente de la correlación del número de golpes "N" de la prueba de penetración estándar y las tablas IV.1 y IV.2.

El equipo empleado para la prueba se puede observar en la figura (IV.3), a continuación se describe en forma breve este método utilizado para el presente proyecto.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar en la masa de suelo un penetrómetro a base de impactos proporcionados por un martinete golpeador de 64 kg. de peso, dejándose caer libremente desde una altura de 75 cm. El penetrómetro deberá hincarse en el suelo por tramos de 45 cm. (en algunas pruebas se especifica que sean 60 cm), contándose el número de golpes necesarios para que el equipo de perforación penetre de 15 a 45 cm., la correlación hecha con el número de golpes "N" y las tablas (IV.1 y IV.2) nos proporcionan una descripción que complementada a la descripción que el supervisor de campo hace respecto a las muestras de suelo obtenidas y algunas propiedades índice tales como W%, %F, g, Lw, Pw (obtenidas en laboratorio), conforman una información lo bastante amplia como para que el ingeniero pueda hacer una descripción de la estratigrafía del suelo sondeado, sin embargo las propiedades mecánicas no pueden determinarse de las muestras alteradas que nos proporciona la prueba de penetración estándar, será necesario entonces, emplear otro tipo de sondeo que nos permita la obtención de muestras inalteradas.

CONSISTENCIA	MUY BLANDA	BLANDA	MEDIA	DURA	MUY DURA	DURISIMA
N	< 2	2 - 4	4-8	8-15	15-30	> 30
q _c	< 2.5	0.25-0.5	0.5-1	1-2	2-4	> 4

TABLA IV.1 CORRELACION ENTRE N, q_c Y CONSISTENCIA RELATIVA DEL SUELO COHESIVO.

NUMERO DE GOLPES (N)	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
4 - 10	SUELTA
10 - 30	MEDIA
30 - 50	DENSA
> 50	MUY DENSA

TABLA IV.2 CORRELACION ENTRE COMPACIDAD RELATIVA DE ARENAS Y NUMERO DE GOLPES OBTENIDO EN PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
TABLAS IV.1 y IV.2	FECHA: NOVIEMBRE 1984

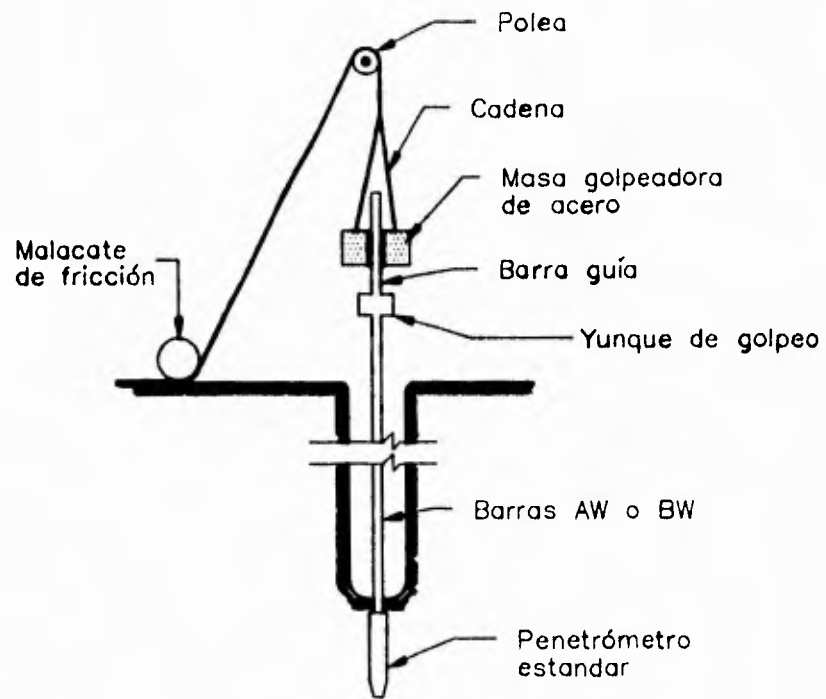


FIG. IV.3 PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

U.N.A.M. FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE ORIENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. IV.3	FECHA: NOVIEMBRE 1984

IV.3. SONDEOS DEFINITIVOS

Podemos decir que sondeos definitivos son aquellos de los cuales es posible la extracción de muestras de suelo inalteradas, entre estos mencionaremos algunos de los más importantes.

- a) **TUBO DE PARED DELGADA (TUBO SHELBY).** El muestreo hecho con tubo de pared delgada normalmente se aplica en suelos blandos, es hincado a presión con una velocidad constante entre 15 y 30 cm/s. En la Ciudad de México es común utilizar en suelos blandos el tubo de pared delgada pero hincado a base de rotación, esta técnica es poco recomendable ya que dicha rotación provoca cierta alteración de las propiedades del suelo. Los diámetros nominales del tubo de pared delgada son: 7.5 cm y 10.5 cm, y las longitudes nominales de 75 cm, y 90 cm respectivamente.
- b) **BARRIL DENISON.** El barril Denison consiste en dos tubos concéntricos, uno de ellos es el muestrador (el que rescata la muestra) y penetra a presión mientras que el otro corta el material circundante penetrando a rotación. El barril Denison normalmente es utilizado para muestrear limos compactados o cementados y con gravillas o arcillas duras, sin embargo este tipo de sondeo es más eficiente cuando se trata de muestrear

en tobas duras. Es recomendable que cuando la perforación se hace sobre el nivel de aguas freáticas utilizar aire como flujo de perforación para evitar que las muestras se contaminen en caso de utilizar agua o lodo de perforación.

c) POZO A CIELO ABIERTO. Este método de exploración puede ser considerado como el mejor de todos en cuanto a la calidad de las muestras del suelo obtenidas y a la abundante descripción **estaticográfica** que el supervisor de campo **esta en condiciones de hacer, puesto que tiene contacto visual y palpable de los diferentes materiales encontrados conforme avanza la excavación del pozo.** Este sondeo es especialmente confiable en suelos secos y pese a todas sus ventajas podríamos mencionar las siguientes limitantes:

El pozo a cielo abierto no puede realizarse a grandes profundidades, ya que esto repercute en el costo, el tiempo y maniobras de ejecución. La profundidad de nivel de aguas freáticas es otro factor que puede limitar la profundidad del pozo realizado. En la figura IV.4 se muestra un ejemplo de pozo a cielo abierto.

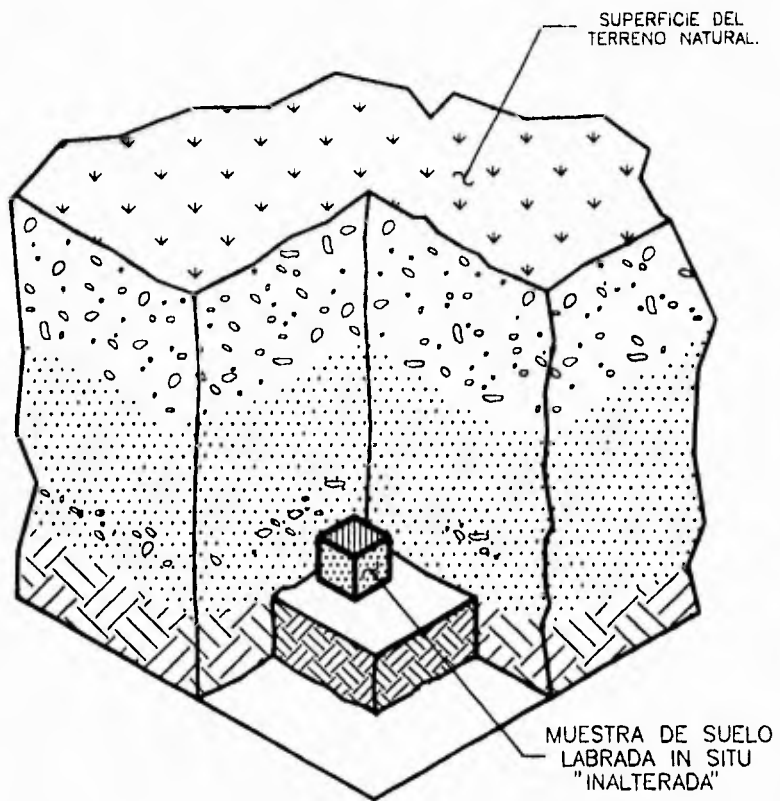
En este capítulo sólo hemos hecho una breve descripción de aquellos métodos de exploración y muestreo considerados más importantes y

utilizados en la Ciudad de México, aunque existen otros tantos que en un momento dado pueden ser muy eficientes dependiendo del tipo de suelo hallado durante el sondeo.

Para el presente proyecto se han realizado sondeos denominados SC-1 y 2MC, el primero de ellos es de tipo de perforación con cono mecánico tipo holandés, y el segundo es del tipo de penetración estándar obteniéndose de este algunas muestras inalteradas para la determinación de las propiedades mecánicas.

La estratigrafía obtenida de los datos proporcionados por los dos sondeos mencionados se presenta en los perfiles estatigráficos de las figuras (IV.6 y IV.7), mientras que la ubicación de estos dentro del predio en estudio se puede ver en la figura (IV.5).

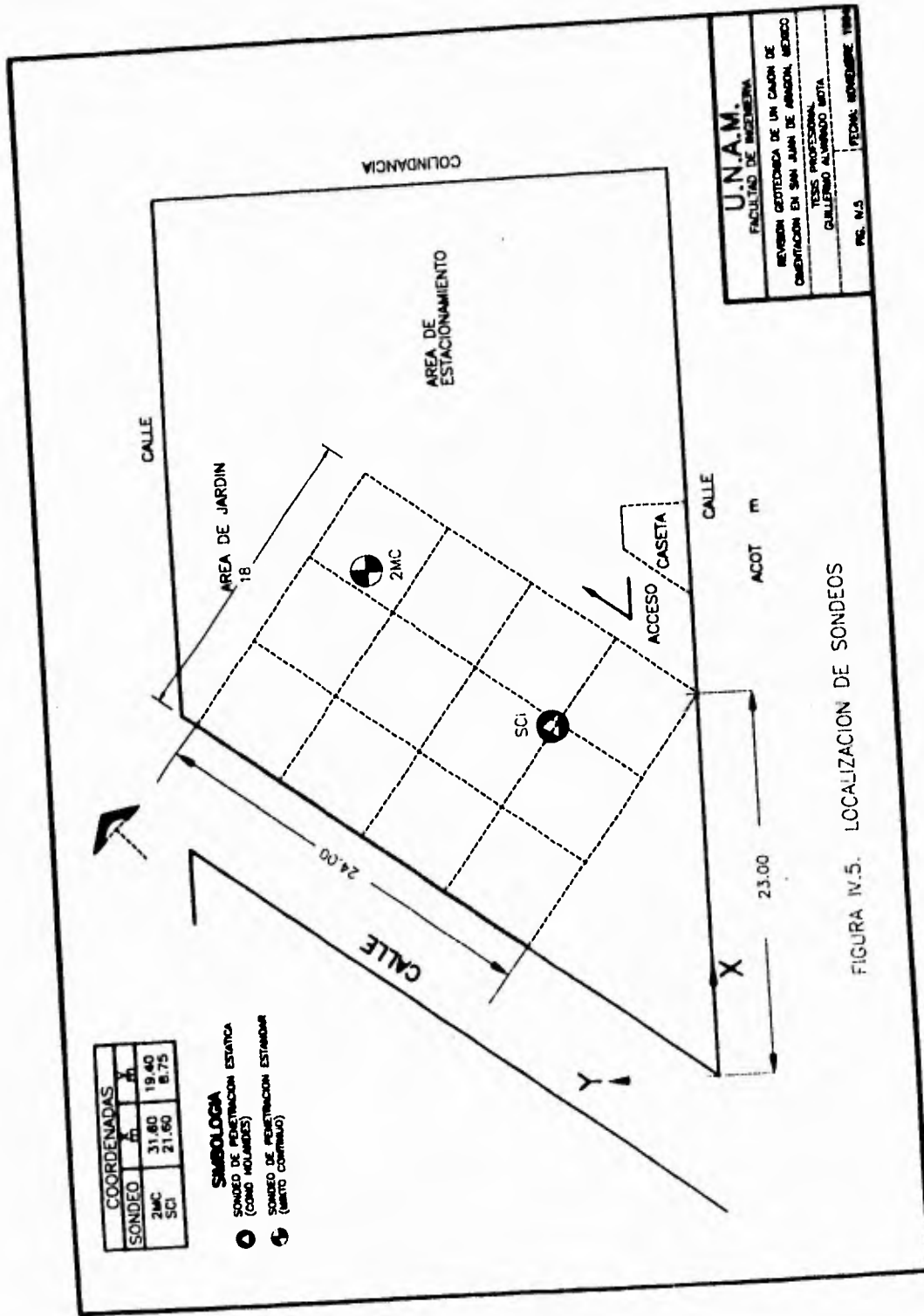
El corte estatigráfico de la figura (IV.8) nos proporciona una idea bastante clara de la estratigrafía existente así como la relación de las características de los materiales encontrados con su respectiva resistencia representada por el número de golpes (N) para el sondeo 2MC y la presión en la punta (q_c) para el sondeo SC1.



MEDIANTE ESTE SONDEO, EL SUPERVISOR DE CAMPO PODRA OBSERVAR LA ESTRATIGRAFIA DEL LUGAR EN SU ESTADO NATURAL, ADEMAS ES POSIBLE LA OBTENCION DE MUESTRAS "INALTERADAS" LABRADAS EN EL SITIO.

