



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**Escuela Nacional de Estudios Profesionales
A R A G O N**

**CIMENTACION DE UNA CAPILLA EN LA ZONA
DEL LAGO DE TEXCOCO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE GUADALUPE REYES HERNANDEZ

San Juan de Aragón, Edo. de Méx.

1986



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

JOSE GUADALUPE REYES HERNANDEZ
P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 31 de enero del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, M. en I. GABRIEL GARCIA ALTAMIRANO pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " CIMENTACION DE UNA CAPILLA EN LA ZONA DEL LAGO DE TEXCOCO ", 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.

Sin otro particular, aprovecho la ocasión para reiterar a usted las bondades de mi distinguida consideración.

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., febrero 6 de 1984.
EL DIRECTOR

LIC. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería (Civil).
Unidad Académica
Departamento de Servicios Escolares.
Asesor de Tesis.

A mis padres:

Juan Reyes Molina.

Juana Hernández de Reyes.

Con inmenso respeto y admiración por el apoyo y
consejos que constantemente me han brindado, --
gracias por contribuir a lograr mi más grande -
anhelo, mi profesión.

A mis hermanos.

Especialmente a mi hermana Emelia Reyes de Mondragón y a mi cuñado Loreto Mondragón - García, quienes con su esfuerzo y comprensión me permitieron superar momentos difíciles.

A mi esposa: Juanita, con gratitud
y cariño.

A mis hijos: Oscar Omar y Selenne
Yanith.

A mi director de tesis.

M. en I. Gabriel García Altamirano, con mi
reconocimiento y admiración, maestro y -
guía generoso quien con su paciente ayuda
hizo posible la terminación de este trabajo.

A mis Maestros.

A mi querida Escuela.

A mis amigos.

Externo con respeto mi agradecimiento a la
Sra. Rosa María Villanueva Mendoza, por la
ardua tarea de mecanografiar una y otra vez
el presente manuscrito.

CIMENTACION DE UNA CAPILLA EN
LA ZONA DEL LAGO DE TEXCOCO

I N D I C E

	Página.
DEDICATORIA.	i
INDICE.	v
CAPITULO I.- INTRODUCCION.	1
a) Objeto del trabajo.	1
b) Antecedentes.	3
b.1 Estratigrafía de la zona en estudio y problemas que presenta.	3
b.2 Proyecto arquitectónico.	8
b.3 Anteproyecto estructural.	9
CAPITULO II.- TRABAJOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO.	10
a) Sondeos.	10
b) Pruebas de laboratorio.	15
c) Estratigrafía y propiedades mecánicas.	25
CAPITULO III.- ALTERNATIVAS DE CIMENTACION.	29
CAPITULO IV.- CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS.	32
CAPITULO V.- RECOMENDACIONES DE CIMENTACION.	42
BIBLIOGRAFIA.	46

CAPITULO I

INTRODUCCION

a) Objeto del trabajo.

Al proyectar una obra de ingeniería como un edificio se requiere del estudio de Mecánica de Suelos, con el fin de conocer la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en estudio, así como su posible comportamiento. Estos estudios nos ayudarán en la determinación de los criterios de diseño y en su correcta aplicación a las obras de ingeniería, para eliminar la posibilidad de falla de una estructura; en especial dichos estudios nos indicarán las normas para diseñar la cimentación de una estructura.

Se entiende por cimentación el elemento estructural que recibe y transmite las cargas al suelo, distribuyéndolas de tal forma -- que no se presente la Falla Catastrófica ni la Falla Funcional.

La Falla Catastrófica surge cuando al suelo se le aplican cargas mayores a las que puede soportar, sobrepasando su resistencia al esfuerzo cortante; es decir, por falta de capacidad de carga. Es inmediata y de efectos irreparables.

La Falla Funcional es debida a excesivos hundimientos diferenciales, quedando la estructura en condiciones no admisibles, sujeta a una posible reconstrucción.

Este trabajo tiene la finalidad de elegir el tipo de cimentación más conveniente para un caso real, basado en las propiedades

mecánicas del suelo y en las cargas impuestas por la estructura; de manera que se cumpla con la seguridad y funcionalidad que requiere la obra sobre la zona del Lago de Texcoco.

El proyecto a desarrollar consiste en obtener la solución de cimentación para apoyar la estructura de la Capilla localizada en la Col. Nueva Aragón en el Municipio de Ecatepec de Morelos, Estado de México, circunscrita en la zona del Lago de Texcoco. (Fig. 1)

Dada la importancia de la obra será un lugar al que deberán concurrir muchas personas, por lo que se justifica un análisis concienzudo al momento de tomar las decisiones que garantice la seguridad y tranquilidad de los usuarios.

El terreno de cimentación es característico de la zona del Antiguo Lago de Texcoco, zona en la que el nivel de aguas freáticas está prácticamente superficial, el suelo es de muy baja resistencia al esfuerzo cortante y de gran compresibilidad, lo que hace que las condiciones de capacidad de carga sea muy pequeña y se puedan propiciar los grandes asentamientos totales y diferenciales mucho más críticos que en la zona metropolitana de la Ciudad de México.

De lo anteriormente dicho una vez analizado el problema, se procederá a proponer las recomendaciones de cimentación que resuelvan satisfactoriamente las condiciones específicas del caso, de tal modo que la estructura no falle ni funcional ni catastróficamente.

b) Antecedentes:

En virtud de la importancia que tiene conocer las formaciones lacustres del Valle de México, su distribución y las propiedades de resistencia y compresibilidad, éstas han sido ampliamente estudiadas, principalmente en la zona conurbada de la Cd. de México, para proyectar las diferentes obras de ingeniería que se han realizado.

De acuerdo a los estudios realizados, las formaciones del subsuelo en la zona del ex-vaso de Texcoco, son similares en su origen y propiedades a las que se localizan bajo la Ciudad de México, pudiendo distinguirse los siguientes estratos: Manto Superficial, Formación Arcillosa Superior, Primera Capa Dura, Formación Arcillosa Inferior y Depósitos Profundos.

En base a la información recopilada se describen a continuación en forma general las propiedades de cada una de esas formaciones.

b.1) Estratigrafía de la zona en estudio y problemas que presenta.

La composición mineralógica de la fracción arcillosa del subsuelo de la Cd. de México y de la zona conurbada está compuesta principalmente por arcillas del tipo montmorilonita criptocristalina (es decir con cristales sin morfología definida).

Las formaciones existentes bajo la zona metropolitana se

extienden hacia el Lago de Texcoco, con las características descritas a continuación:

b.1.1) Manto Superficial (MS)

Esta constituido por arcillas consolidadas por seca do, arenas limosas y limos arcillosos con un contenido de agua - promedio de 61%. Esta formación ha aumentado su resistencia al - corte por el propio secado, por lo que se aprovecha para desplan tar estructuras ligeras.

