

24  
24.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO

-----  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
CAMPUS ARAGON

EFFECTOS Y CONSECUENCIAS DE GRIETAS  
DE TENSION SOBRE LA CIMENTACION DE LOS  
EDIFICIOS DE LA UNIDAD HABITACIONAL  
DE TEPOZANES DEL INFONAVIT

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A :**

**MAURO CARLOS ISIDRO LUNA**

DIRECTOR DE TESIS: M. en I. DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ  
ASESOR: ING. HUMBERTO MEDRANO CRUZ

MEXICO

1997

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



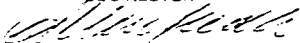
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON  
CUMESCOLO

MAURO CARLOS ISIDRO LUNA  
P R E S E N T E

En contestación a su solicitud de fecha 24 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, M en I DANIEL VELAZQUEZ VAZQUEZ pueda dirigirse el trabajo de Tesis denominado "EFECTOS Y CONSECUENCIAS DE GRIETAS DE TENSION SOBRE LA CIMENTACION DE LOS EDIFICIOS DE LA UNIDAD HABITACIONAL DE TEPOZANES DEL INFONAVIT", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento, me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración

ATENTAMENTE  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
San Juan de Aragón, México, 3 de junio de 1996  
EL DIRECTOR



CLAUDIO C. FERRER FIELD CASTRO

cc p. Jefe de la Unidad Académica  
cc p. Intendencia de Carrera de Ingeniería Civil  
cc p. ~~Unidad de Tesis~~  
CCMC/AIR/II

**A mis padres**

Con todo cariño y amor les dedico este trabajo, que es la culminación de un camino trazado. Los amo.

**A mis hermanos**

Por el apoyo y la confianza que han tenido a largo de este tiempo los admiro y los quiero mucho.

**A mi hermana**

Por la alegría que da a la casa y el cariño y el amor brindado.



**A Salvador Isidro  
Por apoyo y la confianza brindada**

**A la Universidad Nacional autónoma de México  
y en especial  
a la Escuela Nacional de Estudios Profesionales  
Aragón.**

**Por la oportunidad que me dieron de aprender  
y de la formación como ingeniero.**

**Al Ing. Humberto Medrano  
Por su valiosa colaboración en la realización  
de este trabajo.**

**Al Ing. Enrique Santoyo  
por sus valiosos comentarios y experiencia aportada  
a este trabajo.**

**A mis compañeros de generación  
Por que con ellos compartí momentos y experiencias  
inolvidables y por haberme brindado con su amistad.**

**Y a cada uno que hizo posible la  
realización de este trabajo.**

**A todos mil gracias**

**EFFECTOS Y CONSECUENCIAS DE GRIETAS DE TENSION SOBRE  
LA CIMENTACION DE LOS EDIFICIOS DE LA UNIDAD HABITACIONAL  
DE TEPOZANES DEL INFONAVIT**

<b>OBJETIVO</b>	<b>7</b>
<b>INTRODUCCION</b>	<b>8</b>
<b>CAPITULO I. GENERALIDADES</b>	
1.1 ANTECEDENTES HISTORICOS	10
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	15
<b>CAPITULO II. EXPLORACION Y MUESTREO</b>	
2.1 PRELIMINAR	18
2.2 DEFINITIVOS	26
<b>CAPITULO III. TEORIA DE GRIETAS DE TENSION</b>	
3.1 EVAPORACION Y AGRIETAMIENTO	71
3.2 GRIETAS POR EXPLOTACION DE ACUIFEROS	73
3.3 GRIETAS POR FILTRACION	74
3.4 PROPAGACION DE GRIETAS	76
3.5 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	82
<b>CAPITULO IV. CIMENTACIONES</b>	
4.1. TIPOS DE CIMENTACIONES	86
4.2. MICROPILOTES	90
4.3. RECIMENTACION Y RENIVELACION	95

<b>CAPITULO V. ANALISIS DE EFECTOS DE GRIETAS DE TENSION</b>	
5.1. DISEÑO DE LA CIMENTACION	99
5.2. CIMENTACION EMPLEADA	113
5.3. RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO DE LA UNIDAD	116
<b>CAPITULO VI. SELLADO DE GRIETAS</b>	
6.1 RELLENO DE GRIETAS CON INYECCION DE BENTONITA	121
6.2 TIPO DE SELLADO	122
6.3 VOLUMEN DE INYECCION	125
<b>CAPITULO VII. INSTRUMENTACION</b>	
7.1 OBJETIVOS DE LA INSTRUMENTACION	128
7.2 INSTRUMENTACION EMPLEADA EN OBRA	129
7.3 RESULTADO	130
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	133
<b>ANEXO I</b>	137
<b>BIBLIOGRAFIA</b>	141



## **OBJETIVO**

**Analizar y comprender el problema de agrietamiento que se presenta en el Valle de México y los daños que causan a las estructuras existentes en sus etapas de construcción y operación de la Unidad Habitacional de Tepozanes del Infonavit, así como las medidas de corrección que se apliquen en ella.**

## INTRODUCCION

El Valle de México, se encuentra ubicado en lo que fue el antiguo Lago de Texcoco, el cual fue transformado a una zona desértica. los rellenos que se utilizaron son de diversas características. Uno de los principales materiales de relleno es de origen volcánico que se origino por la intensa actividad volcánica de la zona. Por estas razones el subsuelo presenta características especiales, las cuales han dificultado la edificación de estructuras, esto a requerido una mayor aplicación de los ingenieros para poder desplantar sus audaces construcciones, desde los Aztecas que sin conocer las características del subsuelo fueron capaces de construir una gran ciudad en su tiempo enfrentandose a los problemas que esto ocasionaba, resolviendo con gran tenacidad e inteligencia, sin embargo el tiempo a pasado y en la actualidad la Ciudad de México presenta los mismos problemas de antaño, la tecnología y las técnicas se han perfeccionado teniendo grandes avances, pero tenemos los mismos problemas de edificación de estructuras, debidos al crecimiento indebido de la Ciudad de México, esto a creado que surgen una población naciente, la cual se le tiene que dotar de los servicios y de una infraestructura urbana para tener un mejor nivel de vida. Pero la mala planeación a creado nuevos problemas como es la sobre explotación de los mantos acuíferos, para dotar de agua potable a la nueva población, esto a provocado el hundimiento de la Ciudad de México y la aparición de grietas en el suelo en una amplia zona del Valle, provocando graves daños a las estructuras, como también a la infraestructura urbana ( como puentes, red de agua potable, red de alcantarillado, pavimentos, etc.). Esto a requerido que se realizan estudios especializados para poder explicar el mecanismo de fisuración de los suelos , originando diversas teorías debido a las muy diversas características que presenta el subsuelo del Valle de México, teniendo que aplicar para cada caso

particular de agrietamiento una teoría independiente, como las medidas de corrección que se apliquen a las estructuras afectadas.

Para el caso de agrietamiento y del hundimiento regional, se han desarrollado diversas técnicas de corrección y mitigación de las estructuras afectadas, una de estas técnicas es la inyección de lodo bentonítico a las grietas existentes en las zonas afectadas y el empleo de micropilotes para realizar trabajos de enderezado de los edificios. Esto se debe complementar con una instrumentación en la zona de estudio, la cual se obtienen los datos que marcan los parámetros del comportamiento de la estructura.

En este trabajo se analizó el problema que implica la construcción de la Unidad Habitacional de Tepozanes del Infonavit, la cual presenta el problema de fisuración en el suelo, así como la aplicación de las técnicas antes descritas para minimizar el problema en su vida útil.

El problema de agrietamiento, es un problema complejo y requiere estudios especializados, como una mayor aplicación de los nuevos ingenieros, es indudable que tenemos mucho que aprender y al igual que nuestros antepasados enfrentamos nuevos retos.

# CAPITULO I

## GENERALIDADES

### 1.1 ANTECEDENTES HISTORICOS

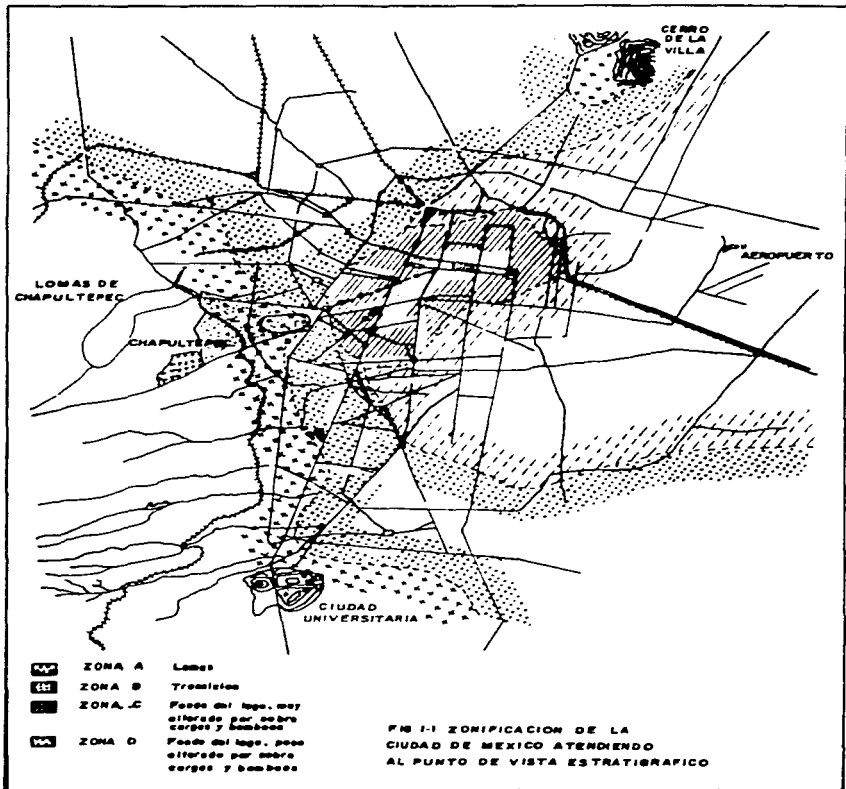
El Valle de México es una zona geográfica, que está rodeada por una zona montañosa que comprende: al Norte, las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al Este, los llanos de Apán, los montes del Río Frio y la sierra Nevada; al Sur, por la sierra de Cuahtzin y Ajusco, al Oeste, las sierras de las Cruces Monte Alto y Monte Bajo (fig. I-3). La superficie total del Valle es del orden de 7,160 Km<sup>2</sup>, de los cuales 3,080 Km<sup>2</sup>, corresponden a zona francamente montañosa y 2,050 Km<sup>2</sup>, a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en las zonas bajas es de 2,240 m. aproximadamente. Fig. I-3.

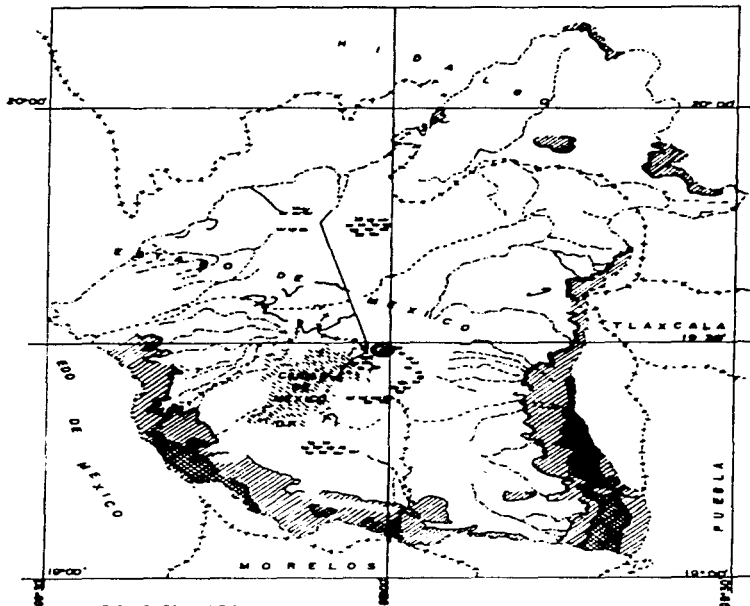
El Valle de México cuenta con un sistema interconectado de lagos que podrían desaguar, en forma natural, hacia el río Tula, por un puerto bajo que existe en Huehuetoca.

Es interesante hacer notar que en este puerto fue excavado el primer túnel para drenaje en América, el cual se colapsó, transformándose en el Tajo de Nochistongo, siendo de esta manera el primer desagüe artificial del Valle de México.







Dentro de este Valle se ubica el Distrito Federal, que es el centro de la actividad política-económica y social del país, este ocupa un total de 1,480 Km<sup>2</sup>. La mayor parte de la Ciudad de México se encuentra construida sobre el ex-lago de Texcoco, por ello se han presentado grandes problemas de cimentaciones en esta Ciudad.

Todo el Valle de México se caracteriza en general por la muy intensa actividad volcánica que tuvo lugar en el pasado de la cual quedan aún vestigios en forma de un gran número de volcanes apagados. Los depósitos más finos que aparecen en el subsuelo de la Ciudad de México corresponden, según se admite, al mismo origen volcánico.





**SÍMBOLOS CONVENCIONALES**

-  < 800 m.s.n. Valle
  -  800 a 1000 m.s.n. Valle
  -  1000 a 2000 m.s.n. Valle
  -  > 2000 m.s.n. Valle
  -  Partes altas de la Cuenca
  -  Partes bajas de la Cuenca
- Plano del Valle: 2240 m.s.n.m.

**FIG. 1-3 MAPA OROGRAFICO E  
HIDROGRAFICO DEL VALLE DE  
MEXICO**

Los numerosos estudios del subsuelo del Valle de México han permitido a Marsal y Mazari zonificar la Ciudad de México en tres grandes regiones (fig. I-1), que son:

1) Zona de lomas.

Esta zona está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de gravas una veces y otras con tobas puniticas bien cementadas; en algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. En general, la zona de lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo debido a la explotación de minas de arena y grava, muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático. Muchas de estas galerías pueden estar actualmente rellenas de materiales arenosos sueltos, lo cual, sin disminuir en mucho su peligrosidad, hace muy difícil su localización, análogamente, en la zona en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre diferentes derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentado que pueden ser causa de fallas bajo columnas pesadas. Esta es la razón citada por Marsal y Mazari para explicar por qué las estructuras pesadas de la Ciudad Universitaria se erigieron evitando las áreas invadidas por las lavas derramadas de antaño por el volcán Xitli. Otro problema que se presenta en la parte Norte de la Ciudad de México, dentro de la zona general de lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos y erráticos, y exigen estudios importantes para elegir el tipo de cimentación conveniente.

2) Zona de transición.

Esta zona comprende las serranías, del poniente y el fondo del Lago de Texcoco, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico

varían mucho de un punto a otro. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos orgánicos, cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales son muy complejos, en particular en construcciones muy grandes expuestas a condiciones de carga diferentes; esto es frecuente en construcciones industriales.

### 3) Zona de lago.

Esta zona es la que corresponde a la mayor parte del Valle y así se le denomina por corresponder a los terrenos que constituyeron el antiguo Lago de Texcoco.

Esta zona presenta características especiales en un corte estratigráfico que son:

- a) Depósitos areno-arcillosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 m. de espesor.
- b) Arcilla de origen volcánica altamente compresible con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
- c) La primera capa dura, de unos 3 m. de espesor esta constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de los 33 m.
- d) Arcillas volcánicas semejantes a las que se describen en el punto 2 aunque de estructura más cerrada. El espesor de esta capa oscila entre 4 y 14 m.
- e) Estratos alterados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En algunos lugares a partir de los 65 m. se ha localizado un tercer manto arcilloso compresible. La zona de lago ( fig. 1-1), se subdivide en dos:

- *Zona preconsolidada.* Esta zona es la que se ubica en el llamado centro del Valle, donde antiguamente se construyeron. monumentos Aztecas y coloniales,



que fueron destruidos o sepultados que han provocado una fuerte preconsolidación en zonas determinadas, hay sitios que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 m de espesor, otra de las causas principales es la sobre explotación de los mantos acuíferos provocando hundimiento diferenciales.

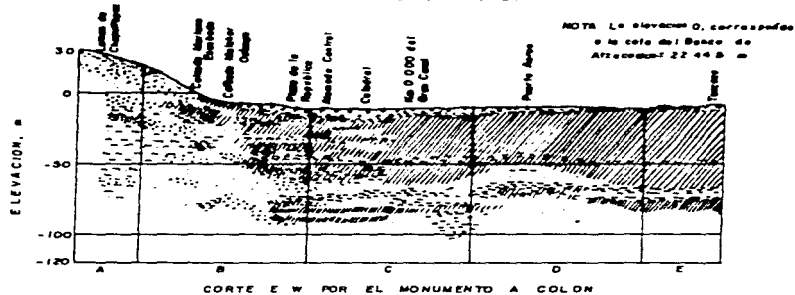
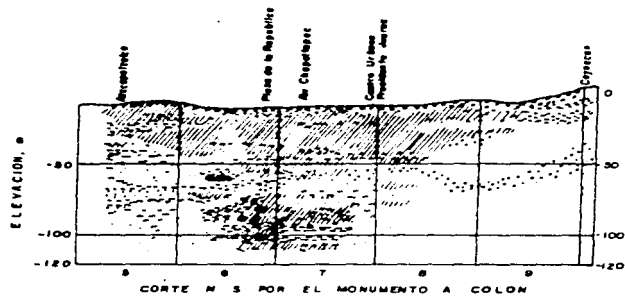
- *Zona no preconsolidada.* Esta zona cubre aquella parte de la Ciudad que no fue antes cargada, con construcciones antiguas, que por lo tanto, presenta mejor homogeneidad en sus propiedades mecánicas. En la fig. 1- 2 se muestra la estratigrafía de la Ciudad.

Los numerosos estudios realizados en el Valle de México, en 1959 por Marsal y Mazari, han demostrado como se compone el subsuelo del Valle , para que el ingeniero al diseñar una cimentación tome en cuenta estas consideraciones, para evitar problemas a futuro.

## **1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

En la década de los 50's la Ciudad de México sufre uno de los más grandes incrementos en su población. La gran cantidad de nacionales que emigran de sus Ciudades de origen al Distrito Federal ha originado que poco a poco el problema de vivienda se agudice, a tal grado que en los alrededores de la capital del país se formen pequeñas Ciudades marginadas de todos los servicios urbanos que presta el gobierno.

Dos de los necesidades primordiales fueron la construcción de vivienda y la dotación de agua potable. Estos dos problemas en este periodo fueron solucionados en parte ya que el problema de abastecimiento de agua potable se agudizaba más, originando la apertura de nuevos pozos y la reapertura de los pozos ya existente, teniendo como resultado el aceleramiento del hundimiento de la Ciudad de México, así como la aparición de grietas de tensión que anteriormente solo se presentaban en el



- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA
- ARCILLA COMPACTA

FIG. 1-2 CORTES ESTRATIGRAFICOS DEL  
SUSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO.  
POR EL MONUMENTO A COLON

vaso seco del Lago de Texcoco. Ahora se presenta en todas las zonas de transición abrupta, con su secuela de daños a las construcciones e instalaciones urbanas, llegando incluso a ser causa de angustia e inseguridad en las personas.

La necesidad de vivienda origino que se construyeran unidades habitacionales en predios con presencia de grietas, en donde se han puesto en practica numerosos estudios para la explicación de este fenómeno y la manera de mitigarlos. En el presente trabajo se analizara la construcción y el funcionamiento de la Unidad Habitacional Tepozanes del Infonavit, el cual presenta este problema.

El predio se encuentra cerca de la zona de transición abrupta y se ubica en Av. Siervo de la Nación s/n, entre Av. Texcoco y Av. Generalísimo Morelos, en la colonia Popular Zaragoza, al oriente de esta Ciudad, donde se edificara 1383 viviendas distribuidas en edificios de 3 niveles.

Para mitigar los posibles daños que puedan tener los edificios, se plantea adicionar micropilotes de fricción a la cimentación y sellar las grietas con una mezcla plástica. Con estas medidas se pretende minimizar el problema.

## **CAPITULO II**

### **EXPLORACION Y MUESTREO**

En todas las obras que se apoyan en el suelo, es de importancia capital el conocer perfectamente el terreno sobre el cual se va a cimentar o construir. Es precisamente el terreno el que va a servir de soporte a los edificios, carreteras, presas, etc..., por lo que la estabilidad y la resistencia de la obra construida depende, en primer lugar, de el

El propósito de la investigación exploratoria es obtener una información exacta de las condiciones del suelo y de la roca en el lugar que se investiga. La profundidad, espesor, extensión y composición de cada uno de los estratos, la profundidad de la roca y la profundidad del agua subterránea, son los principales objetivos de la exploración; además se obtienen datos aproximados de la resistencia y compresibilidad de los estratos para hacer los estimados preliminares de la seguridad y de los asentamientos de la estructura. El desconocimiento de las propiedades físicas del terreno de cimentación puede acarrear graves consecuencias a la construcción. Es por ello la importancia de diseñar un programa cuidadosamente planeado de los sondeos y de la toma de muestras, es el mejor método para obtener una información específica del lugar y es el corazón de la investigación de exploración. Se han desarrollado muchos métodos diferentes para hacer este trabajo, en general, un estudio de un suelo inducirá dos etapas distintas y sucesivas: preliminar y definitivos, cada uno con sus métodos propios de muestreo.

Los sondeos y la toma de muestreo del suelo o de roca para obtener una información que dé una representación exacta y verdadera de las condiciones del subsuelo, son problemas de ingeniería que requieren un personal ingenioso e

inteligente y con basta experiencia en campo preparado en los principios de la geología y de la mecánica de suelos.

Es muy importante no despreciar ninguna de las fases del estudio total. Procediendo como se ha indicado, se limitarán al mínimo los gastos de exploración y de interpretación y se tendrá la seguridad de obtener información suficiente para llevar el proyecto a sus diferentes etapas: anteproyecto esquemático, anteproyecto detallado y proyecto de ejecución

## **2.1 ESTUDIO PRELIMINAR**

Un primer estudio superficial y relativo poco detallado, cuya finalidad será dar una idea del conjunto del suelo y de sus características, además de localizar las zonas que requerirán un examen más detallado.

Los métodos más frecuentes que se emplean para un estudio preliminar son:

- 1) Pozos a cielo abierto
- 2) Método de penetración estándar
- 3) Método de Lavado
- 4) Método de penetración cónica
- 5) Perforación de boleos y gravas

### **2.1.1 INSPECCION DEL SITIO**

Durante diversas visitas técnicas se observó que el predio en estudio presenta una topografía sensiblemente plana, excepto en las fracciones suroeste y noreste, así como también en una gran parte de su lindero oeste, en donde hay presencia de rellenos compuestos por el producto de excavaciones cercanas.

Los rellenos encontrados en la parte suroeste son los de mayores dimensiones y los más antiguos. Esto último se deduce de lo informado por vecinos del lugar y del

desarrollo que ha tenido la vegetación. Parece ser que datan de aproximadamente 2 años.

En la zona noroeste existen rellenos también, aunque son más recientes y básicamente están compuestos por el producto de excavaciones cercanas.

Por su parte, los rellenos del lindero oeste han conformado un bordo trapezoidal con una base aproximada de 5 m y una altura de 2 m dichas dimensiones se van reduciendo hacia el norte, hasta desaparecer en la mitad del predio, donde el bordo se interrumpe para continuar más adelante.

Hacia los linderos este y oeste hay zonas en las que se desarrollan una serie de grietas transversales, las cuales se han generado por los esfuerzos de tensión que se producen súbitamente en el suelo, al estancarse el agua de lluvia después de un intenso y prolongado periodo de desecación. Las más notorias son las que se encuentran del lado este, en la zona baja cercana a las bodegas de Pedro Domecq, donde se acumula gran cantidad de agua proveniente de escurrimientos superficiales. Estas presentan una abertura promedio de 50 cm en la superficie; en general se encuentran azolvadas, por lo que no fue posible medir su profundidad (Plano 2).

### **2.1.1.2 EXPLORACION DEL SUBSUELO**

Con base en el conocimiento aproximado del subsuelo en la zona circunvecina, así como de la magnitud de la obra por construir, inicialmente se programaron 13 sondeos, a saber: 2 sondeos alterados continuos, a 30 m de profundidad; 3 sondeos mixtos, también continuos, de los cuales 2 eran a 20 m y 1 a 30 m y, 8 pozos a cielo abierto a 3 m. Sin embargo, debido a las erraticidades encontradas durante la exploración, se redujo el número de sondeos a 11 según se cita a continuación:

- Un sondeo alterado (A-1) , continuo a una profundidad de 46.12 m.
- Dos sondeos mixtos ( M-1 y M-2 ) , también continuos, a profundidades

de 35.1 y 35.2 m, respectivamente.

- Ocho pozos a cielo abierto ( PCA- 1 a PCA- 8 ), con profundidades de 2.9 a 3.0 m.

Estos se distribuyeron de forma tal que cubrieran completamente el área de estudio (fig. II-1).

Del sondeo A-1 se obtuvieron muestras alteradas de acuerdo al método de penetración estándar, el cual consiste en el hincado a percusión de un muestreador de pared gruesa, de 3.5 cm de diámetro interior y de 60 cm de longitud; con este método, a partir del número de golpes requeridos para penetrar los 30 cm intermedios, es posible determinar la capacidad o consistencia de los suelos atravesados.

De los sondeos M-1 y M-2 se obtuvieron especímenes alterados e inalterados. Los primeros se recuperaron de acuerdo al método de penetración estándar ya mencionado y los segundos se obtuvieron con muestreadores de pared delgada, tipo Shelby, de 10 cm de diámetro y 90 cm de longitud, hincados a presión cuando se encontraron suelos blandos y eventualmente a rotación cuando se atravesaron suelos duros o compactos, como en el sondeo M-2 , en el cual se requirió atravesar un estrato de arena compacta a los 29 m de profundidad (fig.II-8).

Por otra parte, de los pozos a cielo abierto se extrajeron muestras cúbicas inalteradas, de 20 cm de lado, las cuales se labraron manualmente en sus paredes cada vez que se detectó un cambio de estrato. En los pozos PCA-1, PCA-3, PCA- 5, PCA- 6 y PCA-7, se empleó también, el muestreador Shelby para obtener especímenes inalterados por abajo del nivel freático. Finalmente, y con el objeto de conocer la presión del agua intersticial, se instaló una estación piezométrica con dos elementos tipo Casagrande (EP-1 y EP-2 ), a 25 y 15 m de profundidad, muy cerca del sondeo A-1 (fig. II-1).

### **2.1.3 ENSAYES DE LABORATORIO**

A todas las muestras extraídas del subsuelo, alteradas o inalteradas, se les efectuaron los siguientes ensayos índice, encaminados a su correcta identificación y a conocer en forma cualitativa sus propiedades mecánicas:

- Clasificación visual y al tacto, en húmedo y en seco, de acuerdo con el sistema unificado (SUCS).
- Contenido natural del agua.
- Límites de plasticidad, líquido y plástico.
- Análisis granulométrico o determinación del porcentaje de partículas retenidas en las mallas No. 4 (4.76 mm.) y 200 (0.074 mm.)

Los resultados se presentan más adelante.

En adición, a las muestras inalteradas representativas de los diversos estratos del subsuelo, se les realizó los siguientes ensayos especiales para determinar, cualitativamente, la resistencia al esfuerzo cortante y la compresibilidad.