FIG. IV.4 POZO A CIELO ABIERTO

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
FIG. IV.4	FECHA: NOVIEMBRE 1994

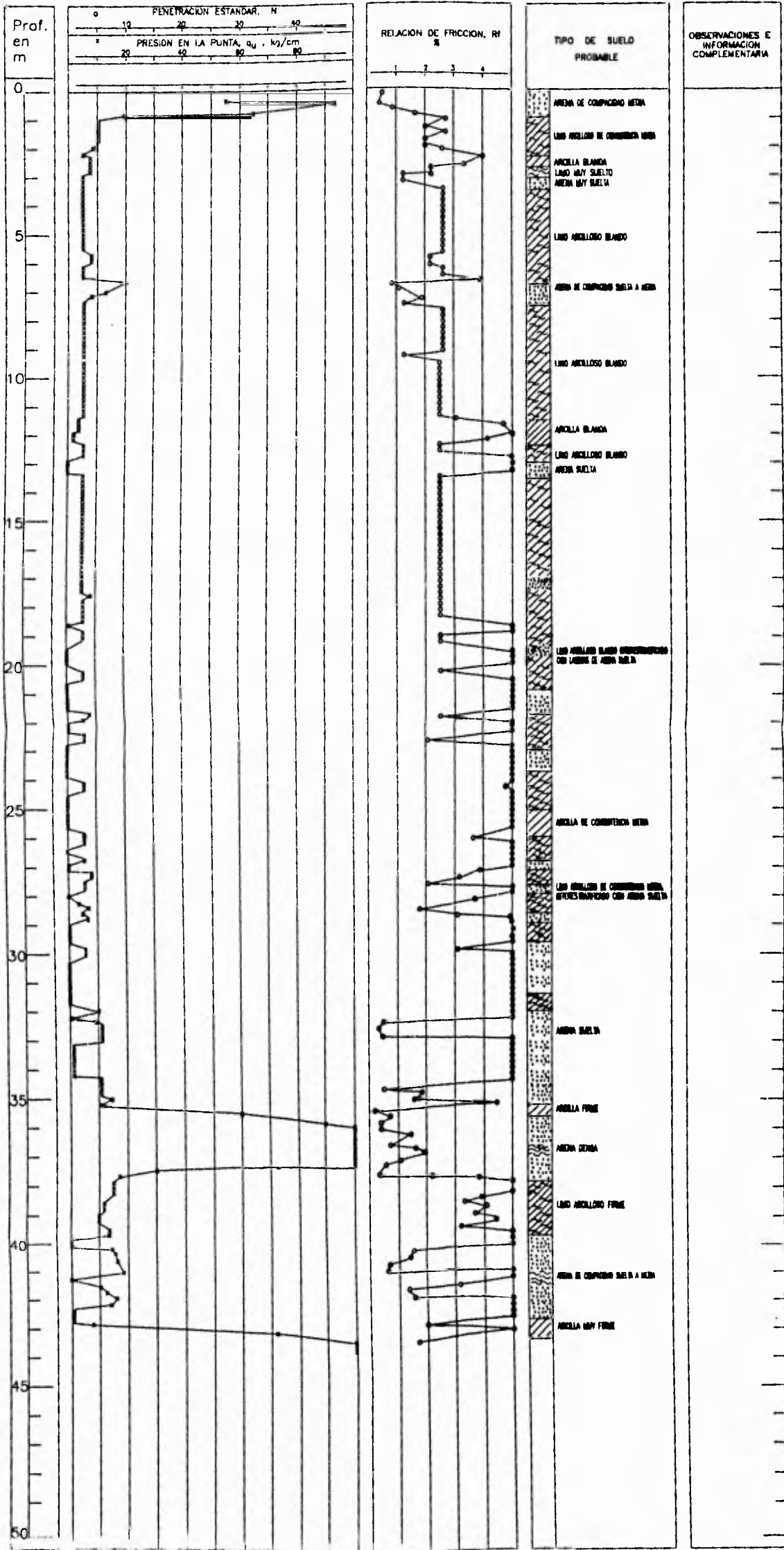


COORDENADAS		
SONDEO	X	Y
2MC	31.80	19.40
SCI	21.60	8.75

- SIMBOLOGIA**
- SONDEO DE PENETRACION ESTATICA (CONO INCLINADO)
 - ⊙ SONDEO DE PENETRACION DINAMICA (VIRTO CONTINUO)

UNAM.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 REVEREND CATEDRATICO DE UN CAJON DE
 COMPTON EN SAN JUAN DE AMANAL, MEXICO
 TESIS PROFESIONAL
 GUILLEMO ALVARADO BOTA
 PG. N.5 TERCERA BORRADORERA 1984

FIGURA IV.5. LOCALIZACION DE SONDEOS



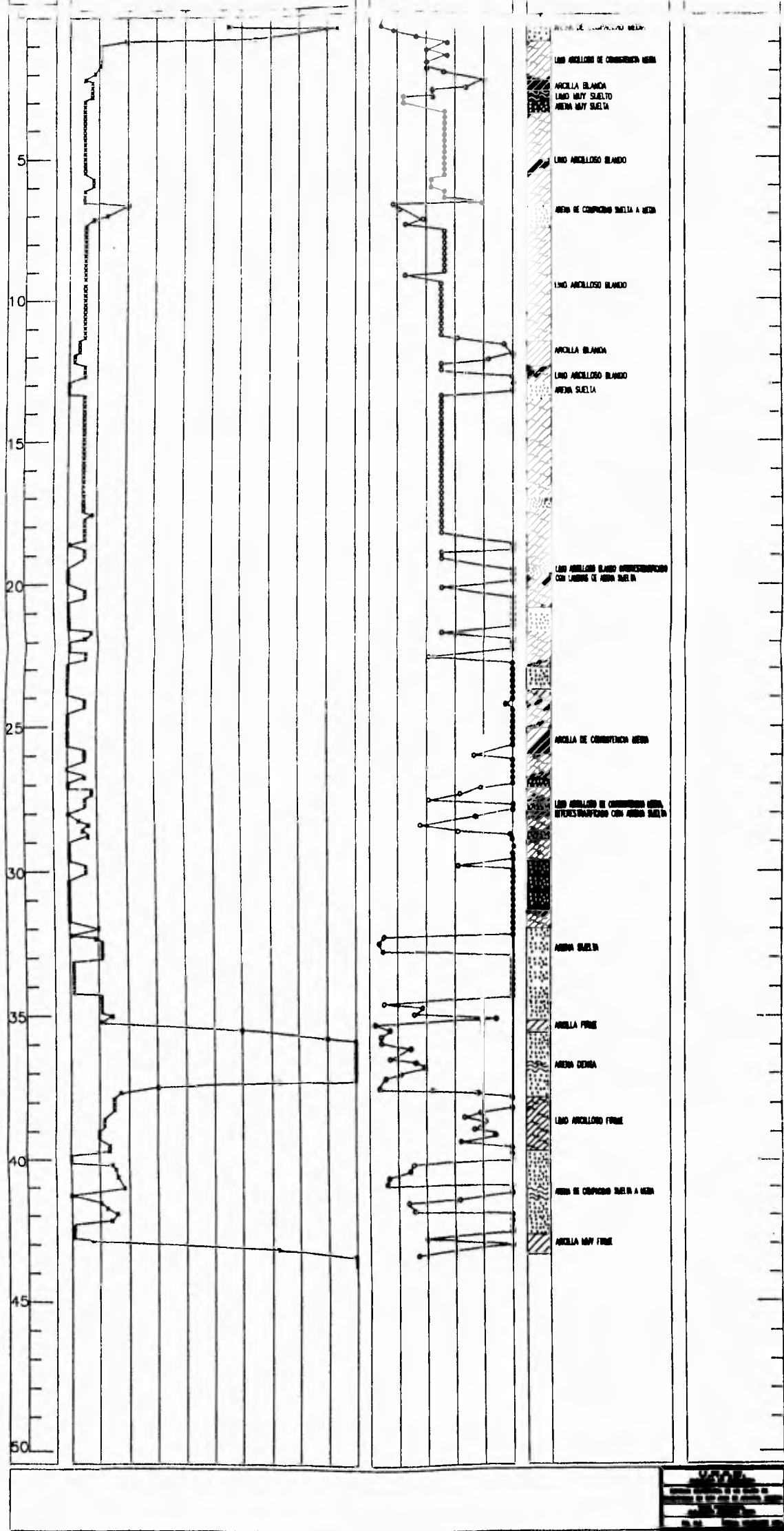


FIG. IV.6 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO SCI.

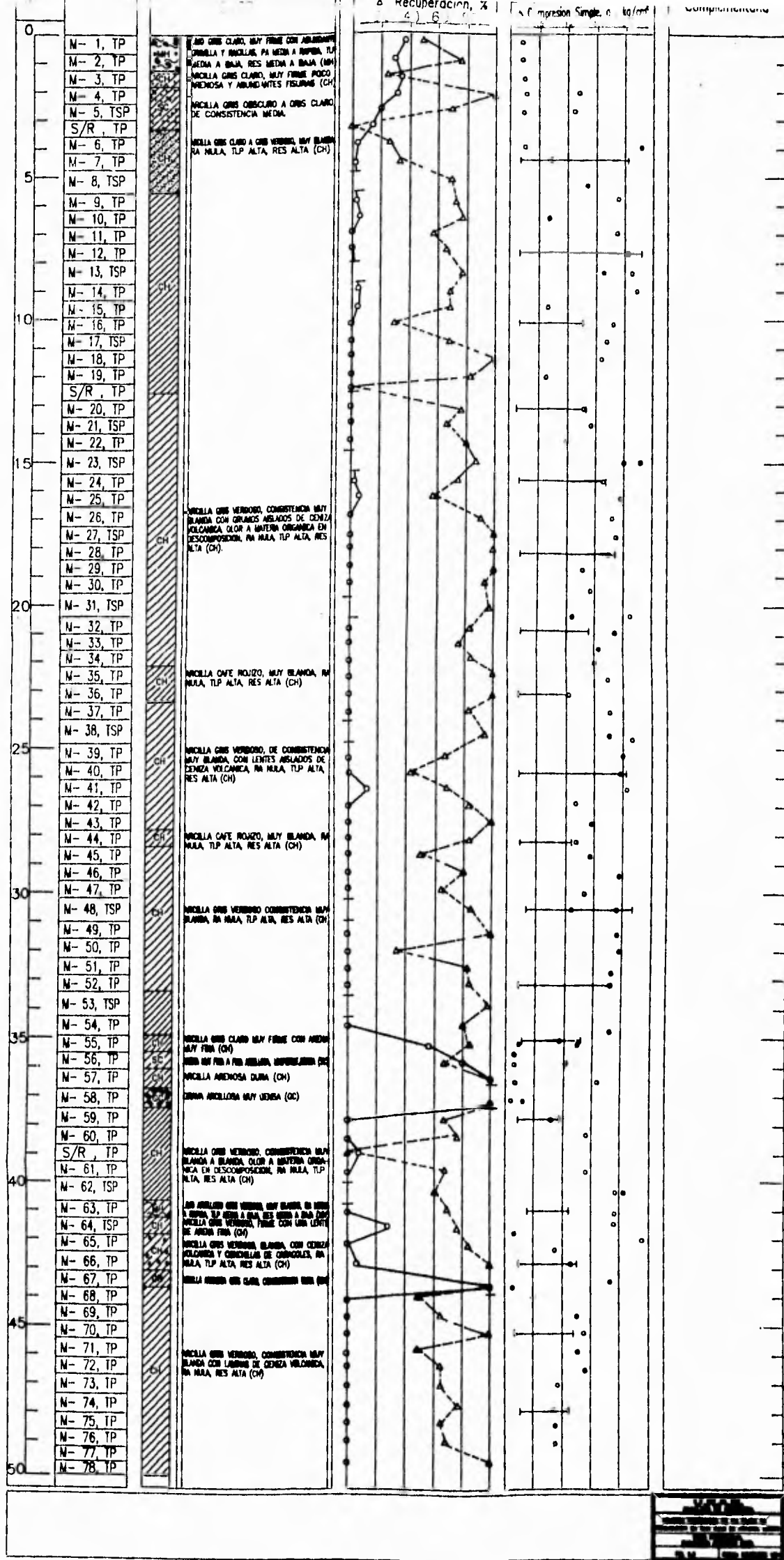
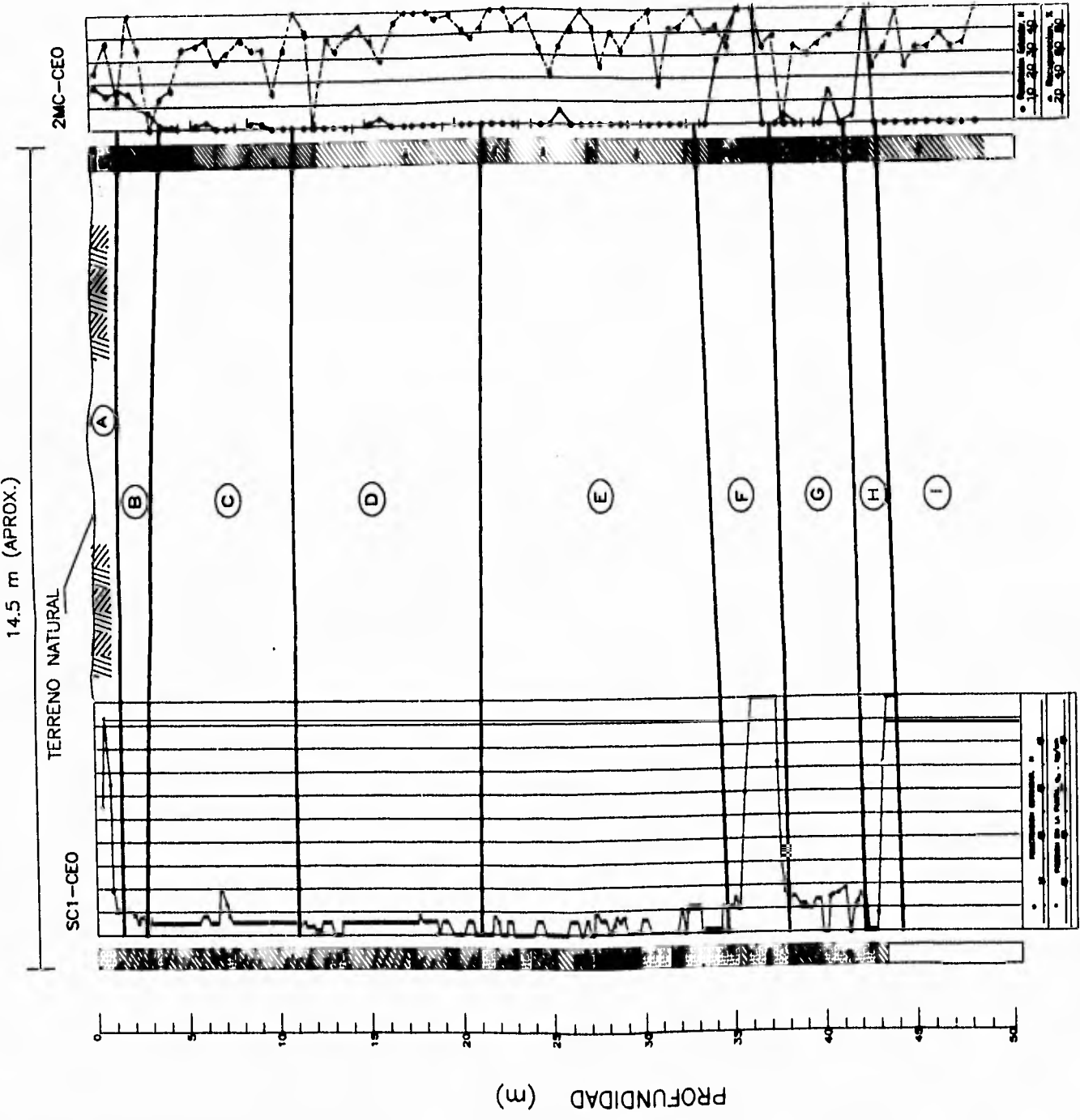


FIG. IV.7 PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO 2MC-



U.N.A.M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 REVISOR GENERAL DE UN CURSO DE
 OBSERVACION DE LOS ASPECTOS DE LA
 TERCERA ESPECIALIDAD
 CALIFICADO ALVARO BOYA
 FE: 1/9 FOLIO: 10 DE 10

FIG. IV.8 CORTE ESTRATIGRAFICO A-A.

IV.4. PROGRAMA DE LABORATORIO

La información obtenida de la aplicación de un método de exploración y muestreo debe ser complementada y corroborada con una serie de ensayos de laboratorio realizadas en las muestras de material extraídas, existen además propiedades del suelo que no es posible determinar únicamente con los trabajos de campo y necesariamente se deben obtener del laboratorio. Los diferentes ensayos de laboratorio pueden clasificarse en dos diferentes grupos; Ensayos Índice y Ensayos mecánicos, debiéndose apegar cada uno de ellos a las condiciones iniciales que las muestras presentan en el lugar.

Respecto a las propiedades mecánicas, es conveniente insistir en que se deben obtener de ensayos realizados en muestras inalteradas de suelo (obtenidas de sondeos definitivos), cuando se reportan materiales plásticos (arcillas y limos) y que presentan un alto contenido de agua (W%), un ensayo de consolidación (C) es el más recomendable para tener idea de la compresibilidad del suelo. La prueba de compresión triaxial se programa en muestras inalteradas con el fin de determinar la resistencia al corte en función del ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c). Estos parámetros son necesarios para el cálculo de capacidad de carga. En estructuras que estarán sujetas a momento torsionante debido a las acciones sísmicas (en la Ciudad de México es muy común por ser zona sísmica), un ensayo o prueba de laboratorio que pueda simular dichos efectos torsionantes es, el

péndulo vibracional de torsión libre (PVTL). Se podría hacer una analogía bastante amplia de las pruebas de laboratorio recomendables en cada caso particular, en resumen, presentaremos una tabla de los ensayos realizados así como las principales características y propiedades obtenidas, tabla IV.3. Además se presenta a continuación una breve descripción de dichas propiedades. La explicación de los métodos de laboratorio para realizar los ensayos no se incluyen en la presente tesis.