En la zona lacustre esta formación se encuentra sur cada por innumerables grietas, rellenas con materiales eólicos y profundidad superior a los 4 m, por lo que penetran en el estra to subyacente. Existen algunas zonas de rellenos, por ejemplo en las cercanías del Bordo Xochiaca en la intersección del Bordo Po niente con el camino Peñón-Texcoco y en la zona del Aeropuerto; - por otro lado en la zona valle de Aragón y la parte Sur de Ecate pec principalmente, existen rellenos que se han utilizado en el - mejoramiento de la capacidad de carga de los suelos, lo que se - aprovecha para el desplante de obras de beneficio común como pue den ser Escuelas, Centros de Salud y en algunas ocasiones Unida des Habitacionales.

b.1.2) Formación Arcillosa Superior (FAS)

Su espesor en esa zona y en dirección Norte-Sur va ría de 17 m aproximadamente en el Caracol a más de 40 m en el - - Bordo Xochiaca; en dirección Oriente-Poniente, varía entre 38 y 17 m, del kilómetro 3 al 13 del camino Peñón-Texcoco.

Está formada por arcillas de origen volcánico-lacustre altamente compresibles y de baja resistencia al corte, intercaladas por bolsas, lentes y/o estratos arenosos, limoarenosos y de vidrio volcánico a diversas profundidades. En esta formación se encuentran las arcillas con menor resistencia al corte (Squ) de 0.13 kg/cm², con un contenido de agua promedio de 294% y una relación de vacíos de 7.3.

b.1.3) Primera Capa Dura (CD)

La constituyen primordialmente suelos limoarenosos, -- arenosos y limosos, intercalados en ocasiones por materiales arcillosos; el espesor varía de 3.5 m en el Norte y Oriente hasta desaparecer en algunos lugares aledaños a Cd. Netzahualcóyotl. - Su contenido de agua medio es de 59% con una relación de vacíos de 1.2, su resistencia a la penetración estándar es notablemente variable, con valores extremos de 8 a más de 50 golpes; la resistencia a la compresión simple (Squ) promedio es de 0.88 kg/cm².

b.1.4) Formación Arcillosa Inferior (FAI)

Del mismo origen y características que la superior se diferencia de ésta por su menor contenido de agua medio que es de 255% y por tener menor compresibilidad y mayor resistencia al corte, pues la relación de vacíos es de 5.9 y la resistencia a la compresión simple (Squ) promedio es de 0.32 kg/cm².

En ella se localizan también lentes y estratos limoarenosos y de vidrio volcánico, siendo éstos más frecuentes que en-

la FAS. Tiene un espesor variable entre 20 m al centro del Lago, disminuyendo hacia la periferia a 3 m.

b.1.5) Depósitos Profundos

Conocidos también como segunda capa dura, están constituídos por limos, arenas finas y limosas muy compactas. Estos de pósitos los encontramos entre 24 m en la Parte Oriente, a más de 64 m en las inmediaciones del Bordo Xochiaca.

Tiene un contenido de agua cercano al 50%, la relación de vacíos media es de 1.5 y su resistencia a la penetración es--tándar es mayor de 50 golpes.

b.1.6) Tercera Formación Arcillosa

De acuerdo a las exploraciones y trabajos de perfora--ción realizados para la instalación de los sistemas de bombeo --bajo los lagos Desviación Combinada y Texcoco Sur, existe dentro de los depósitos profundos una formación compresible de espesor superior a los 6 m, la que se repórta como tercera formación ar--cillosa y cuyo contenido de agua medio es de 147%. La relación--de vacíos de 3.5 y una resistencia al corte (Squ) promedio de --0.48 kg/cm².

b.1.7) Depósitos Profundos Inferiores

Subyacente a la anterior formación, se localizan estratos arenosos, limosos y limoarenosos, que en ocasiones contienen-

arcillas y gravas, los que se denominan en este trabajo Depósitos Profundos Inferiores. Su contenido medio de agua es de 37%.

Por lo expuesto anteriormente, los principales problemas que presenta la zona, en base a la estratigrafía y propiedades descritas, marcan claramente la existencia de suelos altamente compresibles y con baja resistencia al esfuerzo cortante de mayor espesor que en la zona metropolitana; aunado con el poco espesor o ausencia de la formación superficial y la capa dura; esto origina condiciones del subsuelo más desfavorables que en la Cd. de México.

En excavaciones debemos considerar que la presencia de arcillas fisuradas con muy baja resistencia al esfuerzo cortante a poca profundidad, la existencia de una capa arenosa bajo ellas y la presencia del nivel freático casi superficial, hacen que las condiciones de estabilidad de los taludes, la posibilidad de falla por subpresión y la factibilidad de fallas por traslación, influenciadas por efectos del flujo de agua en el subsuelo, sean más críticas que en la zona metropolitana.

Respecto al comportamiento de las estructuras que se han construido en el lugar, las construcciones de un solo nivel con muros de carga y zapatas corridas han manifestado un comportamiento satisfactorio en las zonas Sur y Poniente.

En el caso de utilizar cimentaciones profundas es aconsejable compensar parcialmente el peso de la obra y el resto ----

transmitirlo a estratos menos compresibles mediante pilotes de --
fricción.

La profundidad del nivel freático es muy variable, ---
oscila entre 0.00 y 12.0 m respecto al brocal de los sondeos, en
ningún caso se detectaron mantos "colgados", pero su presencia -
es de esperarse.

Por lo anterior, la posición del NAF en la zona debe -
tomarse en cuenta, debido a su fuerte influencia en el diseño y
construcción de cimentaciones.

b.2) Proyecto Arquitectónico

Un proyecto arquitectónico comprende las distribucio--
nes de los espacios mínimos de un edificio, atendiendo a las ne-
cesidades que se requieren, tomando en consideración las dimen--
siones del terreno, funcionalidad y seguridad de la estructura -
que se proyecta.

La alternativa que se presenta consiste en una planta-
de forma octogonal, que debido a su geometría, el púlpito y las
ceremonias pueden ser vistos desde cualquier punto donde se colo
que el asistente en toda su amplitud y que desde el punto de vis
ta geotécnico, parece ser la mejor, pues los puntos que confor--
man el octágono guardan la misma distancia respecto al centro, -
lo que origina semejanza en la distribución de esfuerzos con la-
profundidad dada la simetría de la figura y consecuentemente ---
iguales asentamientos en dichos puntos.

La planta octogonal tiene un diámetro de 28.25 m., disponiéndose de un área de 564 m². La altura libre al centro del octágono es de 10.80 m., decreciendo gradualmente hasta el nivel de la trabe perimetral, es decir, a una altura de 4.50 m, se puede apreciar con mayor claridad en la Fig. No. 2.

b.3) Ante-proyecto Estructural

De acuerdo a las condiciones del subsuelo: baja capacidad de carga admisible y gran deformabilidad, es obvio pensar en una estructuración que sea ligera pero que se pueda salvar claros grandes, para lograr esto es necesario utilizar un sistema tipo mixto.