- Torcómetro o vetea manual (fig. II-2 a II-8 ).
- Compresión axial (fig. II-20 y II-21)
- Compresión triaxial rápida (fig. II-22 a II-27)
- Compresión triaxial consolidada-rápida (fig. II-28 a II-30)
- Consolidación (fig. II-31 a II-36).

### **2.1.4 SECUENCIA ESTRATIGRAFICA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO**

De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la Ciudad de México el predio en estudio se encuentra en la denominada Zona de Lago, cerca de la frontera con la Zona de Transición progresiva, caracterizada por una estratigrafía relativamente homogénea, donde los espesores y propiedades de los materiales no tienen variaciones importantes entre puntos cercanos. Dicha estratigrafía está tipificada por depósitos de



arcillas compresibles, con espesores de 35 a 50 m, intercaladas por un estrato de limos duros y cementados, denominada Capa Dura.

A partir de los resultados de los sondeos se determinó la secuencia estratigráfica (fig. II-37 y plano 1) que se describe más adelante, en la que se marca una cierta erraticidad, seguramente asociada a la cercana frontera con la Zona de Transición.

- **Manto superficial.** Tiene un espesor de 4.2 a 5.1 m, excepto en el sondeo M-1, en donde se reduce a 3.8 m. Está constituido por 2 tipos de suelos: una primera capa, discontinua, de arcilla de baja plasticidad (CL), de color café claro, poco arenosa, de consistencia blanda a muy firme (2 a 18 golpes en la prueba de penetración estándar), con un espesor de 0.60 a 1.2 m; y otra compuesta por limos de alta plasticidad (MH), también de color café claro y con poca arena, de consistencia blanda a dura (2 a 40 golpes en prueba de penetración estándar), con un espesor de 2.6 a 4.4 m. Como única singularidad, en el sondeo M-2 se localizó entre 1.8 y 2.0 m, una lente de limo arenoso de baja plasticidad (ML).

En los sondeos PCA-1 a PCA-8 se observan además otras particularidades, como la existencia en algunas zonas de una cubierta de material de relleno, constituido por tepetate (PCA-2 y PCA-8), o por cascajo (PCA-3, PCA-5, PCA-6), así como la presencia de lentes de arena limosa (SM, SP-SM), en ocasiones con pocas gravas, intercaladas en los limos de alta plasticidad (PCA-1, PCA-2, PCA-3).

El contenido de agua en la capa superficial formada por arcilla y/o material de relleno, varía entre porcentajes de 10 a 50 %, mientras que en los limos aumenta el rango de 50 a 150 % (fig. II-2 a II-8). En ambos casos el valor promedio del peso volumétrico natural es de 1.5 ton/m<sup>3</sup> (fig. II-20 y II-21).

En ensayos con torcómetro y de compresión axial efectuados con muestras de los limos, se determinaron valores de cohesión de 0.15 a 1.22 kg/cm<sup>2</sup>, en los primeros de 0.44 a 1.28 kg/cm<sup>2</sup>, en los segundos (fig. II-2 a II-8 y II-20 ). El módulo de deformación tangente determinado a partir de las pruebas de compresión axial está comprendido entre 75 y 150 kg/cm<sup>2</sup>, siendo de 3.3% la máxima deformación a la falla.

Por otro lado, de las pruebas triaxiales rápidas y consolidadas-rápidas, se determinaron valores de cohesión de 0.55 y 0.75 kg/cm<sup>2</sup>, en las primeras y de 0.60 y 0.75 kg/cm<sup>2</sup>, en las segundas, asociados al un ángulo de fricción interna de 17.0° y 17.5° y de 35.0° y 26.0°, respectivamente (fig. II-22, II-23, II-28, y II-29 ). En estos casos el módulo de elasticidad tangente determinado a partir de las curvas esfuerzo - deformación oscila entre 30 y 130 kg/cm<sup>2</sup>, en las pruebas rápidas, y entre 75 y 450 kg/cm<sup>2</sup>, en las consolidadas rápidas, con un porcentaje máximo de deformación a la falla de 17.8 y 7.8 %, respectivamente.

- *Formación arcillosa superior.* Se extiende hasta profundidades de 25.2 y 28.8m (fig. II-6 a II-8 ), siendo la zona norte en donde alcanza el mayor espesor. Está compuesta principalmente por arcillas de alta plasticidad (CH), de color café y verde con distintas tonalidades y consistencia muy blanda (0 golpes en la prueba de penetración estándar) intercaladas por lentes areno- limosas (SM), muy sueltas a compactas (4 a 42 golpes ), con espesor de 10 a 15 cm, o bien por estratos de limo de baja y alta plasticidad (ML, MH), de colores café claro o gris verdoso, con poca o nada de arena fina, y de consistencia muy blanda a dura (0 a 42 golpes ) , con espesores desde 10 cm hasta 2.0 m

Aunque ésta es la estratigrafía predominante, se detectó una cierta erraticidad en el sondeo A-1, tipificada por una gruesa lente de arena limosa

(SM), muy compacta, entre 15.5 y 18.6 m de profundidad, la cual no aparece en los sondeos M-1 y M-2.

Dada la gran distancia que existe entre los sondeos, resulta difícil saber que tanto se extiende dicha lente en el subsuelo; podría tratarse simplemente de una condición aislada. Ello tendrá que confirmarse en una etapa de exploración posterior.

El valor medio del peso volumétrico natural en las arcillas es de 1.20 ton/m<sup>3</sup>, y su contenido de agua varía de 150 a 450 %, aun en su valor predominante se encuentra entre 200 y 350 %.

La cohesión fluctúa en el rango de 0.18 a 0.62 kg/cm<sup>2</sup>, con torcómetro (fig. II-6 a II-8), de 0.12 a 0.58 kg/cm<sup>2</sup>, en ensayos de compresión axial (fig. II-21) de 0.18 a 0.26 kg/cm<sup>2</sup>, en pruebas triaxiales rápidas (fig. II-24 a II-26), asociada está última al ángulo de fricción interna de 2.5° a 3.5°, respectivamente. El módulo de deformación determinado a partir de las pruebas de compresión axial fue de 10 a 160 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que el módulo de elasticidad fluctuó de 10 a 160 kg/cm<sup>2</sup>, con porcentajes máximos de deformación de 12.0 y 13.3 %, respectivamente.

Respecto a su compresibilidad en general es alta, ya que el coeficiente de variación volumétrica asociado al esfuerzo efectivo actual oscila entre 0.087 y 0.113 kg/cm<sup>2</sup>, en el sondeo M-1 (fig. II-31 a II-33), y entre 0.036 y 0.057 kg/cm<sup>2</sup>, en el sondeo M-2 (fig. II-34 a II-36).

- *Capa dura.* Se detectó con un espesor de 2.4 a 3.9 m, y está compuesta por limos de baja plasticidad (ML) y/o arenas limosas (SM), de consistencia dura los suelos finos y muy compactas las arenas (más de 50 golpes). En un ensaye triaxial consolidado-rápido efectuado en una muestra de las arenas limosas del sondeo M-2, se determinó una cohesión de 0.75 kg/cm<sup>2</sup> y un ángulo de fricción

interna de 22.5° (fig. II-30). Por su parte, el módulo de elasticidad tangente está comprendido entre 130 y 300 kg/cm<sup>2</sup>, siendo de 5.7 % máxima deformación a la falla.

*-Formación arcillosa inferior.* En la capa final y con espesor indefinido, mayor de 18.7m, se encuentran nuevamente arcillas muy compresibles, de características similares a las de la formación superior, intercaladas en este caso por lentes limosas únicamente, con espesores desde 10 cm hasta 1.6 m.

La cohesión oscila entre 0.28 y 0.90 kg/cm<sup>2</sup>, en ensayos con torcómetro y es de 0.44 kg/cm<sup>2</sup>, en un ensayo de compresión axial (fig. II-7,II-8 y II-21).

El agua freática es salubre y se localizó entre 1.8 m (en el sondeo A-1) y 3.0 m (en el PCA-8). En las dos celdas piezométricas, se encontró que el nivel del agua está a 2.30 y 2.15 m, respectivamente, lo que implica presiones menores a la hidrostática en 0.50 y 0.35 ton/m<sup>2</sup>.

Cabe mencionar que el hundimiento regional en esta parte del Valle de México fue de magnitud moderada la década antepasada; de 1973 a 1977 tuvo un valor de 7.5 cm/año, pero los valores se incrementaron en el orden de 15 cm/año, en el periodo de 1982 a 1985, es decir, se incrementó al doble en un periodo de 5 años.

## **2.2 METODOS DE SONDEO DEFINITIVOS**

Estos métodos tienen por objeto obtener muestras inalteradas en suelos apropiados para pruebas de compresibilidad, resistencia y muestreo de roca que no fueron posible obtenerse por los métodos antes mencionados; en ocasiones, cuando las muestras representativas no varían mucho, se pueden considerar como definitivas, es decir, no se requiere otra exploración posterior para recabar características del suelo,

pero cuando se tienen problemas referentes a asentamientos o resistencia al esfuerzo cortante del suelo es necesario recurrir a estos sondeos:

1) Pozo a cielo abierto con muestra inalterada (expuesto anteriormente).

2) Muestreo con pared delgada. Se debe a M. J. Huorslev un estudio exhaustivo moderno que condujo a procedimientos de muestreo de pared delgada que, por lo menos en suelos cohesivos, se usan actualmente en forma prácticamente única.

El grado de perturbación que produce el muestreador depende principalmente, según el propio Huorslev puso de manifiesto, del procedimiento usado para su hincado; las experiencias han comprobado que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable, ese hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes, ni con algún otro método dinámico. Hincando el tubo a presión, a velocidad constante y para un cierto diámetro de tubo, el grado de alteración parece depender esencialmente de la llamada relación de áreas; este tipo de muestreo se divide en:

- *Tipo Shelby*. Este es el tipo más común de muestreo de pared delgada.

- *De Pistón*. Este tipo tiene como objeto eliminar, o casi, la tarea de limpieza de fondo del pozo previo al muestreo (necesaria en los muestreadores abiertos). Al hincar el muestreador con el pistón en su posición inferior, puede llevarse al nivel deseado sin que el suelo alterado de niveles más altos en el fondo del pozo entre en él; una vez en el nivel del muestreo, el pistón se eleva hasta la parte superior y el muestreador se hinca libremente o bien fijado el pistón en el nivel de muestreo con un mecanismo accionado desde la superficie, se hinca el muestreador relativamente al pistón hasta que se llena de suelo.

- *Dispositivo de Hincado por Presión de un Diferencial.* Este dispositivo se emplea cuando no se dispone de una máquina perforadora que aplique la presión mecánicamente. En ocasiones, en suelos muy blandos y con alto contenido de agua, los muestreadores de pared delgada no logran extraer la muestra, saliendo sin ella a la superficie; esto tiende a evitarse hincando el muestreador lentamente y, una vez lleno de suelo, dejándolo en reposo un cierto tiempo antes de proceder a la extracción. Al dejarlo en reposo la adherencia entre el suelo y el muestreador crece con el tiempo, pues la arcilla remoldeada de la superficie de la muestra expulsa agua hacia el interior de la misma aumentando, por lo tanto, su resistencia y adherencia con el muestreador.

3) *Método Rotatorio para Roca.* Cuando un sondeo alcanza una capa de roca más o menos firme o cuando en el curso de la perforación de las herramientas hasta aquí descritas tropiezan con un bloque de naturaleza rocosa, no es posible lograr penetración con los métodos estudiados y ha de recurrirse a un procedimiento diferente.

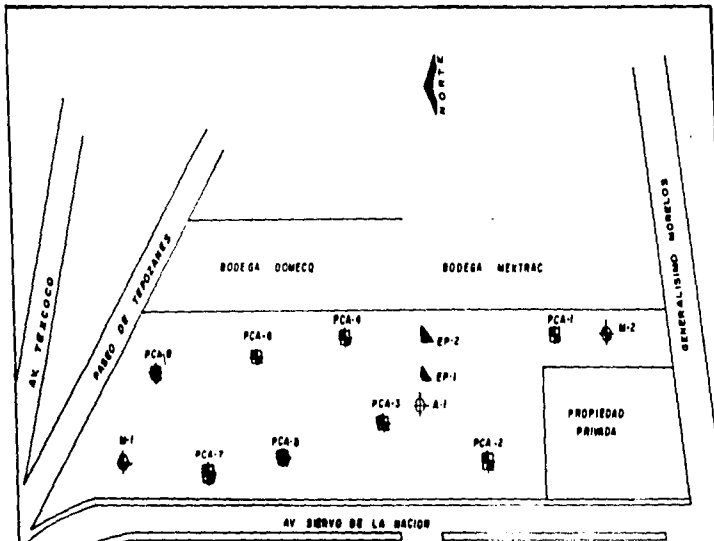
Cuando un gran bloque o un estrato rocoso aparezca en la perforación, se hace indispensable recurrir al empleo de máquinas perforadoras o rotación, con broca de diamante o del tipo cáliz.

En las primeras, al extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador especial llamado corazón, en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustación de diamante industrial, que facilita la perforación.

En las segundas, los muestreadores son de acero duro y las penetraciones se facilitan por medio de municiones de acero que se echan a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo. En roca muy fracturada puede existir el peligro de que las municiones se pierdan.

**Perforadoras tipo cáliz se han construido con diámetros muy grandes, hasta para hacer perforaciones de 3 m en estos casos la máquina penetra en el suelo con la misma broca.**

**En vista de que los resultados obtenidos con el estudio preliminar de mecánica de suelo en el terreno donde se construyó la unidad Tepozanes del INFONAVIT, son bastantes confiables, se omite el estudio definitivo, y por lo tanto se tomaran los datos del estudio preliminar.**



**SIMBOLOGIA**

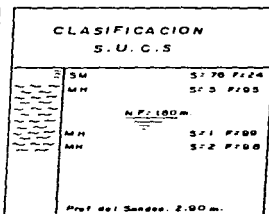
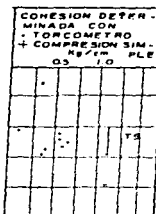
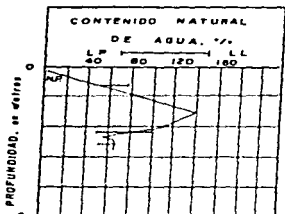
- Suelo Alterado A
- Suelo Mulo M
- Pozo o Cisterna Abierta PCA
- Estacion Pluviofija EP

**SUPERFISIE TOTAL**  
149,797.48 m<sup>2</sup>

	<b>U N A M</b>	
	<b>ERE P ARAGON</b>	
	UNIDAD TEZOZANES COL	
	POPULAN ERMITA ZARAGOZA Av Tezozanos y Sierra de la Nacion	
Estado del Subsector Exploracion y Muestreo		
FM. 11-1	NOV. 1980	MEXICO, D.F.

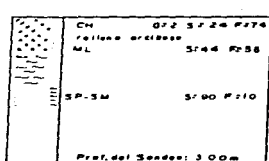
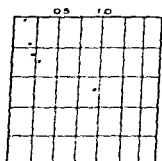
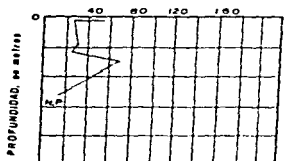


PCA-1



TS: Tubo Shelby  
PCA-2

N.F.: Nivel Fractura



N.P.7 No plastico

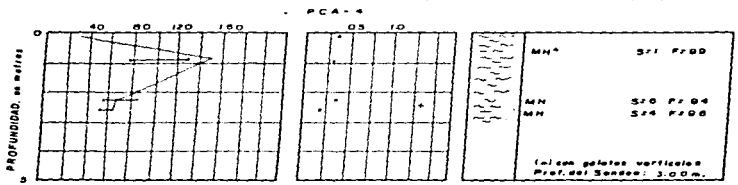
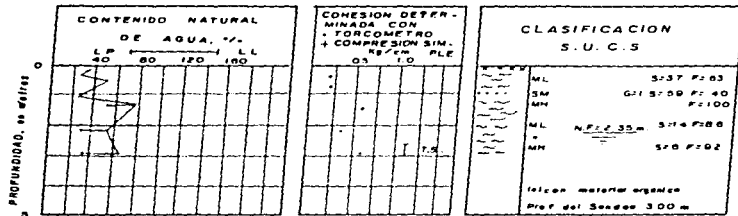
N.F.: Nivel Fractura  
No se localizo nivel fractura

SIMBOLOGIA

- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

	<b>U N A M</b>
	<b>E N E P A R A G O N</b>
	UNIDAD TEPOZANES COL POPULAR ERMITA ZARAGOZA A.Texcoco y Siervo de la Nacion
Estudio del Subsuelo Perfiles Estratigraficos Sondos PCA-1 y PCA-2	
FIG. 11-2	NOV. 1960 MEXICO, D.F.

PCA-3

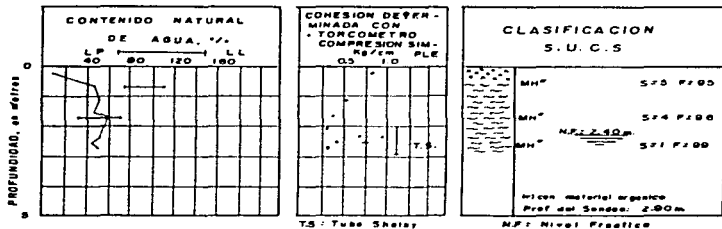


**SIMBOLOGIA**

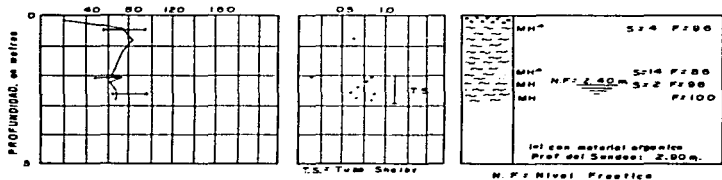
- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

	U N A M E N E P ARAGON	
	UNIDAD TEOPIANES - COL POPULAR ERMITA ZARAGOZA A.T. Texaco y Siervo de la Nacion	
	Estudio del Sub suelo Perfilos Estratigraficos Sondas PCA-3 Y PCA-4	
	FIG. 11-3	NOV. 1980

PCA-5

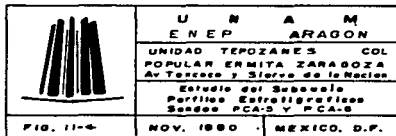


PCA-6

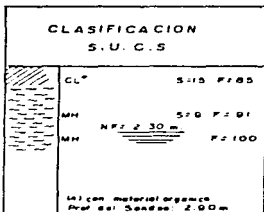
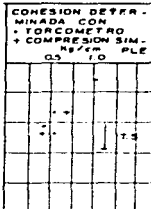
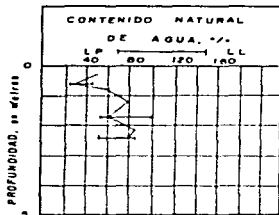


## SIMBOLOGIA

	RELLERO
	ARCILLA
	LIMO
	ARENA
	GRAVA

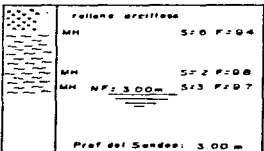
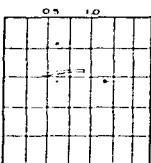
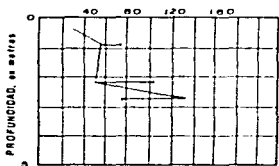


PCA - 7



TS: Tubo Shelby

PCA - 8



N.F.: Nivel Freático

0: 2% de Grava  
2: 2% de Arena  
F: 2% de Fines

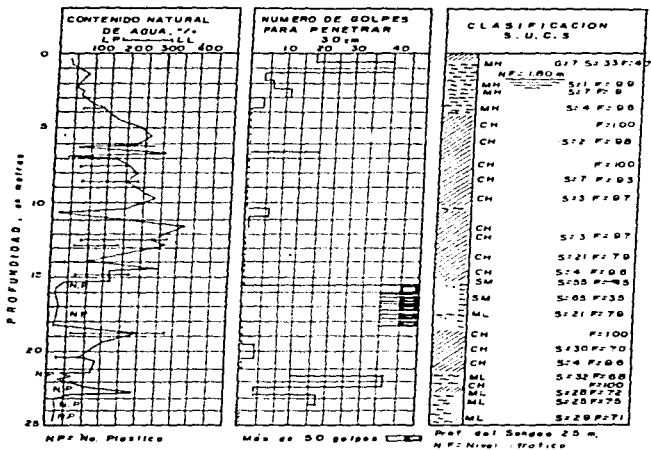
SIMBOLOGIA

	RELLENO
	ARCILLA
	LIMO
	ARENA
	GRAVA



FIG. 11-5

<b>U N A M</b>	
<b>E N E P A R A G O N</b>	
UNIDAD TEPOZANES COL POPULAR ERMITA ZARAGOZA Av. Tescera y Sierra de la Neblina	
Estudio del Subsuelo Perfiles Estratigráficos Sondeo PCA-7 Y PCA-8	
NOV. 1980	MEXICO, D.F.



**SIMBOLOGIA**

	ARCILLA
	LIMO
	ARENA
	GRAVA

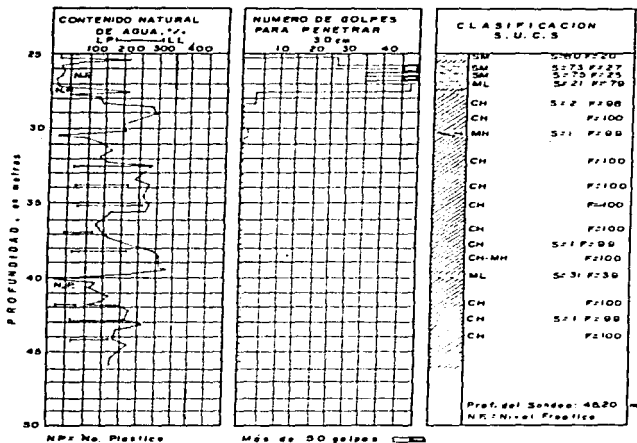


U N A M E N E P A R A G O N	
UNIDAD TEROZANES COL. POPULAR ERMITA ZARAGOZA Av. Terozo y Sierra de la Neblina	
Estudio del Subsuelo Perfiles Estratigráficos Sondeo A.	

FIG. II-6A

NOV. 1990

MEXICO, D.F.



NPK No. Plastico

Más de 50 golpes

Penetración por Paso de Herramienta

G: % de Grava  
S: % de Arena  
F: % de Fines

SIMBOLOGIA

	ARCILLA
	LIMO
	ARENA
	GRAVA



U N A M  
E N E P  
ARAGON

UNIDAD TEOZANES COL.  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Torcuato y Sierra de la Nación

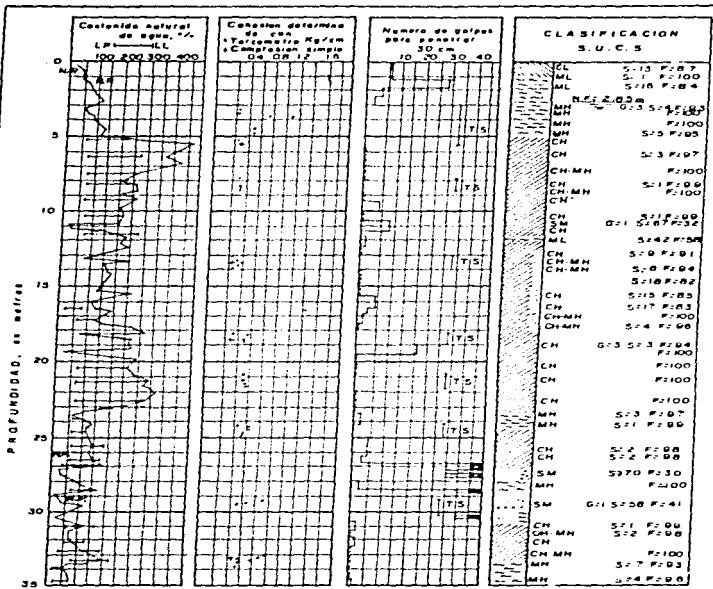
Estudio del Subsuelo  
Perfiles Estratigraficos  
Sondeo A-1

FIG. 11-68

NOV. 1990

MEXICO, D.F.





Profundidad, en metros

NP: No plastico

..... Penetración por peso de arenita en

Más de 50 golpes

T.S.: Tipo Shelby

N.F.: Nivel Fractura

Prof. del Suelo: 35.00 m.

- SIMBOLOGIA**
-  ARCILLA
  -  LIMO
  -  ARENA
  -  GRAVA



U N A M  
 E N P A R A G O N

UNIDAD TEPOZANES COL  
 POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
 Av. Tercero F. Sur de la Roma

Estudio del Sub suelo  
 Perfiles Estratigraficos  
 Seales M-2

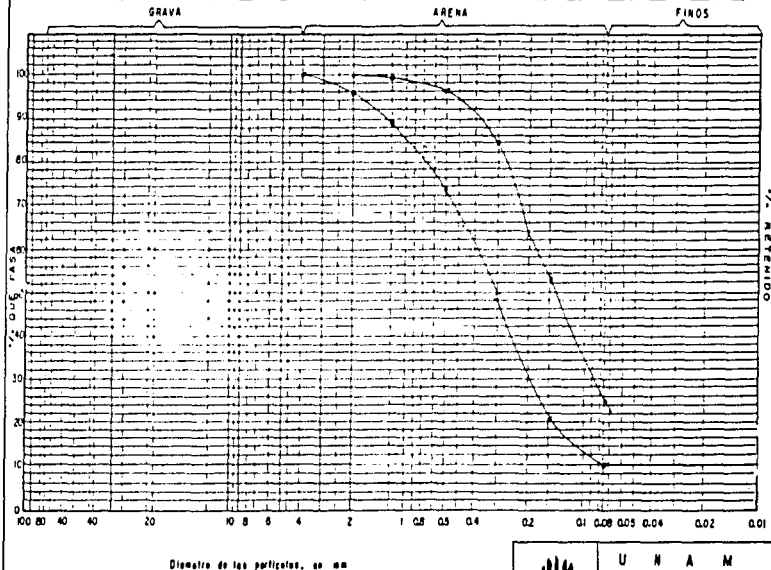
FIG. II-8

NOV. 1990

MEXICO, D.F.



SONDEO	PROF MED	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	
PCA-1	0.10	—	0.09	0.17	—	—	0	78	24	SM
PCA-2	2.69	0.08	0.18	0.40	3.00	0.99	0	90	10	SP-SM



U N A M  
E N E P A R A G O N

UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
AN.Toluca y Seguro de la Nación

Estudio del Sub suelo  
Análisis Granulométrico  
Sondeos PCA-1 Y PCA-2

FIG. II-9

NOV. 1960

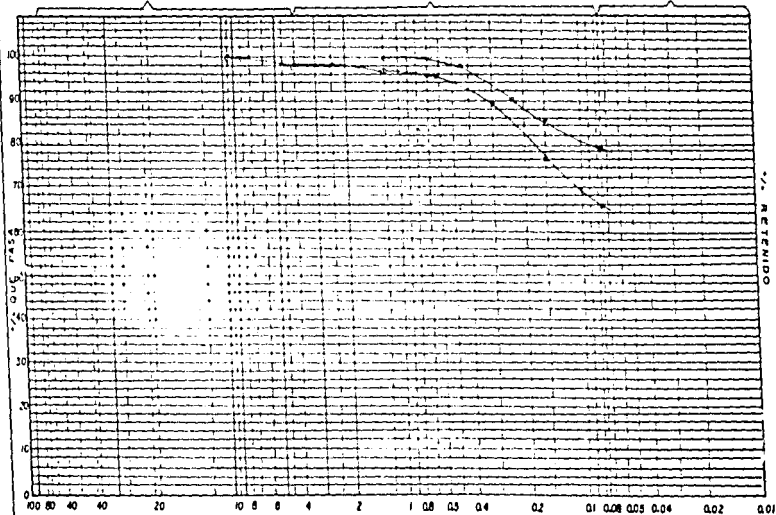
MEXICO, D.F.