ESTRATO	SUBO- LUGA (SUCS)	ESPE- SOR H m	DESCRIPCION	q _c kg/cm ²	N N COUPES	W %	F %	L _w %	γ Ton/m ³	σ _z T/m ²	c kg/cm ²	φ GRADOS	OBSERVACIONES
(A)		1.45	LIMO GRIS CLARO MUY FIRME CON ABUNDANTE GRAVILLA	38	14	30	85		1.490	1.050			q _c : Presión de Punta de la prueba de Penetración Cónica
(B)		1.75	ARCILLA GRIS CLARO MUY FIRME	7	8	348		402	1.261	2.350	0.21	2.2	
(C)		7.56	ARCILLA GRIS OSCURO DE CONSISTENCIA FIRME	5	0	298		356	1.221	3.600	0.16	2.5	"N" : Número de Golpes de la Prueba de Penetración Estándar
(D)		11.23	ARCILLA GRIS VERDOSO MUY BLANDA, CON CENIZA VOLCANICA	7	0	332		346	1.179	5.550	0.14	1.9	W% : Contenido de Agua Natural de las muestras obtenidas
(E)		12.69	ARCILLA CAFE ROJIZO CON ARCILLA GRIS VERDOSO DE CONSISTENCIA, MUY BLANDA	11	0	343		345	1.125	7.380			F% : Porcentaje de Finos
(F)		3.08	ARENA ARCILLOSA DENSA CON GRAVILLAS	154	28	58	37		1.600	9.040			Lw% : Límite Líquido de las pruebas de límite de consistencia
(G)		4.19	ARCILLA GRIS VERDOSA MUY BLANDA	18	0	296		297	1.200	10.360			γ _{Ton/m³} : Peso Volumétrico del Suelo en estado natural
(H)		1.85	ARCILLA ARENOSA DE CONSISTENCIA MUY FIRME	176	>50	123	85	260	1.550	11.200			σ _z Ton/m ² : Esfuerzo Geostático al Centro de cada Estrato
(I)			ARCILLA GRIS VERDOSA MUY BLANDA		0	222		256					c kg/cm ² : Cohesión, de la prueba Triaxial UU
													φ (grados): Angulo de Fricción interna, de la Prueba Triaxial UU.

Tabla IV.3 ESTRATIGRAFIA SIMPLIFICADA Y PARAMETROS DE CALCULO

CAPITULO V

ANALISIS DE LA CIMENTACION

V.1. ESFUERZOS DEL SUBSUELO

Con el fin de determinar los esfuerzos que la estructura transmite al suelo a través de la cimentación, comenzaremos por especificar las cargas muertas y vivas que de acuerdo con el RCDF (87) rigen para las revisiones del Estado Límite de Falla y el Estado Límite de Servicio.

V.1.1. CARGAS CONSIDERADAS

a) CARGAS MUERTAS

$$CM = 450 \text{ kg/m}^2$$

Incluye peso de losa, Plafón, Rellenos, Reglamento (artículo 197), etc.

b) CARGAS VIVAS (Edificio para oficinas)

$$CV_{MAX} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{INST} = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$CV_{MED} = 100 \text{ kg/m}^2$$

c) COMBINACIONES DE CARGA

PARA FUERZAS GRAVITACIONALES (Cálculo de asentamientos inmediatos y revisión de capacidad de carga).

$$C.1) CM + CV_{MAX} = 450 + 250 = 700 \text{ kg/m}^2$$

PARA SISMO

$$C.2) CM + CV_{WST} = 450 + 180 = 630 \text{ kg/m}^2$$

PARA HUNDIMIENTOS DIFERIDOS

$$C.3) CM + CV_{MED} = 450 + 100 = 550 \text{ kg/m}^2$$

V.1.2. BAJADA DE CARGAS

a) PESO DEL EDIFICIO

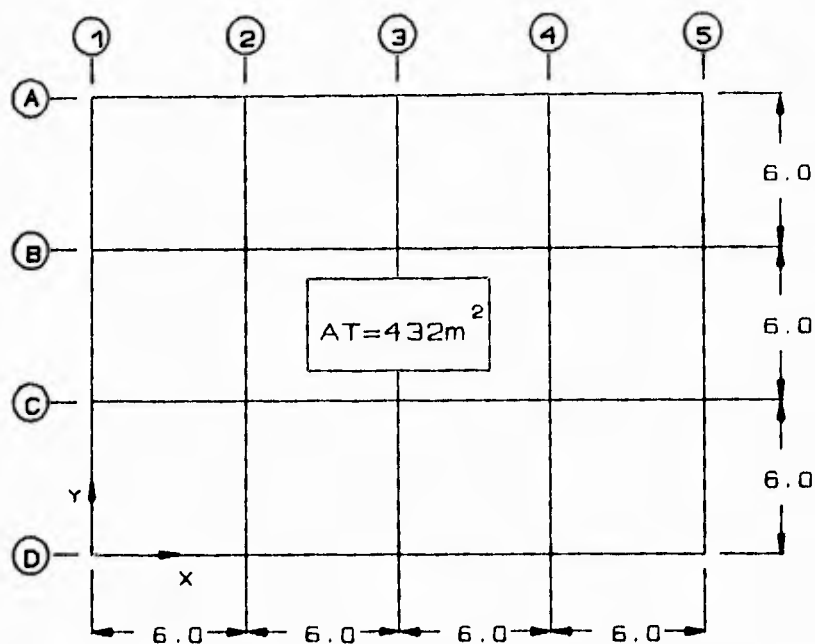
El cálculo detallado de la bajada de cargas a nivel de cimentación no son motivo del presente proyecto, por lo que sólo se presenta la magnitud total en cada una de las columnas y para cada una de las tres combinaciones, ver tabla V.1.

COL	P* [TON]		
	C.1 (CM+CV _{MAX})	C.2 (CM+CV _{INST})	C.3 (CM+CV _{MED})
A-1	36.2	33.7	30.8
A-2	62.9	57.9	52.1
A-3	62.9	57.9	52.1
A-4	62.9	57.9	52.1
A-5	36.2	33.7	30.8
B-1	62.9	57.9	52.1
B-2	114.8	104.7	93.2
B-3	114.8	104.7	93.2
B-4	114.8	104.7	93.2
B-5	62.9	57.9	52.1
C-1	62.9	57.9	52.1
C-2	114.8	104.7	93.2
C-3	114.8	104.7	93.2
C-4	114.8	104.7	93.2
C-5	62.9	57.9	52.1
D-1	36.2	33.7	30.8
D-2	62.9	57.9	52.1
D-3	62.9	57.9	52.1
D-4	62.9	57.9	52.1
D-5	36.2	33.7	30.8
	1462.6	1342.0	1203.4
w [ton/m ²]	0.7 (C-1)	0.63 (C-2)	0.55 (C-3)

* Los valores indicados incluyen peso de Columnas y Trabes

TABLA V.1 DESCARGAS POR COLUMNA.

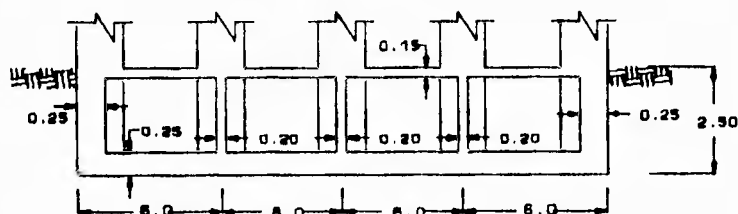
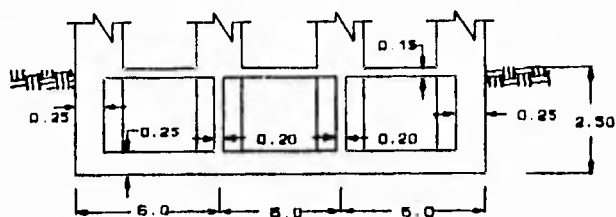
U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARRAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLERMO ALVARADO MOTA	
TABLA V.1	FECHA: NOVIEMBRE 1984



b) PESO PROPIO DE LA CIMENTACION

En forma preliminar se ha propuesto un cajón de cimentación, no se pretende realizar una cimentación compensada al 100%, sino una cimentación parcialmente compensada, con lo cual se induce a terreno un incremento neto de carga, por ahora se supone un cajón con una altura $H = 2.5$ m, las dimensiones definitivas en cuanto a la altura dependerán de la revisión del Estado Límite de Falla y el Estado Límite de Servicio, mientras que los espesores de los muros y losas dependerán del diseño estructural de los mismos, por lo que no se justificarán en la presente tesis.

DIMENSIONES PROPUESTAS



LOSA SUPERIOR

$$W_{Ls} = 18 \times 24 \times 0.15 \times 2.4 = 155.5 \text{ ton}$$

LOSA INFERIOR

$$W_{Li} = 18 \times 24 \times 0.25 \times 2.4 = 259.2 \text{ ton}$$

MUROS DIRECCION CORTA

$$W_{MC} = [(2.5 \times 24 \times 0.25) + (2.5 \times 24 \times 0.2)] \times 2.4 = 129.6 \text{ ton}$$

MUROS DIRECCION LARGA

$$W_{ML} = [(2 \times 2.5 \times 18 \times 0.25) + (3 \times 2.5 \times 18 \times 0.2)] \times 2.4 = 118.8 \text{ ton}$$

PESO TOTAL DE LA CIMENTACION

$$W_c = 155.5 + 259.2 + 129.6 + 118.8$$

$$W_c = 663.1 \text{ ton}$$

V.1.3. ESFUERZO TRANSMITIDO POR EL EDIFICIO (INCLUYE CIMENTACION)

$$\sigma_{B+C} = \frac{W_B + W_C}{A_T}$$

Donde:

$$W_{B(1)} = 1462.6 \text{ ton} (CM + CV_{MAX})$$

$$W_{B(2)} = 1203.4 \text{ ton} (CM + CV_{MED})$$

Tenemos entonces:

$$\sigma_{B+C(1)} = \frac{1462.6 + 663.1}{432} = \frac{2125.7}{432} = 4.921 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{B+C(2)} = \frac{1203.4 + 663.1}{432} = \frac{1866.5}{432} = 4.321 \text{ ton/m}^2$$

1

1
(1) Para revisión del Estado Límite de Falla (Capacidad de Carga y cálculo de asentamientos inmediatos).

(2) Para revisión de hundimientos diferidos, que por antecedente, las arcillas de la zona del lago, ante ciertos niveles de esfuerzos, sufren deformaciones diferidas por el fenómeno de consolidación.

V.1.4. ESFUERZO LIBERADO POR EL EFECTO DE LA EXCAVACION

Considerando que la profundidad de desplante es $D_f = 2.5$ m, y de acuerdo con los pesos volumétricos de los diferentes Estratos (Ver tabla IV.3). El esfuerzo liberado debido a la excavación se puede calcular como sigue:

$$\sigma_{Exc} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2$$

DONDE:

PARA ESTRATO A

$$\gamma_1 = 1.490 \text{ ton/m}^3$$

$$h_1 = 1.45 \text{ m}$$

PARA ESTRATO B

$$\gamma_2 = 1.26 \text{ ton/m}^3$$

$$h_2 = D_f - h_1 = 2.5 - 1.45 = 1.05 \text{ m}$$

SUSTITUYENDO:

$$\sigma_{Exc} = (1.99 \times 1.45) + (1.26 \times 1.05) = 3.484$$

$$\sigma_{Exc} = 3.484 \text{ ton/m}^2$$

V.1.5. INCREMENTO DE ESFUERZOS A NIVEL DE DESPLANTE

Para Revisión del Estado Límite de Falla

$$\Delta \sigma_{(1)} = \sigma_{E+C(1)} - \sigma_{Exc} = 4.921 - 3.484 = 1.437 \text{ ton/m}^2$$

Para Revisión de Hundimientos (Estado Límite de Servicio)

$$\Delta \sigma_{(2)} = \sigma_{E+C(2)} - \sigma_{Exc} = 4.321 - 3.484 = 0.837 \text{ ton/m}^2$$

V.1.6. ESFUERZOS PROVOCADOS POR EFECTO DEL SISMO

CONSIDERACIONES

- 1) Por ser una estructura de menos de 60 m de altura. Se puede usar como alternativa el Método Estático para el Análisis Sísmico.

m_i	W_i (Ton)	h_i (m)	$W_i h_i$ (Ton-m)	$\frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$	F_i (Ton)	V_i (Ton)
m_1	274	13.3	3644.2	0.337	90.45	90.45
m_2	356	10.0	3560.0	0.330	88.57	179.02
m_3	356	6.70	2385.2	0.221	59.32	238.34
m_4	356	3.40	1210.4	0.112	30.06	268.40
\sum	1342		10799.8		268.4	268.40

$$V_b = \frac{W_b \times C}{Q}$$

$$V_b = \frac{1342 \times 0.4}{2} = 268.4 \text{ Ton}$$

$$F_i = (W_i h_i / \sum W_i h_i) V_b$$

NOTA: La fuerza sismica obtenida es igual en los dos direcciones ortogonales, por considerar el mismo factor de ductilidad ($Q=2$) y siendo la masa constante.

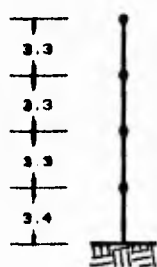
TABLA V.2 TABLA DE CALCULO

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVENDEO GEOTECNICA DE UN CAJON DE OBREROS EN SAN JUAN DE AMANAL, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL	
CARLOS ALBERTO BOTA	
TABLA V.2	FECHA: NOVIEMBRE 1984

2) Puesto que las fuerzas cortantes serán todas resistidas por marcos no contraventeados (de concreto) y losas macizas, usaremos un factor de ductilidad $Q = 2$.

3) El predio está ubicado en San Juan de Aragón México D.F., zona típica del lago (III), el coeficiente sísmico será $C = 0.4$.