La estructuración consiste en la utilización de columnas y trabes de concreto reforzado y el apoyo para la cubierta es metálico, es decir, son viguetas de sección "I" unidas al centro del octágono por un anillo de compresión.

CAPITULO II

TRABAJOS DE CAMPO Y DE LABORATORIO

Al proyectar una cimentación es importante conocer por un lado, las acciones debidas a la superestructura al nivel del terreno natural y por otro, considerar el peso propio de los elementos estructurales de dicha cimentación; y comparar este resultado con la capacidad de carga admisible que se obtiene del subsuelo.

Para obtener la estratigrafía del suelo, la resistencia al esfuerzo cortante y su deformabilidad, es indispensable realizar trabajos de campo y de laboratorio; los cuales para su perfecto desarrollo, deberán apegarse a un programa de ejecución previamente establecido.

Los trabajos de campo se inician desde un reconocimiento detallado del lugar donde se localiza el predio, con el fin de observar el comportamiento que acusen las construcciones existentes hasta la planeación del número, tipo y ubicación de los sondeos. Las pruebas de laboratorio se llevaron a cabo, acordes con el tipo de muestras obtenidas y con las propiedades mecánicas que nos interesaban.

a) Sondeos.

Los principales tipos de sondeos para fines de muestreo y que se emplearon en este caso son los siguientes:

- Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado y/o inalterado.
- De percusión, utilizando el método de penetración estándar.
- Empleando el tubo de pared delgada tipo Shelby.
- Métodos rotatorios para muestreo en roca, con trépano o -- brocas de tungsteno y/o diamante.

Los pozos a cielo abierto consisten en excavar un pozo de dimensiones suficientes que permitan el examen directo de los diferentes estratos del suelo en su estado natural, deberá llevarse un registro completo de las condiciones del subsuelo observadas, incluyendo una clasificación preliminar de campo de los materiales encontrados a cada metro o donde cambie el material.

De estos pozos se tomarán muestras alteradas e inalteradas que se labrarán en las paredes de la excavación, después de remover la costra de material alterada que se forma por la intemperización. Las muestras inalteradas deberán ser protegidas contra pérdida de humedad y alteración de la estructura.

El procedimiento de percusión usando el método de penetración estándar, consiste en hincar a golpes un penetrómetro estándar en el fondo de una perforación, con un martinete de 63.5 kg. de peso cayendo libremente desde una altura de 76 cm y contando el número de golpes para penetrar los 30 cm intermedios del muestreador, -- siendo la longitud de dicho muestreador de 60 cm.

En el fondo del pozo donde se realizará la prueba, se hará un limpiado cuidadoso de tal forma que al empezar la penetración el muestreador no cargue material removido producto de la preparación del mismo. En seguida, se hincará el penetrómetro 15 cm. en el suelo, a partir de este momento deben contarse los golpes necesarios para lograr una penetración del muestreador de 30 cm. Finalmente se hace penetrar el muestreador en toda su longitud.

Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra obtenida por este procedimiento; eliminando el azolve correspondiente.

La mayor utilidad de esta prueba es que permite correlacionar aproximadamente la compacidad y/o el ángulo de fricción interna en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple en el caso de las arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre penetrar los 30 cm. especificados. Existen otros métodos también de percusión, como es el penetrómetro cónico, pero en este caso no se usó.

Los métodos de exploración empleando el tubo de pared delgada tipo Shelby son procedimientos que reducen al mínimo la alteración de las muestras obtenidas.

En suelos cohesivos blandos se hicieron estudios exhaustivos respecto a procedimientos de muestreo con tubos de pared delgada, los cuales indican que el grado de alteración depende esencial-

mente de la relación de áreas de los muestreadores definida a --
continuación:

$$\text{Ar (\%)} = \frac{D_e^2 - D_i^2}{D_e^2}$$

donde D_e es el diámetro exterior del tubo y D_i el interior, para
que no se altere la muestra, esta relación no será mayor del 10%.

Es muy importante hacer hincapié en la protección adecuada -
que se les debe dar a las muestras obtenidas por este procedi--
miento, con el fin de evitar la pérdida de humedad y la altera--
ción de su estructura original.

Los métodos rotatorios empleados para roca principalmente, -
se utilizan cuando en un sondeo se alcanza una capa de roca más-
o menos firme, o cuando en el curso de una perforación se tropie--
zan con capas de fragmentos de roca y/o boleos en las que las --
herramientas descritas anteriormente, no dan buen resultado en -
la penetración, por lo tanto, se recurrirá a otro procedimiento-
diferente.

El método consiste en emplear máquinas perforadoras a rota--
ción, con broca de tungsteno o de diamante, con el fin de poder-
extraer las muestras de roca que penetren en el interior del --
muestreador. Las velocidades de rotación son variables, depen--
diendo en gran parte de la dureza de la roca, en todos los ca--
sos; debido al calor originado por las grandes fricciones produ-

cidas por la operación del muestreo, es necesario hacer un inyectado continuo de agua fría, por medio de una bomba situada en la superficie. Se recomienda para facilitar la penetración se ejerza presión vertical sobre la broca.

El éxito esperado en este tipo de trabajo, dependerá fundamentalmente de la coordinación de esos tres factores, velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la broca, de acuerdo al tipo de roca explorada.

Para iniciar el proyecto de la cimentación de la Capilla, se programaron los trabajos relativos a la investigación del subsuelo. Del reconocimiento que se hizo al lugar y de la cercanía que guarda respecto a la zona metropolitana de la Cd. de México, es de esperarse la existencia de un manto compresible mayor de los 20 m por lo que se ubica el sitio en cuestión dentro de la zona del Lago.

Para estas condiciones, el Reglamento de Construcciones -- del Departamento del Distrito Federal, recomienda un sondeo por cada 100 m o fracción del perímetro de la superficie cubierta -- por la construcción, a una profundidad al menos igual a dos veces el ancho en planta de la subestructura o si no hasta encontrar la capa resistente.

El perímetro de la planta de la construcción es de 87.00 m, por lo que atendiendo lo anterior se hizo un solo sondeo, además, influyó en la decisión la homogeneidad del suelo que se encuentra en la zona.

La profundidad explorada por el sondeo fué hasta los 46.6 m, teóricamente se dice que la profundidad de influencia en un suelo sujeto a ciertas cargas, es aquella en la que el esfuerzo sea igual al 10% de la carga transmitida inicialmente; en este caso a la profundidad explorada se cumple satisfactoriamente dicho valor.