SONDEO	PROF MED	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	
A-1	0.05	—	—	—	—	—	2	33	65	MH
A-1	14.00	—	—	—	—	—	0	21	79	CH

GRAVA

ARENA

FINOS



Diametro de las partículas, en mm



U N A M  
E N E P A R A G O N

UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
AN. Toluca y Sierra de la Neoca

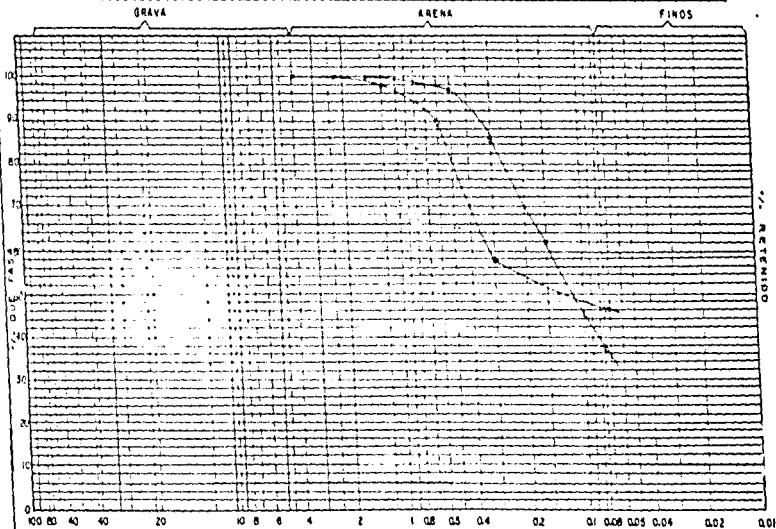
Estudio del Substrato  
Análisis Geotécnico  
Sondeo A-1

FIG. II-10

NOV. 1980

MEXICO, D.F.

SONDEO	PROF MED	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	#	##	##	##	—	—	%	%	%	
A-1	15.35	—	—	0.18	—	—	0	55	45	SM
A-1	18.30	—	—	0.14	—	—	0	63	37	SM



Diámetro de las partículas, en mm



U N A M  
E N E P A R A G O N

UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Toluca y Sierra de la Nacion

Estudio del Subecle  
Análisis Geotécnico  
Sondeo A-2

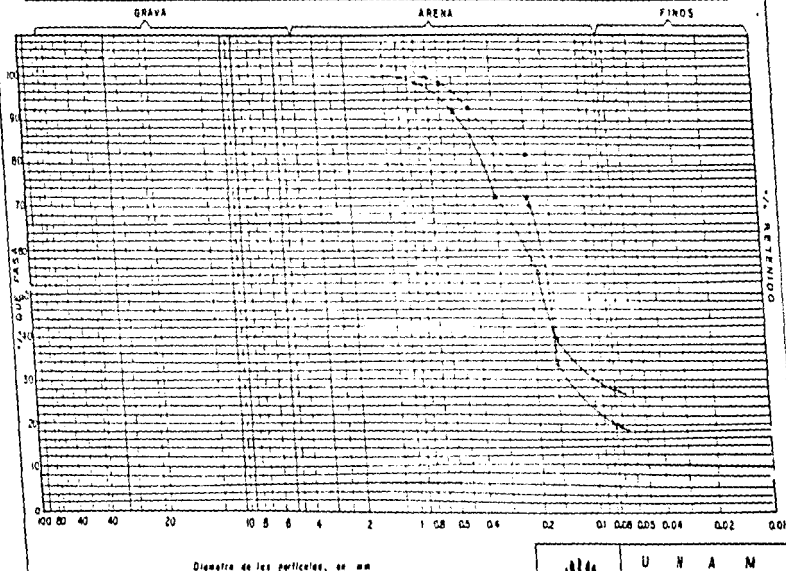
FIG 11-1

NOV., 1990

MEXICO, D.F.



SONDEO	PROF MED	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	
A-1	23.30	—	0.73	0.20	—	—	0	80	20	SM
A-1	25.90	—	0.09	0.21	—	—	0	75	27	SM



57

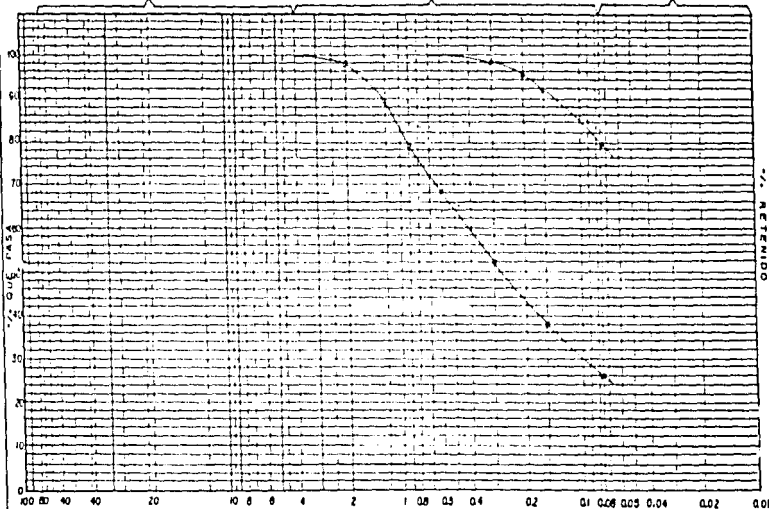
	<b>U N A M</b>	
	<b>E N E P A R A G O N</b>	
	UNIDAD TEPOZANES COL POPULAR ERMITA ZARAGOZA AN Texcoco y Sierra de la Nevoa	
Estado del Substrato Analisis Granulométrico Sondeo A-1		
FIG 11-14	NOV. 1980	MÉXICO, DF

SONDEO	PROF MED	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m.	mm.	mm.	mm.	—	—	%	%	%	
A-1	26.40	—	0.10	0.43	—	—	0	75	25	SM
A-1	27.30	—	—	—	—	—	0	21	79	ML

GRAVA

ARENA

FINOS



Diámetro de las partículas, en mm



U N A M  
E N E P A R A G O N

UNIDAD TEPOZANES COL.  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Al Tzacuc y Sierra de la Macca

Estado del Subsuelo  
Análisis Geomecánica  
Sondeo A-1

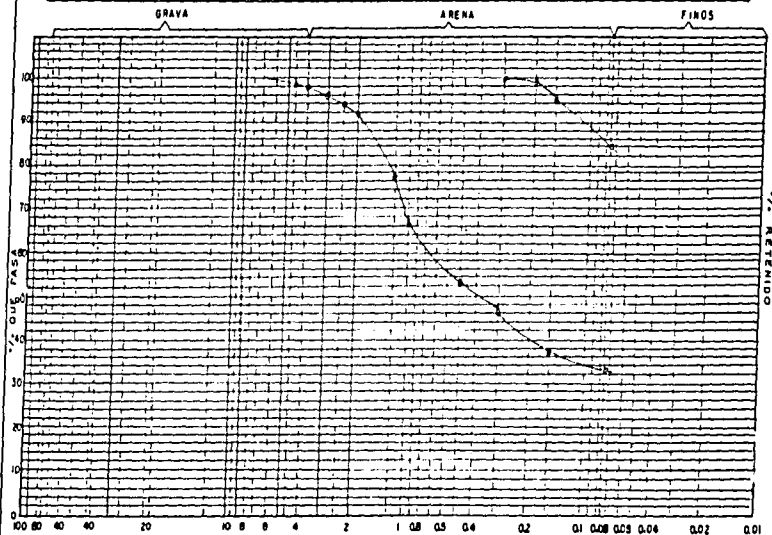
FIG 1H-5

NOV., 1980

MEXICO, D.F.



SONDEO	PROF MED	D <sub>10</sub>	D <sub>30</sub>	D <sub>60</sub>	C <sub>u</sub>	C <sub>c</sub>	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m.	mm.	mm.	mm.	—	—	%	%	%	
M-2	1.70	—	—	—	—	—	0	18	84	M L
M-2	10.75	—	—	0.75	—	—	1	87	32	S M



Diametro de las partículas, en mm



UNAM  
ENEP ARAGON

UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
AL Tzacaco y Sierra de la Maciza

Estudio del Sub suelo  
Análisis Granométrico  
Sondeo M-2

FIG. 11-17

NOV. 1980

MEXICO, D.F.






Series	Prof. m.	Densidad de Sólidos S	Contenido de Agua % %	Grado de Saturación G	Relación de Volúmenes W	Deformación de Uniflexión S/L %	Resistencia a la Compresión Q <sub>c</sub> Kg/cm <sup>2</sup>	Peso Volumétrico		Clasificación S.U.C.S.
								húmedo Kg/m <sup>3</sup>	seco Kg/m <sup>3</sup>	
PCA-4	2.30	2.605	61	97	1.67	1.77	2.55	1585	884	M H
PCA-5	2.30	2.650	68	96	1.85	2.78	152	1859	933	
PCA-7	1.75	2.620	78	96	2.15	3.30	1.42	1493	837	
	2.35	2.608	73	95	2.01	1.76	0.88	1498	866	
PCA-8	2.25	2.604	58	96	1.58	1.55	2.34	1599	1011	

Notes:

1 - ESPECIMEN QUEBRADIZO

	<b>U N E P A R A G O N</b>	
	<b>UNIDAD TEPOZANES COL POPULAR ERMITA ZARAGOZA Ar, Teococoy Sierra de la Nequia</b>	
	Estudio del Subovulo Resultados de ensayos de compresión axial	
FIG. 11-20	NOV. 1960	MEXICO, D.F.

Sondeo	Prof.	Disidad de Sólidos S	Contenido de Agua	Grado de Saturación G	Relación de Vacíos e	Determinación de Unidades S/L	Resistencia de Compresión q <sub>u</sub>	Peso Volumetrico		Clasificación S. U. C. S.
								humedo Kg/m <sup>3</sup>	seco Kg/m <sup>3</sup>	
M-1	4.00	2.321	256	100	6.48	1.44	0.64	1160	337	CH
	6.60	2.410	197	102	4.68	3.66	0.74	1262	475	
	10.70	2.373	305	99	7.29	3.33	0.53	1159	286	
	13.95	2.252	226	102	5.00	12.44	0.36	1222	375	
	24.10	2.513	107	93	2.91	9.36	0.24	1332	643	MH
	28.45	2.343	286	100	3.05	3.40	1.10	1329	579	CH
M-2	<sup>(2)</sup> 3.35	2.659	57	99	1.53	PESO		1650	1053	MH
	<sup>(2)</sup> 5.15	2.491	230	98	6.33	VOLUMETRICO		1139	267	CH
	5.40	2.506	290	98	7.55	3.36	0.67 <sup>(2)</sup>	1161	263	CH
	8.25	2.414	213	95	5.16	3.84	0.58 <sup>(2)</sup>	1222	361	
	9.45	2.403	257	103	6.00	PESO VOLUMETRICO		1229	343	
	13.15	2.349	206	98	4.93	2.84	0.67 <sup>(2)</sup>	1212	366	CH-MN
	<sup>(2)</sup> 13.55	2.506	126	97	3.24	PESO VOLUMETRICO		1333	591	
	<sup>(2)</sup> 18.45	2.420	244	99	4.96	3.40	1.10	1196	348	CH
	18.45	2.573	250	95	2.57	5.90	0.51	1407	720	
	<sup>(2)</sup> 18.65	2.313	210	101	4.61	PESO VOLUMETRICO		1236	398	
	33.20	2.380	206	99	5.00	3.36	0.88	1220	396	CH-MH

Notas

- 1° ESPECIMEN FRAGRIL  
2° ESPECIMEN QUEBRADIZO



U N A M  
E N E P A R A G O N  
UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
AV. TORREÓN Y SIERRA de la Nación

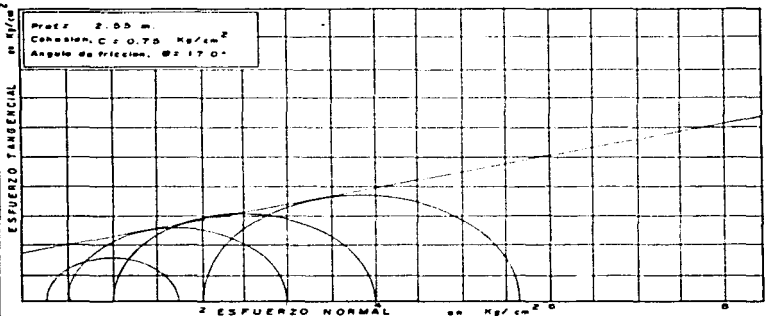
Estudio del Subsueldo  
Resultados de ensayos en  
compresión axial

FIG. 11-21

NOV. 1960

MEXICO, D.F.

Densidad de satigos	Retencion de vacios en el	Contenido de agua inicial W <sub>i</sub>	Grado de saturacion inicial W <sub>f</sub>	Lmite liquido LL	Lmite plastico LP	Deformacion porcentual S/L	Esfuerzos		Peso volumetrico natural	Clasificacion S.U.C.S.
							menor	mayor		
—	—	%	%	%	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>	
2.370	1.00	04	00	65	40	4.5	0.20	1.70	1370	MH
	1.07	05	101			13.3	0.50	3.00	1592	
	1.03	03	09			17.4	1.00	4.00	1894	
	1.50	03	101			17.8	2.00	5.70	1813	



U N A M  
E N P A R A G O N

UNIDAD TEOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Teocaco y Siervo de la Nacion

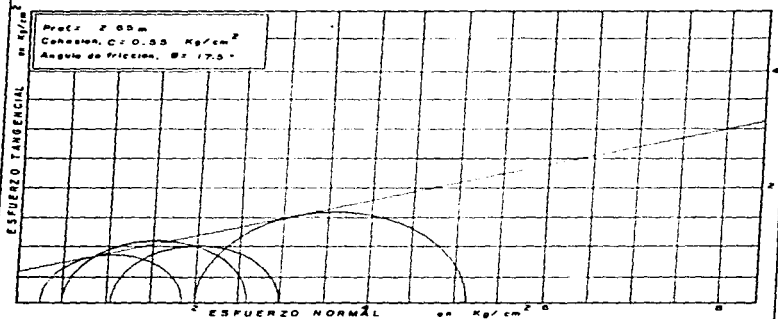
Estudio del Sub suelo  
Tribunal rapido  
Sedex PCA-1

FIG. 1H-22

NOV. 1960

MEXICO, D.F.

Densidad de sólidos	Relación de vacíos inicial e1	Contenido de agua inicial W1	Grado de saturación inicial Wp	Límite líquido LL	Límite plástico LP	Deformación porcentual S/L	Esfuerzo (plástico)		Peso volumétrico natural	Clasificación S.U.C.S	
							menor	mayor			
—	—	—	—	—	—	—	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>		
2.600	2.06	77	97	95	63		4.5	0.25	190	1500	M H
	1.97	74	98				3.4	0.50	280	1580	
	1.99	76	100				3.3	1.100	300	1530	
	1.88	72	100				4.8	2.00	320	1350	

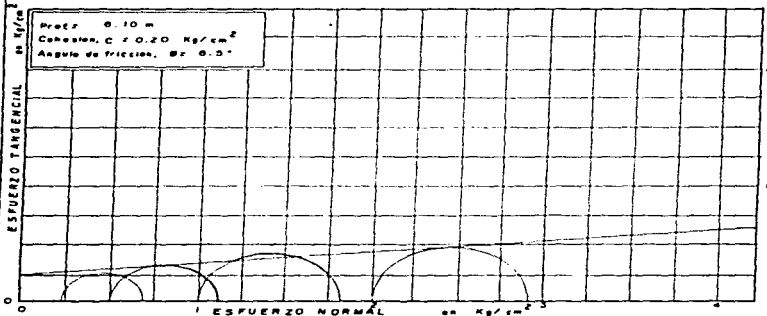


**U N A M**  
**E N E R A R A G O N**

UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av Tepozco y Siervo de la Nación

Estudio del Substrato  
Triaxial rígido  
Sondeo PCA-7

Densidad de satidos	Relacion de vacios inicial e <sub>i</sub>	Contenido de agua inicial w <sub>i</sub>	Grado de saturacion inicial w <sub>r</sub>	Limite liquido LL	Limite plastico LP	Deformacion porcentual S/L	Esfuerzos principales		Peso volumetrico natural	Clasificacion S.U.C.S.	
							menor	mayor			
		%	%	%	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>		
2.420	0.51	205	98	303	66	2.3	0.25	0.70	1175	CH	
	0.38	207	99				3.4	0.50	1.10		1186
	0.63	271	99				2.8	1.00	1.85		1175
	0.75	282	101				3.4	2.00	2.95		1191



**U N A M**  
**E N E P A R A G O N**

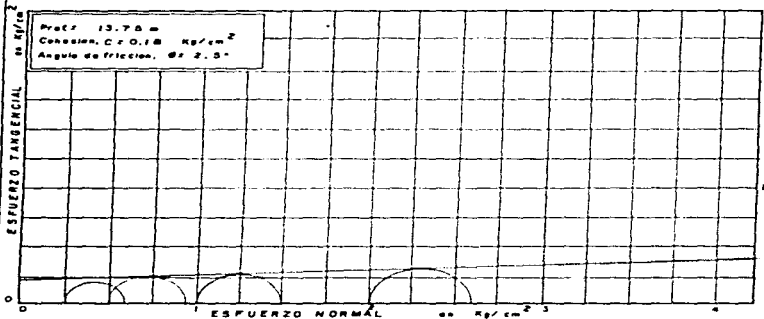
UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Tepozaco y Sierra de la Neblina


Estudio del Subsuelo  
Triaxial simple  
Soledad, N.-J.

FIG. 11-24

NOV. 1990 MEXICO, D.F.

Designo de suelos	Relacion de partes de yeso a tierra	Contenido de agua natural W <sub>1</sub>	Grado de saturacion natural w <sub>1</sub>	Lmite liquido LL	Lmite plastico LP	Deformacion porcentual S <sub>p</sub> /L	Esfuerzos principales		Peso volumetrico natural	Clasificacion S.U.C.S.	
							menor	mayor			
—	—	%	%	%	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>		
2.300	4.24	183	100	101	99	10.2	0.35	0.80	1253	CH	
	4.56	196	98				10.1	0.50	0.95		1213
	3.30	230	99				8.9	1.00	1.00		1199
	5.37	232	99				13.3	2.00	2.80		1200

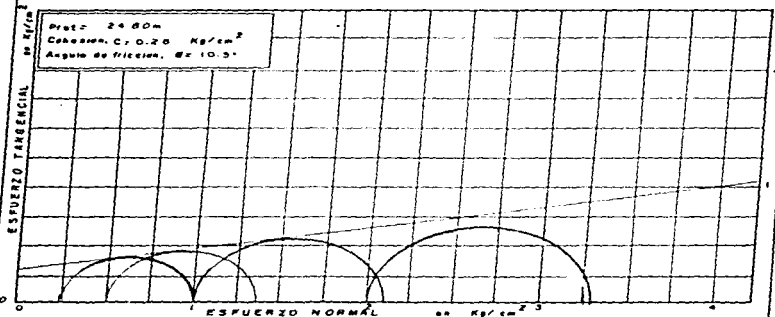




**U N A M**  
**E N E P A R A G O N**  
 UNIDAD TEPOZANES COL  
 POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
 Av. Tostado y Siervo de la Nación  
 Estudio del Sub suelo  
 Triaxial, reales  
 Seneca M-1

FIG. 11-25
NOV. 1960
MEXICO, D.F.

Densidad de saturos	Relacion de vacios (e)	Contenido de agua inicial (w)	Grado de saturacion (Sr)	Lmite liquido (LL)	Lmite plastico (LP)	Determinacion porcentual S/L	Esfuerzos plasticos		Peso volumetrico natural (Kg/cm <sup>3</sup> )	Clasificacion S.U.C.S.
							menor	mayor		
2.530	2.70	106	100	82	47	16	0.25	1.60	1420	MH
	2.30	90	100			28	0.50	1.40	1464	
	1.60	66	101			66	1.00	2.10	1599	
	1.06	78	66			4.5	2.00	3.30	1506	



U N A M  
ENEP ARAGON

UNIDAD TEPOZANES, COL.  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Tezozuc y Sierrita de la Nacion

Estudio del Substrato  
Tecnica de  
Sondeo M-1

FIG. 11-26

NOV. 1990

MEXICO, D.F.



Densidad de sólidos	Relación de partes relativas	Contenido de agua relativo w <sub>1</sub>	Grado de saturación relativo w <sub>r</sub>	Límite líquido LL	Límite plástico LP	Deforma- ción porcentual S <sub>L</sub>	Esfuerzos plásticos		Peso volumé- trico natural	Clasificación S.U.C.S.	
							menor	mayor			
—	—	%	%	%	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>		
2.45	3.74	153	100	114	60	5.8	0.50	1.15	1307	CH	
	3.85	157	100				3.7	1.00	1.00		1267
	4.22	174	101				2.5	2.00	3.05		1262
	4.50	188	102				2.8	4.00	5.45		1262

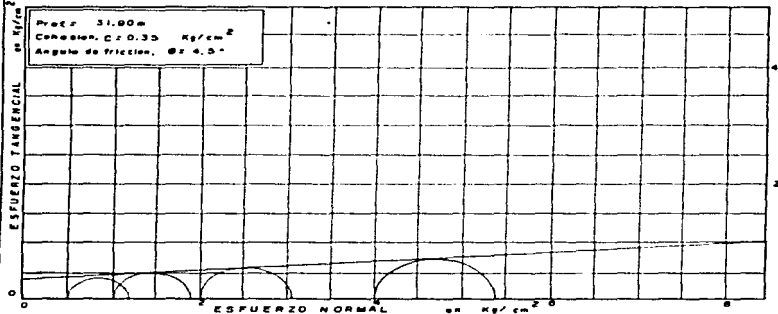


FIG. 11-27

 U N A M  
 E N E P A R A G O N

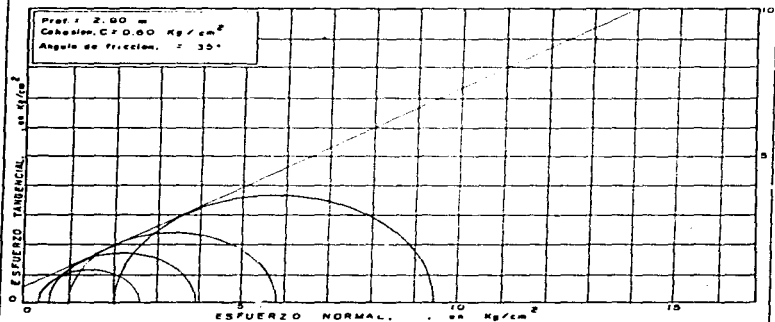
 UNIDAD TERZOZANES COL  
 POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
 Av. Texaco y Siervo de la Nación

 Estudio del Subsuelo  
 Triaxial realice  
 Seneca M-1

NOV. 1960

MEXICO, D.F.

Densidad de las bolitas Gs	Relacion de volumenes inicial g/	Contenido de agua		Grado de saturacion		Limite Liquido LL	Limite plastico LP	Deformacion porcentual S/L	Esfuerzo principal		Peso volumetrico (gras/metro) <sup>3</sup> Kg/cm <sup>3</sup>	Clasificacion SUCS	
		inicial w/	final w/	inicial O/	final O/				menor	mayor			
—	—	%	%	%	%	%	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>		
2.62	1.88	68	64	93	91	71	61	4.5	0.25	2.45	1.531	MH	
	1.70	62	55	95	87				2.5	0.50	3.95		1.572
	1.67	67	58	94	84				3.9	1.00	5.90		1.525
	1.01	68	60	93	86				4.1	2.00	6.45		1.611



U N A R A G O N  
E N E P A R A G O N

UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Toluca y Sierra de la Neblina

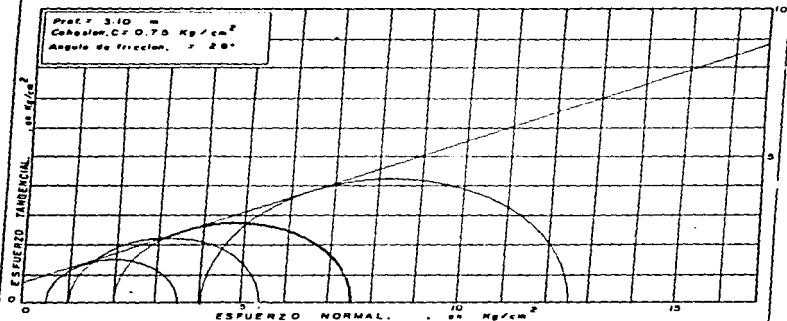
Estudio del Substrato  
Tribial consolidado rapida  
Sesado PCA-3

FIG 11-28

NOV. 1990

MEXICO, D.F.

Densidad de suelos $\gamma_s$	Relación de vacíos $e$	Contenido de agua		Grado de saturación		Límite Líquido LL	Límite plástico LP	Deformación porcentual $S/L$	Esfuerzos principales		Peso volumétrico natural $\gamma$	Clasificación S.U.C.S.	
		inicial $w_i$	final $w_f$	inicial $G_i$	final $G_f$				menor	mayor			
—	—	%	%	%	%	%	%	%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>		
2.00	1.41	55	53	99	99	67	47	3.4	0.50	3.40	1.642	M H	
	1.48	57	54	98	98				5.6	1.00	5.40		1.619
	1.37	56	48	—	—				3.9	2.00	7.45		1.686
	1.43	50	48	101	99				7.8	4.00	12.80		1.651



	<b>U N A M</b> <b>E N E F A R A G O N</b>
	UNIDAD TEPOZANES COL POPULAR ERMITA ZARAGOZA Av. Tepozaco y Sierra de la Neblina
	Estudio del Subsuelo Triaxial consolidado rápido Series M-2
FIG 11-20	NOV. 1990

MEXICO, D.F.