ANALISIS SISMICO

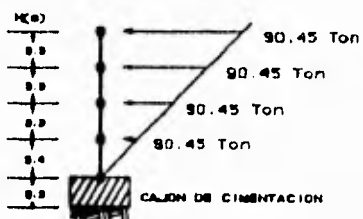


Cortante Basal

$$V_b = \frac{W_b \times C}{Q}$$

MOMENTO DE VOLTEO PROVOCADO POR EL SISMO (A NIVEL DESPLANTE)

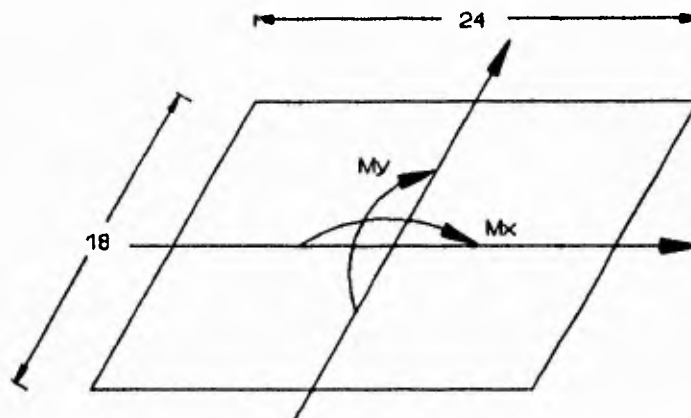
MOMENTO DE VOLTEO PROVOCADO POR EL SISMO (A NIVEL DESPLANTE)



$$M_v = \sum F_{ih_i} = (90.45 \times 15.8) + (88.57 \times 12.5) + (59.32 \times 9.2) + (30 \times 5.9)$$

$$M_v = 1429.1 + 1107.1 + 545.7 + 177.4 = 3559.2$$

$$M_v = 3559.2 \text{ ton-m}$$



$$M_x = M_y = M_v = 3559.2 \text{ ton-m}$$

CALCULO DE ESFUERZOS EN EL SUELO DURANTE LA ACCION DEL SISMO

$$W_g = 1342 \text{ ton}$$

$$W_c = 663.1$$

$$W_{g+c} = 1342 + 663.1 = 2005.1 \text{ ton}$$

Considerando la acción del sismo en la dirección más desfavorable del edificio

$$M_y = 3559.2 \text{ ton-m}$$

Adicionando el 30% del sismo actuando en la dirección ortogonal:

$$0.3 M_x = 0.3 \times 3559.2 = 1067.8 \text{ ton-m}$$

Tenemos entonces:

$$e_x = \frac{0.3 M_x}{W_{B+C}} = \frac{1067.8}{2005.1} = 0.53 \text{ m} < \frac{24}{6} = 4$$

$$e_y = \frac{M_y}{W_{B+C}} = \frac{3559.2}{2005.1} = 1.77 \text{ m} < \frac{18}{6} = 3$$

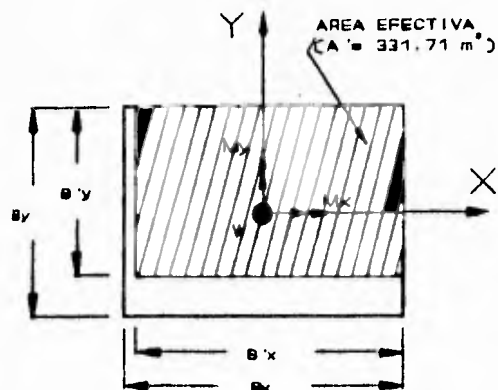
Las excentricidades provocadas por el Sismo (Momento de volteo) reducen el área efectiva de contacto de la siguiente manera:

$$B'_x = B_x - 2e_x = 24 - (2 \times 0.53) = 22.94 \text{ m}$$

$$B'_y = B_y - 2e_y = 18 - (2 \times 1.77) = 14.46 \text{ m}$$

El área efectiva será:

$$A' = B'_x B'_y = 22.94 \times 14.46 = 331.71 \text{ m}^2$$



El esfuerzo vertical será entonces:

$$q = \frac{N_{K,c}}{A'} = \frac{2005.1}{331.71} = 6.045 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 6.045 \text{ ton/m}^2$$

V.2. ESTADO LIMITE DE FALLA

Aplicaremos lo dispuesto por las Normas Técnicas Complementarias del RCDF 1987, para el caso de cimentaciones compensadas (inciso 3.3.1).

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} < C_u N_c F_R + P_v$$

Donde:

- ΣQF_c : Suma de acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada afectada por su correspondiente factor de carga.
- A : Area de la cimentación (m²).
- P_v : Presión vertical total a la profundidad de desplante por el peso propio del suelo (ton/m²).
- C_u : Cohesión aparente, ton/m² determinada en el ensaye triaxial UU.
- N_c : Coeficiente de capacidad de carga.
- F_R : 0.7

Dado por:

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

Para:

$$Df/B < 2 \quad \gamma \quad B/L < 1$$

De la tabla IV.3 tenemos como datos para el cálculo de capacidad de carga:

$$P_v = \gamma D_f = (1.49 \times 1.45) + (1.26 \times 1.05) = 3.484 \text{ ton/m}^2$$

$$C_u = 0.21 \text{ kg/cm}^2 = 2.1 \text{ ton/m}^2$$

Además:

$$D_f/B = 2.50/18 = 0.139 < 2$$

$$B/L = 18/24 = 0.75 < 1$$

Entonces:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25 \times 2.5/18 + 0.25 \times 18/24)$$

$$= 5.14(1 + 0.0347 + 0.1875)$$

$$= 5.14(1.2222)$$

$$N_c = 6.282$$

Sustituyendo:

$$q_u = (2.1 \times 6.282 \times 0.7) + 3.484 = 12.718$$

Tenemos finalmente:

$$q_u = 12.72 \text{ ton/m}^2$$

Por otra parte calculamos:

$$\sum QF_c/A$$

a) Para la acción de cargas gravitacionales (F.C. = 1.4)

$$\sum Q = W_{s(1)} + W_c = 1462.6 + 663.1 = 2125.7 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{\Sigma QF_c}{A} = \frac{2125.7 \times 1.4}{18 \times 24} = 6.89 \text{ ton/m}^2 < q_u = 12.72$$

b) Para la combinación de carga, Cargas gravitacionales + Sismo
(F.C. = 1.1)

$$C.M. + C.V_{NST} + 0.3 S_x + S_y$$

Tenemos del cálculo de esfuerzos en el suelo ante acciones sísmicas:

$$\frac{\Sigma QF_c}{A'} = 6.045 \times 1.1 \text{ ton/m}^2 < q_u = 12.72 \times 1.33$$

$$\frac{\Sigma QF_c}{A'} = 6.649 < 16.92$$

Se concluye que la cimentación cumple satisfactoriamente para la
condición del Estado Límite de Falla.

V.3. ESTADO LIMITE DE SERVICIO

Refiriéndonos al caso particular del suelo de la zona del lago de la Ciudad de México, podemos decir que los sedimentos finos saturados como arcillas limosas y limos arcillosos encontrados presentan generalmente un comportamiento "viscoso intergranular" comúnmente conocido como consolidación secundaria.

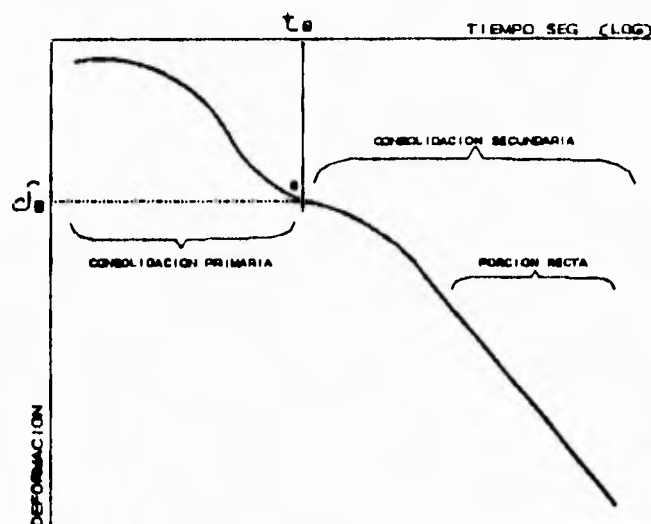
Cuando el subsuelo se encuentra interestratificado con capas de arena, la consolidación primaria se debe a un fenómeno hidrodinámico el cual ocurre rápidamente en comparación con la consolidación secundaria, presentándose en forma más evidente esta última. El ingeniero de Cimentaciones no puede por tanto despreciar este fenómeno de compresibilidad del suelo, ya que los efectos de la viscosidad intergranular pueden ocasionar hundimientos totales y diferenciales de tal magnitud que pudiera dañarse la estructura en cuestión.

Por lo expuesto anteriormente y como parte de este proyecto, han de determinarse los hundimientos diferidos, apoyándose para ello en la Teoría del Dr. Leonardo Zeevaert.

Un razonamiento práctico que conviene tomarse en cuenta durante el cálculo de hundimientos de una cimentación es no llevar al suelo a niveles de esfuerzos más allá del esfuerzo crítico, pues de lo contrario se tendrán

fuertes desplazamientos verticales, es decir el incremento de esfuerzos deberá estar en el rango de la rama de recompresión de la curva de compresibilidad.

A continuación se presenta la configuración de una curva de consolidación antes del esfuerzo crítico.



Curva de Consolidación típica antes del esfuerzo crítico

La deformación total volumétrica se escribe como:

$$\frac{\Delta_{ev}}{m_v \Delta_p} = F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)$$

2

de la cual, la deformación total la podemos expresar en la siguiente forma:

Ref. Artículo; Viscosidad Intergranular en Suelos Finos Saturados.
Zeevaert Leonardo, Volumen conmemorativo uno
Selección de Trabajos, SMMS.

$$\Delta \epsilon_v = m_v \Delta_p 2H [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)]$$

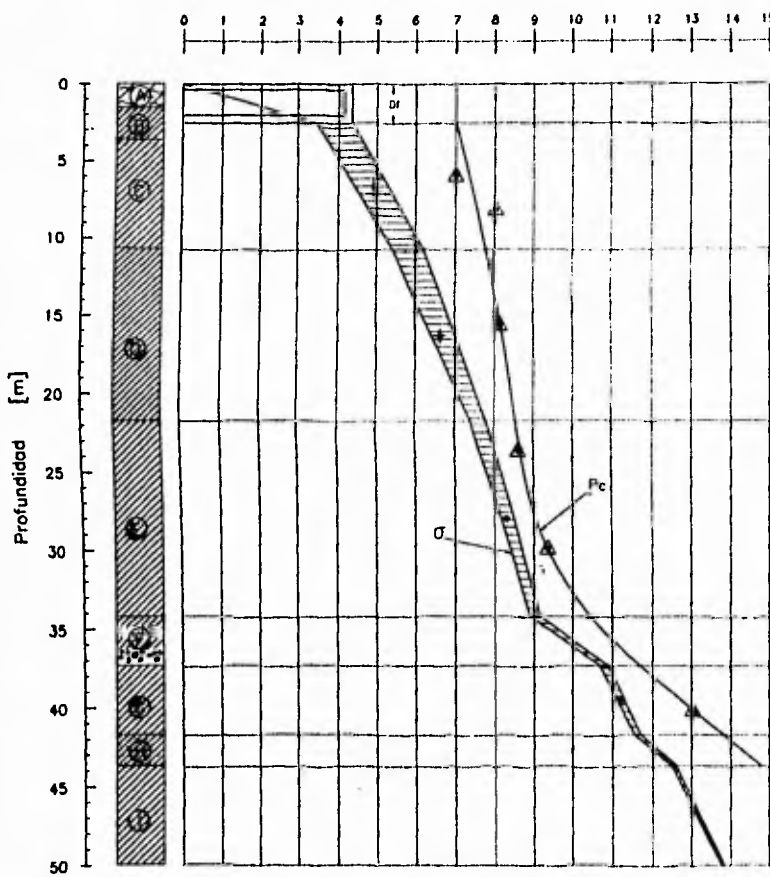
De donde:

- $\Delta \epsilon_v$: Deformación unitaria vertical del suelo.
- m_v : Coeficiente de Compresibilidad volumétrica unitario para la consolidación primaria.
- C_v : Coeficiente de Consolidación del fenómeno primario.
- β : Factor adimensional que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular.
- ξ : Factor adimensional que modifica el valor de $T_v = C_v t / H^2$, en el fenómeno viscoso intergranular.
- Δ_p : Incremento de esfuerzos.
- $2H$: Espesor del estrato en estudio.

Los parámetros m_v , C_v , β , y ξ son función del nivel de esfuerzos sobre el cual se aplica el incremento " Δ_p " que produce el fenómeno de consolidación y son obtenidos de la prueba de Consolidación realizada en probetas inalteradas de suelo.

En la tabla V.3 se han determinado los hundimientos diferidos a 480 meses (40 años).

ESFUERZO EN EL SUBSUELO [TON/m²]



Z	σ	$\Delta\sigma$	$2H$	m_v	β	ξ	C_v	1 mes			3 meses			6 meses				
m	ton/m ²	ton/m ²	ton/m ²	m	cm ³ /kg		cm ² /seg	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	
3.78	4.50	0.81	4.90	7.56	0.109	0.403	0.55	0.0025	0.045	0.24	1.63	0.136	0.42	2.89	0.272	0.58	4.03	0.54
13.24	6.36	0.49	6.6	11.33	0.024	0.325	0.63	0.0048	0.033	0.23	0.31	0.116	0.37	0.51	0.232	0.54	0.75	0.46
25.24	8.18	0.20	8.28	12.69	0.068	0.425	0.24	0.016	0.103	0.14	0.25	0.309	0.64	1.13	0.618	0.84	1.48	1.23
36.76	11.15	0.11	11.20	4.19	0.096	0.720	0.12	0.0082	0.484	0.76	0.34	1.452	1.0	0.46	2.903	1.0	0.48	5.80
Hundimiento total $\Delta\epsilon_{v1}$ [cm]										2.53	4.99	6.75						

TABLA V.3 CALCULO DE HUNDIMIENTOS

$\Delta\sigma$ ton/m ²	2H m	m_v cm ² /kg	β	ξ	C_v cm ² /seg	1 mes			3 meses			6 meses			12 meses			60 meses			120 meses			240 meses			480 meses			Observaciones	
						T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ	T_v	$F(T_v)$	δ		T_v
0.8	4.90	7.56	0.109	0.403	0.55	0.0025	0.045	0.24	1.65	0.136	0.42	2.89	0.272	0.58	4.03	0.544	0.78	5.51	2.719	1.0	7.74	5.438	1.0	8.29	10.876	1.0	8.94	21.75	1.0	9.67	m_v, β, ξ, C_v ; Parámetros de consolidación. Z; Profundidad medida desde el nivel de desplante $Df=-2.5$ m y hasta la profundidad media de cada estrato.
0.49	6.6	11.33	0.024	0.325	0.63	0.0048	0.039	0.23	0.31	0.116	0.37	0.5	0.232	0.54	0.75	0.465	0.74	1.03	2.324	1.0	1.50	4.649	1.0	1.59	9.297	1.0	1.69	18.59	1.0	1.81	NAF = -2.0 m; Nivel de aguas freáticas aproximado.
0.20	8.28	12.69	0.068	0.425	0.24	0.016	0.103	0.14	0.25	0.309	0.64	1.13	0.618	0.84	1.49	1.235	1.0	1.8	6.176	1.0	2.0	12.352	1.0	2.16	24.70	1.0	2.34	49.41	1.0	2.54	$\Delta\sigma$; Incremento neto de esfuerzo en el subsuelo para $Z=0$ $\Delta\sigma=0.837$ ton/m ² consideradas al centro de un área uniformemente cargada.
0.1	11.20	4.19	0.096	0.720	0.12	0.0082	0.484	0.76	0.34	1.452	1.0	0.46	2.903	1.0	0.48	5.807	1.0	0.52	29.03	1.0	0.65	58.07	1.0	0.73	116.13	1.0	0.82	232.27	1.0	0.91	Esfuerzo crítico en el suelo (carga de preconsolidación obtenida de ensayos de laboratorio)
Cemento total $\Delta\epsilon_{vt}$ (cm)						2.53			4.99			6.75			8.87			11.90			12.77			13.79			14.93				

(+) $\sigma + \frac{u}{2}$

$\Delta\epsilon_v = m_v \Delta\sigma \frac{2H}{\sigma} (F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v))$

Z (m)	m	n	Iz
0	∞	∞	1.00
2	4.50	6.00	0.98
4	2.25	3.00	0.96
6	1.50	2.00	0.90
8	1.12	1.50	0.82
10	0.90	1.20	0.72
15	0.60	0.80	0.50
20	0.45	0.60	0.35
25	0.36	0.48	0.25
30	0.30	0.40	0.19
35	0.26	0.34	0.15
40	0.22	0.30	0.12
45	0.20	0.27	0.10
50	0.18	0.24	0.08