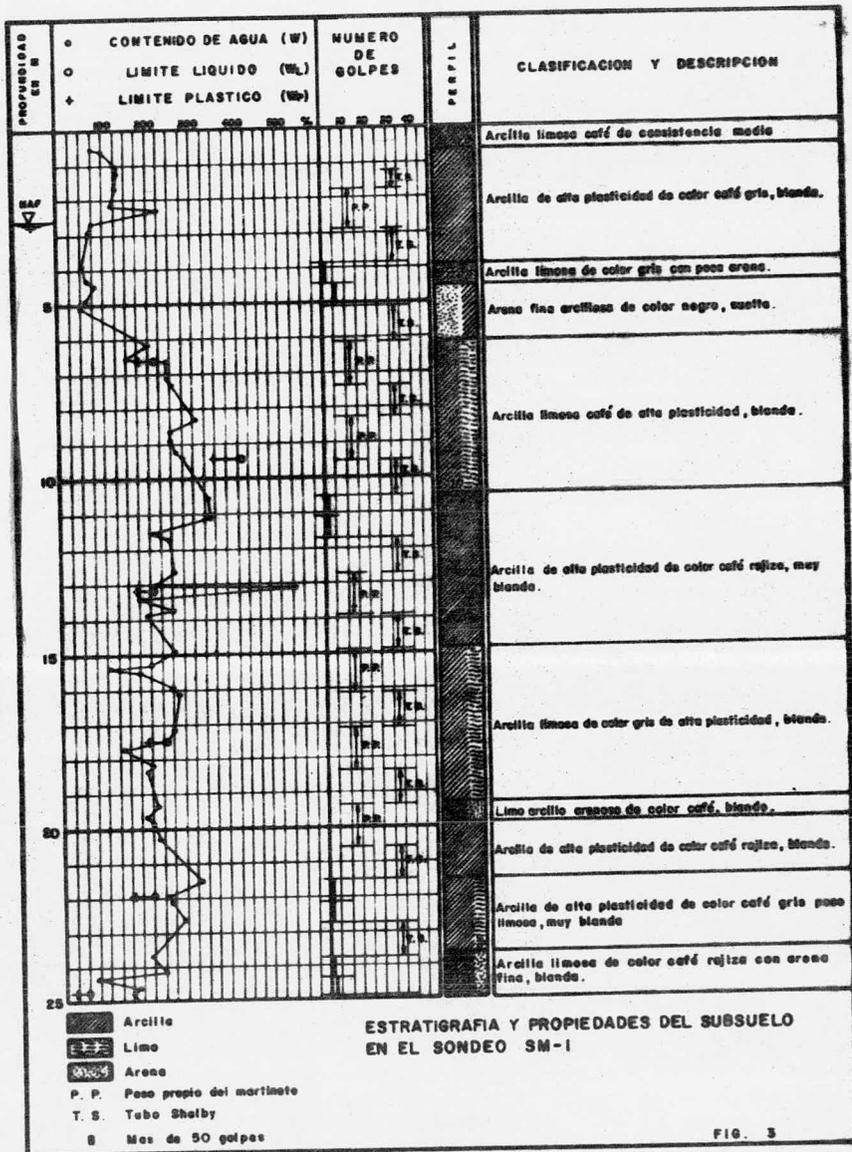
Por otro lado a los 43.0 m de exploración se encontró la segunda capa dura, la cual resulta de un espesor considerable y de muy alta resistencia, impidiendo continuar la perforación. El nivel de aguas freáticas se detectó a los 2.6 m de profundidad.

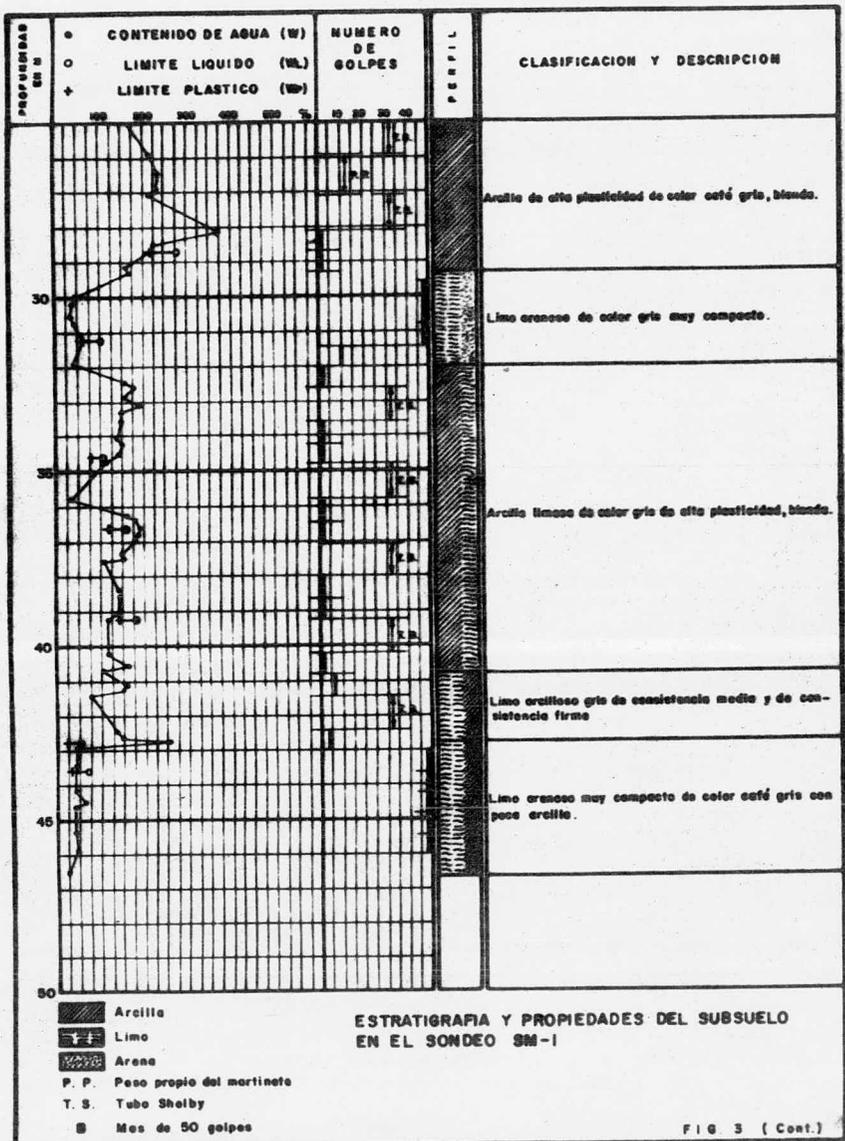
El sondeo fué del tipo mixto, penetración estándar alternando con muestreador de pared delgada tipo Shelby; esto con el fin de obtener muestras alteradas e inalteradas y a través de pruebas de laboratorio obtener también las propiedades mecánicas de resistencia y deformación de los materiales.

La representación gráfica del sondeo se puede apreciar en la Fig. No. 3.

b) Pruebas de laboratorio.