Densidad de las sales Se	Relacion de relleno inicial a1	Contenido de agua		Grado de saturacion		Límite Líquido LL	Límite plástico LP	Dureza (en paragonal) S/L	Esfuerzos principales		Peso volumétrico natural 3	Clasificación SUCS
		inicial W1	final Wf	inicial S1	final Sf				menor	mayor		
—	—	1%	1%	1%	1%	1%	1%	1%	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>3</sup>	3
2.70	0.87	20	21	88	85	N.P	N.P	3.7	0.50	3.50	1835	SM
	1.20	30	33	84	82				0.6	4.50	1665	
	1.21	37	28	83	79				4.5	6.80	1670	

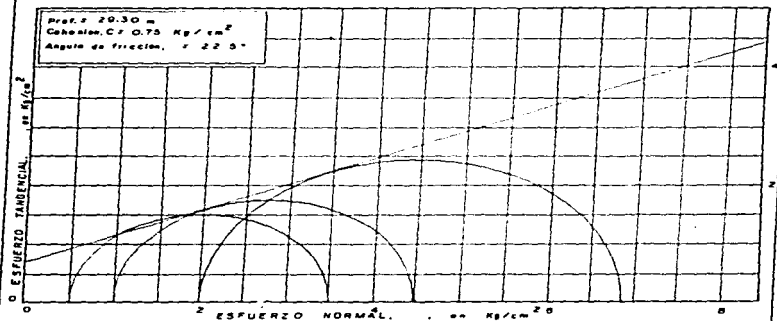


FIG 11-30

U N A R A M  
E N E P A R A G O N

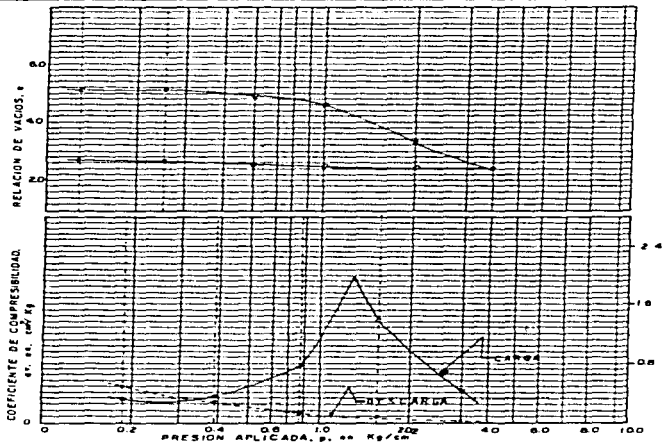
UNIDAD YEOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Tepic y Sra. de la Necec

Estado del Substrato  
Triaxial consolidado rápido  
Sesión M-2

NOV. 1960

MEXICO, D.F.

Prof.	Densidad de solidos S <sub>s</sub>	Rebomba de vacios e <sub>v</sub>	Contenido de agua		Grado de saturacion		Limites		Coeficiente de compresiibilidad C <sub>v</sub>	Presion para ey mag <sup>2</sup>	Carga de presiones licuacion P <sub>u</sub>	Clasificacio S. U. C. S.
			inicial w <sub>i</sub>	final w <sub>f</sub>	inicial O <sub>i</sub>	final O <sub>f</sub>	liquido L <sub>L</sub>	plastico L <sub>P</sub>				
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	cm <sup>2</sup> /Kg	Kg/cm <sup>2</sup>	Kg/cm <sup>2</sup>	
13.50	2.37	0.15	218	134	100	—	225	66	140	150	1.05	CH



U N A  
E N E P  
A R A G O N

UNIDAD TEZOZANES COL  
POPULAR ERMITA 2 ARAGOZA  
Av. Toranzo y Siervo de la Noche

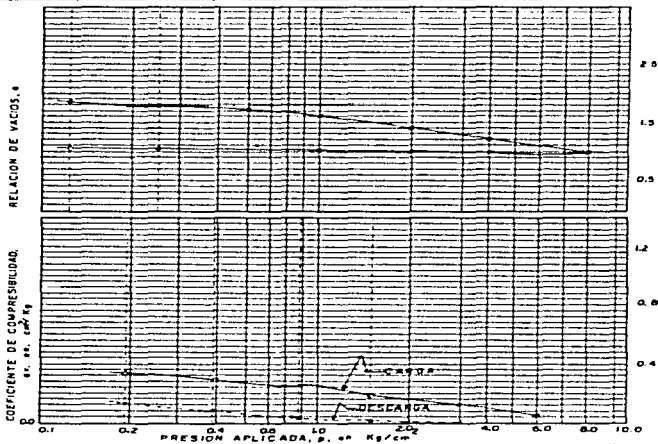
Estudio del Subvulo  
Ensayos de compresiibilidad  
Sondeo M-1

FIG. 11-31

NOV. 1960

MEXICO, D.F.

Prof.	Distancia de estacas al Se	Relacion de vacios e.s.	Contenido de agua		Grado de saturacion		Lmites		Coeficiente de compresibilidad $c_v$ Mak	Presion para pruebas $P_u$	Carga de prueba $P_e$	Clasificacion S.U.C.S.
			inicial $W_i$	final $W_f$	inicial $U_i$	final $U_f$	liquido LL	plastico LP				
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	$cm^2/kg$	$Kg/cm^2$	$Kg/cm^2$	
3.360	2.62	1.09	70	48	98	—	73	31	0.25	0.60	0.60	CH



U N A I  
M  
ENP ARAGON

UNIDAD TEROZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Tercera y Sierva de la Mexico

Estudio del Substrato  
Ensayos de compresibilidad  
Sondeo M-1

FIG. 11-32

NOV. 1990

MEXICO, D.F.

Prof.	Densidad de sólidos S <sub>s</sub>	Retención de vacíos e <sub>r</sub>	Contenido de agua		Grado de saturación		Límites		Coeficiente de compresibilidad C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /Kg)	Presión para máxima ligazón P <sub>L</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Carga de máxima ligazón P <sub>M</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	Clasificación S.U.C.S.
			inicial W <sub>i</sub>	final W <sub>f</sub>	inicial Q <sub>i</sub>	final Q <sub>f</sub>	límite L <sub>L</sub>	plástico L <sub>P</sub>				
32.00	2.45	4.30	171	110	90	—	155	55	0.66	1.30	1.20	CH

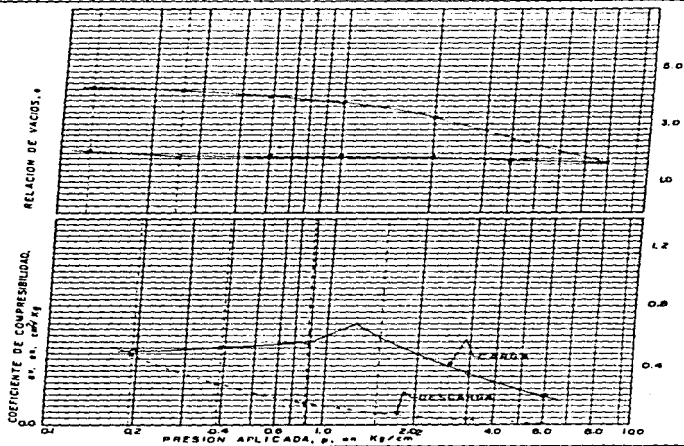


FIG. 11-73

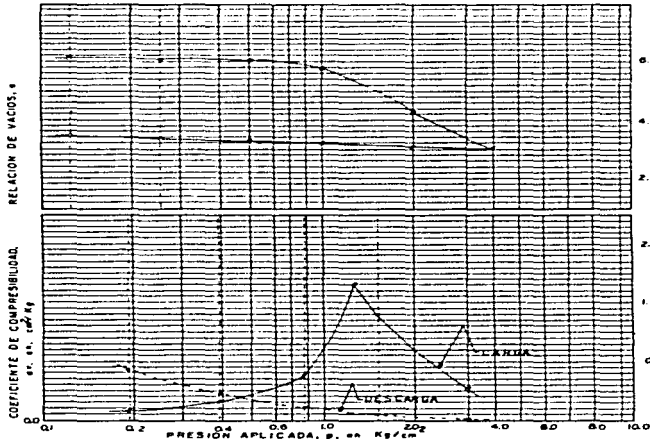
U N A M  
E N E P A R A G O N

UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA JARAGOZA  
Av. Tancoco y Siervo de la Nación

Estudio del Sub suelo  
Ensayos de compresibilidad  
Sonago M-1

NOV. 1990 MEXICO, D.F.

Prot.	Densidad de sólidos $S_s$	Relacion de vacios $e$	Contenido de agua		Grado de saturacion		Lmites		Coeficiente de compresi6n $C_{vm}$	Presion para prueba $P_a$	Carga de prueba $P_c$	Clasificaci6n S.U.C.S.
			inicial $W_i$	final $W_f$	inicial $Q_i$	final $Q_f$	liquido $LL$	plastico $LP$				
m.	—	—	%	%	%	%	%	%	$\frac{1}{2}$ cm/Kg	$\frac{1}{2}$ Kg/cm	$\frac{1}{2}$ Kg/cm	
D.10	2.30	0.19	24.4	17.3	98	—	200	81	185	130	100	CH



UNAM  
ENEP ARAGON  
UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Torcaes y Sierra de la Neblina

Estudio del Subsuelo  
Ensayos de compresibilidad  
Sondeo M-2

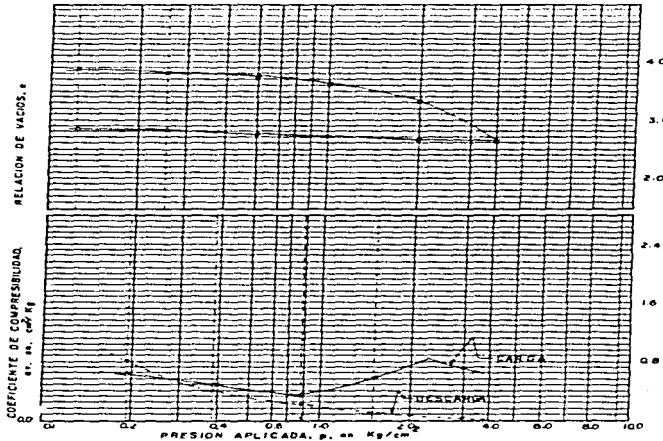
FIG. 11-3-4

NOV. 1990

MEXICO, D.F.



Prot.	Densidad de solida So	Retenim de agua e <sub>f</sub>	Contenido de agua		Grado de saturacion		Lmites		Coeficiente de compresibilidad a <sub>v</sub> a 98%	Proton para a <sub>v</sub> a 98%	Carga de presion ligacion Pa	Clasificacion S.U.C.S.
			inicial Wi	final Wf	inicial Qi	final Qf	liquido LL	plastico LP				
M	—	—	%	%	%	%	%	%	$\frac{2}{cm^2/Kg}$	$\frac{2}{Kg/cm^2}$	$\frac{2}{Kg/cm^2}$	
31	2.51	3.92	155	130	98	—	160	58	0.42	2.30	1.60	CH-MH



U N A M  
E N E P A R A G O N

UNIDAD TEOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Torqueo y Sierra de la Neblina

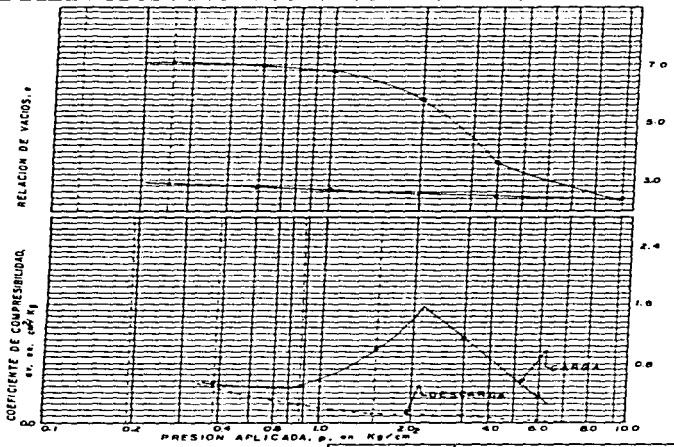
Estudio del Subsuelo  
Ensayos de compresibilidad  
Sondeo M-2

FIG. 11-35

NOV. 1960

MEXICO, D.F.

Prot.	Densidad de solidos S <sub>s</sub>	Relacion de vacios e <sub>v</sub>	Contenido de agua		Grado de saturacion		Lmites		Coeficiente de compresi6n m <sub>v</sub> max 2 cm <sup>2</sup> /Kg	Presion para m <sub>v</sub> max Kg/cm <sup>2</sup>	Carga de m <sub>v</sub> max Kg/cm <sup>2</sup>	Clasificacion S.U.C.S.
			inicial w <sub>i</sub>	final w <sub>f</sub>	inicial O <sub>i</sub>	final O <sub>f</sub>	liquido L <sub>L</sub>	plastico P <sub>P</sub>				
2:1:5	2.42	7.33	303	186	100	—	211	79	1.80	2.10	1.40	CH

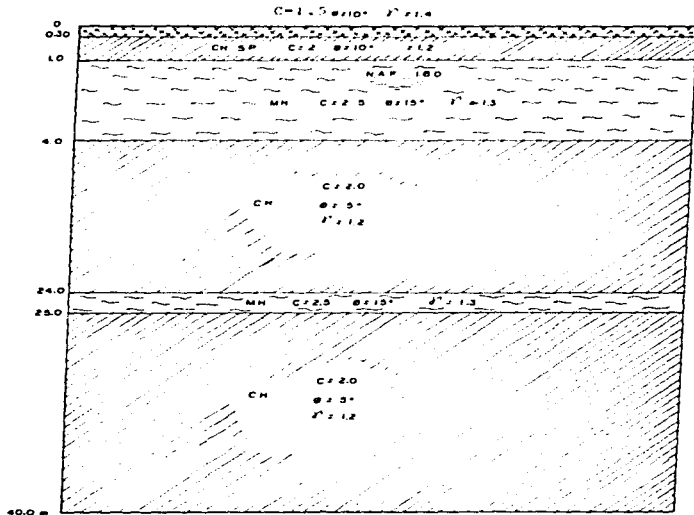


U N A M  
E N E P A R A G O N  
UNIDAD TEPOZANES COL  
POPULAR ERMITA ZARAGOZA  
Av. Tepozan y Siervo de la Nacion  
Estudio del Substrato  
Estado de compresi6n  
Sondeo M-2

FIG. 11-36

NOV. 1960

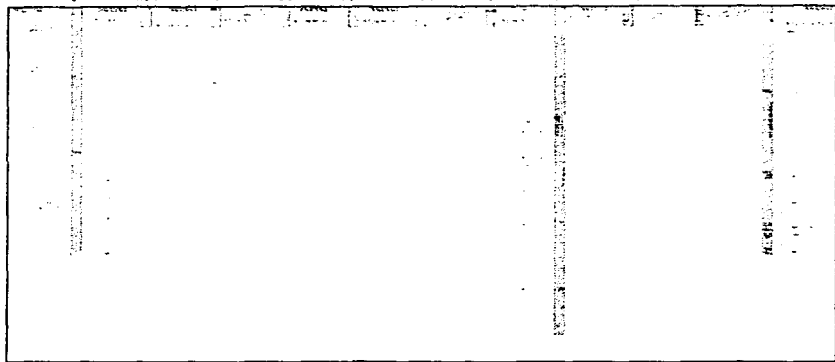
MEXICO, D.F.

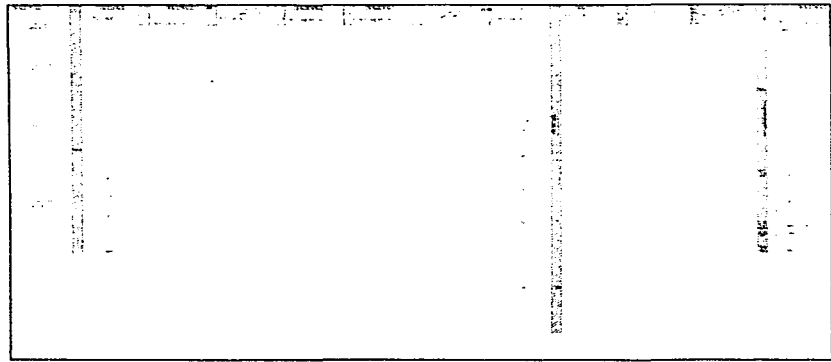


**SIMBOLOGIA**

- Arena
- Limo
- Arcilla
- Grava

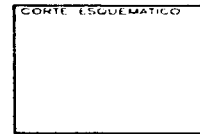
	<b>U N E P A R A G Ó N</b>	
	<b>UNIDAD TEPOZANES COL POPULAR ERMITA ZARAGOZA</b> Av. Tostado y Siervo de la Nación	
	Estudio del Substrato Perfil Estratigráfico de la Zona	
FIG.	NOV. 1980	MEXICO, D.F.



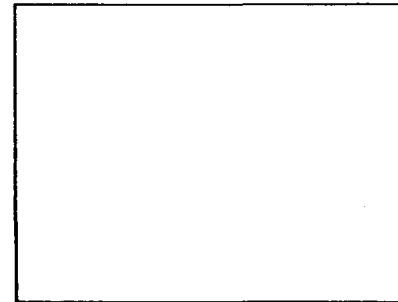


**SIMBOLOGIA**

1. Nivel del terreno	2. Nivel del agua
3. Nivel del agua subterránea	4. Nivel del agua subterránea
5. Nivel del agua subterránea	6. Nivel del agua subterránea
7. Nivel del agua subterránea	8. Nivel del agua subterránea
9. Nivel del agua subterránea	10. Nivel del agua subterránea
11. Nivel del agua subterránea	12. Nivel del agua subterránea
13. Nivel del agua subterránea	14. Nivel del agua subterránea
15. Nivel del agua subterránea	16. Nivel del agua subterránea
17. Nivel del agua subterránea	18. Nivel del agua subterránea
19. Nivel del agua subterránea	20. Nivel del agua subterránea
21. Nivel del agua subterránea	22. Nivel del agua subterránea
23. Nivel del agua subterránea	24. Nivel del agua subterránea
25. Nivel del agua subterránea	26. Nivel del agua subterránea
27. Nivel del agua subterránea	28. Nivel del agua subterránea
29. Nivel del agua subterránea	30. Nivel del agua subterránea
31. Nivel del agua subterránea	32. Nivel del agua subterránea
33. Nivel del agua subterránea	34. Nivel del agua subterránea
35. Nivel del agua subterránea	36. Nivel del agua subterránea
37. Nivel del agua subterránea	38. Nivel del agua subterránea
39. Nivel del agua subterránea	40. Nivel del agua subterránea
41. Nivel del agua subterránea	42. Nivel del agua subterránea
43. Nivel del agua subterránea	44. Nivel del agua subterránea
45. Nivel del agua subterránea	46. Nivel del agua subterránea
47. Nivel del agua subterránea	48. Nivel del agua subterránea
49. Nivel del agua subterránea	50. Nivel del agua subterránea
51. Nivel del agua subterránea	52. Nivel del agua subterránea
53. Nivel del agua subterránea	54. Nivel del agua subterránea
55. Nivel del agua subterránea	56. Nivel del agua subterránea
57. Nivel del agua subterránea	58. Nivel del agua subterránea
59. Nivel del agua subterránea	60. Nivel del agua subterránea
61. Nivel del agua subterránea	62. Nivel del agua subterránea
63. Nivel del agua subterránea	64. Nivel del agua subterránea
65. Nivel del agua subterránea	66. Nivel del agua subterránea
67. Nivel del agua subterránea	68. Nivel del agua subterránea
69. Nivel del agua subterránea	70. Nivel del agua subterránea
71. Nivel del agua subterránea	72. Nivel del agua subterránea
73. Nivel del agua subterránea	74. Nivel del agua subterránea
75. Nivel del agua subterránea	76. Nivel del agua subterránea
77. Nivel del agua subterránea	78. Nivel del agua subterránea
79. Nivel del agua subterránea	80. Nivel del agua subterránea
81. Nivel del agua subterránea	82. Nivel del agua subterránea
83. Nivel del agua subterránea	84. Nivel del agua subterránea
85. Nivel del agua subterránea	86. Nivel del agua subterránea
87. Nivel del agua subterránea	88. Nivel del agua subterránea
89. Nivel del agua subterránea	90. Nivel del agua subterránea
91. Nivel del agua subterránea	92. Nivel del agua subterránea
93. Nivel del agua subterránea	94. Nivel del agua subterránea
95. Nivel del agua subterránea	96. Nivel del agua subterránea
97. Nivel del agua subterránea	98. Nivel del agua subterránea
99. Nivel del agua subterránea	100. Nivel del agua subterránea



**NOTAS GENERALES**



**UNAM ENEP ARAGON**

Escuela Nacional de Estudios Profesionales "Miguel Alemán" del Estado de Aragón

Facultad de Ingeniería y Arquitectura

Alumno: **MARCO CARLOS BARRERA LUNA**

**Estudio del Sub suelo**  
Perfil Estratigráfico

Trabajo de Tesis

Asesor: **DR. DANIEL VELAZQUEZ GONZALEZ**

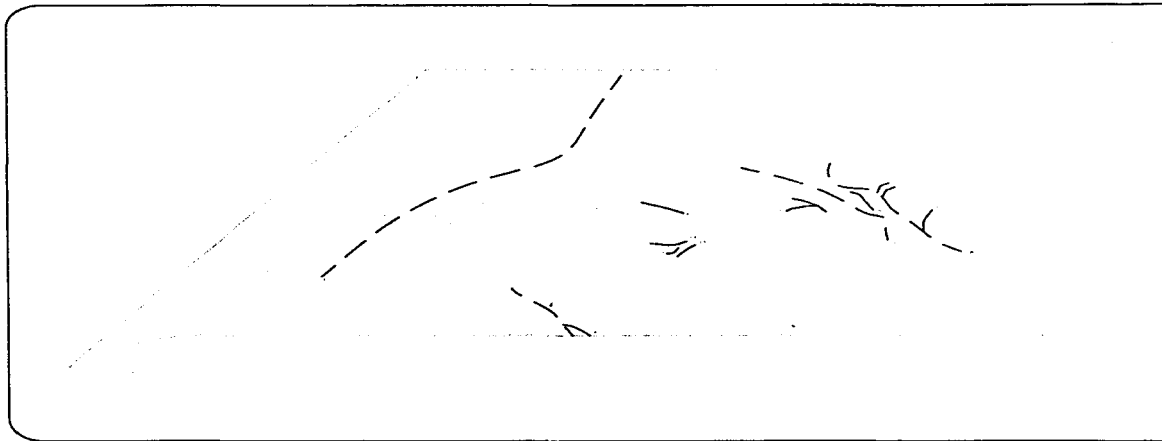
FECHA: \_\_\_\_\_

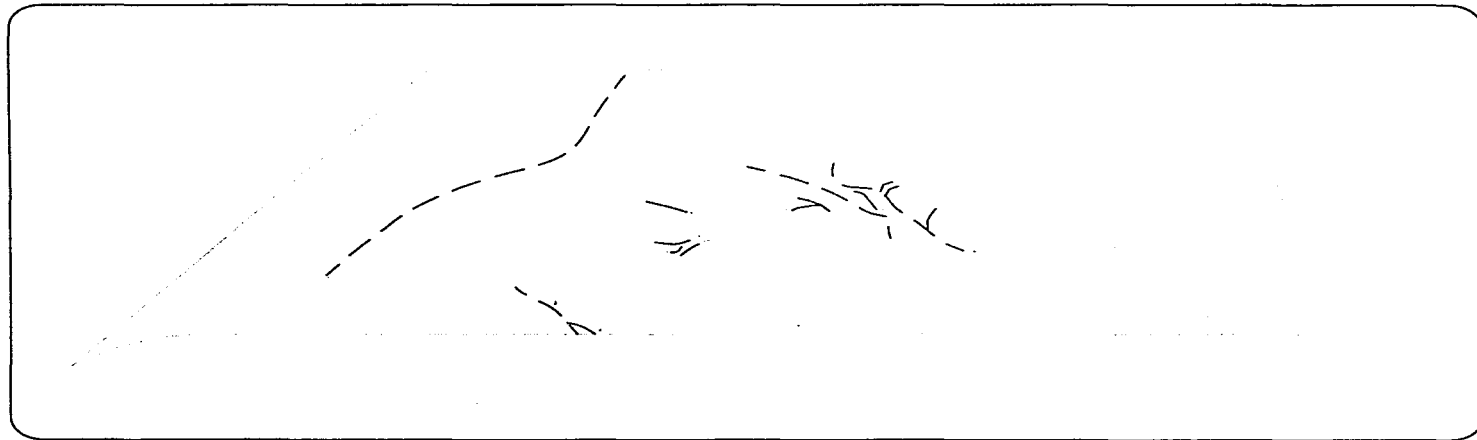
LUGAR: \_\_\_\_\_


ESCUELA: \_\_\_\_\_



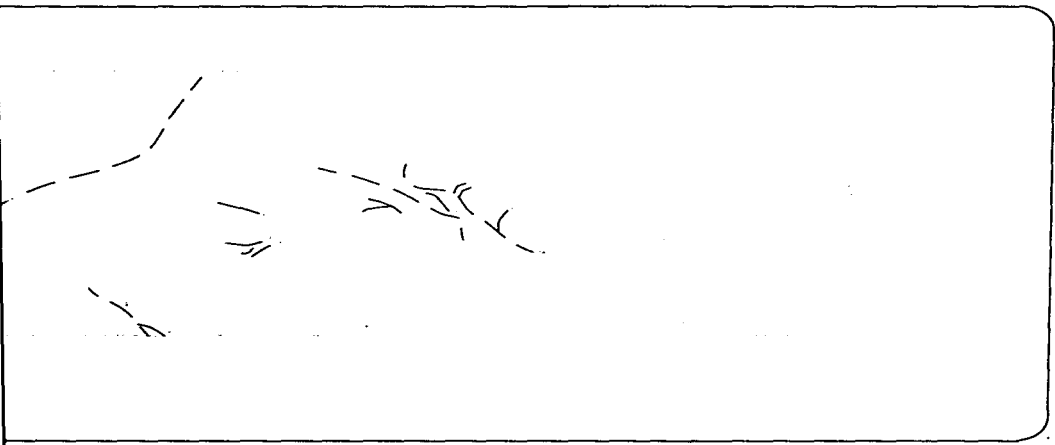







<b>ESQUEMA</b> [Blank space for a schematic diagram]	<b>ORIENTACION</b> [North arrow pointing left]
<b>PLANTA ESCALONADA</b> [Small sketch of a stepped profile]	<b>SECCIONES</b> [Small sketch of a cross-section]
<b>COMA ESCALONADA</b> [Blank space for a stepped profile]	<b>OTRAS CERRADAS</b> [Blank space for other closed diagrams]
[Large blank rectangular area for notes or additional drawings]	
	<b>UNIDAD GEOLOGICA</b> [Blank space for geological unit name]
<b>UBICACION DE GRIETAS</b> [Blank space for crack location notes]	[Small icon of a structure or object]





PROYECTO	←
ESTADO	ESTADO
FECHA	FECHA
	UPMAR ENEP ARAGON
	UNION DE CHETAS

### **CAPITULO III**

#### **TEORIAS DE GRIETAS DE TENSION**

Quando la mecánica de suelos se estableció en México con el regreso de Dr. Nabor Carrillo, dos de los principales problemas por resolver fueron: definir las causas del hundimiento de la Ciudad de México y la formación de grietas en el Lago de Texcoco. El Dr. Carrillo atacó ambos problemas; resolvió el primero brillantemente en 1947 y sentó las bases para la resolución del segundo, al proponer al Dr. E. Juárez Badillo el siguiente mecanismo para explicar su formación. Como consecuencia de la extracción de agua se abaten las presiones hidrostática en la masa de arcilla y aparecen en la parte superior de estrato arcilloso esfuerzos de tensión en el agua, que correspondientemente generan compresiones, en las tres direcciones ortogonales, en la estructura sólida del suelo. Cuando la lluvia llega a formar una delgada lámina de agua sobre este estrato, las tensiones en el agua se disipan y, por lo tanto, también las correspondientes compresiones en la fase sólida disminuyen en su parte proporcional; de hecho, pueden llegar a convertirse en tensiones bajo circunstancias especiales de esfuerzo.