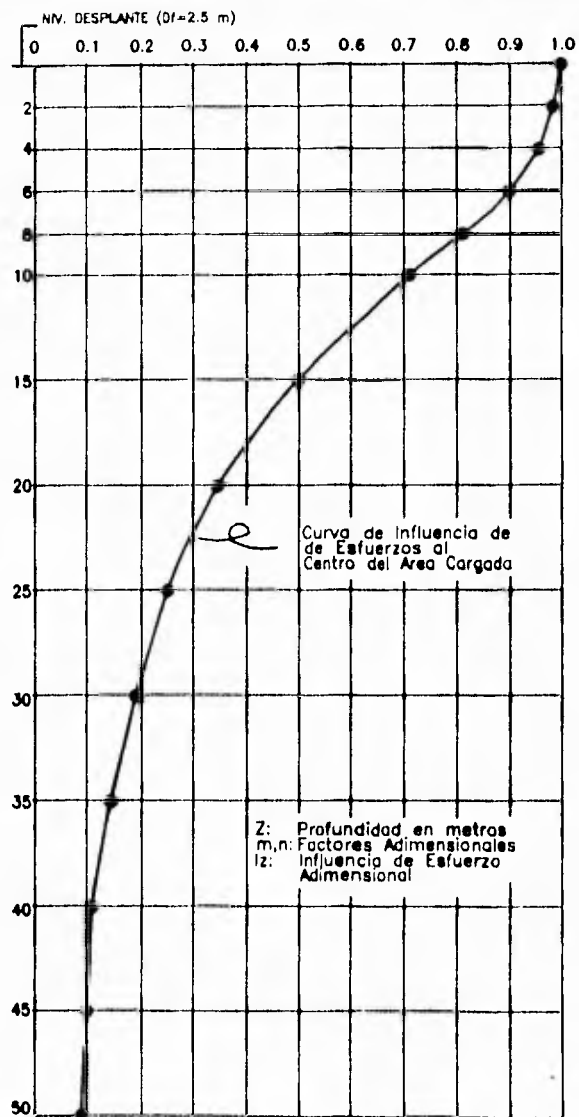


FIG. V.1 INFLUENCIA DE ESFUERZOS

U.N.A.M.	
FACULTAD DE INGENIERIA	
REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE CIMENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO	
TESIS PROFESIONAL GUILLELMO ALVARADO BOTA	
FIG. V.1	FECHA: NOVIEMBRE 1994

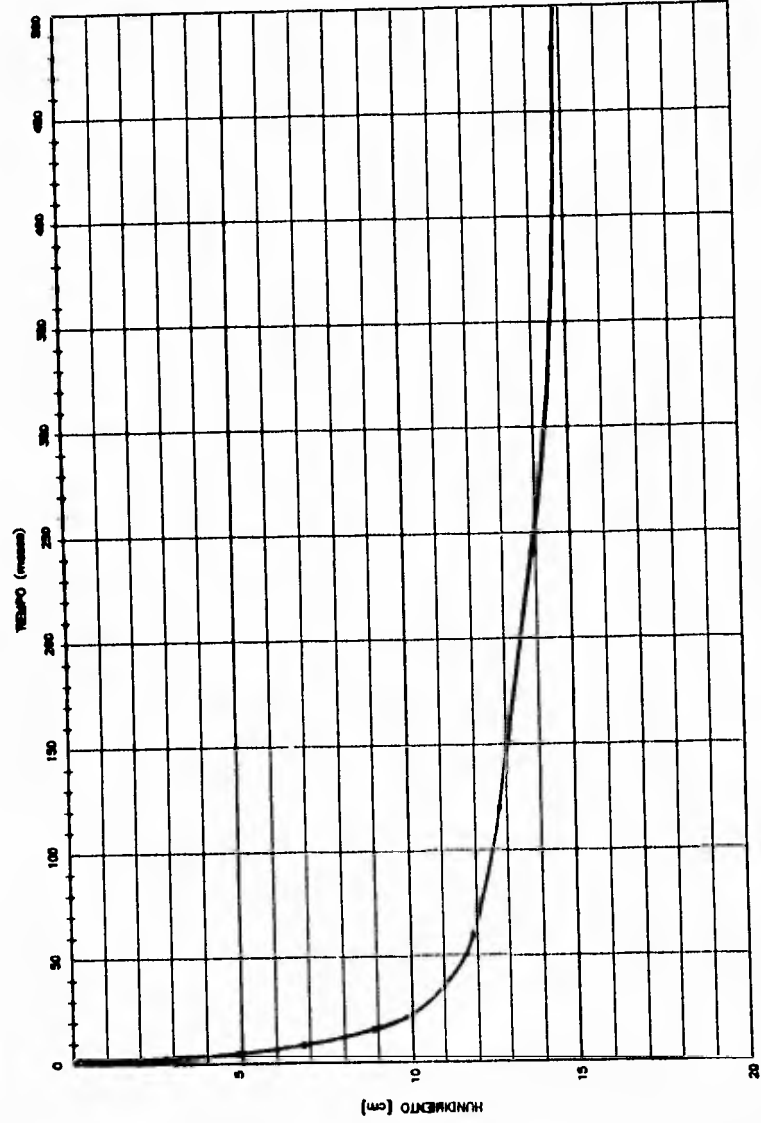


FIG. V.2 EVOLUCION DE HUNDIMIENTOS DIFERIDOS

U.N.A.M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 MISION CIENTIFICA DE UN CASON DE
 ORIENTACION EN SAN JUAN DE AMBOS, MEXICO
 TESIS PROFESIONAL
 GABRIEL ALVARADO GOTA
 FEB. V.2 | FECHA: NOVIEMBRE 1984

CALCULO DE EXPANSIONES INMEDIATAS

Aplicaremos la solución propuesta por Steinbrenner bajo las siguientes consideraciones:

- Las expansiones son provocadas por la liberación del esfuerzo a causa de la excavación, dicho esfuerzo se supone uniforme en toda el área liberada.
- Se supone un valor estadístico del módulo de elasticidad $E = 50 \text{ kg/cm}^2$ (para expansiones).

De acuerdo con el método propuesto, la expansión se calcula como:

$$\Delta_{s_{\text{exp}}} = 4 \rho \frac{B}{E} F_p \quad \dots (a)$$

donde:

$$\rho = \sigma_{\text{exc}} = 3.489 \text{ ton/m}^2$$

$$\rho = 0.348 \text{ kg/cm}^2$$

$E = 50 \text{ kg/cm}^2$ Valor estadístico

Para:

$$\frac{Z}{B} = \frac{37}{9} = 4.11$$

$$F_{\mu} = 0.42$$

$$\frac{L}{B} = \frac{12}{9} = 1.33$$

Sustituyendo en (a):

$$\Delta_{s_{av}} = 4 \times 0.348 \times \frac{900}{50} \times 0.42 = 10.5$$

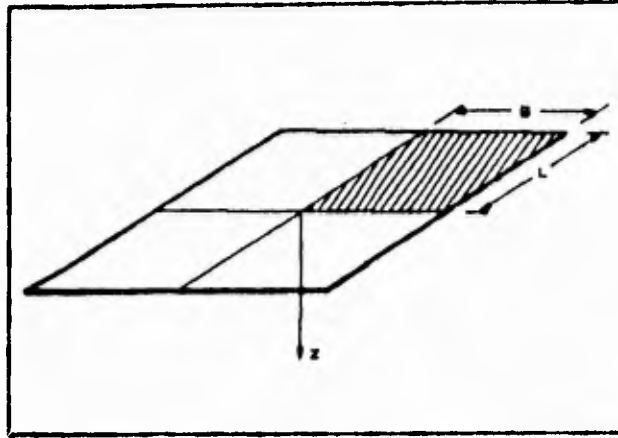
Finalmente tenemos que la expansión total al centro del área excavada será:

$$\Delta_{s_{av}} = 10.5 \text{ cm}$$

CALCULO DE HUNDIMIENTOS INMEDIATOS

Análogamente al cálculo de expansiones tenemos para los hundimientos inmediatos:

- El suelo se supone un medio elástico, homogéneo e Isótropo (Arcillas preconsolidadas o normalmente consolidadas).
- Se considera una carga uniformemente distribuida en toda el área de cimentación.
- Se supone un valor estadístico del módulo de elasticidad del suelo $E = 40\text{kg/cm}^2$.
- El método y el valor de "E" no serían aplicables si se tratara de un suelo granular, pues dicho valor de "E" varía con el confinamiento el cual está en función de la profundidad.
- Para el cálculo utilizaremos la solución propuesta por Steinbrenner, éste método es válido para la esquina de un rectángulo uniformemente cargado.
- Se utilizara para éste cálculo el valor de la carga viva máxima correspondiente, $CV_{\text{MAX}} = 250 \text{ kg/m}^2$, dicho valor es el especificado por el RCDF-87 para el cálculo de asentamientos inmediatos.



De acuerdo con el método de Steinbrenner el asentamiento en la esquina de un rectángulo cargado (ver rectángulo acciurado) se obtiene con:

$$\Delta_s = \rho \frac{B F_v}{E}$$

Donde:

$$\rho = \frac{W_{B(1)} + W_{C(1)}}{A_T} - \sigma_{exc}$$

$$\rho = \frac{1462.6 + 663.1}{432} - 3.484$$

$$\rho = 4.920 - 3.484 = 1.437 \text{ Ton/m}^2$$

Entonces $\rho = 0.144 \text{ kg/cm}^2$

$$B = \frac{18}{2} \times 100 = 900 \text{ cm}$$

$$L = \frac{24}{2} \times 100 = 1200 \text{ cm}$$

$$Z = 37 \text{ m} = 3700 \text{ cm} \quad (\text{Ver diagrama de esfuerzos de la tabla V.3})$$

Para obtener el asentamiento total al centro de la cimentación, multiplicaremos por 4 el valor obtenido para la esquina del rectángulo acciurado por ser este el 25% del área total, luego:

$$\Delta_{s_{\text{tot}}} = 4 \rho \frac{B}{E} F_p \quad \dots(a)$$

De la figura III.a.1.b (Mecánica de suelos de Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Tomo II).

Para:

$$\frac{Z}{B} = \frac{37}{9} = 4.11$$

$$F_p = 0.42$$

$$\frac{L}{B} = \frac{12}{9} = 1.33$$

Sustituyendo en la ecuación (a) tendremos:

$$\Delta_{s_{TOT}} = 4 \times 0.144 \times \frac{900}{40} \times 0.42 = 5.44$$

El asentamiento inmediato total al centro del edificio será:

$$\Delta_{s_{TOT}} = 5.44 \text{ cm}$$

Haciendo un resumen comparativo de los movimientos verticales del suelo debidos a la deformabilidad provocada por los esfuerzos inducidos por el edificio o excavación, y de acuerdo a los valores permisibles para estructuras aisladas (veáanse Normas Técnicas Complementarias para el diseño de cimentaciones) tenemos:

$$\Delta_{VERTperm} = 30 \text{ cm}$$

$$\Delta_{TOTAL} = \Delta_{Z_{tot}} + \Delta_{v_t} \text{ donde:}$$

$$\Delta_{Z_{tot}} = 5.44 \text{ cm componente inmediato}$$

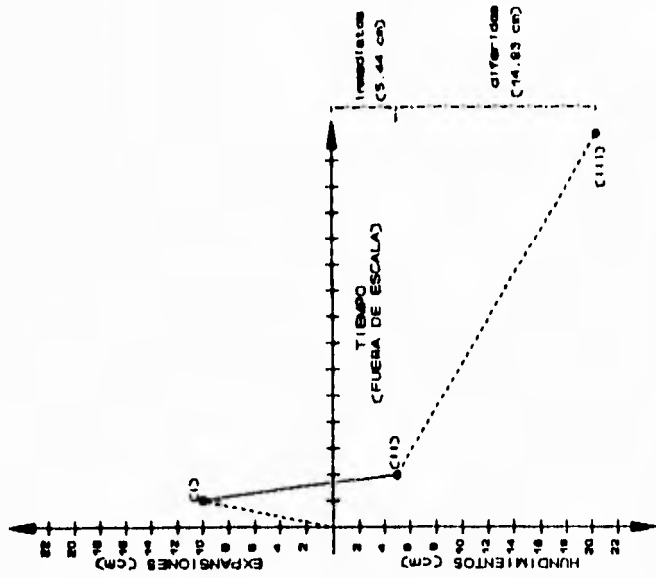
$$\Delta_{v_t} = 14.93 \text{ cm componente diferido}$$

$$\Delta_{TOTAL} = 5.44 + 14.93 = 20.37 \text{ cm}$$

Entonces:

$$\Delta_{TOTAL} = 20.37 \text{ cm} < \Delta_{VERTperm} = 30 \text{ cm}$$

Se concluye que la cimentación cumple satisfactoriamente para el Estado Límite de Servicio.



(I) Expansión inmediata debida a la excavación

$$\Delta e_{exp} = 10.5 \text{ cm}$$

(II) Asentamiento inmediato por incremento neto de

$$\text{carga } \Delta z_{TOT} = 5.44 \text{ cm}$$

(III) Hundimientos diferidos (a 40 años) por
incremento neto de carga + Asentamientos

$$\text{inmediatos } \Delta e_{vTOT} = 14.93 \text{ cm}$$

NOTA: El esquema mostrado está referido al tiempo y es simplemente cuantitativo respecto a la magnitud total de los movimientos (Desplazamientos verticales que se presentan).

Fig. V.3 Esquema de movimientos verticales

CALCULO DEL GIRO DE LA CIMENTACION

De acuerdo con el apéndice para diseño por sismo de las Normas Técnicas Complementarias del RCDF 87, la rotación de la base de la cimentación se calcula como sigue:

$$\theta = \frac{M_o}{K_r} \quad \dots(a)$$

donde:

θ : Giro de la base en radianes

M_o : Movimiento de volteo en la base, en ton/m

K_r : Rigidez equivalente del suelo bajo la estructura, ton · m/rad

Se tiene que:

$M_o = M_y = 3559.2 \text{ ton} \cdot \text{m}$ (En la dirección más desfavorable)

De la tabla A7.1 para terreno en zona III e interpolando para una profundidad de desplante $D_1 = 2.5 \text{ m}$ (entre 1 y 3 m) obtenemos:

$$K_r = 8.25 GR^3, \text{ donde:}$$

$G = 500 \text{ ton/m}^2$, Módulo de rigidez proporcionado por laboratorio.

Verificando el módulo anterior:

$$G = 2(H/T_s)^2$$

para:

$H = 50$ m, Profundidad del estrato resistente, figura A7.1

$T_s = 3$ seg, Período dominante del suelo, figura A4.1

Entonces:

$$G = 2(50/3)^2 = 556 \text{ ton/m}^2, \quad \text{valor que corrobora el proporcionado por el laboratorio.}$$

Por otro lado

$$R_g = (4I/n)^{1/4}, \quad \text{Radio de giro aplicable para el cajón de cimentación supuesto como cuerpo rígido.}$$

donde:

$$I = \frac{24 \times 18^3}{12} = 11664 \text{ m}^4, \quad \text{en la dirección más desfavorable.}$$

Entonces:

$$R_g = (4 \times 11664/n)^{1/4} = 11.04 \text{ m}$$

la rigidez equivalente del suelo será:

$$K_s = 8.25 \times 500 \times (11.04)^3 = 5550488.1 \text{ ton} \cdot \text{m/rad}$$

y finalmente el giro será:

$$\theta = \frac{M_0}{K_r} = \frac{3559.2}{55504881.1} = 0.000641 \text{ rad}$$

o bien:

$$\theta = \frac{0.000641 \times 360^\circ}{2\pi} = 0.037^\circ$$

$$\theta = 0.04^\circ$$



Esquema del giro de la cimentación (fuera de escala)

La inclinación media permisible de acuerdo con las Normas Técnicas complementarias para cimentaciones se calcula como:

$$100/(100 + 3h)\% \quad \text{donde } h = 15.3 \text{ m (altura de la estructura incluyendo cimentación)}$$

$$100/(100 + 3 \times 15.3) = 0.685\%$$

El desplazamiento horizontal máximo permisible debido a la inclinación media permisible será:

$$\delta = \frac{0.685 \times H}{100} = \frac{0.685 \times 15.3}{100} = 0.1\pi$$

luego, el ángulo de inclinación media permisible es:

$$\theta_{PERM} = \tan^{-1} \frac{\delta}{H} = \tan^{-1} \frac{0.1}{15.3} = 0.42^\circ$$

$$\theta_{PERM} = 0.42^\circ > \theta = 0.04^\circ$$

Comparativamente, el ángulo de inclinación permisible es diez veces mayor que el ángulo de inclinación en la base de la cimentación provocado por el Momento de Volteo, por lo que la revisión realizada cumple satisfactoriamente.