Ya que se han recuperado las muestras ahora se requiere -- obtener los parámetros de resistencia y deformación del suelo en estudio, para lo cual se realizaron los ensayos adecuados para - cubrir este fin, teniendo especial cuidado en la elección y pre-





paración de los especímenes que se ensayaron; ya que de los resultados y de su correcta interpretación, dependerá todo el análisis y el diseño de la cimentación, así como su comportamiento a medio y largo plazo.

A las muestras extraídas alteradas e inalteradas se les determinaron las siguientes pruebas: contenido natural de agua (w), los límites de plasticidad [límite líquido (LL) y límite plástico (LP)], y clasificación SUCS que constituyen las llamadas pruebas índice.

Las pruebas "índice" nos indican algunas características -- distintivas que permiten diferenciar un suelo de otro, es decir, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos ---- (SUCS), existen suelos gruesos y suelos finos; diferenciándolos a través del % que pasa por la malla No. 200; siendo suelos finos aquellos que pasan dicha malla y gruesos los que se retienen. Un suelo se le clasifica como grueso si más del 50% de sus partículas en peso, son retenidas en la malla No. 200 y fino si más de la mitad pasa dicha malla.

Después de conocer los límites de plasticidad de un suelo - fino, se procede a ubicarlo dentro de la Carta de Plasticidad, - esta carta es una gráfica en la que se representan los valores - de LL é I_p ($LL - LP$) y que se encuentra dividida por una recta - que se conoce como línea "A". La zona localizada arriba de la - línea "A" representa a todos los suelos arcillosos inorgánicos -

de baja hasta alta compresibilidad y la zona bajo dicha línea, -
ubica a los suelos finos orgánicos y limos inorgánicos desde ba-
ja hasta alta compresibilidad.

También se realizaron pruebas de resistencia al esfuerzo --
cortante como la de Compresión Simple, además; para conocer el -
comportamiento de la estructura ante las posibles deformaciones-
surgidas con el tiempo se hicieron pruebas de Consolidación.

La prueba de compresión simple, es muy fácil de realizar en
suelos cohesivos o finos en el laboratorio y exige equipo relati-
vamente sencillo, asimismo; es la prueba que de acuerdo a su pro-
cedimiento de ejecución, reúne las condiciones más críticas propias del
subsuelo en estudio. Sabemos que existen factores que influyen-
al tratar de reproducir condiciones prevalecientes de un suelo -
cuando requerimos conocer su resistencia al esfuerzo cortante, -
como es nuestro caso el de las arcillas. Estos factores son ---
principalmente los siguientes: historia previa de consolidación-
del suelo, permeabilidad de éste, velocidad de aplicación de car-
gas a que se le someta y la sensibilidad de su estructura.

Podemos decir que el suelo en cuestión no ha estado sujeto-
a cargas de preconsolidación, pues ha estado sometido únicamente
a su peso propio y no se ha presentado un descenso del nivel de
aguas freáticas por lo menos en la zona en estudio y como se ve
rá posteriormente en las gráficas de compresibilidad, el suelo -
tiene gran capacidad de deformación, dado que su relación de va-

cíos es alta.

Respecto a la permeabilidad, tenemos como suelo de cimentación, arcilla típica de la zona del Valle de México, la cual tiene una permeabilidad muy baja; deduciéndose por lo tanto que el flujo de agua a través de ésta sea mínimo y ocurrido generalmente en un largo tiempo.

La velocidad de aplicación de las cargas puede ser lenta o rápida, teniendo presente que depende básicamente de la rigidez propia que posea el material, es decir en especímenes más rígidos se recomienda una velocidad mayor, pero que se transmita uniformemente; de tal manera que se pueda apreciar para cierta deformación el intervalo de carga que se aplique.

En lo relacionado a la sensibilidad de la estructura de un suelo a la deformación, se refiere a la comparación de las resistencias a la compresión simple en un mismo suelo en los estados inalterado y remoldeado.

Cuando una muestra de arcilla se amasa sin que varíe su humedad, en general se ablanda. Puede verificarse esta característica remoldeando la muestra de suelo anteriormente ensayada a la compresión, preparando una vez mas la muestra y repitiéndose nuevamente la prueba de compresión simple. El concepto "sensibilidad", puede comprenderse como el indicio de que un suelo presente variaciones en su estructura al ser remoldeado.

La tixotropía por otro lado, nos representa el restablecimiento de las propiedades originales de las arcillas en forma más o menos lenta, después de haberse dejado en reposo la muestra de arcilla remoldeada, sin sufrir más alteraciones ni cambios en su humedad.

Terzaghi mide la tixotropía a través de la sensibilidad de las arcillas. Para casos normales el valor oscila entre 2 y 4; asignando el nombre de arcillas sensibles para aquellas comprendidas en dicho rango y si la sensibilidad es mayor de 8, les llama arcillas supersensibles.

Prueba de Compresión Simple.

Después de haber analizado brevemente los factores que definen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de cimentación, se decidió realizar la prueba de compresión simple también conocida como prueba de compresión no confinada. El ensaye consiste en aplicar una carga vertical al espécimen cilíndrico y llevarlo a la falla sin proporcionarle ningún esfuerzo lateral. A pesar de su difícil interpretación, esta prueba es comúnmente usada para estimar la cohesión del material en condiciones no drenadas, la cual se considera igual a la mitad del máximo esfuerzo axial aplicado durante la prueba. La carga axial se aplicó al espécimen siguiendo el método de deformación controlada (velocidad de deformación constante).

Equipo para la preparación del espécimen.

- Torno para el labrado.
- Arco con alambre muy fino de acero plata.
- Cabeceadores para dar la altura adecuada al espécimen.
- Calibrador de Vernier.

Como equipo adicional se requiere de un micrómetro, cronómetro y balanza de precisión del 0.001 gr. de capacidad de 200 gr. así como recipientes para la determinación del contenido de agua.

La medición de la carga se realiza con un anillo dinamométrico colocado en la parte inferior del marco de carga, este anillo debe calibrarse previamente con el fin de cerciorarse de que su funcionamiento sea el adecuado. La precisión en la medición debe ser del uno por ciento, por lo menos. Todo el equipo empleado debe calibrarse cuidadosamente.

Preparación del espécimen.

El labrado deberá hacerse en el cuarto húmedo para evitar la evaporación.

- 1.- Utilizando el cortador de alambre, se corta de la muestra inalterada un trozo prismático, de dimensiones aproximadas de 5 x 5 cm. y altura de 11 cm.
- 2.- Con un cabeceador adecuado, se cortan ambos extremos de la probeta, perpendicularmente a su eje. La longitud de la probeta en esta etapa debe ser de 10.5 cm. aproximadamente.