Durante el desarrollo de las ideas anteriores, se vio necesario establecer algunas modificaciones y expresar el fenómeno mediante un mecanismo más apropiado a los agrietamientos observados en el Lago de Texcoco: estos consistieron en eliminar el flujo horizontal del estrato permeable como causa de las tensiones del agua en la parte superior del estrato y sustituirlo por una intensa y prolongada evaporación superficial por acción solar.

En estas condiciones, se produce a través del tiempo un proceso de consolidación vertical por secado, que genera tensiones crecientes en el agua y compresiones crecientes en el suelo. Cuando se presenta una fuerte lluvia, capaz de destruir los meniscos formados en los espacios intersticiales de la superficie del

estrato, se transfieren súbitamente los esfuerzos de tensión del agua al suelo, produciéndose así las grietas.

Durante años posteriores no se presentaron grietas en México y el problema fue relativamente olvidado.

En el año de 1966, se presentaron fallas o grietas que estaban afectando casas habitación recién construidas, localizadas en el entonces nuevo fraccionamiento Hacienda de Echegaray, en el Municipio de Naucalpan de Juárez, del Estado de México. Aunque la mayoría de las casas de ese fraccionamiento tenían cimentaciones y estructura semejantes, sólo algunas de ellas estaban sufriendo agrietamiento en muros y pisos. A partir de un estudio detallado se determinó que los daños eran provocados por la formación de un escalón, apenas perceptible en algunos casos, que atravesaba el predio y la construcción en sentido longitudinal. Una observación más amplia en la zona permitió delimitar que todas las casas afectadas, así como una serie de daños en calles y banquetas, se localizaban a lo largo de una línea que cruzaba la colonia Hacienda de Echegaray hacia la Av. Circunvalación y continuaba con un escalón más importante en un campo de polo y en zonas de cultivo localizadas al oriente de dicha avenida. Por lo anterior, se concluyó que el escalón corresponde a la traza de una superficie de falla entre las zonas de movimiento, atribuible en ese entonces a la presencia de rellenos artificiales que se estuvieran consolidando, a una diferencia en las características de compresibilidad de los suelos localizados a ambos lados de ella acentuada por la extracción del agua del suelo, o bien, a la posibilidad de una falla geológica activa que se nota al iniciarse la urbanización y contracción de esa zona

Dado que en general este problema aumentaba gradualmente y sólo afectaba a los propietarios de los terrenos en forma aislada, no fue posible hasta donde se sabe, que financiaran un estudio general del fenómeno, por lo que se limitaron, después de estudios someros, a solicitar al fraccionador un cambio de terreno.

Posteriormente, entre los años de 1971 y 1975, se realizaron varios estudios adicionales para analizar la influencia de esta grieta sobre estructuras cercanas, que permitieron eliminar alguna hipótesis, además, la existencia de otra grieta de características similares y sensiblemente paralela a la mencionada. De estas grietas, a la primera se le ha denominado la Florida y Hacienda de Echegaray, mientras que la segunda, llamada Echegaray, cruza el fraccionamiento Bosques de Echegaray y el poblado de Santa Cruz Acatlán.

Las grietas tienen una orientación E-W, son sensiblemente paralelas entre sí y se localizan a unos 800 m de separación; la menor, la grieta "La Florida", tiene una longitud aproximada de 1600 m y la mayor, la grieta de "Echegaray", alrededor de 1700 m. El bloque comprendido entre ambas grietas se encuentra hundido con desniveles que llegaron a ser de hasta 75 cm los daños fueron cuantiosos, quedando afectadas casas, escuelas, pavimentos, un puente, banquetas ductos de agua, drenaje, etc.

El estrato arcilloso se apoya sobre la formación Tarango, con materiales arcillosos muy potentes entre 30 y 40 m. Los abatimientos piezométricos conocidos eran de 40 m. Melgoza atribuyó el fenómeno a fallas geológicas asociadas a un graben, activadas por el bombeo de los acuíferos, o a fallas por cortante, asociadas a consolidación diferencial del subsuelo. Del Castillo por su parte, presentó los resultados de un levantamiento sismológico de la grieta y se concluyó que las grietas se alojaban a lo largo de un cause sepultado.

Ellstein a su vez, propuso una teoría para la formación de las grietas suponiendo el desarrollo de un estado de tensión en el suelo, hasta que se llega a la falla, que genera una cuña triangular que se hunde entre los bloques exteriores separados. Moreno presentó algunos aspectos de los daños al puente Lomas Verdes y reportó otras grietas al pie del Cerro Xico. Juárez Badillo estimó en 1.20 m, el posible hundimiento máximo de la zona, suficiente para generar hundimientos

diferenciales importantes. Marín sugirió que se trataba de una falla por flexión de los estratos superiores de los rellenos del cauce, ante los hundimientos en el centro del mismo. Finalmente, Figueroa Vega comentó algunas de las ideas de Holtzer ya descritas y presentó fotografías de grietas en el Alto Lerma, desconocidas hasta el momento para la gran mayoría de los participantes en esa reunión, mismas que empezaron a formarse a partir de 1970, con la operación de los nuevos pozos del Departamento del Distrito Federal en los Valles de Toluca e Ixtlahuaca, en una faja de kilómetro y medio de ancho, vecina a las baterías de pozos.

Las primeras grietas aparecieron en el poblado de Xonacatlán, Méx., durante las pruebas de bombeo de los nuevos pozos. Le siguieron alrededor de 90 grietas sobre la faja paralela a las nuevas baterías de pozos, con un patrón errático y, finalmente, apareció una enorme grieta en el Valle de Ixtlahuaca, dos pequeñas que destruyeron dos bordes de riego y otra que cruzó el empotramiento derecho de la presa la Venta, entonces en construcción, lo que dio lugar a su suspensión indefinida.

Con los agrietamientos de Naucalpan y el Alto Lerma en mente, Juárez Badillo y Figueroa Vega desarrollaron, una teoría en base a fuerzas de filtración, para explicar la aparición de éstas.

En 1985 la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos organiza una reunión para tratar los problemas de agrietamiento de las Ciudades de Celaya, Gto. y Aguascalientes, Ags. En ella, Trujillo hizo una descripción de las grietas de Celaya, que aparentemente empezaron a formarse 25 años atrás pero que se aceleraron a partir de 1981. Una de ellas, de 7 km, con un salto de 1 m, otra de 10 Km, con un salto de 1 m, y otra más de 500 m, con salto de 15 cm. Las tres grietas paralelas entre sí, con separación de 800 a 900 m, entre ellas y orientadas de SSE a NNW.

Las grietas se encuentran al principio de la fosa de Celaya, a partir de un escalón sepultado, con un salto de unos 200 m y el abatimiento de los niveles del agua subterránea registrados han sido de 40 m.

Por lo que respecta a la Ciudad de Aguascalientes, los hermanos Aranda informaron sobre diez grietas de la Ciudad, sensiblemente paralelas al río San Pedro, que tiende a unirse formando un sistema de sólo tres grietas. La faja hundida es la zona del cauce y los escalones mayores, que corresponden a las grietas más antiguas, son de 70 cm. Las aberturas iniciales han sido de 1 a 2 cm, pero se erosionan rápidamente y se amplían. Los abatimientos piezométricos observados en los años anteriores fueron de 9 m.

En ambos casos los daños reportados fueron graves por tratarse de zonas urbanas, siendo el más preocupante la contaminación del acuífero con aguas negras, al romperse los drenajes que cruzan las grietas.

Un año más tarde, en julio de 1986, en la Ciudad de Toluca, Méx., se presentó un asentamiento que originó dos grietas, similares a las de Naucalpan, con asentamientos diferenciales máximos del orden de 30 cm, debidas al abatimiento piezométrico de aproximadamente 40 m, que habían tenido los acuíferos locales en los últimos 20 años. En este caso como en los reportados por Holtzaer, la reducción del bombeo suspendía el movimiento de las grietas, pero luego la gente exigía la operación de los pozos, reanudándose el problema, hasta que la Ciudad recibió agua del sistema Cutzamala. Cuando esto último ocurría, la Academia Mexicana de Ingeniería organizó una nueva reunión para revisar el problema de la Ciudad de Celaya reportando en ella, Trujillo, que las grietas antes descritas habían aumentado su longitud y salto, sin que hubieran aparecido otras en el área urbana, pero que en Abasolo, Apaseo el Grande, Villagrán y Santa Cruz de Juventino Rosas, ya había grietas similares, debidas a las mismas causas.

**Figueroa Vega** presentó un estudio, con base en la Teoría de grietas por explotación de acuíferos.

En 1990, en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, se desarrolló una tesis sobre grietas y un estudio apoyado en la misma. En esencia, se analiza el fenómeno de agrietamiento en el Valle de México, desde el punto de vista Griffith, para fracturas mecánicas y se estudia el estado de esfuerzos en el vértice de una grieta y el criterio de propagación basado en el factor de intensidad de esfuerzos críticos, para el caso de una grieta preexistente reactivada por la presión del agua de lluvia infiltrada durante un fuerte aguacero. En el mismo año la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos incluyó en una de sus reuniones otros trabajos sobre grietas. Figuroa Vega utilizó los resultados presentados en Celaya para ilustrar la participación que puede tener la sobre explotación del acuífero en el hundimiento brusco de edificios durante un sismo, como el de 1985; Alberro y Hernández presentaron un planteamiento en el cual explican la aparición de grietas debido al fenómeno de evaporación y agrietamiento.

### **3.1 EVAPORACION Y AGRIETAMIENTO**

Desde hace más de 40 años, se ha observado en el Valle de México el agrietamiento de la superficie del terreno, las causas de este fenómeno, si bien, pueden parecer variables: primeras lluvias y encharcamiento, bombeo del agua en el subsuelo, incrementos de presiones hidrostáticas en mantos permeables superficiales, etc..., tiene de hecho un origen común: la ocurrencia de una red de flujo y de fuerzas de filtración divergentes que generan esfuerzos efectivos de tensión en la masa de suelo.

En 1990 los ingenieros Jesús Alberro y Rogelio Hernández presentaron un planteamiento apoyado en la teoría elástica que involucra la presencia de fuerzas de filtración en la masa de suelo, la cual se aplica a los siguientes casos:

- 1) Generación de grietas en el Lago de Texcoco por evaporación y encharcamiento (flujo bidimensional).
- 2) Agrietamiento por bombeo dentro de una faja infinita de ancho constante (flujo bidimensional) fig. III-1.
- 3) Fracturamiento por exceso de presión hidráulica en una cavidad esférica de un medio infinito.

En la práctica demostró que en los tres casos se generan tensiones en la masa del suelo, capaces de provocar la aparición de grietas.

### 3.1.2 EJEMPLO DE AGRIETAMIENTO

La Teoría de la Evaporación y agrietamiento da cuenta de la aparición al final de la estación seca, de grietas en el entorno de varias calles pavimentadas de la Ciudad de México, de las grietas que se presentan en el Caracol del Ex-Lago de Texcoco, en el entorno de la presa Ignacio Ramírez y Alzate en el Valle de Lerma y a lo largo de las carreteras Salamanca-Irapuato y Escárcega-Chetumal.

La aparición de grietas mediante el estudio del efecto de las fuerzas de filtración en el entorno de la franja muestran que se presentan esfuerzos efectivos de tensión en sentido perpendicular al eje longitudinal de la franja que propician la generación de grietas, al final de la época de secas. fig. III-2

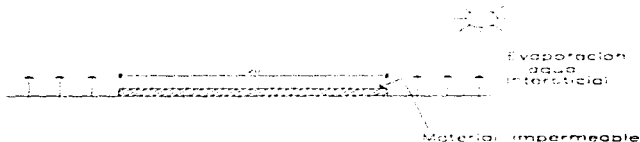


Fig. III-1 Proceso de Evaporación.



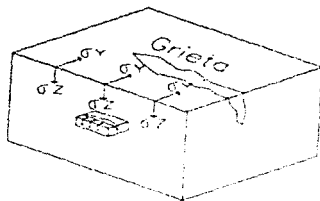


Fig. III-2 Volumen Cúbico de Suelo.

### 3.2 GRIETAS POR EXPLOTACION DE ACUIFEROS

El Ingeniero German Figueroa presento un estudio con base en la teoría de la elasticidad, para cuantificar las tensiones inducidas por el abatimiento de aguas subterráneas, para el caso de:

- 1) Grietas controladas por la depresión piezométrica (en la orilla del cono de abatimiento).
- 2) Grietas controladas por la inclinación de la roca basal (talud sepultado) Fig. III-3.
- 3) Grietas debidas a un escalón sepultado (tipo Celaya).

Se puede decir que para algunas combinaciones de abatimiento del agua en el acuífero local y propiedades y dimensiones particulares de éste y su estrato confinante, se producen tensiones en la parte superior de la columna estratigráfica local que, eventualmente, conducen a la aparición de una o varias grietas cuya profundidad

queda limitada por el empuje un reposo de los suelos y por la estabilidad del talud vertical que forman las grietas (fig. III-4).

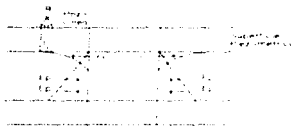


Fig. III-4



Fig. III-3

El problema, así, es saber qué tanto puede resistir el suelo a la tensión horizontal en la superficie. De hecho, la resistencia a la tensión de los suelos es muy baja y en general puede despreciarse para fines prácticos y por ello la resistencia aparente debe ser producida por otras causas. Las arcillas muy deformables, como las de la Ciudad de México, fluyen plásticamente dentro del rango de deformación

Las arcillas muy deformables, como las de la Ciudad de México, fluyen plásticamente dentro del rango de deformaciones de extensión inducidas por el bombeo sin disolución de continuidad y por ello, afortunadamente, en la Ciudad de México no ha habido aún grietas sísmicas de este tipo, aunque las tensiones inducidas por el bombeo, facilitan la aparición de grietas durante un sismo y provocan el hundimiento vertical súbito de edificios, como ocurrió en 1985.

Esto nos permite tomar en cuenta, para la planeación de la explotación de cualquier acuífero, los parámetros de las extracciones admisibles si se quiere evitar la formación de grietas por la extracción del agua.

### 3.3 GRIETAS POR FUERZAS DE FILTRACION

Con los agrietamientos de Naucalpan y el Alto Lerma en mente, Juárez Badillo y Figueroa Vega desarrollaron, utilizando el mecanismo de fuerzas de filtración

propuesta por la Lofgren con una teoría de flujo unidimensional hacia una batería de pozos, idealizada como un dren lineal.

En estas condiciones, las fuerzas de filtración en el acuífero inducen esfuerzos cortantes en su frontera superior e inferior, pudiendo desarrollarse una zona vecina al dren donde dichos esfuerzos rebasan la resistencia al cortante del contacto e inducen el deslizamiento relativo de los suelos del acuífero hacia el dren. Esto genera una zona vecina al dren donde las compresiones horizontales en el acuífero disminuye una frontera exterior donde deja de deslizarse el acuífero con respecto a los estratos confinantes superiores e inferiores y donde, para cierto gasto crítico del dren y para cierto tiempo crítico, puede desarrollarse una grieta como las de Naucalpan que, por derrumbe progresivo, puede propagarse hacia la superficie, como señala Holtzer. Además, en la zona hacia el dren reducido su compresión horizontal, pueden presentarse asentamientos bruscos que dan lugar a un patrón irregular de grietas en la superficie como se observó en el alto Lerma, Fig III-5

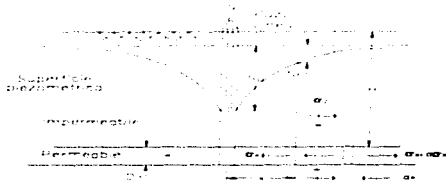


Fig. III-5

### **3.4 PROPAGACION DE GRIETAS**

Con cierta frecuencia, se señala en algunas zonas de la Ciudad de México la aparición de grietas profundas en el suelo que causa alarma entre la población y llegan a ocasionar daños importantes a las construcciones.

En el presente trabajo, se interpretan algunos aspectos de este fenómeno, en particular el mecanismo de propagación de grietas, recurriendo a los conceptos de la mecánica de fracturas, hasta ahora poco difundida entre los geotecnistas.

#### **3.4.1 FRACTURAMIENTO**

Se dice que todo cuerpo sólido sujeto a cargas extremas experimenta grandes deformaciones o fracturamientos. El segundo fenómeno consiste en la pérdida de continuidad entre dos partes del cuerpo. El fracturamiento implica la generación de unas grietas y su propagación hasta que se presente la falla general o que se alcance un nuevo estado de equilibrio.

#### **3.4.2 MODOS DE AGRIETAMIENTOS**

El frente de una grieta es el vértice que conecta los puntos adyacentes donde ocurren o pueden ocurrir separaciones subsecuentes.

Durante un proceso de separación continua, ésta línea se mueve a lo largo de un plano llamado superficie de fracturamiento.

De acuerdo con Irvin, existen tres modos básicos de desarrollo de agrietamiento (fig. III-6):

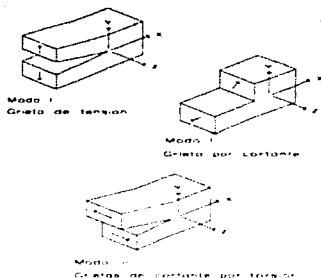


Fig. III-6

**Modo I:** Se presenta un abertura simétrica; el desplazamiento relativo entre las caras correspondientes es perpendicular a la superficie de la fractura; las grietas se generan por tensión, separándose entre si las caras de la grieta.

**Modo II:** La separación es asimétrica con desplazamientos tangenciales relativos perpendiculares al frente de las grietas; el agrietamiento se genera por cortante; las caras de las grietas deslizan una sobre otra en dirección perpendicular al vértice.

**Modo III:** La separación es nuevamente asimétrica, con deslizamientos tangenciales relativos paralelos al frente de la grieta; bajo el efecto de esfuerzos inducidos por torsión, las superficies de las grietas deslizan una sobre la otra, en dirección paralela al vértice.

En general, en un cuerpo homogéneo, el agrietamiento puede ser descrito por alguno de estos modos o sus combinaciones, sin embargo, el crecimiento de la grieta tiene usualmente lugar en el modo I o cerca de WL.

### **3.4.3 CRITERIO DE GENERACION DE GRIETAS**

Existen diversas teorías que tienen por objeto pronosticar, en base al comportamiento que presenta el material en los ensayos de tensión o de compresión simple, las condiciones en que se producirá el agrietamiento bajo cualquier combinación de carga. Los más comúnmente usados son los siguientes:

- 1) **Teoría de Rankine.** La teoría de esfuerzos máximos, propuesta por Rankine, es la mas antigua y la mas sencilla de todas. Se basa en la hipótesis de que la falla tiene lugar cuando el mayor de los esfuerzos principales alcanza un valor limite, que puede ser el punto de fluencia determinado en un ensayo de tensión simple, o al esfuerzo último si el material es frágil.
- 2) **Teoría de Saint Venant.** La teoría de la deformación máxima, atribuida a Saint Venant establece que la falla empieza cuando la deformación principal máxima alcanza el valor necesario para que empiece la frecuencia en el ensayo de tensión simple. Aplicando implícitamente esta teoría, Alberro considero por ejemplo que las grietas en algunos núcleos de presas se presentan cuando las deformaciones de extensión alcanzan un valor de 0.17 a 0.24 %.
- 3) **Teoría Griffith.** Es conocido que las materias tiene una resistencia muy inferior a la que cabría esperar de la magnitud de las fuerzas moleculares. Griffith explica lo anterior por la presencia de un gran número de grietas pequeñas (microfisuras).

En los vértices de éstas se presentan una elevada concentración de esfuerzos que puede conducir al desarrollo de una grieta.

La teoría considera que el material contiene un gran número de grietas incipientes orientadas casualmente y que la falla se presenta cuando el esfuerzo local mayor en la fisura más grande y de orientación más peligrosa alcanza un valor crítico.

#### **3.4.4 APLICACION A UN CASO DE AGRIETAMIENTO EN EL VALLE DE MEXICO**

En Abril de 1979, inmediatamente después de un sismo de mediana intensidad se observó que en un lago recreativo de la unidad Iztacalco D.F., quedó seco en pocas horas dejando al descubierto unas grietas profundas, algunas de las cuales salían del lago y cruzaban la avenida Churubusco.

La Unidad Iztacalco se localiza en la zona estratigráfica de lago. Se considera que el subsuelo presenta características semejantes a las encontradas en la zona vecina del Palacio de los Deportes estratos arcillosos altamente compresibles. La formación arcillosa superior presenta un espesor de 40m y su contenido de agua es particularmente alto, pues alcanza valores cercanos a 400 %.

En las fig. III-7 y III-8 se aprecian una planta del lago y un corte. Se observa que el fondo del lago esta constituido por un revestimiento de arcilla compactada en dos capas de 20 cm de espesor y una carpeta asfáltica de 8 cm.

Se muestra, en la fig. III-7, la distribución en planta de las grietas observadas. Se observa que las principales coinciden con los ejes de los diversos ramales del lago.

Para un mejor apreciación de las grietas se excavaron dos pozos a cielo abierto con 2 m de profundidad. En ambos pozos se observó, como lo indica la fig. III-9, que el revestimiento de arcilla compactado descansa sobre una delgada capa de limo arenoso bajo la cual subyace un manto de arcilla blanda.

ESTÁ  
SALVO  
DE LA  
RESPONSABILIDAD

El ancho de las grietas observado en los pozos resultó constante e igual a 4 cm, lo que hizo suponer que se extendían a profundidad considerable. Se observó dentro de las grietas, en su parte superior, un relleno de arcilla y fragmentos de la carpeta asfáltica. El nivel freático, visible dentro de la grieta, se localizó a 2.4 m de profundidad.

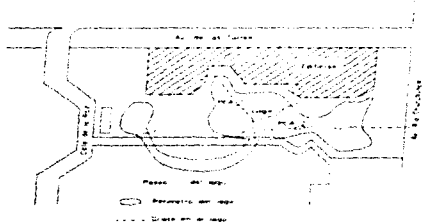


Fig. III-7

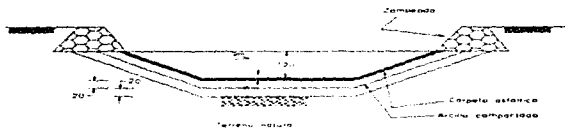


Fig. III-8



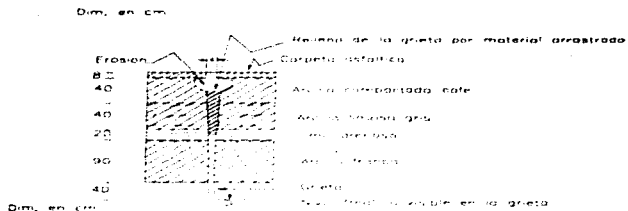


Fig. III-9

### 3.4.4 INTERPRETACION DEL FENOMENO

Una posible interpretación del fenómeno es la siguiente:

- 1) El revestimiento impermeable del fondo del Lago presentaba, por su alta rigidez, incompatibilidad de deformaciones con la arcilla subyacente. Esta condición facilitó el agrietamiento de la carpeta y de la capa de arcilla compactada subyacente al ocurrir el sismo.
- 2) El agrietamiento del fondo provocó una fisuración inicial en la arcilla con acumulación inmediata de agua dentro de las fisuras.
- 3) La presión de agua generada dentro de las fisuras (del orden de 2.4 ton/m) fue suficiente para provocar el fracturamiento de la arcilla blanda subyacente, con lo que las grietas se propagaron hasta su profundidad final y se extendieron horizontalmente, salvando los límites del lago.

Es posible que un mecanismo similar actúe en la formación de grietas en otras zonas del Valle de México. De hecho, se ha observado que el encharcamiento brusco de agua a principios de la época de lluvias favorece la aparición de grietas.

### **3.5 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS**

Aún cuando no se pretende explicar con el ejemplo presentado en este trabajo el fenómeno de agrietamiento en todos sus aspectos, del análisis anterior se desprenden las siguientes medidas de prevención y/o corrección de grietas.

#### **3.5.1 ESTRUCTURACION DE LA CIMENTACION**

En el caso de agrietamiento del subsuelo debajo de una zapata, se genera en la sección de concreto una fuerza de tensión. Por lo anterior, las zapatas en zonas que presentan este problema, deben revisarse a tensión.

Como se indica, la fuerza que puede generarse al llenarse de agua una grieta profunda es del orden de 10 ton/m.

El concreto simple es capaz de soportar esfuerzos de tensión del orden de 6% de su resistencia a la compresión. Lo anterior muestra que un concreto común de 200 kg/cm<sup>2</sup> puede soportar hasta 12 kg/cm<sup>2</sup>, resistencia suficiente para que, por ejemplo, una sección de concreto de 10 x 60 cm soporte una fuerza de tensión de 7.2 ton/m<sup>2</sup>. La diferencia deberá ser tomada por el refuerzo usual en zapatas, procurando evitar la presencia de grietas en la estructura de concreto que provocarían la oxidación y pérdida de sección en el acero por el contacto con el agua. Para fines de diseño, es preferible que el acero sea suficiente para tomar la totalidad de las fuerzas de tensión.

Diseñar zapatas resistentes a la tensión no elimina otros problemas asociados con el agrietamiento, tales como deformaciones verticales y horizontales que deterioran la superestructura. Para prevenir lo anterior, las estructuras nuevas se

localizarán a una distancia de la grieta tal que las deformaciones verticales no rebasen las recomendables.

### **3.5.2 TIERRA ARMADA**

Históricamente, las fibras han sido usadas para reforzar diferentes tipos de materiales de construcción. Algunos usos clásicos son: la paja en ladrillo y el asbestocemento. Un uso adicional a los mencionados es el refuerzo de terraplenes con tiras metálicas o algún derivado de los plásticos.

Para el orden de magnitud ya comentado de las fuerzas requeridas para impedir que se abran las grietas, y si se considera una sección comercial de acero galvanizado de 3 x 2" y  $f_s=1400 \text{ kg/cm}^2$ , se tendrá que cada tira resistirá una fuerza de tensión  $F_t$  del orden de 3 ton. Para resistir por adherencia la fuerza anterior, se necesitan longitudes de refuerzo que dependen de la presión de confinamiento y puede ser importantes para terraplenes de poca altura, lo que constituye una limitación del método.

### **3.5.3 TERRAPLENES DE CONFINAMIENTO**

Una de las formas en las que es teóricamente posible controlar la propagación de grietas en el subsuelo, es mediante terraplenes de confinamiento con materiales granular drenando libremente; el principio consiste en reducir el valor de  $k_1$  (esfuerzo de compresión en  $\text{ton/m}^2$ ), hasta hacerlo menor que  $k_2$ . Para lograr lo anterior, es necesario reducir los valores de los esfuerzos de tensión en la vengidad del vértice de la grieta, lo que obviamente se logra induciendo esfuerzos de compresión.

### **3.5.4 RELLENO DE GRIETAS**

Algunos autores recomiendan rellenar las grietas con materiales de la zona o con mezclas de cemento y bentonita. El Análisis de propagación de grietas presentado en este trabajo muestra que, al rellenar las grietas e incrementar en ellas la presión interna, el valor del parámetro  $K_I$  aumenta, por lo que se generan condiciones propicias a la propagación. El relleno brusco de grietas debe por tanto evitarse.

El análisis del material presentado sobre la aparición de grietas de tensión en el Valle de México, y que se agudiza más debido a la falta de planeación y programas concretos para solucionar el problema.