CAPITULO VI

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

En los capítulos anteriores se ha desarrollado una de las etapas de un proyecto de cimentaciones, la revisión geotécnica. De los resultados obtenidos podemos concluir con los siguientes comentarios.

VI.1 RESPECTO A LAS CONDICIONES DEL SUBSUELO.

Mediante los sondeos hechos en campo y los ensayos de laboratorio de las muestras obtenidas se corrobora la existencia de potentes estratos de arcilla blanda o muy blanda, mismos en los que el equipo de perforación penetra tan solo por peso propio ($N=0$, del sondeo de penetración estándar), además el contenido de agua varía entre 250 y 350%, por lo que la alta deformabilidad y la baja resistencia son evidentes, de esto se deriva la importancia de transmitir al suelo un bajo incremento de esfuerzos, por lo que una cimentación compensada o bien parcialmente compensada pareció ser la más adecuada y fue la que se sometió a revisión.

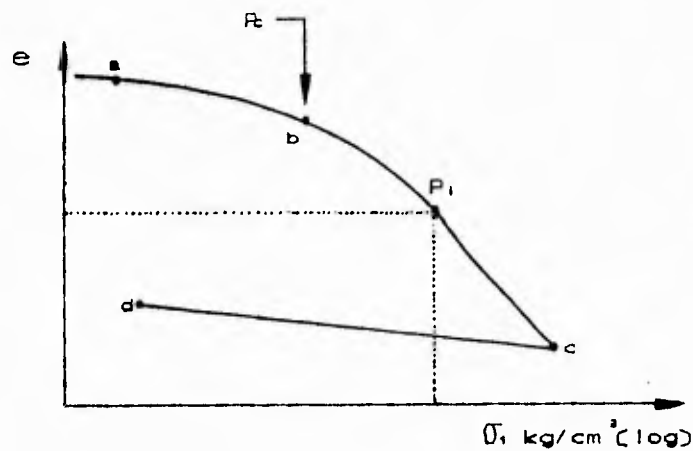
VI.2 DE LA ELECCION Y COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

Para un edificio de cuatro niveles como el de este proyecto, pese a estar proyectado en un suelo tan blando, el uso de pilas o pilotes (cimentación profunda) resulta impráctico desde el punto de vista geotécnico, estructural y por lo tanto económico, pues en referencia a los perfiles estatigráficos no se detecta algún estrato potencialmente resistente que sirva de apoyo, por esta razón, esta alternativa fue descartada sin revisión alguna.

Pensar en zapatas aisladas o quizás una losa de cimentación nos hubiese llevado a la conclusión de que se transmite al suelo un esfuerzo neto del orden de

$$q = \frac{W_{E+C}}{A}$$

que numéricamente sería del orden de 4 Ton/m², sin que exista compensación alguna, este esfuerzo en condiciones de servicio provocaría hundimientos excesivos, muy por arriba de los permisibles, e inclusive, con este esfuerzo a cualquier profundidad, estaríamos sobrepasando el esfuerzo crítico del suelo (ver figura de distribución de esfuerzos de la tabla V.3 del cálculo de hundimientos), dicho de otra manera, estaríamos en la rama virgen de la curva de compresibilidad del suelo, tal como se muestra en la siguiente figura.



CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Tramo	a-b ;	Rama de recompresion
Tramo	b-c ;	Rama virgen
Tramo	c-d ;	Rama de descarga
P _c		Esfuerzo critico

P₁ representa el punto de un esfuerzo mayor al esfuerzo crítico, mismo que queda contenido en la rama virgen del comportamiento del suelo, considerando que no existiese compensación alguna en el diseño de la cimentación. La figura es totalmente esquemática y la idea representada es meramente cualitativa para indicar el porque es necesaria la compensación.

Textualmente, para el nivel de esfuerzos a los que se somete el suelo sin existir compensación, se genera un fuerte decremento en la relación de vacíos (e), por lo que los hundimientos serían excesivos tal como se explicó

anteriormente. Sin necesidad de realizar una revisión numérica se da por descartada esta alternativa de cimentación.

El cajón de cimentación pareció desde un principio la opción más viable para no llevar al suelo a esfuerzos netos que pudieran hacerlo fallar por resistencia o por deformaciones en condiciones de servicio. El cajón tiene la ventaja de compensar el esfuerzo inducido debido a la liberación de este por efecto de la excavación (el suelo extraído libera un esfuerzo del orden de $q_{Exc} = \gamma H$). La revisión del estado límite de falla y estado límite de servicio corroboran lo anteriormente dicho.

Resultados de la revisión

a) Estado límite de falla.

a.1) Para las condiciones de C.M. + C.V._{MAX}

$$\frac{\sum QF_c}{A} = \frac{(1462.6 + 663.1) \times 1.4}{18 \times 24} = 6.89 \text{ ton/m}^2$$

$$6.89 \text{ ton/m}^2 < q_u = 12.72 \text{ ton/m}^2$$

a.2) Para condición de C.M. + C.V_{WST} + 0.3 S_x + S_y

$$\frac{\Sigma QF_c}{A'} = \frac{2005.1 \times 1.1}{331.71} = 6.65 \text{ ton/m}^2$$

$$6.65 \text{ ton/m}^2 < q_u = 12.72 \times 1.33 \text{ ton/m}^2$$

b) Estado límite de servicio.

$$\delta_{\tau(40 \text{ años})} = 20.37 \text{ cm} \quad \text{hundimiento total a 40 años}$$

$$\delta_{perm} = 30 \text{ cm} \quad \text{hundimiento permisible según las Normas}$$

Técnicas Complementarias del R.C.D.F.

Comparando los resultados obtenidos con los valores permisibles observamos que la cimentación propuesta cumple en forma satisfactoria. De no haberse cumplido estas condiciones hubiese sido necesaria la revisión de una cimentación de otras características; para este proyecto y como alternativa se hubiese propuesto un cajón de similares características pero a una mayor profundidad de desplante, que nos permitiera compensar (o aliviar) el esfuerzo necesario para cumplir con las condiciones establecidas.

VI.3 DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.

Una vez revisada la resistencia y deformabilidad del suelo debajo del edificio y habiendo cumplido satisfactoriamente, como es el caso, se requiere diseñar estructuralmente cada elemento estructural del cajón, para lo cual es necesario el planteamiento de modelos de análisis a fin de obtener los elementos mecánicos que actúan internamente tanto en losas como en muros.

El diseño deberá ser respaldado por criterios y métodos aprobados, por ejemplo el "A.C.I." (American Concrete Institute), cumpliendo además con las especificaciones establecidas por las Normas Técnicas Complementarias para diseño de concreto del R.C.D.F.-87.

Las características que dependen básicamente del diseño estructural, se enlistan a continuación.

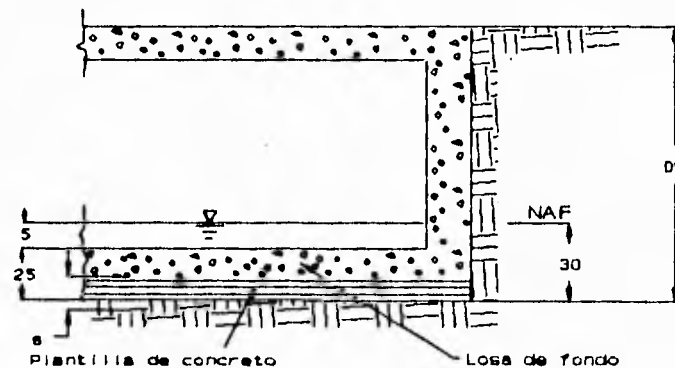
- a) Espesores definitivos de losas y muros
- b) Calidad del concreto y acero de refuerzo
- c) Armados por flexión y por cortante
- d) Recubrimientos libres, separación de barras
- e) Conexiones y traslapes
- f) Juntas constructivas, etc.

Cabe mencionar que si el diseño estructural tanto del edificio como de la cimentación requiriera secciones más peraltadas o anchas que las propuestas preliminarmente, provocaría un incremento en las cargas muertas y por lo tanto un incremento en los esfuerzos netos, sin embargo esto no justifica una nueva revisión geotécnica pues este incremento de esfuerzo no debe ser muy significativo.

VI.4. DEL PROCESO CONSTRUCTIVO.

La ejecución de la obra es la etapa final del proyecto, comprende varios aspectos que describiremos brevemente a continuación.

Se observa según los perfiles estatigráficos de los sondeos realizados, que el nivel de aguas freáticas (NAF) se encuentra a -2.2 m desde la superficie del terreno, mientras que la profundidad de desplante es $Df = -2.5m$, esto implica por un lado y siendo muy estrictos que si la losa de fondo tiene un espesor de 25 cm, tendríamos en un momento dado un tirante de agua de 5 cm, siempre y cuando el líquido penetrara por alguna posible grieta en el fondo de la cimentación.



El tirante de agua mencionado provocaría un esfuerzo adicional de

$$\sigma_{ad} = \gamma_w h = 1.0 \times 0.05 = 0.05 \text{ Ton/m}^2$$

el cual para fines de este proyecto no fue considerado.

Por otra parte, si el agua se mantiene en ese nivel durante la construcción del cajón de cimentación, además de entorpecer las maniobras de excavación, nivelado, colocado de plantilla, así como el armado y colado de la losa de fondo, tendríamos que la diferencia de niveles

$$NAF-Df = -2.2 - (-2.5) = 0.3 \text{ m}$$

provocaría una subpresión igual a:

$$\gamma_0 (NAF-Df) = 1.0 \times 0.3 = 0.3 \text{ Ton/m}^2$$

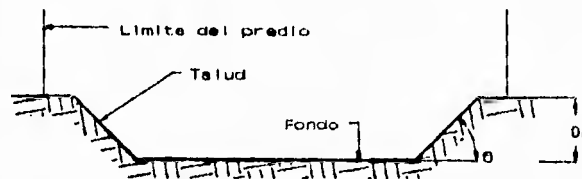
este esfuerzo sería contrarrestado fácilmente por el sólo peso propio de la losa de fondo $= 0.25 \times 2.4 = 0.6 \text{ Ton/m}^2$, por lo que se recomienda abatir el $NAF = -2.0$ hasta una profundidad tal que no afecte las maniobras durante la construcción del cajón de cimentación.

Con el propósito de realizar un trabajo limpio en el fondo de la cimentación y garantizar el recubrimiento de acero de refuerzo, es necesario el vaciado de una plantilla de 5 cm de espesor a base de concreto pobre ($f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$), la cual quedara colocada justo debajo de la losa de fondo.

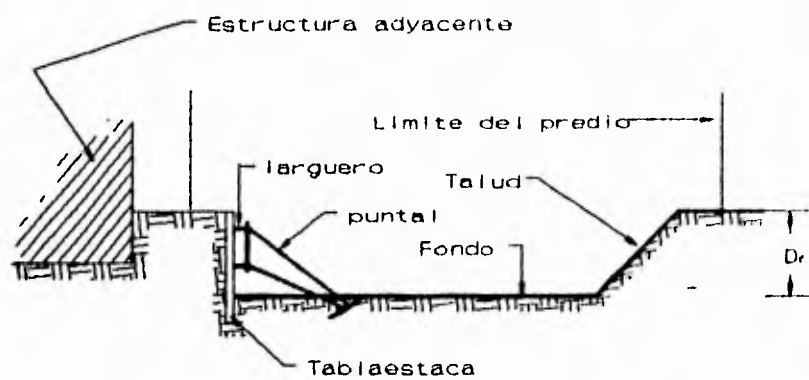
Las excavaciones poco profundas pueden hacerse en algunos casos sin sostener el material circunvecino, esto si es que existe el espacio adecuado para construir taludes con una inclinación tal que el material pueda soportarse por si mismo. La inclinación del talud es función del tipo de material, de las condiciones climáticas, de la profundidad de la

excavación y del tiempo que vaya a permanecer abierta. Como regla práctica se recomienda hacer el talud tan vertical como sea posible. Aunque la experiencia es fundamental para determinar la inclinación del talud esto tiene sus inconvenientes pues para suelos muy blandos y una excavación casi vertical, la inestabilidad es muy grande y se requiere por supuesto de la determinación de dicha estabilidad en función de las propiedades del suelo y de las características geométricas que se requieren.

Existen casos que no precisamente coinciden con este proyecto, donde los edificios han de construirse hasta los linderos del predio teniendo edificios adyacentes; bajo estas circunstancias, los frentes de excavación deben ser verticales, quedando eliminado en su totalidad el talud inclinado. Una excavación vertical en suelo tan blando como el de la Ciudad de México requiere además de una excavación durante la etapa constructiva de la cimentación. En las siguientes figuras se muestran dos formas diferentes para lograr la estabilidad de la excavación, independientemente de las propiedades del suelo.



Excavación con taludes inclinados, notese que los límites del predio permiten la realización de dichos taludes. El ángulo ϕ es función de las características del suelo y de la profundidad.



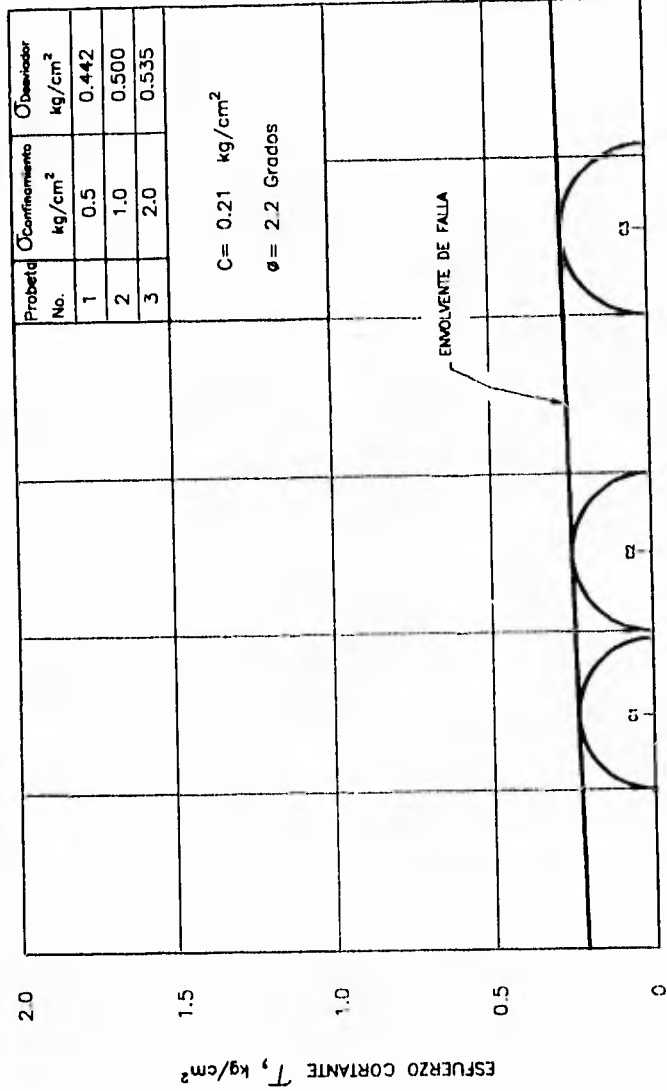
Excavación con frente vertical debido a la presencia de una estructura adyacente en una de las colindancias.

El frente vertical deberá ser entibado con tabla estacas o similar y apuntalado para dar la estabilidad necesaria.