- 3.- Utilizando nuevamente el cortador de alambre y el tornov-
vertical, se labra cuidadosamente la probeta hasta obtener un diámetro aproximado de 3.6 cm.
- 4.- Posteriormente con un cabeceador adecuado, se afinan los extremos de la probeta hasta que su longitud final sea -
de 9 cm.
- 5.- Por último se mide el espécimen. La altura media h , de-
be obtenerse a partir por lo menos de cuatro mediciones-
y se miden los diámetros superior, central e inferior de
la probeta, con el fin de poder calcular su área. Estas
mediciones deberán hacerse con el calibrador de Vernier y
a la vez se registrarán los resultados.

Procedimiento de prueba.

- 1.- Se coloca un disco de plástico o piedra porosa en cada -
uno de los extremos de la probeta.
- 2.- Se instala la probeta en el dispositivo de carga. Se pone
ligeramente en contacto el émbolo o marco de carga con el
disco de plástico o piedra porosa superior. Este contac-
to debido al empleo del anillo dinamométrico para medir -
la carga, provoca un ligero desplazamiento de la aguja --
del micrómetro, donde se toma la lectura inicial de defor-
mación.
- 3.- Se aplica una velocidad de deformación del uno por ciento
por minuto (esta velocidad deberá ajustarse de acuerdo a

la rigidez de la probeta, de tal forma que la prueba dure entre los 10 y 20 minutos recomendados). Las lecturas de las cargas aplicadas se hicieron a cada 0.5 mm de deformación para definir el comienzo de la curva esfuerzo-deformación.

- 4.- La prueba se suspende si la probeta falla repentinamente o al alcanzarse una deformación unitaria del 25%.
- 5.- Se hace un croquis cuidadoso de la probeta ensayada. Marcando claramente las grietas o plano de falla observados.
- 6.- Determínese el contenido de agua de la probeta, tomando una muestra de suelo de la zona de falla.
- 7.- Finalmente se calculan los diferentes esfuerzos correspondientes a las deformaciones, según los datos observados, con uso de áreas corregidas y se dibuja el diagrama esfuerzo-deformación.

Los esquemas de dichos ensayos se presentan en las figuras 4 a 10; asimismo, en la tabla No. 1 se aprecian algunas de las propiedades del suelo en estudio obtenidas en el laboratorio.

Los suelos prácticamente presentan una resistencia nula a la tensión y las deformaciones horizontales son mínimas respecto a las originadas por compresión. De ahí que todas las pruebas de laboratorio que se practiquen a los suelos, consistan para efectos de conocer su comportamiento; en la aplicación de esfuerzos de compresión.

Las características de deformación bajo compresión, siendo éstas las de mayor interés para nuestro caso, son sin duda alguna las que se originan en suelos finos compresibles y para cuya obtención de los datos que norman teóricamente dicho fenómeno, se realiza en el laboratorio la prueba de Consolidación. En esta prueba la muestra de suelo extraída del manto arcilloso en la forma lo menos posible alterada, se confina lateralmente con un anillo metálico generalmente de bronce, colocándose entre dos piedras porosas midiéndose únicamente la relación entre esfuerzo, volumen y tiempo.

Al proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por un aumento de las cargas que obran sobre su masa y que ocurre en el transcurso de un tiempo generalmente grande, se le conoce como proceso de consolidación unidimensional.

Prueba de Consolidación.

El objetivo de esta prueba es obtener la variación del volumen de la muestra de suelo y el tiempo en que esto suceda al aplicársele cierto incremento de carga. La prueba consiste en someter a la muestra a una serie de incrementos de carga, los cuales se permiten que obren el tiempo suficiente hasta observar que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

Para cada incremento de carga se registran las lecturas del micrómetro y el tiempo que se mantiene dicho incremento. Con

estos datos se construyen las llamadas curvas de consolidación - de las cuales se obtiene una para cada incremento de carga. Las gráficas en que se vacían los datos anteriores, tienen como ordenadas las lecturas del micrómetro en escala natural y en el eje de las abscisas los tiempos en escala logarítmica.

Por otro lado, al relacionar las lecturas del micrómetro y - las diferentes presiones ejercidas sobre la muestra, se obtienen los resultados que sirven de base para la elaboración de las Curvas de Compresibilidad. Estas gráficas toman en el eje de ordenadas la relación de vacíos "e" en escala natural y en el eje de abscisas las diferentes presiones a las que se sometió la muestra en escala logarítmica, siendo éstas las que originaron el -- proceso de consolidación en la muestra de suelo ensayado.

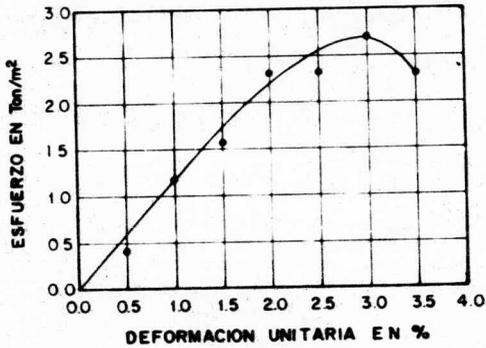
Las curvas de compresibilidad son las de mayor importancia y utilidad en el cálculo de la magnitud de los asentamientos que - se presentarán al construirse la obra en proyecto, dado que proporciona el Coeficiente de Compresibilidad " a_v " el cual relaciona la variación de la relación de vacíos con respecto a la presión que produce dicho cambio. Asimismo se obtiene el Coeficiente de Variación Volumétrica " m_v " que nos relaciona la compresibilidad del suelo con su volumen inicial.

Estos parámetros deberán obtenerse de la curva de compresibilidad que corresponda a la muestra de suelo representativa de -- las características propias del subsuelo a cierta profundidad.

ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

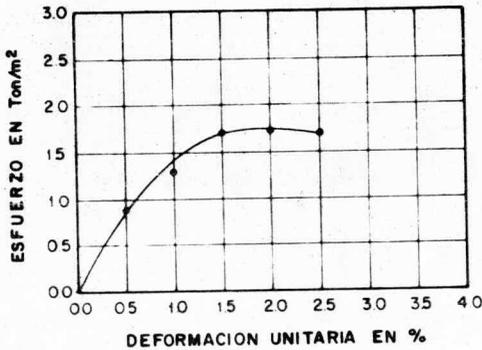
SM - I
 MUESTRA No. 3
 PROFUNDIDAD 1.50 m.
 w (%) 149.6



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA



SM - I
 MUESTRA No. 6
 PROFUNDIDAD 3.40 m.
 w (%) 66.2



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA

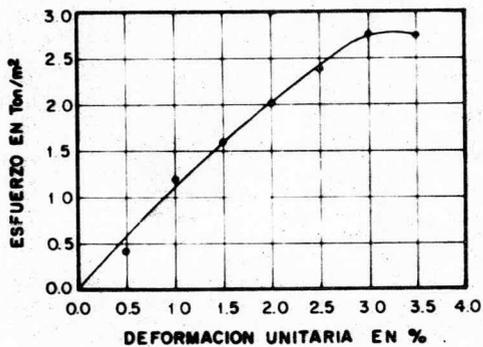


FIG. No. 4

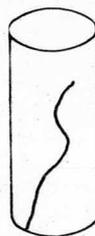
ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