En base al desarrollo de las diferentes teorías de grietas de tensión, tienen estudios y explicaciones diferentes debido a las condiciones del subsuelo de la región y del entorno en que se generan estas grietas, sin embargo las teorías de grietas de tensión marcan un origen común, que es la sobre explotación de los mantos acuíferos del Valle de México, es por ello que se proponen las siguientes medidas de mitigación para evitar en lo más posible la aparición de estas:

- 1) Un mayor ahorro y conservación del agua, en todos sus usos.
- 2) Dar usos múltiples al agua, con tratamientos intermedios de ser necesario.
- 3) Redistribuir la extracciones, dentro del acuífero, para evitar gradientes o abatimientos críticos para desplazarlos hacia zonas no urbanas.
- 4) Instalar cortinas de inyección de agua, en zonas con taludes o escalones sepultados.
- 5) Importar el agua de otra fuentes, para evitar daños urbanos.

Con estas recomendaciones, se considera disminuir en lo más posible el fenómeno, sin embargo es necesario una mayor aplicación de los especialistas para aplicar una metodología de trabajo para poder predecir la presencia de las grietas, corrección de daños en zonas ya agrietadas y medidas de prevención para evitar los menores daños posibles.

Es indudable que falta mucho por hacer y es la oportunidad a las nuevas generaciones de ingenieros de estudiar y aplicar nuevas técnicas para lograr un desarrollo armonico.

## CAPITULO IV CIMENTACIONES

Una cimentación queda definida como la sub-estructura que se encarga de transmitir las cargas de la estructura y las propias al suelo, en la medida que éste las soporte sin deformación excesiva y con los costos de construcción económicamente más viables. En general, las cimentaciones se clasifican en dos tipos:

### 1) Cimentaciones superficiales:

Se considera que una cimentación es superficial cuando cumple la siguiente condición:

$$Df < 2B$$

Donde:

Df: Profundidad máxima de desplante

B: Ancho de la cimentación.

### 2) Cimentaciones profundas.

Se considera que una cimentación es profunda cuando cumple la siguiente condición:

$$Df > 2B$$

### 1) Cimentaciones Superficiales

- a) **Zapata aislada y corrida.** Una zapata es una ampliación de la base de una columna o muro, que tiene por objeto transmitir al subsuelo o muro una presión adecuada a las propiedades del suelo. Las que soportan una columna individual son zapatas

aisladas. La zapata que se construye debajo de un muro se llama zapata corrida o continua. Si una zapata soporta varias columnas se llama zapata combinada. Una forma especial de zapata combinada que se usa comúnmente es el caso de que una columna soporta un muro exterior, considerando a la zapata en voladizo o cantiliver.

- b) **Losa de cimentación.** La losa de cimentación es una zapata combinada que cubre toda el área que queda debajo de una estructura y que soporta todos los muros y columnas. Cuando las cargas del edificio son tan pesadas o la presión admisible en el suelo es tan pequeña que las zapatas individuales van a cubrir más de la mitad del área del edificio, es probable que la losa de cimentación corrida sea más económica que las zapatas. Ordinariamente, las losas de cimentación se proyectan como losas de concreto planas y sin nervaduras. Las cargas que obran hacia abajo sobre la losa son las de las columnas individuales o las de los muros. Las losas de cimentación se usan también para reducir el asentamiento de las estructuras situadas sobre depósitos muy compresibles. Bajo estas condiciones, la profundidad a la que está desplantada la losa se hace a veces tan grande, que el peso de la estructura más el de la losa está completamente compensado por el peso del suelo excavado. Entonces, el asentamiento de la estructura sería casi insignificante. Cuando resulta impracticable hacer una compensación total, puede colocarse una losa menos profunda, si el aumento neto en la carga es suficientemente pequeño como para producir asentamientos tolerables.
- c) **Cajón de cimentación.** Si las cargas de las columnas no están uniformemente distribuidas, o si el subsuelo es tal que pueden producirse grandes asentamientos diferenciales, las losas grandes pueden reforzarse para evitar deformaciones excesivas. Esta forma de refuerzo se hace usando muros divisorios como nervaduras de vigas T conectadas a la cimentación, construyendo una cimentación celular o de

marcos rígidos, o en algunos casos, utilizando la rigidez de una superestructura de concreto reforzado.

**Cimentación profunda.** Las cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos de suelo o de roca situados inmediatamente debajo de la estructura no son capaces de soportar la carga, con la adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable. Se considera una cimentación profunda cuando:

$$Df > 2B$$

y se clasifican en:

a) **Pilotes.** Cuando el suelo situado al nivel en que se desplantaría normalmente una zapata o una losa de cimentación, es demasiado débil o compresible para proporcionar un soporte adecuado, las cargas se transmiten a un material más resistente a mayor profundidad por medio de pilas o pilotes. La diferencia entre estos es algo arbitraria. Los pilotes son miembros estructurales con áreas de sección transversal pequeña, comparada con su longitud, y usualmente se instalan utilizando una piloteadora que tiene un martinete o un vibrador. A menudo se hincan en grupo o en filas, conteniendo cada uno suficientes pilotes para soportar la carga de una sola columna o muro. Desde el punto de vista de su forma de trabajo, los pilotes se clasifican en:

- **Pilotes de punta,** desarrollan su capacidad de carga con apoyo directo en un estrato resistente.
- **Pilotes de fricción,** desarrollan su resistencia por la fricción lateral que generan contra el suelo que los rodea.
- **Pilotes mixtos** aprovechan a la vez estos dos efectos.



Los pilotes se construyen en una variedad de tamaño, formas y materiales para adaptarse a muchos requisitos especiales, incluyendo la cuestión económica. Aunque su variedad desafía las clasificaciones sencillas, pueden estudiarse desde el punto de vista de los principales materiales de que están hechos, los cuales incluyen la madera, el concreto y el acero. El desarrollo tecnológico de los pilotes ha tenido avances notables a estas fechas en donde se ha llegado a los micropilotes.

- b) *Pilas*. En la ingeniería de cimentaciones el término pila tiene dos significados diferentes. De acuerdo con uno de sus usos, una pila es un miembro estructural subterráneo que tiene la función que cumple una zapata, es decir, transmite la carga a un estrato capaz de soportar, sin peligro de que falle ni que la estructura sufra un asentamiento excesivo. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que para las zapatas, esta relación es comúnmente menor que la unidad. Otro uso que se les da a las pilas es como apoyos de puentes, generalmente son de concreto o de mampostería. Usualmente la pila sobresale de la superficie y, comúnmente, se prolonga a través de una masa de aguas hasta un nivel superior al de aguas máximas. De acuerdo con esta definición, puede considerarse la pila en sí, como una estructura que a su vez debe estar apoyada en una cimentación adecuada. Para evitar confusión, se usará el término pila para denominar a la parte que quede arriba de la cimentación. La base de ese cuerpo puede descansar directamente a un estrato firme o puede estar apoyada en pilotes, o sobre varias pilas de cimentación.
- c) *Cilindro*. Los cilindros son secciones circulares de concreto reforzado, que por su mayor diámetro (generalmente superior a los 3 m), se construyen huecos. El procedimiento de construcción consiste en colocar sobre el terreno el elemento, excavando en su interior con una cuchara de almeja para retirar el material; el

cilindro va descendiendo a medida que se retira el material que va quedando dentro de 'el, hasta llegar al estrato resistente. Cuando son de gran longitud, se construyen por tramos colando cada sección sobre la superficie, de forma que cada sección quede unida monolíticamente a la parte que se haya hincado con anterioridad. Frecuentemente, en cilindros largos, se hace necesario lastrarlos a fin de vencer la fricción lateral que se opone a su descenso; en otras ocasiones se utilizan chiflones para el mismo fin. Una vez colocado el elemento en posición se cuele un tapón en su parte inferior y un tapón en la superior, quedando el interior hueco.

- d) *Cajón de cimentación.* Los cajones de cimentación se distinguen de los cilindros sólo por su forma paralelepédica. Pueden distinguirse dos casos que obligan a adaptar técnicas diferentes: que exista o no un tirante de agua en el lugar de colocación del cajón. Si no hay agua, el cajón de una o varias celdas puede hacerse como se describió para el caso de los cilindros, extrayendo el material de su interior y colando el elemento en tramos, a medida que se va hundiendo en el subsuelo. Obviamente, las celdas deben tener las dimensiones apropiadas para permitir la excavación. En cajones muy altos es frecuente también recurrir al lastrado o al chiflonaje para vencer la fricción lateral.

## **4.2 MICROPILOTES**

Los estacones de madera nacieron con el primer palafito que construyó el hombre primitivo en las riberas lacustres; el bambú como pilote ligero es un conocimiento que está en casi todas las culturas; en oriente se ha usado siempre y se sigue empleando para cimentaciones de viviendas, vialidades y hasta pistas de aterrizaje. El bambú empleado como pilote tiene una prolongada vida útil a condición de que no sufra ciclos de humedecimiento y secado.

#### 4.2.1 CONSTRUCCIONES AZTECAS Y COLONIALES

En el Templo Mayor de los Aztecas, en el centro de la Ciudad de México, se pueden observar algunos estacones de madera como solución indispensable para desplantar sus audaces templos y así evitar la influencia del fango superficial del Lago.

Estos pilotes resolvieron los problemas de la superficie, pero los templos quedaron expuestos a los hundimientos por consolidación de la masa de suelo blando.

El hundimiento posterior afectaba tanto a sus templos, desplomándolos y haciéndolos perder altura, lo que podría ser la justificación de su reconstrucción cada ciclo político-religioso. Es interesante señalar que en varios planos del Templo Mayor se advierte círculos de piedra de aproximadamente 1.5 m. de diámetro, detalle que hasta ahora no tiene explicación arqueológica; su estudio eventualmente podría mostrar que se concibieron como una forma de hacer pilas de recimentación, que las piedras junteadas con argamasa se hundirían como una pila sólida, por su propio peso, pero que una vez alcanzada cierta profundidad empezarían a tener capacidad de carga y a servir como reductores de hundimiento.

Sobre cimentaciones coloniales, el mejor ejemplo lo constituye la Catedral de la Ciudad de México, para en 1571 se requirieron del orden de 22,500 estacones de 20 a 30 cm de diámetro con longitudes de 2.5 a 3.5 m. No se tiene información de cómo los hincaron, pero seguramente lo hicieron a percusión y por lo observación directa se puede asegurar que cuando atravesaron restos de templos aztecas, recurrieron a una perforación previa que asegurara la penetración del pilote. Posteriormente, en el sagrario se hincaron a partir de 1749, otros 3000 pilotes, esta vez de 15 cm de diámetro.

#### 4.2.2 ORIGEN DE LA TECNICA

El ingeniero italiano Fernando Lizzi de la empresa Fondedile patentó en 1950 los pilotes delgados colados en el lugar llamado "Palo Radice" o pilote raíz para la "Restauración estática de monumentos". En su trabajo menciona el usual desconocimiento de las características de las cimentaciones de viejas estructuras y las dificultades de cálculo estructural de los monumentos que restauró, por la incertidumbre de las propiedades "elásticas" de la mampostería y su erraticidad en una misma estructura.

La fig. IV-1 tomada del trabajo de Lizzi muestra su concepto de micropilote de concreto colado en el lugar, que propone construirlo como se reproduce en la fig. IV-2, con diámetros que indica pueden ser desde 10 y llegar a los 25 cm.

Para controlar la calidad del colado, con tubos "tremie" de pequeño diámetro, utilizó un ademe temporal que evita la contaminación del mortero; este ademe lo retira gradualmente aplicando aire a presión, para evitar el problema de arqueado dentro del tubo de ademe y con ello discontinuidades del pilote.

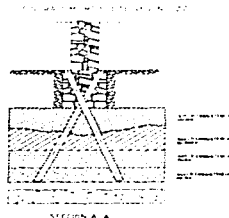


Fig. IV-1

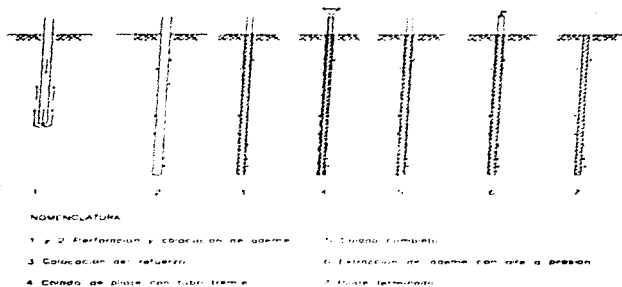


Fig. IV-2

#### 4.4.3 CONCEPTOS TECNICOS

La virtud fundamental de los micropilotes en trabajos de recimentación, radica en el hecho de que son un complemento a la cimentación existente y puede afirmarse, por su proceso tecnológico, que son esencialmente pilotes de fricción, aunque en el numero adecuado y contando con un estrato resistente de apoyo, desarrollan su capacidad por punta. A corto plazo los micropilotes no trabajan, toda la carga es soportada por la cimentación existente; conforme la estructura se va asentando, solicita el trabajo del micropilote y a largo plazo puede llegar a tomar toda la carga a una determinada deformación.

#### **4.2.4 OTRAS SOLUCIONES PARA LA CONSTRUCCION DE MICROPILOTES**

Los micropilotes se puede describir como la extensión natural de las anclas de tensión y fricción, desarrolladas, primeramente, para estabilizar taludes y excavaciones en roca y posteriormente aplicadas con los mismos objetivos en suelo. Se podría decir que la norma alemana de micropilotes con refuerzo de barra sólida de acero, es prácticamente igual a la del anclaje: en cambio las alternativas italiana, española y francesa en general se orientaron al empleo de tubos de acero con el doble propósito de servir como elemento de construcción y refuerzo estructural.

En la mayoría de las soluciones, el micropilote consiste en un tubo de acero con hoyos o ventanas laterales, el cual es introducido en el subsuelo en una perforación previa; el espacio anular se confina con un mortero o lechada de cemento y se le denomina la vaina del pilote; posteriormente se inyecta lechada de cemento por las ventanas laterales, la cual tiene que fracturar la vaina para salir e incrementar el área transversal y el confinamiento del pilote.

#### **4.2.5 MICROPILOTES APLICADOS EN MEXICO**

Enrique Tamez en la empresa Solum, por los años 60's creó un micropilote que denominó *electrometálico*: consistía en hincar a percusión un tubo de acero de 7.5 a 10.0 cm de diámetro; una vez instalados varios de ellos, funcionando como ánodos a terminales positivas, se les inducía un campo eléctrico de corriente directa, para provocar resecamiento en la periferia del pilote y a una cierta distancia con una varilla de sacrificio, funcionando cátodo, se generaba acumulación de agua. Con este artificio se redujeron los asentamientos diferenciales de varios edificios de ese tiempo; sin embargo, su baja capacidad de carga y los problemas de corrosión impidieron la continuidad de su uso. Para esto último, se intentó agregar óxido de aluminio que

incluso generaba cambios en las ligas físico-químicas de las arcillas y con ello tratar de incrementar su resistencia al corte.

Recientemente se utilizaron Micropilotes convencionales en una estructura ubicada en el ex-vaso del Lago de Texcoco (desplantada inicialmente por superficie), para hacer compatibles sus hundimientos con los de una nave cimentada sobre pilotes de concreto reforzado, trabajando a fricción e hincados a percusión, a fin de lograr que ambas estructuras se hundieran de manera similar. En la fig. IV-3 se ilustra las características de estos pilotes, los cuales se instalaron con funda de tela para evitar la contaminación del mortero de la vaina.

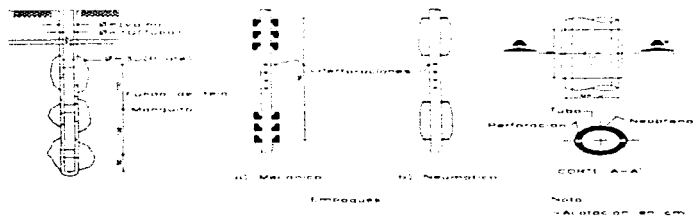


Fig. IV-3

### 4.3 RECIMENTACION Y RENIVELACION

**¿ CUANDO RECIMENTAR?.** Arthur Casagrande, distinguido profesor e investigador de la mecánica de suelos, solía decir a sus alumnos: "recimentar es corregir lo que se hizo mal desde un principio"; en la mayoría de los casos esto ocurre como consecuencia de insuficiencia en la información sobre las características del subsuelo

del sitio y de los cambios que el hombre le induce, especialmente por la extracción de agua. Así, las estructuras que se hundan en un proceso que genera deformaciones diferenciales y pérdida de la verticalidad ( cuyo desarrollo puede tomar decenas de años y en suelos muy orgánicos puede durar hasta centenas), son las que eventualmente se tendrán que recimentar.

¿ CUANDO RENIVELAR?. Cuando una estructura sufre un desplomo que afecta su estabilidad, surge la necesidad de renivelarla para volverla a la vertical o, al menos, disminuir su inclinación. Esta acción correctiva puede ser complementaria de la cimentación, pero también se puede concebir como una acción independiente. Conviene aclarar que renivelar casi siempre consiste en hacer descender la parte que ha quedado alta en una estructura; una de las pocas excepciones de este caso es el templo de las Capuchinas, que fue levantado como se describe más adelante.

JUSTIFICACION DE RENIVELAR. Para las estructuras modernas la magnitud del desplomo está formalmente restringida por los códigos y reglamentos de construcción, porque la pérdida de verticalidad modifica las condiciones de esfuerzo que se consideraron inicialmente y reduce la seguridad requerida.

*Desplomo Visible.* El Reglamento de Construcción de la Ciudad de México, precisa la magnitud visual tolerable mediante la siguiente expresión, en función de la altura de la estructura, H:

$$\text{Desplomo visible} = \frac{100}{100 + 3H}$$

*Desplomo Funcional.* El valor máximo de desplomo que los usuarios de un edificio en la Ciudad de México puede tolerar, es aproximadamente 40% más grande que el desplomo visual.



*Desplomo Peligroso.* El Reglamento de Construcción de la Ciudad de México no es explícito en el desplomo que se puede admitir por seguridad estructural; sin embargo, la experiencia indica que desplomos mayores al 2%, sobre todo en edificios altos, atemorizan grandemente por ello muchas estructuras que han alcanzado este valor han sido demolidas o corregidas.

En la tabla IV-1 se muestran valores típicos de desplomo, conforme a los comentarios anteriores. Después de los sismos de 1985, las autoridades de la Ciudad de México, han venido imponiendo que las estructuras no excedan los valores tolerables, ya que en muchos casos se han tenido que demoler estructuras o acometer su renovación, decisión que casi siempre conlleva a incrementar la capacidad de carga y estructural de su cimentación

Tabla IV-1

TIPO DE EDIFICIO	ALTURA mts.	VISUAL		FUNCIONAL	
		%	cm.	%	cm.
6 niveles	16.0	0.67	10.7	0.94	15.0
5 niveles	12.0	0.73	8.8	1.03	12.4
4 niveles	9.6	0.78	7.5	1.09	10.5
3 niveles	7.2	0.82	5.9	1.15	8.3

Por lo que respecta a monumentos y estructuras coloniales ubicadas en la Ciudad de México, la mayoría de ellos tiene desplomos cuya magnitud excede a los de la Tabla IV-1; se puede decir que hay un amplio campo de investigación aplicada para

definir criterios que deberían regir a estas estructuras. Sin embargo, las recimentaciones y renivelaciones de estas estructuras serán siempre casos únicos, que deberán estar justificados con todo detalle.

**RENIVELACION Y RECIMENTACION.** Como se ha mencionado renivelaciones de estructuras, la técnica casi siempre ha consistido en hacer descender la parte que ha quedado alta; lo más frecuente ha sido reforzar la cimentación y excavar el suelo inmediato a ella para permitir el hundimiento correctivo. Esta subexcavación bajo la cimentación, se aplicó también en la iglesia del Pocito; en cambio en la de Capuchinas se reniveló levantando la parte baja con ayuda de un sistema de cilindros hidráulicos, lo cual constituye un trabajo excepcional.

**RENIVELACION DE ESTRUCTURAS.** El método para la renivelación de estructuras se orienta a corregir el desplomo de éstas sin requerir el reforzamiento de su cimentación, seguramente tiene antiguos antecedentes, sin embargo, la referencia geotécnica más vieja se tiene en la propuesta del profesor F. Terracina para corregir el desplomo de la torre de Pisa, que consiste en practicar perforaciones de pequeño diámetro en la parte menos hundida, para que su colapso genere la deformabilidad que reduce la inclinación. Las perforaciones en general se hacen por debajo del nivel de desplante de la cimentación, en un estrato del suelo blando.

En la Ciudad de México se han venido ampliando las experiencias de este ingenio constructivo, se sabe que el Ing. González Flores fue pionero en su empleo, pero no dejó constancia de su experiencia.

Un ejemplo sería la corrección geométrica de la catedral de la Ciudad de México donde se aplica la técnica antes descrita.

## **CAPITULO V**

### **DISEÑO DE LA CIMENTACION**

En este capítulo se diseñará la cimentación de los edificios de la Unidad Habitacional Tepozanes del Infonavit, en base a la información obtenida en el capítulo II de exploración y muestreo en el cual se obtuvieron las propiedades índice del subsuelo. Con estos datos se calculará la capacidad de carga usando la teoría de Terzaghi; dicha teoría cubre el caso más general para suelo cohesivo-friccionantes y se emplea principalmente para cimentaciones poco profundas.

Se calculará la distribución de esfuerzos usando la teoría de Boussinesq, para una condición de carga uniformemente distribuida, así como un análisis de asentamientos que pueden tener los edificios durante las etapas de construcción, operación y ver si cumple con lo establecido en el Reglamento de Construcción del D.D.F.

También se estudiarán los efectos causados por las grietas de tensión, que, a su vez, pueden causar daños a la cimentación y a la infraestructura (pavimento, red de drenajes, red de agua potable, etc.), se evaluarán los posibles daños y se sugiere algunas medidas de mitigación para tener el mínimo de problemas a futuro.

Por último, se hará una comparativa de la cimentación propuesta respecto a la empleada por la constructora para analizar los parámetros con los que se trabajó y saber es lo más factible.

#### **5.1.1 CAPACIDAD DE CARGA**

Empleando la teoría de Terzaghi, y utilizando un factor de seguridad contra una falla por cortante de 3, de manera que cumpla con el Reglamento de Construcción del D.D.F.

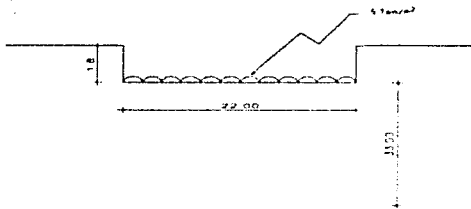


Fig. V-1. Dimensionamiento de la cimentación

$$\begin{aligned} W_{\text{mat. ext.}} &= (64 \times 22 \times 0.30) (1.4) + (64 \times 22 \times 0.70) (1.2) + (64 \times 22 \times 0.8) (1.3) \\ &= 591.36 + 1182.72 + 1464.32 = 3238.4 \text{ ton} \approx 3300 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$w_{\text{peso estructura.}} = (64 \times 22) 65 = 7040 \text{ ton.}$$

Como  $w_{\text{mat. ext.}} < w_{\text{peso estructura}} \Rightarrow$  se tiene una cimentación parcialmente compensada

calculando capacidad de carga por Terzaghi:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

De donde:

$C$  = Cohesión, en  $\text{ton/m}^2$

$\gamma$  = Peso volumétrico del material en  $\text{ton/m}^3$

$D_f$  = Profundidad de desplante del cimientto, en m

$B$  = Ancho de la cimentación, en m

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción y se obtienen de la gráfica. Anexo I. Gráfica I  
Cálculo de promedios pesados.

$$C_{pp} = \frac{2,5(2,2) + 2(20) + 2,5(1) + 2(9,21)}{33} = 2,05 \text{ ton/m}^2 = 2$$

$$\phi_{pp} = \frac{(15) + (2,2) + (5)(20) + 15(1) + 5(9,21)}{33} = 5,88 = 6^\circ$$

$$\gamma_{pp} = \frac{(1,3) + (2,2) + (1,2)(20) + 1,3(1) + 1,2(9,2)}{33} = 1,19 = 1,2 \text{ ton/m}^3$$

$$q_c = (2)(5,7) + (1,2)(0,3) + (1,2)(0,7) + (1,2)(0,8) + 1/2(0,2)(22)(0,5)$$

$$= 11,4 + 2,76 + 1,11 = 15,26 \text{ ton/m}^2$$

$$= \frac{15,26 \text{ ton/m}^2}{3} = 5,08 \text{ ton/m}^2$$

Peso del edificio  $5 < 5,08$  resistencia del terreno  $\Rightarrow$  Pasa por capacidad de carga

### 5.1.2 DISTRIBUCION DE ESFUERZOS

La distribución de esfuerzos se calculará utilizando la fórmula de Boussinesq, con una carga uniformemente distribuida y a las siguientes profundidades: 0,1, 1, 4, 7, 9, 7, 14, 7, 19, 7, 22, 7, 25, 7, 30, 7, 35, 7, m. Así como también se dibujarán las gráficas de los diferentes puntos.

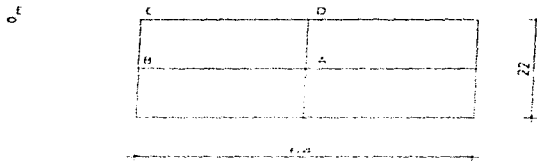


Fig. V-2. Distribución de los puntos

Calculo en el punto A.



Fig. V-3. Punto A

En el punto A se tienen la siguiente consideración

Po antes de excavar

$$P_o = 1.4 (0.3) + 1.2 (0.7) + 0.8 (1.3)$$

$$P_o = 2.3 \text{ ton/m}^2$$

Po después de excavar y cargar

$$\Delta P = 5 - 2.3 = 2.7 \text{ ton/m}^2$$

Usando la formula de Boussinesq

$$Z = w' w_o$$

Donde:

$$\sigma = \text{Esfuerzo en ton/m}^2$$

$w$  = Carga que recibe el suelo en  $\text{ton/m}^2$

$w_0$  = Coeficiente de carga que depende de  $m$  y  $n$  para una área rectangular uniformemente cargada se obtiene de gráficas . Anexo I. Gráfica 2.