A P E N D I C E

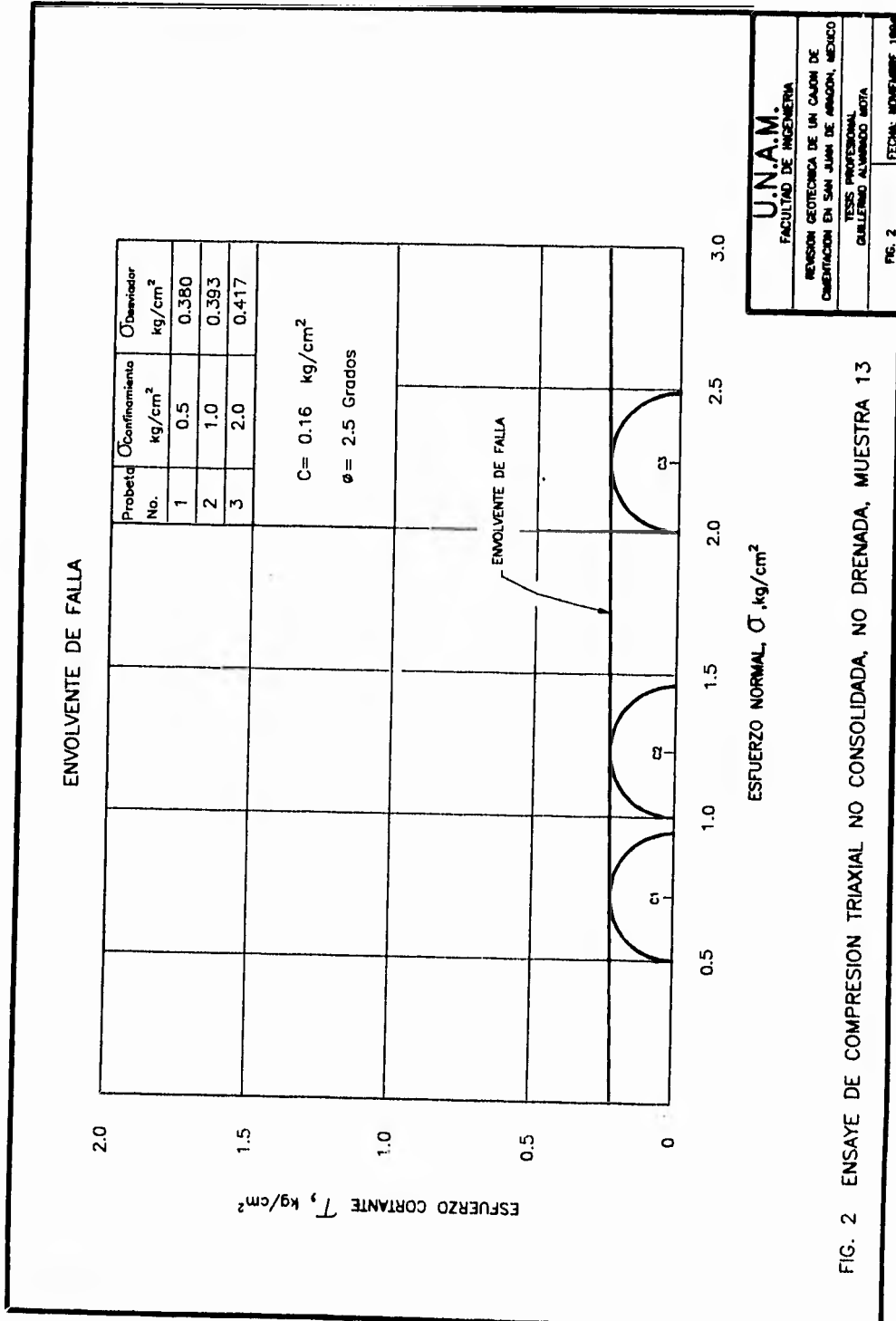
(Ensayes de Laboratorio)

ENVOLVENTE DE FALLA



U.N.A.M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 REVISION GEOTECHNICA DE UN CAJON DE
 CUENTACION EN SAN JUAN DE ARAGON, MEXICO
 TESIS PROFESIONAL
 GUILLERMO ALVARADO MEZA
 PAG. 1 FECHA: MONTERRE 1984

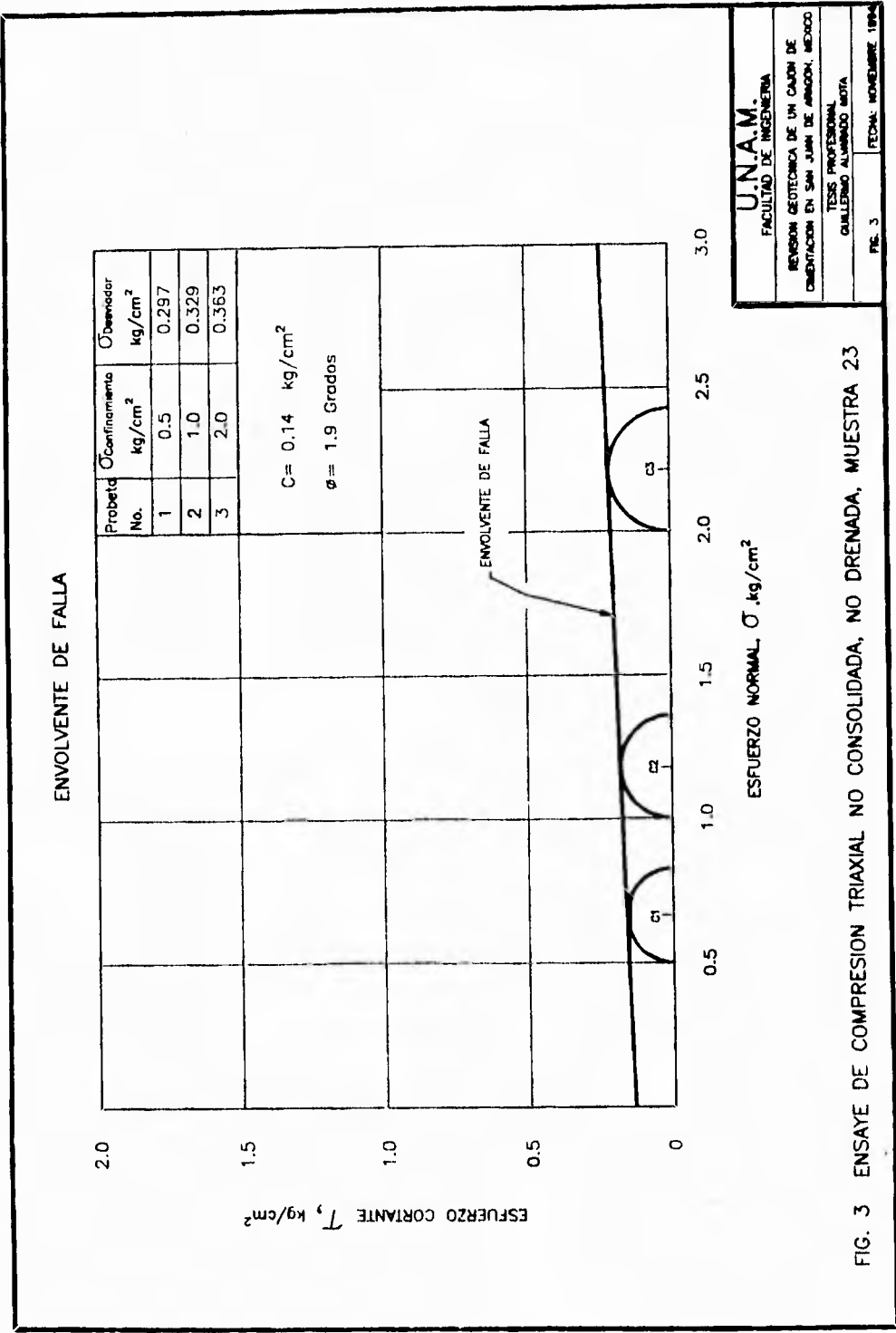
FIG. 1 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADA, NO DRENADA, MUESTRA 5



U.N.A.M.
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE
CONSTRUCCION EN SAN JUAN DE AMBON, MEXICO
TESIS PROFESIONAL
GUILLEMO ALVARADO NOTIA

FIG. 2 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADA, NO DRENADA, MUESTRA 13

FIG. 2 FECHA: NOVIEMBRE 1964

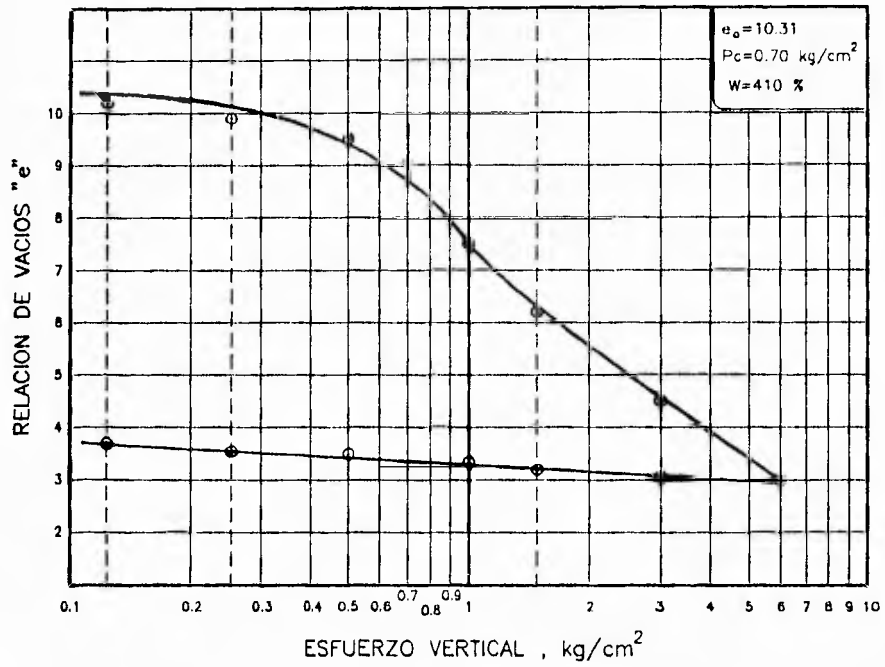


U.N.A.M.
 FACULTAD DE INGENIERIA
 REVISION GEOTECNICA DE UN CAJON DE
 FUNDACION EN SAN JUAN DE AMBOS, MEXICO
 TESIS PROFESIONAL
 GUILLERMO ALVARADO MOTA
 FIG. 3 FECHA: NOVIEMBRE 1994

FIG. 3 ENSAYE DE COMPRESION TRIAXIAL NO CONSOLIDADA, NO DRENADA, MUESTRA 23

**ESTA TESIS NO DEBE
 SALIR DE LA BIBLIOTECA**

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD

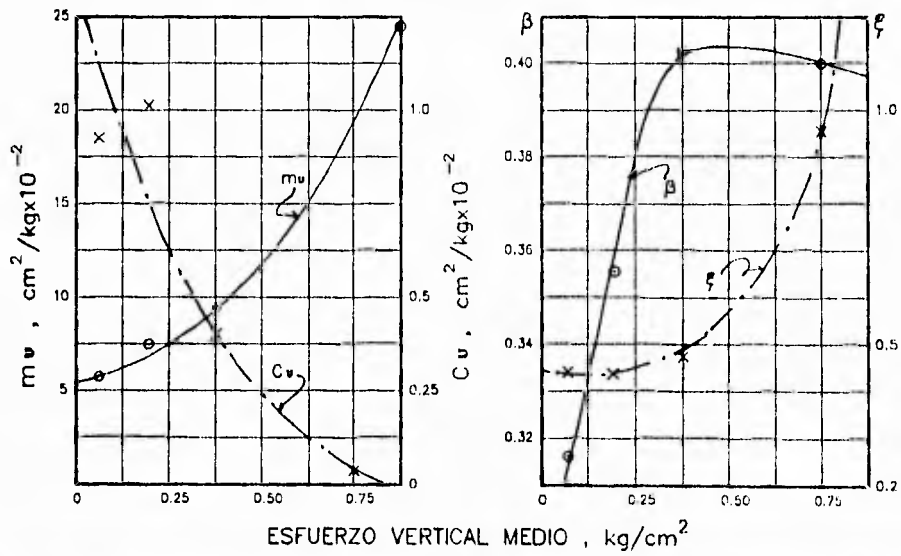
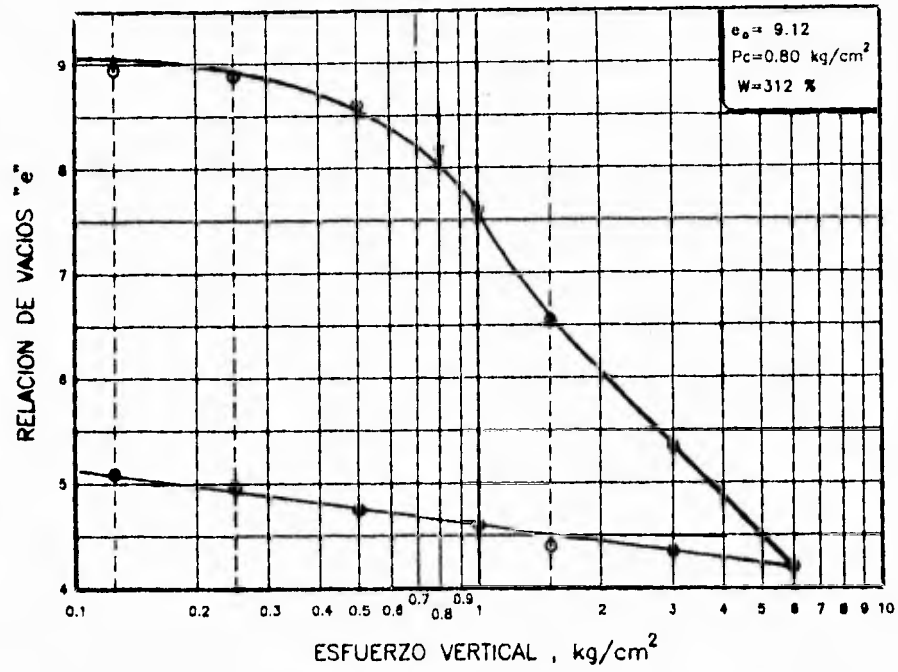


Fig. 4 Ensayo de Consolidación Unidimensional. Muestra 8 Prof. 4.8-5.6 m Sondeo 2MC