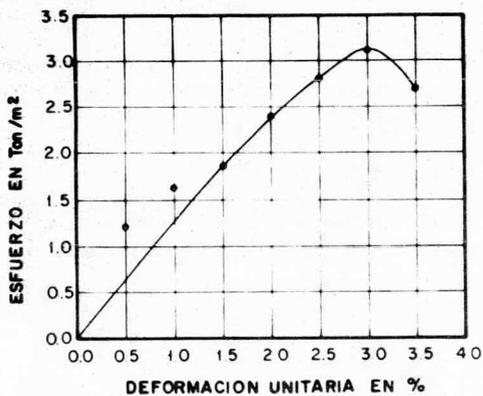
SM - I
MUESTRA No. 9
PROFUNDIDAD 5.60 m.
w (%) 247.8



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



SM - I
MUESTRA No. 12
PROFUNDIDAD 7.80 m.
w (%) 246.2



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA

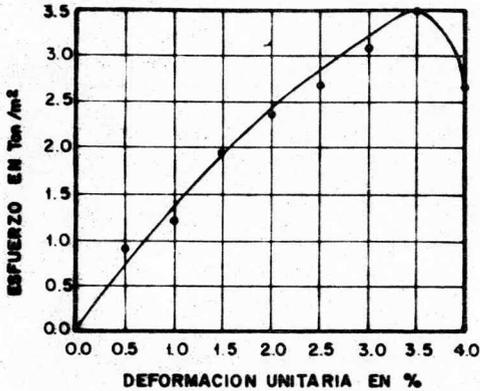


FIG. No. 5

ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

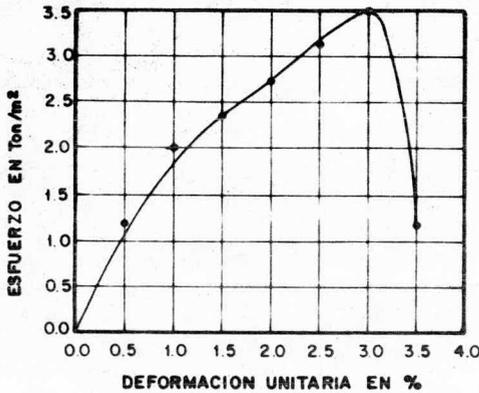
S M - I
MUESTRA No. 15
 PROFUNDIDAD : 10.00 m.
 w (%) : 266.7



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA



S M - I
MUESTRA No. 18
 PROFUNDIDAD : 12.20 m.
 w (%) : 278.5



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA

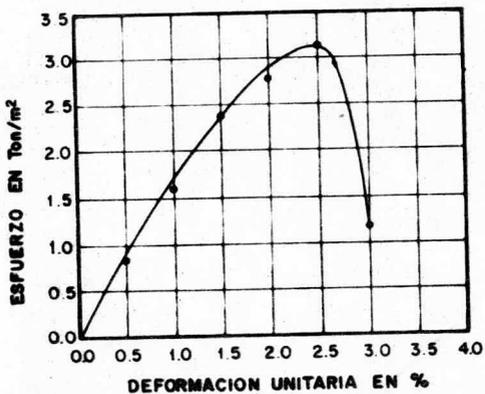


FIG. No. 6

ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

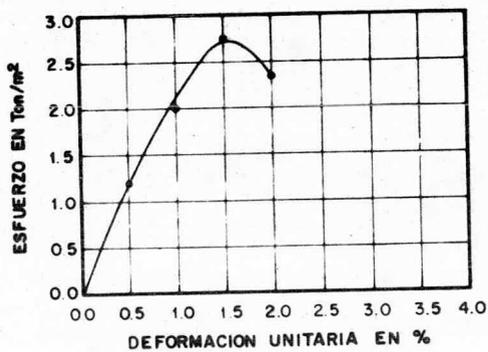
S M - I
 MUESTRA No. 21
 PROFUNDIDAD: 14.40 m.
 w (%): 283.2



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA



S M - I
 MUESTRA No. 24
 PROFUNDIDAD: 16.60 m.
 w (%): 280.5



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA

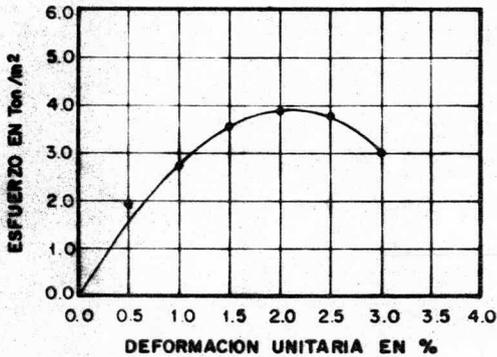


FIG. No. 7

ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

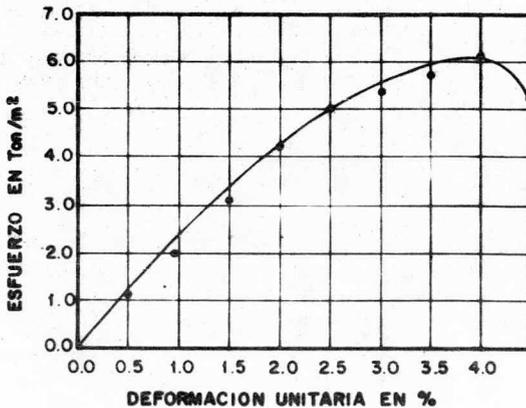
SM - I
MUESTRA No. 27
PROFUNDIDAD : 18.80 m.
w (%) : 241.7



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



SM - I
MUESTRA No. 30
PROFUNDIDAD : 21.00 m.
w (%) : 155.3



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA

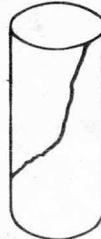
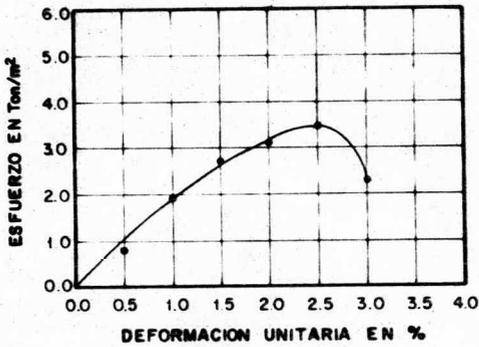


FIG. No. 8

ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

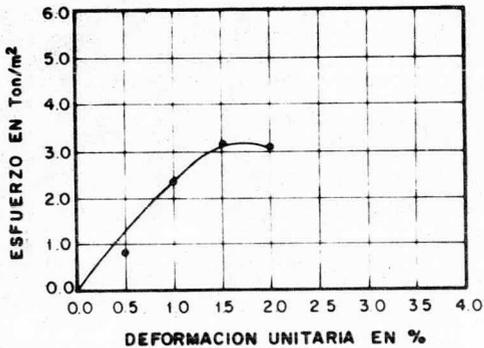
SM - I
MUESTRA No. 33
 PROFUNDIDAD : 23.20 m.
 w (%) : 220.8