### CALCULO DE ESFUERZOS

Tabla V-1. Punto A

X	Y	Z	$m = x/z$	$n = y/z$	$W_0$	W	$\sigma_P$	$\sigma_T$
32	11	0	00	00	0.250	2.7	0.675	2.7
32	11	1.1	29.09	10.0	0.250	2.7	0.675	2.7
32	11	4.7	6.81	2.34	0.244	2.7	0.670	2.635
32	11	9.7	3.30	1.13	0.211	2.7	0.570	2.279
32	11	14.7	2.18	0.75	0.169	2.7	0.456	1.825
32	11	19.7	1.62	0.56	0.133	2.7	0.359	1.436
32	11	22.7	1.41	0.48	0.130	2.7	0.351	1.404
32	11	25.7	1.25	0.43	0.107	2.7	0.289	1.156
32	11	30.7	1.04	0.36	0.080	2.7	0.216	0.864
32	11	35.7	0.90	0.31	0.077	2.7	0.208	0.832

### CALCULO DE ESFUERZOS

Tabla V-2. Punto B

X	Y	Z	$m = x/z$	$n = y/z$	$W_0$	W	$\sigma_P$	$\sigma_T$
64	11	0	00	00	0.250	5.00	1.25	2.5
64	11	1.1	58.18	10.0	0.250	5.00	1.25	2.5
64	11	4.7	13.62	2.34	0.244	5.00	1.22	2.44
64	11	9.7	6.60	1.13	0.208	5.00	1.04	2.08
64	11	14.7	4.35	0.75	0.178	5.00	1.89	1.78
64	11	19.7	3.25	0.56	0.146	5.00	0.72	1.44
64	11	22.7	2.82	0.48	0.133	5.00	0.67	1.34
64	11	25.7	2.49	0.43	0.121	5.00	0.61	1.22
64	11	30.7	2.08	0.36	0.107	5.00	0.54	1.08
64	11	35.7	1.79	0.31	0.088	5.00	0.44	0.88

### CALCULO DE ESFUERZOS

Tabla V-3. Punto C

X	Y	Z	m= x/z	n= y/z	W <sub>0</sub>	W	σP	σT
64	22	0	00	00	0.250	5.00	1.25	1.25
64	22	1.1	58.18	20	0.250	5.00	1.25	1.25
64	22	4.7	13.62	4.68	0.249	5.00	1.25	1.25
64	22	9.7	6.60	2.27	0.243	5.00	1.22	1.22
64	22	14.7	4.35	1.50	0.226	5.00	1.13	1.13
64	22	19.7	3.25	1.12	0.212	5.00	1.06	1.06
64	22	22.7	2.82	0.97	0.200	5.00	1	1
64	22	25.7	2.49	0.86	0.192	5.00	0.96	0.96
64	22	30.7	2.08	0.72	0.173	5.00	0.87	0.87
64	22	35.7	1.79	0.62	0.158	5.00	0.79	0.79

### CALCULO DE ESFUERZOS

Tabla V-4. Punto D.

X	Y	Z	m= x/z	n= y/z	W <sub>0</sub>	W	σP	σT
32	22	0	00	00	0.250	5.00	1.25	2.50
32	22	1.1	29.09	20	0.250	5.00	1.25	2.50
32	22	4.7	6.81	4.68	0.250	5.00	1.25	2.50
32	22	9.7	3.30	2.27	0.246	5.00	1.23	2.46
32	22	14.7	2.18	1.50	0.223	5.00	1.12	2.24
32	22	19.7	1.62	1.12	0.198	5.00	0.99	1.98
32	22	22.7	1.41	0.97	0.192	5.00	0.96	1.92
32	22	25.7	1.25	0.86	0.178	5.00	0.89	1.98
32	22	30.7	1.04	0.72	0.152	5.00	0.76	1.52
32	22	35.7	0.90	0.62	0.133	5.00	0.67	1.34



## CALCULO DE ESFUERZOS

### Tabla V-5. Punto E

Para el calculo de esfuerzos se tomo la siguiente consideración, se calculo el punto E, que esta fuera del área cargada y se le resta el punto C, que es toda el área carga para saber los esfuerzos en un punto fuera de la zona de estudio.

X	Y	Z	m= x/z	n= y/z	W <sub>o</sub>	W	σ <sub>P</sub>	σ <sub>T</sub>
8	22	0	00	00	0.250	5.00	1.25	0
8	22	1.1	7.27	20	0.250	5.00	1.25	0
8	22	4.7	1.70	4.68	0.235	5.00	1.25	0.07
8	22	9.7	0.82	2.27	0.184	5.00	1.23	0.30
8	22	14.7	0.54	1.50	0.138	5.00	1.12	0.44
8	22	19.7	0.41	1.12	0.107	5.00	0.99	0.52
8	22	22.7	0.35	0.97	0.09	5.00	0.96	0.55
8	22	25.7	0.31	0.86	0.078	5.00	0.89	0.57
8	22	30.7	0.26	0.72	0.068	5.00	0.76	0.53
8	22	35.7	0.22	0.62	0.049	5.00	0.67	0.54

Las gráficas de la distribución de esfuerzos en los puntos A,B,C,D y E corresponden a las figuras V-4,V-5,V-63,V-7, y V-8 respectivamente.

## CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Los asentamientos se presentan en toda construcción y son de dos tipos: elásticos y diferidos.

Los primeros son los que ocurren inmediatamente después de aplicar la carga sin originar cambios volumétricos del suelo, mientras que los segundos se originan a través del tiempo y si conllevan a cambios volumétricos.

El cálculo de asentamientos diferidos, se obtendrá en base a la distribución de esfuerzos y empleando las curvas de consolidación en los mismos puntos que se

FIG. V-3 GRÁFICA DE ESFUERZO -- PROFUNDIDAD  
PUNTO A  
ESFUERZOS  $\sigma_x$ , T/m<sup>2</sup>



FIG. 1-6 GRÁFICA DE ESFUERZO - PROFUNDIDAD  
PUNTO B  
ESFUERZO  $\sigma_x$ , T/m<sup>2</sup>

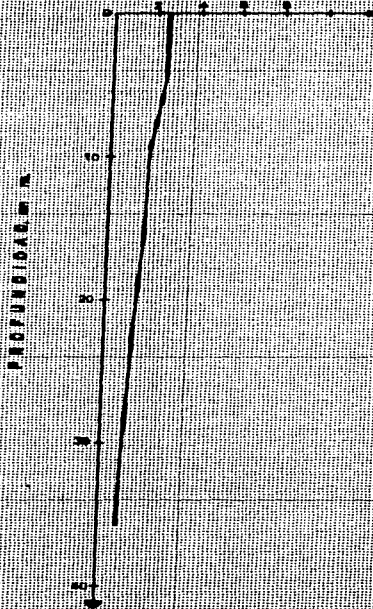


FIG. V-8. GRÁFICA DE ESFUERZO - PROFUNDIDAD  
PUNTO C  
ESFUERZO  $\sigma_x$ , T/m<sup>2</sup>

PROFUNDIDAD A

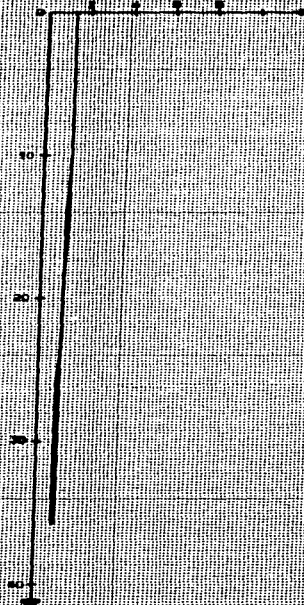


FIG. V-6 GRAFICO DE ESFUERZO - PROFUNDIDAD  
PUNTO D

ESFUERZO  $\sigma = \text{t/m}^2$

PROFUNDIDAD, m

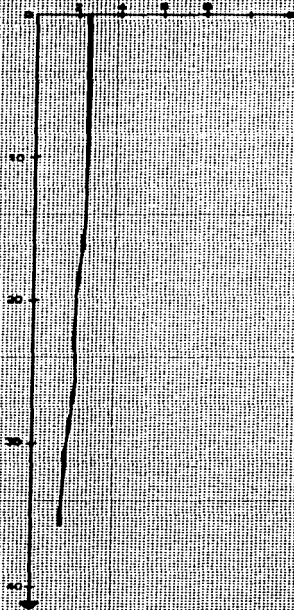
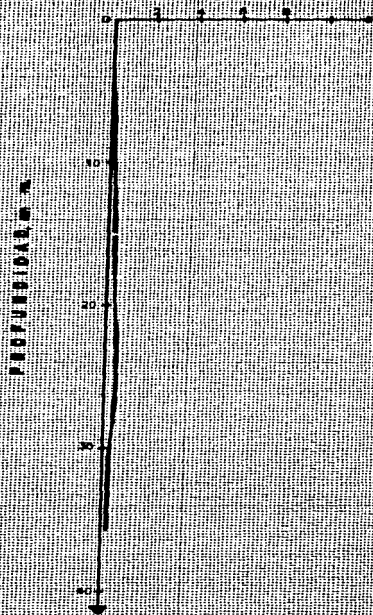


FIG. V-7 GRÁFICA DE ESFUERZO - PROFUNDIDAD  
PUNTO C  
ESFUERZO  $\sigma$  en  $T/cm^2$



calculan la distribución de esfuerzos. Dichos asentamientos se muestran en las tablas V-6, V-7, V-8, V-9.

### CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Tabla V-6. Punto A

Z	H	Po	eo	$\Delta p$	PI	ei	$\Delta e$	$\Delta H$
1.1	2.2	0.033	5.2	0.270	0.303	5.05	0.15	0.05
4.7	5.0	0.116	1.82	0.263	0.379	1.77	0.05	0.09
9.7	5.0	0.216	1.80	0.228	0.444	1.75	0.05	0.09
14.7	5.0	0.316	4.10	0.183	0.499	4.00	0.10	0.10
19.7	5.0	0.416	4.05	0.144	0.560	4.00	0.05	0.05
22.7	1.0	0.481	3.75	0.140	0.621	3.70	0.05	0.01
25.7	5.0	0.546	6.00	0.116	0.662	6.0	0	0
30.7	5.0	0.646	6.00	0.086	0.732	5.95	0.05	0.04
35.7	5.0	0.746	5.90	0.083	0.829	6.80	0.10	0.06
								$\Sigma=0.49$

### CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Tabla V-7. Punto B

Z	H	Po	eo	$\Delta p$	PI	ei	$\Delta e$	$\Delta H$
1.1	2.2	0.033	5.2	0.250	0.283	5.05	0.15	0.053
4.7	5.0	0.116	1.82	0.250	0.366	1.78	0.04	0.071
9.7	5.0	0.216	1.80	0.246	0.462	1.75	0.05	0.089
14.7	5.0	0.316	4.10	0.224	0.540	4.00	0.10	0.098
19.7	5.0	0.416	4.05	0.198	0.614	4.00	0.05	0.05
22.7	1.0	0.481	3.75	0.192	0.673	3.70	0.05	0.011
25.7	5.0	0.546	6.00	0.178	0.724	6.0	0	0
30.7	5.0	0.646	6.00	0.152	0.788	5.95	0.05	0.036
35.7	5.0	0.746	5.90	0.132	0.878	6.80	0.10	0.063
								$\Sigma=0.471$

### CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Tabla V-8. Punto C.

Z	H	Po	eo	$\Delta p$	P1	e1	$\Delta e$	$\Delta H$
1.1	2.2	0.033	5.2	0.256	0.283	5.05	0.15	0.053
4.7	5.0	0.116	1.82	0.244	0.360	1.78	0.04	0.071
9.7	5.0	0.216	1.80	0.208	0.424	1.76	0.04	0.071
14.7	5.0	0.316	4.10	0.178	0.494	4.00	0.10	0.098
19.7	5.0	0.416	4.05	0.144	0.560	4.00	0.05	0.05
22.7	1.0	0.481	3.75	0.134	0.615	3.70	0.05	0.011
25.7	5.0	0.546	6.00	0.122	0.668	6.0	0	0
30.7	5.0	0.646	6.00	0.108	0.754	5.59	0.05	0.036
35.7	5.0	0.746	5.90'	0.088	0.834	6.82	0.08	0.051
								$\Sigma=0.441$

### CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Tabla V-9. Punto D.

Z	H	Po	eo	$\Delta p$	P1	e1	$\Delta e$	$\Delta H$
1.1	2.2	0.033	5.2	0.125	0.158	5.05	0.15	0.053
4.7	5.0	0.116	1.82	0.125	0.241	1.80	0.02	0.035
9.7	5.0	0.216	1.80	0.122	0.338	1.77	0.03	0.054
14.7	5.0	0.316	4.10	0.133	0.429	4.02	0.08	0.078
19.7	5.0	0.416	4.05	0.106	0.522	4.00	0.05	0.05
22.7	1.0	0.481	3.75	0.100	0.581	3.70	0.05	0.011
25.7	5.0	0.546	6.00	0.096	0.642	6.0	0	0
30.7	5.0	0.646	6.00	0.086	0.733	5.90	0.10	0.071
35.7	5.0	0.746	5.90'	0.079	0.825	6.81	0.09	0.057
								$\Sigma=0.409$



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

Donde:

co: Presión en el punto cero en Ton/m<sup>2</sup>

H: Espesor del estrato en m.

Δc: Incremento de presión en Ton/m<sup>2</sup>

ΔH: Asentamiento en m.

$$\Delta H_A = .49$$

reglamento

$$\delta_{AB} = \frac{0.49 - 0.471}{11} = 0.019 = 0.002 \quad \text{pasa por según la tabla del anexo 1-3}$$

$$\Delta H_B = 0.471$$

$$\Delta H_C = 0.441$$

$$\delta_{AC} = \frac{0.49 - 0.441}{32} = 0.002 < \text{pasa por reglamento según la tabla del anexo 1-3}$$

$$\Delta H_D = 0.409$$

$$\delta_{AD} = \frac{.49 - 0.409}{33.84} = 0.002 < \text{pasa por reglamento según la tabla del anexo 1-3}$$

## 5.2 CIMENTACION EMPLEADA

Dada la alta compresibilidad que presenta el subsuelo del sitio y teniendo en cuenta la magnitud de los edificios por construir, se propone el uso de una cimentación parcialmente compensada, a base de un cajón hueco, con la cual se produzca un incremento mínimo en el estado de esfuerzos de la masa de suelo.

De acuerdo con el valor medio del peso volumétrico de los depósitos superficiales (1.5 ton/m<sup>3</sup>), para lograr la compensación total de una sobrecarga de 4.2 ton/m<sup>2</sup>, tendría que hacerse una excavación hasta 2.8 m de profundidad; sin embargo, esto complicaría el procedimiento constructivo, principalmente por la posición del

nivel freático (1.8 m); por ello, se juzga conveniente que la profundidad de desplante no exceda de la que corresponde al nivel freático, con lo cual se obtendrá una compensación parcial de  $2.7 \text{ ton/m}^2$ .

Con el fin de lograr simetría geométrica en ambos ejes ortogonales, se requerirá disponer un mismo cajón de cimentación por cada cuatro edificios; en lo que sigue se asumirá esta condición.

### **5.2.1 CAPACIDAD DE CARGA**

Empleando la fórmula de A.W. Skempton, propia para cimentaciones superficiales apoyadas sobre suelos predominantemente cohesivos, se obtiene que para solicitaciones permanentes, el factor de seguridad contra una falla por cortante es de 8.2.

En el estudio definitivo se deberá revisar el factor de seguridad para la combinación de solicitaciones permanentes y accidentales, si bien, dada la geometría y número de niveles de los inmuebles, se considera que no habrá problemas por este aspecto.

### **5.2.2 ASENTAMIENTOS**

Los asentamientos que se presentan en toda construcción son de dos tipos: elásticos y diferidos.

Los primeros son los que ocurren inmediatamente después de aplicada la carga, sin originar cambios volumétricos del suelo, mientras que los segundos se originan a través del tiempo, y si conllevan a cambios volumétricos.

De esta forma, a partir de la expresión de Steinbrenner y haciendo intervenir los parámetros elásticos de las estratos situados por abajo del nivel de desplante de la cimentación, se determinó que para la presión total de  $4.2 \text{ ton/m}^2$ , los asentamientos inmediatos estarán comprendidos entre 8 y 10 cm, para conjuntos de 3 cajones de

cimentación contiguos ( 12 edificios dispuestos en dos franjas de 6), y aumentaran al rango de 8 a 11 cm, para conjuntos de 6 cajones de cimentación (24 edificios dispuestos en dos franjas de 12).

Por lo que se refiere a los asentamientos diferidos, se estimaron a partir de la teoría de consolidación de K. Terzaghi, aplicando los parámetros de compresibilidad del subsuelo. Así, se obtuvo que para la presión neta, de  $1.2 \text{ ton/m}^2$ , los asentamientos por consolidación también resultarán aceptables, de 10 a 14 cm, en los conjuntos de 3 cajones de cimentación contiguos, y de 11 a 16 cm, los de 6.

Con las excavaciones requeridas para aligerar a la cimentación, se producirá una descarga en el subsuelo de  $2.7 \text{ ton/m}^2$  (presión compensada), lo que originará expansiones de tipo elástico; de acuerdo con el criterio de Steinbrenner ya citado, éstas serán de magnitud moderada, alcanzando valores máximos de 6 a 8 cm, al centro de las áreas excavadas.

Para los pavimentos se utilizarán materiales ligeros ( por ejemplo p.e. Tezontle) y se excavará una caja de espesor necesario.

Con objeto de tener un control de comportamiento de la obra y prever con antelación cualquier anomalía, se recomienda la realización de nivelaciones quincenales durante la construcción, y trimestrales durante los tres años subsecuentes, las mediciones se apoyarán en un banco de nivel superficial, localizado a no menos de 100 m de la unidad habitacional o de cualquier otra sobrecarga reciente y externa. Igualmente, la consolidación regional de los suelos arcillosos se registrará en dos sitios mediante referencias instaladas en la frontera superior, tanto de la capa dura, como de los depósitos profundos.

Es claro que una vez que se cuente con el proyecto definitivo de la Unidad, deberá revisarse el proyecto de la cimentación aquí considerada, al igual que las normas generales para su construcción y control.

### **5.3 RECOMENDACIONES PARA EL PROYECTO DE LA UNIDAD**

En los proyectos arquitectónico y estructural de la Unidad Habitacional, se deberán tomar en cuenta los siguientes lineamientos:

- 1) La cimentación debe ser simétrica en geometría y con cargas en ambos ejes ortogonales, se supone que los inmuebles experimentan asentamientos diferenciales y desplomos; ello implica, para el actual proyecto, un cajón de cimentación común a cada cuatro edificios y que se eliminen los conjuntos de edificios asimétricos.
- 2) Las franjas de edificios también deberán conservar lo más posible su simetría y una separación no menor a 8 m. entre dos contiguas. En general, se evitarán franjas continuas de más de 50 m de longitud, a fin de minimizar los efectos de los eventuales asentamientos diferenciales asociados al hundimiento general del Valle de México.
- 3) La cimentación deberá de ser del tipo rígido, y en su construcción se utilizará cemento resistente a las sales del subsuelo.
- 4) Es muy conveniente utilizar sistemas estructurales y acabados ligeros, a manera de reducir el peso de los inmuebles y la consiguiente profundidad de desplante del cajón de cimentación.
- 5) Las juntas de construcción entre edificios colindantes tendrán una abertura mayor de 8 cm. a la requerida por efectos sísmicos, a fin de permitir absorber los desplomos asociados a los hundimientos diferenciales previstos.
- 6) Dada la gran compresibilidad del subsuelo, se deberán omitir las terracerías que sobre-eleven la superficie actual del terreno; en consecuencia, para los pavimentos se requerirá excavar una caja del espesor necesario, en vez de construirlos sobre la superficie actual; incluso podrían utilizarse materiales ligeros, por ejemplo p.e. el denominado tezontle.

- 7) Con antelación a cualquier operación constructiva, se deberán desazolvar las grietas de tensión, y someter a un tratamiento de sellado, mediante la inyección profunda de lechadas de cemento-bentonita-agua, de comportamiento esfuerzo deformación semejante al de la arcilla natural.

Las especificaciones detalladas del procedimiento se establecen en el capítulo

## VI.

La presencia de rellenos implica que en ciertas partes el suelo ha estado sujeto a un proceso de preconsolidación, mientras que en otras ha permanecido virgen, lo cual puede traducirse en una magnitud muy diferente en los asentamientos de los futuros inmuebles. Por ello, en la localización definitiva de los edificios, deberá evitarse que queden alojados en las fronteras de ambas zonas. Plano 3.

### Normas Generales de Construcción y Control.

- 1) La excavación para alojar el cajón podrá realizarse en una sola etapa hasta la profundidad de proyecto, limitándola con taludes 0.25 : 1 ( 0.25 en distancia horizontal por 1 en distancia vertical). Dado que no existen construcciones colindantes, no habrá problema para formar estos taludes en todo el perímetro de la excavación.
- 2) Se construirá una plantilla mixta, compuesta por una capa de 15 cm. de espesor compacto, de grava de tezontle, de 38 mm. De tamaño máximo (1 1/2), sobre la que se colocará un firme de concreto simple, de 5 cm.
- 3) Se procederá a la construcción de la protección impermeable de la losa de cimentación, utilizando membranas de polietileno sobre una capa de asfalto; como esta protección también se extenderá a los muros de contención se deberán prever los traslapes necesarios. Especial cuidado deberá tenerse en el correcto traslapado y cementado de todas las uniones, así como la de la

completa reparación de las eventuales rupturas que se ocasionen en las membranas durante su instalación.

- 4) La protección impermeable se cubrirá con una segunda plantilla de mortero de cemento, de 3cm. de espesor.
- 5) Se ejecutará el armado y colado de la losa de cimentación y de las trabes interiores y muros perimetrales, utilizando cemento con alta resistencia a las sales. La protección impermeable de los muros se instalará por el exterior, sobre una capa de asfalto y se cubrirá con otra capa de asfalto y un aplanado de cemento. El espacio entre los taludes y los muros perimetrales se rellenará con material inerte, compactado al 90% de la norma Proctor, en capas no mayores de 20 cm. De espesor terminado.
- 6) Cabe mencionar que todo el proceso de excavación y de construcción de las cimentaciones, sean de edificios aislados o de grupos de edificios, deberá ser simétrico, expedito y sin interrupciones, a fin de evitar afectaciones al propio inmueble o sus colindantes. Por igual causa, en la construcción de la superestructura también deberá conservarse simetría.
- 7) A fin de poder inspeccionar periódicamente la cimentación, se deberán proyectar registros de acceso y pasos de hombre entre las diversas celdas.
- 8) Un punto de gran importancia en la funcionalidad de la cimentación reside en que sea prácticamente estanca; para ello, se recomiendan diversas medidas:
  - Colados en seco y con el debido vibrado y curado del concreto.
  - Utilización de las membranas impermeables bajo la losa de cimentación y por el exterior de los muros perimetrales.
  - Utilización de bandas impermeables de P.V.C. en todas las juntas de colado;
- 9) Terminada la losa tapa de la cimentación, se marcarán referencias para la nivelación en los cuatro vértices; las mediciones de las deformaciones verticales

se apoyarán en algún banco de nivel superficial, alejado un mínimo de 100 m. De la Unidad Habitacional o de cualesquier otra sobrecarga reciente y extensa; tendrán una periodicidad quincenal durante la construcción, y se prolongarán por un lapso no menor de 3 años con una frecuencia trimestral.

- 10)** La consolidación regional de los suelos arcillosos se registrará en dos sitios de la Unidad Habitacional. Para ello se instalarán sendas referencias de nivel, tanto en una frontera superior de la capa dura, como en la de los depósitos profundos.

### **5.3.1 OBRA ADICIONAL A LA CIMENTACION**

A raíz de nuevas observaciones durante visitas recientes a la obra, se ha considerado el hecho de que aún selladas las grietas que se detectaron en el subsuelo, éstas puedan tener alguna influencia en las deformaciones de los edificios, particularmente cuando ocurran sismos intensos, por lo que con objeto de prevenir y/o corregir los efectos de posibles movimientos diferenciales en aquellos que hallan quedado sobre o muy cerca de las grietas, se proponen las siguientes modificaciones en sus cimentaciones:

En los edificios cuyo cajón ya está construido módulo No. 1, es necesario adicionarles micropilotes de fricción para ser utilizados en eventuales labores de enderezado; ello implica que estén dotados de mecanismos de control de carga y deformación en su extremo superior.

En un primer análisis de las características requeridas de los micropilotes, que toma en cuenta el avance actual de las construcciones, se concluyó que éstos deben ser de concreto, colados en el lugar, con un diámetro de 15 cm. y una longitud de 1.8 m., siendo necesario tener 72 elementos por cada conjunto de 4 edificios con cimentación común, o bien 18 elementos por edificio. Las perforaciones para su instalación se harán desde la losa del nivel hasta el que haya avanzado la construcción.

**Tratándose de inmuebles en que todavía no se han iniciado la construcción (módulos 2 a 4), es recomendable reducir las dimensiones de los cajones de manera de abarcar solamente el área de los edificios tipo, para que su cimentación trabaje en forma independiente y sea más rígida.**









## **CAPITULO VI**

### **SELLADO DE GRIETAS DE TENSION**

En las zonas de transición abrupta, donde entran en contacto los suelos arcillosos lacustres del Valle de México con los domos volcánicos que los confinan, se está desarrollando un gradual y continuo, proceso de hundimiento diferencial y de fisuración del subsuelo: este fenómeno está íntimamente relacionado con el proceso de consolidación de los suelos blandos, a su vez incrementado por la explotación de los mantos acuíferos. Por los daños que provocan a las instalaciones y eventualmente a las estructuras, se plantean las acciones preventivas que minimicen los efectos del fisuramiento; así mismo, se presentan soluciones geotécnicas para el agrietamiento de suelos.

#### **6.1 PROCESO CONSTRUCTIVO**

Al presentarse las grietas es necesario establecer la continuidad entre los bloques de arcilla o de suelo limitados por los mismos, a fin de evitar desplazamientos horizontales excesivos de los bloques de suelo que se forman a cada lado. Se procede entonces a rellenar las grietas inyectando mezclas plásticas de bentonita, cemento y agua de consistencia similar a la arcilla del lugar, a fin de mantener la plasticidad necesaria para que este material siga las deformaciones futuras del terreno y conserve el mayor tiempo posible su continuidad horizontal del suelo. Estos desplazamientos de los bloques continuaron presentándose por la activación de la grieta a causa del hundimiento regional, por lo que el tratamiento de las grietas deberá realizarse periódicamente, a medida que las mismas vuelvan a manifestarse en la vida útil del conjunto.

## **6.2 TIPO DE SELLADO**

Inicialmente se localiza y traza en el terreno la ubicación y desarrollo de las grietas, auxiliados con los levantamientos topográficos o basados en el conocimiento que algunas personas tengan de su existencia, ya que es muy común que en algunas épocas del año, las grietas se activen apareciendo en la superficie y que al paso del tiempo vayan desapareciendo por efectos del paso de vehículos, erosión, etc.

Posteriormente se recomienda excavar pozos a cielo abierto sobre la traza de las grietas, de 1x1m, espaciados del orden de 5 m entre si con objeto de descubrir físicamente las grietas. A partir de uno de los extremos de las grietas se pueden instalar tres boquillas metálicas en pozos alternos, es decir, en uno si y en otro no para vaciar las mezclas a través de ellas. De esta manera los pozos intermedios servirán de testigos para verificar los rellenos cuando la mezcla aparezca en ellos. En caso de que este efecto no se presente, se cambiarán las boquillas a estos pozos para proceder a su inyección.

### **6.2.1 PREPARACION DE LA MEZCLA**

Para recuperar la continuidad de la masa de suelo y evitar desplazamientos horizontales excesivos, una vez que se han detectado las fisuras, se recomienda rellenarlas inyectando una mezcla plástica de bentonita, agua y cemento, que deberá adquirir una consistencia semejante a la de las arcillas del suelo, con objeto de que este material pueda seguir las deformaciones futuras del terreno y conserve la continuidad horizontal de la masa, el mayor tiempo posible.

El proporcionamiento de la mezcla es el siguiente: 0.5 m<sup>3</sup> de agua, 75 Kg de cemento y 50 Kg de bentonita. Se deberá inyectar a una presión equivalente a 1.0 m de

altura sobre el nivel del terreno (bajo presión); su elaboración se iniciará primeramente con el mezclado mecánico del agua y la bentonita, debiendo reposar el producto, un mínimo de 18 hrs para que se garantice la total hidratación de la bentonita. El cemento se agregará y mezclará, una hora antes de que se inicien los trabajos de inyección.