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD

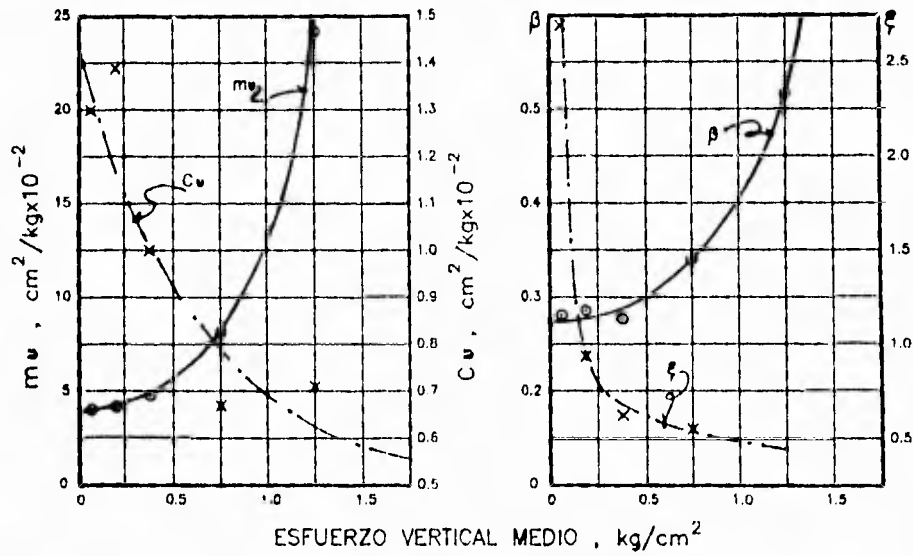
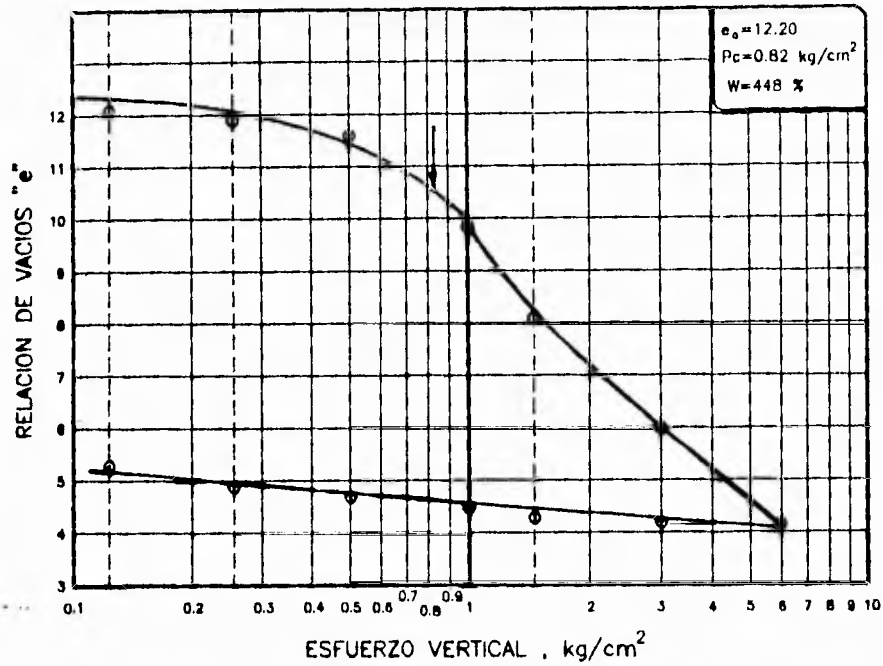


Fig. 5 Ensaye de Consolidación Unidimensional. Muestra 13 Prof. 8.00-8.80 m
Sondeo. 2MC

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD

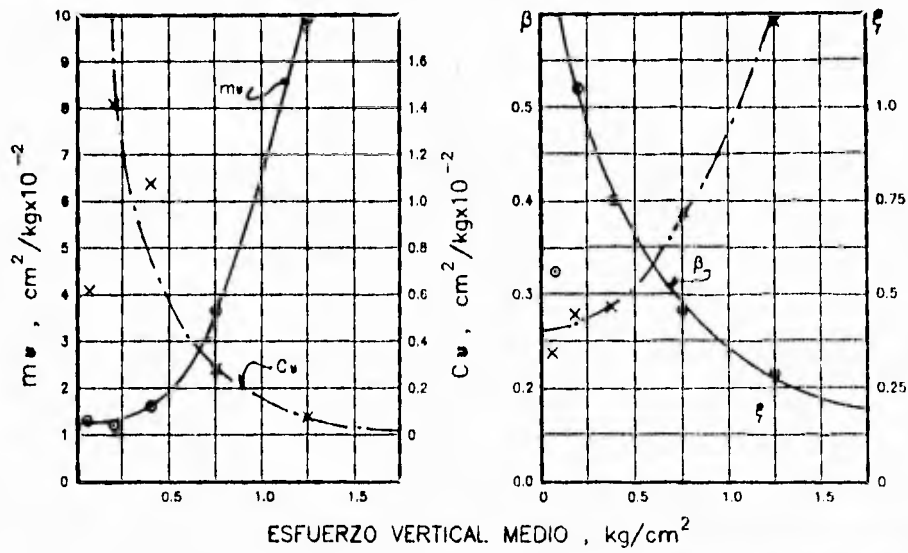
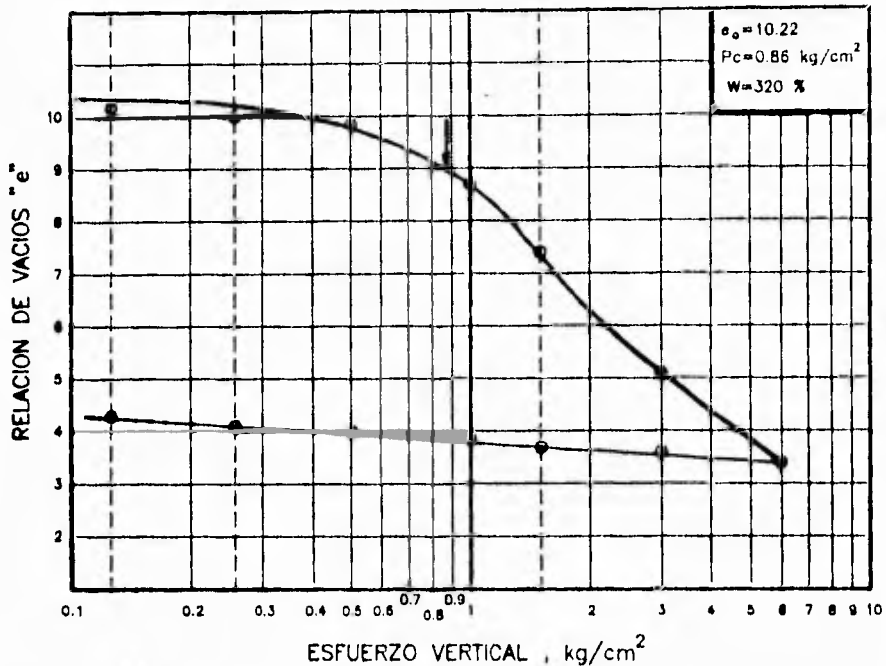


Fig. 6 Ensayo de Consolidación Unidimensional. Muestra 23 Prof. 14.80-15.60 m Sonda. 2NC

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD

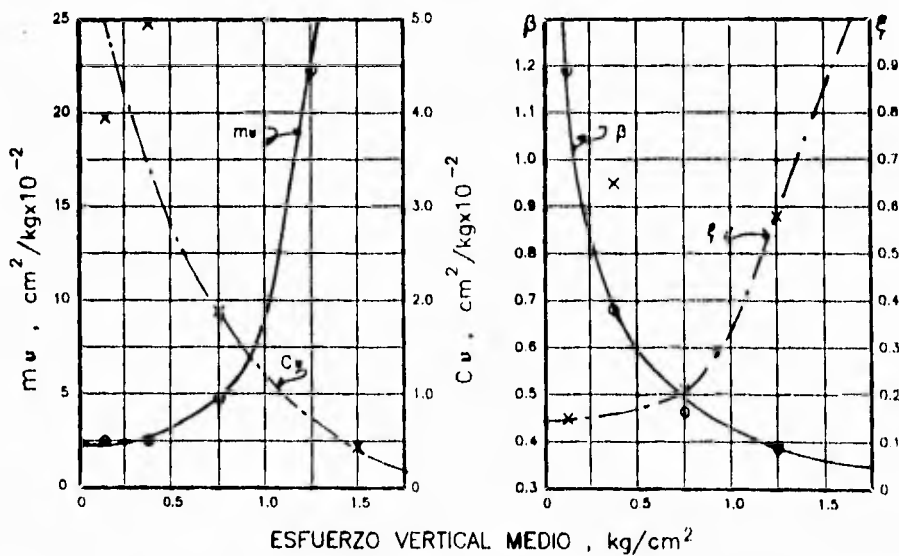
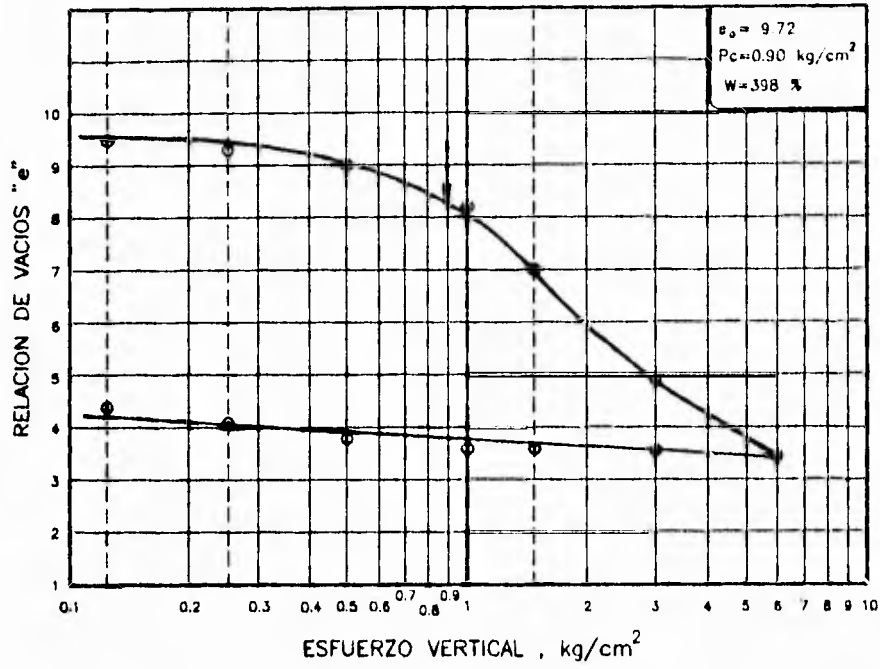


Fig 7 Ensaye de Consolidacion Unidimensional. Muestra 38 Prof. 24.2-25.0 m Sondeo. 2MC

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD

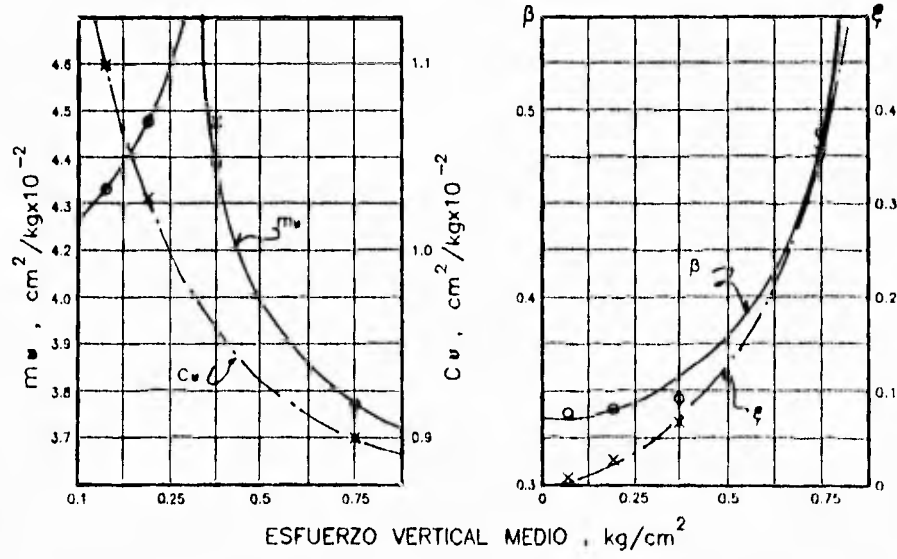
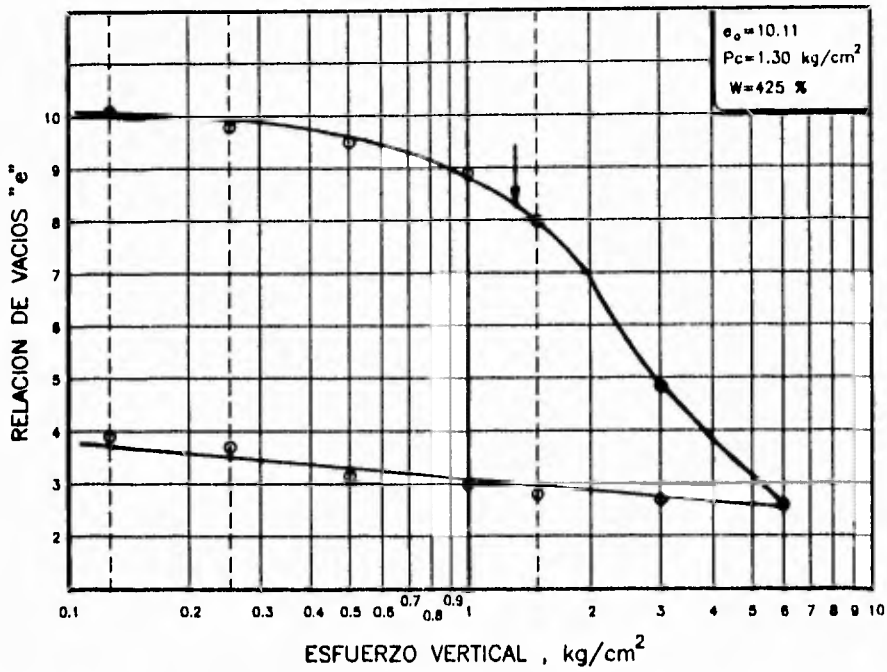


Fig. B Ensayo de Consolidación Unidimensional. Muestra 48 Prof. 30.2-31.0 m
Sondeo 2MC

CURVA DE COMPRESIBILIDAD



PARAMETROS DE COMPRESIBILIDAD

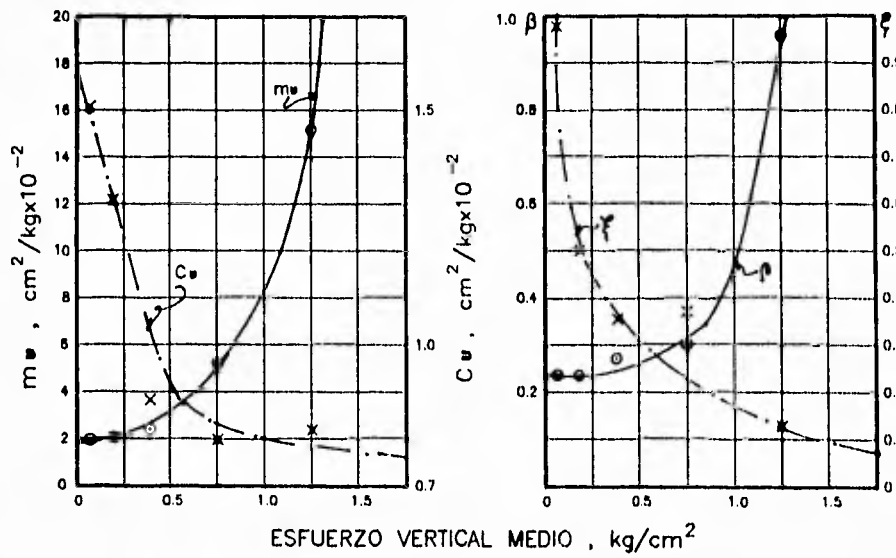


Fig. 9 Ensaye de Consolidación Unidimensional. Muestra 62 Prof. 39.8-40.6 m
Sondeo. 2MC

BIBLIOGRAFIA

1). DISEÑO ESTRUCTURAL

R. Meli Piralla

Editorial Limusa

México, 1989

2). INGENIERIA DE CIMENTACIONES

R. B. Peck, W. E. Hanson, T. H. Thornburn

Editorial Limusa

México, 1988

3). MANUAL DE EXPLORACION GEOTECNICA

Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal

Mexico, 1988

4). MECANICA DE SUELOS (TOMO I)

E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez

Editorial Limusa

México, 1985

5). MECANICA DE SUELOS (TOMO II)

E. Juárez Badillo, A. Rico Rodríguez

Editorial Limusa

México, 1986

6). UNA SELECCION DE TRABAJOS

Volumen Conmemorativo

Leonardo Zeevaert

Sociedad Mexicana de Suelos

México, 1984

7). EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA

URBANA DEL VALLE DE MEXICO

Simposio 1o. de Marzo de 1978

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos

México, 1978