Tomando en cuenta que en este tipo de mezcla la reducción de volumen durante la etapa de fraguado puede ser importante, será necesario realizar campañas de relleno posteriores para alcanzar los niveles deseados en la superficie.

Para llevar a cabo los trabajos de relleno de grietas es recomendable no generar presiones dentro de ellos que puedan ocasionar el incremento de sus dimensiones o la aparición de nuevas grietas.

Equipo. El equipo utilizado para la elaboración de las mezclas y el relleno de las grietas depende en gran parte de la importancia del volumen de inyección esperado, sin embargo a grandes rasgos puede resumirse en lo siguiente:

- a) Agitadores de aspas o de chiflón para la elaboración del lodo bentonítico.
- b) Tanques para el almacenamiento del lodo bentonítico
- c) Agitadores de aspas para integrar el cemento en polvo al lodo bentonítico
- d) Bombas de lodos con capacidad para manejar este tipo de mezclas
- e) Tuberías y mangueras para la conducción de mezclas.

Dosificación a utilizar para la preparación de la mezcla en el sellado de grietas:  
Para el lodo bentonítico:

Para la mezcla

Agua	1 m <sup>3</sup>
Bentonito	10% en peso
Lodo bentonítico	1 m <sup>3</sup>
Cemento	20% en peso

#### **6.2.2 PROCEDIMIENTO DE RELLENO DE GRIETAS PARA EL CONJUNTO HABITACIONAL TEPOZANES DEL INFONAVIT**

- 1) Se hará limpieza a todo lo largo de las grietas para verificar la dirección de éstas, sin profundizar demasiado (ligeramente) (fig. VI-1 y VI-2)
- 2) Por seguridad para no rellenar predios vecinos se hará una perforación vertical de 8" o 10" x 10 metros lineales, o según sea la dimensión de la grieta. Inmediatamente después de ser rellenada con una mezcla plástica, formando un tapón al final de grietas, siempre y cuando continúen hacia predios vecinos. (Fig. VI-3 )
- 3) Se hará un costureo a todo lo largo de las grietas con perforaciones inclinadas a 30° x 5 metros lineales y 2 15/16". por ambos lados de la grieta para localizar los tramos no obstruidos. (fig. VI-4)
- 4) Se introducirá en la perforación un tubo de PVC de 1" o 2" o tubería galvanizada de 1" que servirá para inyectar la mezcla plástica. ( fig. VI-3)

### 6.2.3 SECUENCIA DE INYECCION

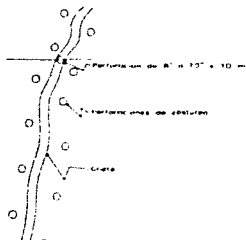


Fig. VI - 4

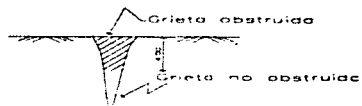


Fig. VI - 1

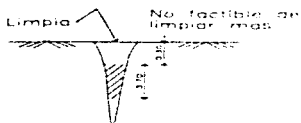


Fig. VI - 2

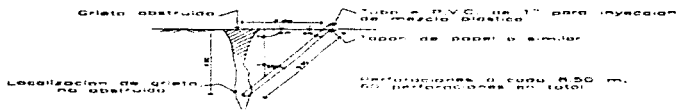


Fig. VI - 3



### 6.3 VOLUMEN DE INYECCION

## TEPOZANES 1383 VIVIENDAS

### SELLADO DE GRIETAS

GRIETAS ORIGINALES	GRIETAS ACTUALES	LONGITUD ORIGINAL	LONGITUD ADICIONAL	LONGITUD ACUMULADA	PERFORACION INCLINADA		PERFORACION VERTICAL		PERFORACION VERTICAL		INYECCION	
					ML. ORIGINALES	ML. ACTUALES	ML. ORIGINALES	ML. ACTUALES	ML. ORIGINALES	ML. ACTUALES	M3 ORIGINALES	M3 ACTUALES
1A	1A	85.00	10.00	85.00	43.00	55.00			18.00	62.00		71.00
AB	1B	120.00	30.00	150.00	65.00	90.00			18.00	87.00		113.00
2	2	88.00	7.00	73.00	49.00	43.00		18.00	18.00	53.00		38.00
3	3	190.00	50.00	240.00	125.00	140.00		20.00	25.00	143.00		180.00
4	4	45.00	21.50	23.50	25.00	15.00				33.00		18.00
	5		20.00	20.00		10.00						15.00
	6		10.00	10.00		5.00						8.00
	7		20.00	20.00		10.00						15.00
	8		17.00	17.00		10.00						13.00
	9		38.00	38.00		20.00						29.00
	10		40.00	40.00		25.00						30.00
	11		18.00	18.00		10.00						14.00
	12		24.00	24.00		15.00						18.00
	13		33.00	33.00		20.00						24.00
	14		13.00	13.00		5.00						10.00
	15		24.00	24.00		15.00						18.00
TOTAL		308.00	373.50	343.50	280.00	490.00		38.00	68.00	373.00		833.00
IMPORTE					31881000.00	55786200.00	5052200.00	9539448.00	123393995.00	206435895.00		

CONCEPTO	UNIDAD	CANT. ORIGINAL	CANT. ACTUAL	P.U.	IMP. ORIGINAL	IMP. ACTUAL
1.- PERFORACION DE PASTA # 4" DE DIAMETRO INCLINADAS INCLUYENDO ADICION TUBULAR	ML.	280.00	490.00	\$ 113.873.00	31881000.00	55786200.00
2.- INYECCION DE MEZCLAS PLASTICAS ESTABLES	M3	373.00	833.00	\$ 330.815.00	123393995.00	206435895.00
3.- PERFORACION DE 10" DE DIAMETRO PARA FORMAR CONTENSIONES EN LOS LIMITE DEL PRECIO	ML.	38.00	68.00	\$ 142.298.00	5052200.00	9539448.00

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON

SUB TOTAL	\$ 150.327.85	\$ 274.741.64
24% INDIRECTOS	\$ 36.478.69	\$ 65.837.89
SUMA	\$ 186.806.54	\$ 340.579.53
17% IVA	\$ 31.966.96	\$ 54.887.88
TOTAL	\$ 218.773.50	\$ 395.467.41

### 6.3.1 VOLUMEN DE INYECCION ACUMULADO

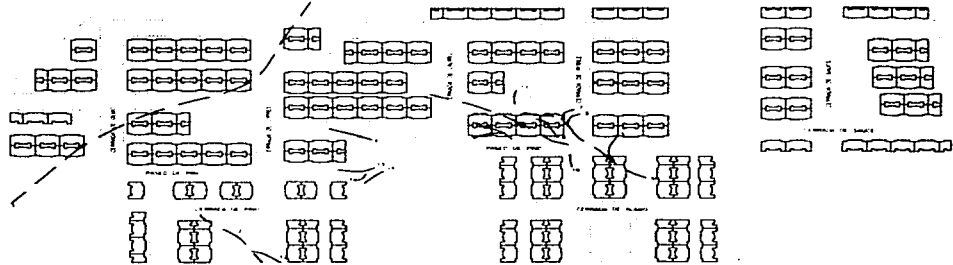
PRESUPUESTO ACTUALIZADO					
CANTIDAD DE OBRA					
GRIETA No.	LONGITUD MTS.	PERFORACION PZA.	INCLINACION ML.	PERFORACION VERTICAL ML.	INYECCION M3
1A	95 00	11 00	55 00	16 00	71 00
1B	150 00	18 00	90 00	16 00	113 00
2	75 00	9 00	45 00	16 00	56 00
3	240 00	28 00	140 00	20 00	180 00
4	23 50	3 00	15 00		18 00
5	20 00	2 00	10 00		15 00
6	10 00	1 00	5 00		8 00
7	20 00	2 00	10 00		15 00
8	17 00	2 00	10 00		13 00
9	38 00	4 00	20 00		29 00
10	40 00	5 00	25 00		30 00
11	18 00	2 00	10 00		14 00
12	24 00	3 00	15 00		18 00
13	33 00	4 00	20 00		25 00
14	13 00	1 00	5 00		10 00
15	24 00	3 00	15 00		18 00
TOTAL	840 50	98 00	490 00	68 00	633 00



PASO DE TEPOLAMES

EDIFICIO PEDRO DEIMECO

EDIFICIO MEXTRAC

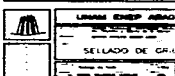


AV. SIEMPRE DE LA NACION

CONGRESO DE CHILPANCIAGO

SEALADO DE GR...

SEALADO DE GR...

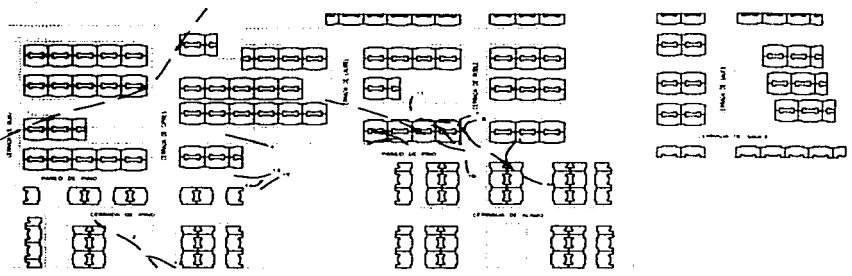


SEALADO DE GR...

SEALADO DE GR...

HODEGAS MEDNO DOMECO

HODEGA MEETHAC



SECCION DE LAZAR  
SECCION DE COMIT  
SECCION DE PUE

	<p>UNAM ENEP AMBON</p> <p>SEALADO DE GRIETAS</p>

## **CAPITULO VII**

### **INSTRUMENTACION**

El hundimiento regional es el resultado de diferentes tipos de fenómenos que tiene lugar en el suelo. Las diferentes causas que generan los hundimientos regionales son varios, y requieren estudios especiales.

Las características de cada tipo de hundimiento puede tener diferente mecánica la cual debe ser estudiada y considerada en conjunto con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los sedimentos del subsuelo, cuando se diseñen cimentaciones.

El hundimiento regional esta relacionado con el hundimiento progresivo de la superficie del suelo. El hundimiento regional diferencial sin embargo, puede producir desplazamientos horizontales, desplome y daños en la superficie del suelo. Las distorsiones de la superficie del suelo generadas por el hundimiento regional motivan problemas varios e importantes en la ingeniería de cimentaciones.

Aunado al problema del hundimiento regional se suma el fenómeno de fisuración que se desarrolla a consecuencia del estado de tensiones que ocasiona el proceso de hundimiento diferencial de las arcillas, tanto en las orillas del lago como en los domos volcánicos cubiertos por las depósitos arcillosos.

Es por ello que se debe tener un programa detallado de la instrumentación a emplear en obra para poder evaluar los movimientos posibles que puede tener la estructura en las diferentes etapas del proyecto, así como también en la operación. Esta

instrumentación marcara los parámetros que nos permitirán plantear las acciones preventivas y correctivas que minimicen los problemas que se pudieran tener a futuro.

### **7.1 OBJETIVO DE LA INSTRUMENTACION**

El proceso del hundimiento regional, de fisuración del subsuelo, está íntimamente relacionado con el proceso de consolidación de los suelos blandos, y que se incrementa por la explotación de los mantos acuíferos. Para poder evaluar los desplazamientos horizontales, verticales y desplomes, que se podrían dar por los fenómenos antes mencionado se implementó un sistema de medición periódica de los de las estructuras con el fin de detectar los casos que requieran de atención correctiva.

### **7.2 TIPO DE INSTRUMENTACION EMPLEADA EN OBRA POR CONSTRUIR**

En base a la magnitud de la obra y a los antecedentes antes descritos en el capítulo II donde se menciona que el hundimiento regional en la zona es 15cm/año, se planteo dividir las mediciones en dos: 1) registro y evaluación de variación de nivel en la zona y en puntos específicos del proyecto y 2) medición de desplomes.

#### **1) *Registro y evaluación de variación de nivel* en la zona y en puntos específicos.**

Teniendo la losa tapa de la cimentación, se marcaran en esta referencias para la nivelación en los cuatro vértices, esto con objeto de determinar las diferencias de alturas entre los vértices de la cimentación, para realizar estas mediciones se utilizara un nivel fijo y un estadal, este es el equipo que se empleara en todas las mediciones de la unidad, estas mediciones se apoyaran en algún banco de nivel superficial, alejado un mínimo de 100 m. previamente establecido. Las mediciones se realizaran con una periodicidad quincenal durante la construcción, esto para tener un control del comportamiento entre las variaciones de niveles que puede existir, y

poder evaluar o corregir los posibles desplazamientos que puede tener la estructura.

Una vez terminada la construcción de la Unidad se prolongara las mediciones en un lapso no menor de 3 años con una frecuencia trimestral, para llevar un registro detallado del comportamiento de la estructura durante su vida útil.

- 2) *Medición de desplomes.* Durante la puesta en operación de la unidad habitacional además de mantener la evaluación de niveles, se implementara la medición de la verticalidad a los edificios, que permitirá detectar diversos grados de inclinación que han sufrido y con ella, identificar aquellos casos que en forma prioritaria, requiera de la aplicación de medidas para corregir la inclinación (desplome ) por encontrarse esta ya cercana a los límites tolerables (descritos en el capítulo 4). El procedimiento para la medición de desplomes es el siguiente: se realizara con una plomada de albañil y un metro, se marcaran puntos en cada vértice de los edificios a una distancia de un metro, tanto en el techo como en piso, se colocara la plomada en el techo y se dejara caer, que casi llegue al nivel de piso, la distancia que exista entre la plomada y el vértice marcado, será el desplome que tenga el edificio, se llevara un registro detallado de las medición de desplomes; esta rutina se realizara en todos los edificios y tendrá una periodicidad de cada mes.

### **7.3 RESULTADOS DE LA EVALUACION DE NIVELES**

Durante el lapso de la construcción de la unidad habitacional no se detectaron asentamientos diferidos en base a los registros obtenidos. Una vez obtenidos los registros de las mediciones se evalúa con los datos de calculo de asentamientos, descritos en el Capitulo V en donde se establece que está dentro de la tolerancia y de los rangos que establecen las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción del D.D.F.



Durante la operación de la Unidad habitacional se dejó de hacer las mediciones de niveles, es por ello que no se tienen los datos para poder evaluar los asentamientos que pueden tener los edificios a la fecha.

### **7.3.1 RESULTADOS DE LA MEDICION DE DESPLOMES**

Una vez aplicada la medición de desplomes, se han podido detectar diversos grados de inclinación que han sufrido los edificios y con ello, identificar aquellos casos que requieran medidas correctivas.

De acuerdo con los límites tolerables de desplomes que se mencionan en el capítulo IV, se han establecido dos criterios:

*Límite funcional.* Este límite es de 1% de altura y queda definido como aquel en que el desplome comienza a producir incomodidad a los ocupantes del inmueble.

*Límite estructural.* Definido como el desplome produce en la estructura esfuerzos secundarios que reducen los márgenes de seguridad de esta, por lo cual se requieren medidas correctivas.

Examinando los datos de desplome que se presentan en los edificios de la unidad habitacional, se detectó que el 25% de los edificios presentan desplomes entre 1.5 y 2 % de altura, otro 25 % de los edificios presentan desplomes de entre el 1 y 1.5 % de altura y el restante presentan desplomes al 1 % de altura.

Una vez examinadas las direcciones de la inclinación de los edificios (plano 5) se encuentran que ellas son congruentes con las magnitudes de los hundimientos

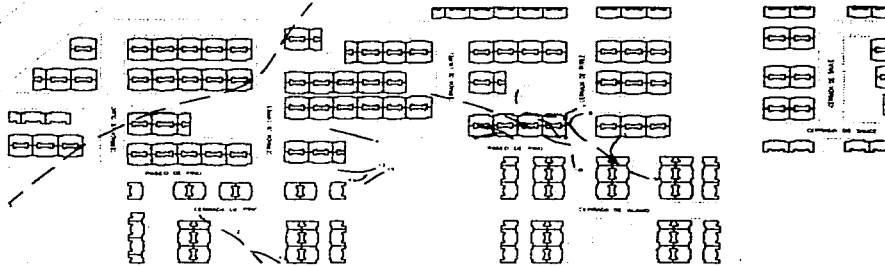
producidos por la explotación de los mantos acuíferos y la diferencia de los espesores de los estratos de arcilla compresible.

Con base a los criterios antes establecidos, se determinó, en primer lugar, que se requiere atención prioritaria para aquellos edificios que presentan desplomes mayores al 1.5 %. En segundo lugar, que aquellos edificios en que los desplome está entre 1 y el 1.5 %, deberán quedar bajo observación con el fin de determinar cuando se requieren aplicar medidas correctivas. Finalmente aquellas estructuras cuyo desplome es menor al 1 %.

PASEO DE TEPICAJANES

BODEGAS PEDRO DOMÍNGO

BODEGA MEXTRAC



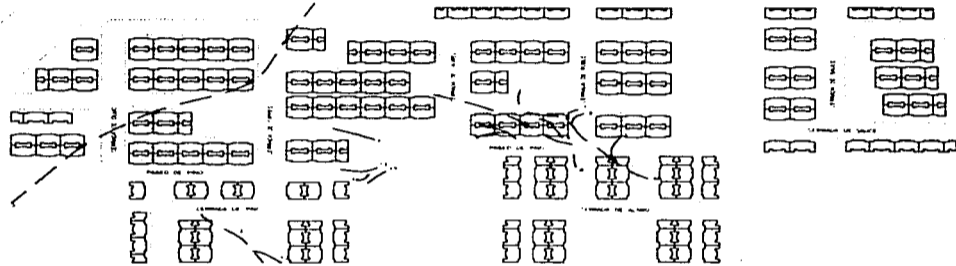
AV. TIEMPO DE LA NACIÓN

CONGRESO DE CHILPANCIINGO

PASEO DE TIPONAKES

BARRIO PEDRO DOMINGO

BARRIO MELTRAC



AV. SIERVO DE LA NAJON

PONCHERILLO DE SAN FRANCISCO

SERVIDOR DE LA NAJON

AV. SIERVO DE LA NAJON

LEGENDA	ORIENTACION
COMPLETO	LOCALIZACION
COMPLETO	COMPLETO
UNIDAD EJECUTIVA	
DESPLOME DE EDIFICIOS	



## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El problema de agrietamiento es muy complejo, y en cada caso, requiere de atención especializada. Para la realización de este trabajo, las conclusiones se dividieron en:

a) De la obra

- La estratigrafía del subsuelo, es típica de la zona de Lago, haciendo notar que las erraticidades están asociadas a la cercana frontera con la zona de transición.
- El hundimiento regional en la zona se acelera en el orden de 15 cm/año, en un periodo de 5 años, por lo que hay que poner principal interés, en que este problema afecte, el funcionamiento de la Unidad Habitacional.
- Las grietas observadas en la zona son ejemplo de la teoría de Evaporación y Agrietamiento, que es típica de la región.
- La cimentación de los edificios, es del tipo superficial parcialmente compensada, a base de un cajón de cimentación hueco, desplantada a 1.8 m. de profundidad con respecto al nivel de piso terminado.
- Para el diseño de la cimentación se concluyó que la fórmula de Terzaghi es adecuada para este tipo de estructura. Además cumple con los lineamientos establecidos en el Reglamento de Construcción del D.D.F.
- El factor de seguridad de 3 contra una falla por cortante es adecuado para este tipo de estructura.
- El análisis de los asentamientos de los inmuebles, serán tolerables en las áreas no preconsolidadas. Si el proyecto de la Unidad conlleva a la remoción parcial o total de los rellenos, los asentamientos de los inmuebles que se localizan en las zonas serán más pequeños que los considerados.

- El empleo de micropilotes adicionales a la cimentación no son los adecuados, para esta estructura, por lo que algunos edificios ya presentan desplomes considerables.
- Además se analizó que si una grieta pasa por donde se ubican los micropilotes, estos no funcionarían, por que las grietas son muy profundas y su abertura es mayor al diámetro del micropilote, por lo que no cumpliría con su cometido de enderezado de los edificios.
- El sellado de grietas a base de una mezcla plástica de bentonita-cemento es la más adecuada para este tipo de falla, esto es para restituir la continuidad de la masa de suelo, con el objeto de evitar la existencia de bloques independientes cuya respuesta sísmica pudiera causar daños a la estructura. A la fecha no se detecta la presencia de nuevas grietas o la abertura de las ya existentes.
- En la instrumentación empleada durante la ejecución de la obra no se detectaron anomalías de ningún tipo, desafortunadamente puesta en operación la Unidad, se dejó de hacer las mediciones, por lo que no es posible determinar las posibles anomalías que puedan presentar los edificios. Adicionalmente para complementar la información se realizó la medición de desplomes en toda la unidad en donde se detecto que algunos edificios presentan desplomes considerables y aplicar las medidas correctivas.

**b) Del Reglamento de Construcción del D.D.F.**

Durante el desarrollo del presente trabajo se detectaron carencias y falta de planeación para atacar el fenómeno de agrietamiento en el Valle de México, el problema se agudiza mas y no es nuevo, sin que a la fecha se tomen las medidas

adecuadas para atacar el problemas, por lo que se sugiere las siguientes modificaciones al Reglamento de Construcción del D.D.F.

- Se recomienda anexar al Reglamento de Construcción del D.D.F., un croquis de las zonas expuestas al fenómeno de agrietamiento, así como las posibles causas del mismo dependiendo de la zona en donde se presente. Esto marcará las limitantes que pueden tener las dimensiones de las estructuras para no tener problemas a futuro.
- Con respecto a los desplomos, el Reglamento no es claro y no marca los parámetros de cuando un desplomo se considera peligroso, por lo que deben definirse los rangos admisibles de tolerancia de desplomo que tengan las estructuras. Así como los mecanismos y criterios de reparación de estructuras dañadas por agrietamientos.

Con estas medidas se pretende minimizar al máximo el problema de agrietamiento en el Valle de México.

## **RECOMENDACIONES**

Es recomendable hacer un análisis de las condiciones de seguridad de la estructura, para saber si es lo suficientemente rígida para soportar las medidas de corrección de la verticalidad de los edificios. Si no es lo suficientemente rígida se recomienda realizar trabajos de reforzamiento en la estructura. Una vez concluidos estos trabajos, se aplicarán las medidas correctivas que deberán estar enfocadas a la recuperación de la verticalidad de las estructuras mediante la



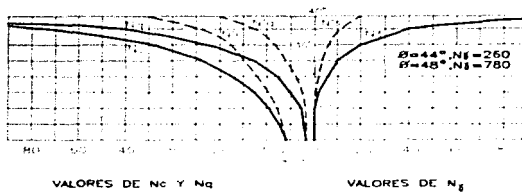
técnica de la subexcavación, que es la que mejores resultados da en un menor tiempo en comparación con otras técnicas.

Será necesario mantener una constante vigilancia de la aparición de fugas en tuberías de agua y drenaje, causadas por roturas debidas a desplazamientos horizontales del suelo.

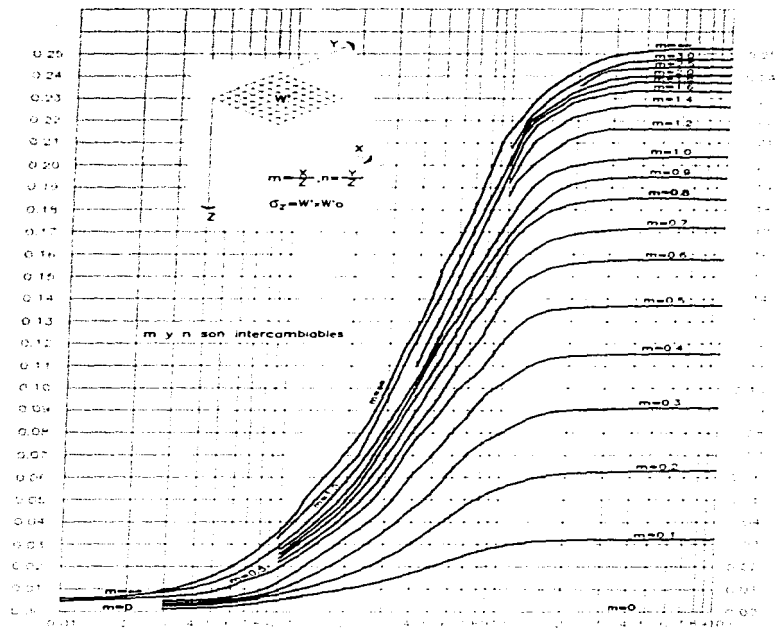
Es necesario mantener operando el sistema de medición periódica de los desplazamientos verticales, horizontales y desplomes de las estructuras, con el fin de detectar los casos que requieran de atención correctiva.

Debido a que los desplazamientos horizontales del terreno seguirán produciéndose a causa del hundimiento regional diferencial, implementar una labor de tratamiento de fisuras que deberá realizarse periódicamente, a medida que se manifiesten a través de los años.

## **ANEXO I**



ANEXO I. Grafica 1.



ANEXO I. Grafica 2

**ANEXO I. TABLA I  
LÍMITES MÁXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES  
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION\***

**a) Movimiento vertical (hundimiento o emersión)**

Concepto		Limite
Valor medio en el predio	Asentamiento Emersion	30 cm** 15 cm 30 cm** 1 cm/semana
Velocidad del componente diferso	Construcción aisladas Construcciones coadunantes	

**b) Inclinación media**

Tipo de daño	Limite	Observaciones
Inclinación visible Mal funcionamiento de grúas viejeras	100/(100+3h) por ciento 0.3 por ciento	h= altura de la construcción, en m En dirección longitudinal

**c) Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas.**

Tipo de estructura	Variable que se limita	Limite
Marcos de acero	Relacion entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relacion entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloques de cemento	Relacion entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc	Relacion entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001
		Se toleraran valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acados o estos se encuentren desligados de los muros
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relacion entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0.015

\* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento

\*\* En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura

## **BIBLIOGRAFIA**

- **Agrietamiento de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. Agosto, 1991.**
- **Comisión de Aguas del Valle de México, Boletín No. 8 de Mecánica de Suelos, 1981**
- **Departamento del Distrito Federal. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, Noviembre 1987.**
- **El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México. SMMS. México 1978.**
- **Henri, Cambefort, Inyección de Suelos. Ediciones Omega, S.A. Barcelona 1968-**
- **Hiriart Fernando, Marsal Raúl J., Cruishank Gerardo, Key Fernando. Contribución de la Comisión Federal de Electricidad a la Solución del problema de Abastecimiento de Agua a la Ciudad de México. Noviembre 1952.**
- **Juárez Badillo, Eulalio. Mecanismo de Grietas de Tensión en el Valle de México, Tesis Doctoral, UNAM, México 1962.**

- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de Suelos, Tomo I. México 1969.
  
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de Suelos, Tomo II. México 1969.
  
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso. Mecánica de Suelos, Tomo III. México 1969.
  
- Marsal R. J. y Mazari M. El Subsuelo de la Ciudad de México. UNAM, 1959.
  
- Peck R. B. Hanson W. E. y Thornburn T. H. Ingeniería de Cimentaciones. Editorial. Limusa.
  
- Santoyo, Enrique y Segovia, José A. Recimentación y Renivelación de Estructuras y Monumentos. TGC Geotecnia, S.A. México 1995.
  
- Terzaghi K. y Peck R.B., Mecánica de Suelos en la Ingeniería Practica, 1958.