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA



SM - I
MUESTRA No. 36
 PROFUNDIDAD : 25.40 m
 w (%) : 228.9



ESQUEMA DE LA MUESTRA
 EN LA FALLA

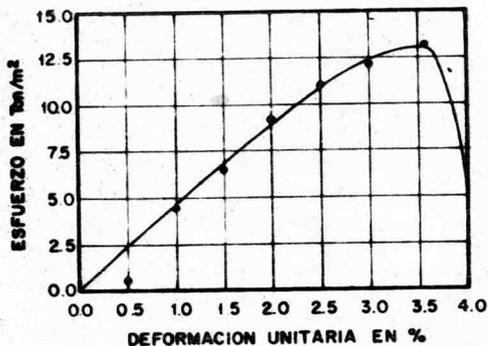


FIG. N. 9

ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE

CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION

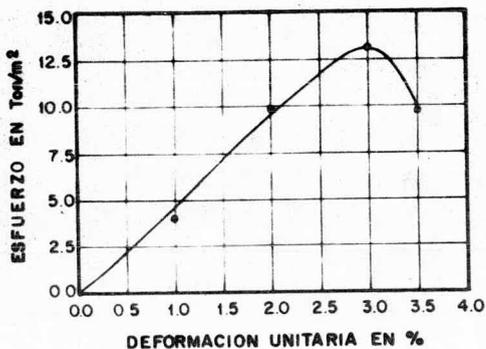
SM - I
MUESTRA No. 56
PROFUNDIDAD : 39.70 m.
w (%) : 133.3



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



SM - I
MUESTRA No. 59
PROFUNDIDAD : 41.90 m.
w (%) : 130.5



ESQUEMA DE LA MUESTRA EN LA FALLA



FIG. No. 10

Las curvas de compresibilidad obtenidas como resultado de los ensayos de consolidación se aprecian en las figuras 11, 12 y 13.

c) Estratigrafía y propiedades mecánicas.

Como ya se indicó anteriormente, el perfil estratigráfico se obtuvo por medio de un sondeo tipo mixto, en el cual se observa que el nivel de aguas freáticas apareció a 2.6 m de profundidad. Igualmente se encontró la Formación Arcillosa Superior --- (FAS) descrita en el cuerpo del Capítulo I, formada en gran-parte por arcillas de alta plasticidad de color café gris y café -- rojiza, así como arcilla limosa intercalada con poca arena; su consistencia generalmente va de muy blanda a blanda. Dicha formación se encontró alojada hasta una profundidad de 30 m.

Después de esta profundidad se detectó la primera Capa Dura (CD) cuyo espesor es de 2.0 m, constituida por un limo arenoso de color gris muy compacto. Subyaciendo a esta capa se encontró la Formación Arcillosa Inferior (FAI), representada por arcilla limosa de color gris de alta plasticidad muy blanda, de espesor aproximado de 12.0 m. Por último a la profundidad de 43.0 m apareció la segunda Capa Dura de espesor indefinido.

A continuación se describen cada uno de los estratos que componen las diferentes formaciones enunciadas anteriormente, -- con sus correspondientes propiedades.

No se hace referencia al Manto Superficial (MS), porque como se señaló que en algunas zonas, principalmente aquellas recien

temente expuestas a secado, no es apreciable este estrato o tiene unos cuantos centímetros de espesor. Precisamente este es el caso en el que aparece con 60 cm de espesor, formado por una arcilla limosa café de consistencia media y con un contenido de agua de 75%.

Dentro de la Formación Arcillosa Superior (FAS), tenemos como primer estrato una arcilla de alta plasticidad de color café gris, blanda. Su humedad natural promedio es de 140%, la relación de vacíos es 3.0, densidad de sólidos 2.7 y la resistencia al corte en compresión simple de 2.2 ton/m². Dicho estrato está comprendido entre 0.6 y 4.0 m de profundidad.

Como segundo estrato, se localiza una arcilla limosa de color gris con poca arena, de espesor de 0.6 m. Su contenido de agua es de 75%. De los 4.5 a los 6.0 m de profundidad, se describe un estrato de arena fina arcillosa de color negro y suelta; Su relación de vacíos es de 6.6, la densidad de sólidos de 2.8 y su resistencia a la compresión simple de 2.8 ton/m². Se nota -- una discontinuidad en el contenido de agua, dado que presenta valores cercanos al 200%.

Posteriormente se encontró desde los 6.0 y hasta los 30.0 m de profundidad, una serie de estratos de similares características y propiedades, representados principalmente por arcilla de alta plasticidad poco limosa de color café rojiza, cuya consistencia va de muy blanda a blanda. Asimismo, aparece empacado en

tre estos estratos arcillosos, un limo arenoso de color café, --blando. Estas capas manifiestan una humedad promedio de 230%, - su relación de vacíos es 6.6, la densidad de sólidos de 2.7 y la resistencia al corte en compresión simple de 3.3 ton/m².

La primer Capa Dura (CD), se detectó a los 30.0 m de profundidad, la compone un limo arenoso de color gris muy compacto, se extiende hasta los 32.0 m de profundidad y presenta una humedad natural del 35%.

En seguida apareció la Formación Arcillosa Inferior, constituida por arcilla limosa de color gris de alta plasticidad, --blanda y por un limo arcilloso gris cuya consistencia varía de -media a firme.

Como era de esperarse, las propiedades del suelo varían - con la profundidad, ya que en el primer estrato de esta forma---ción persisten las arcillas de alta plasticidad y de consisten---cia blanda, cuya humedad natural promedio es de 175%. Sin embargo, para el segundo estrato le corresponde un contenido de agua - promedio de 130%, relación de vacíos de 3.7, densidad de sólidos de 2.8 y una resistencia a la compresión simple de 13.2 ton/m².

Dicha formación tiene un espesor total de 12.0 m, la cual --descansa sobre materiales muy compactos, correspondientes a la - segunda Capa Dura encontrada a los 43.0 m de profundidad, constituída por un limo arenoso de color café gris con poca arcilla.

Cabe mencionar que debido a la alta compacidad que presenta dicho material al no permitirse el avance del sondeo, se optó por suspender la exploración a 46.6 m de profundidad, logrando con esto estudiar un espesor de 3.6 m de esta segunda Capa Dura.

El perfil estratigráfico anteriormente descrito se muestra en la figura No. 3.

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO SM - I						
BIUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	eo	ef	Gwi %	Gwf %	CLASIFIC. (S.U.C.B.)
15	10.0	8.44	2.67	101.2	106.2	CH

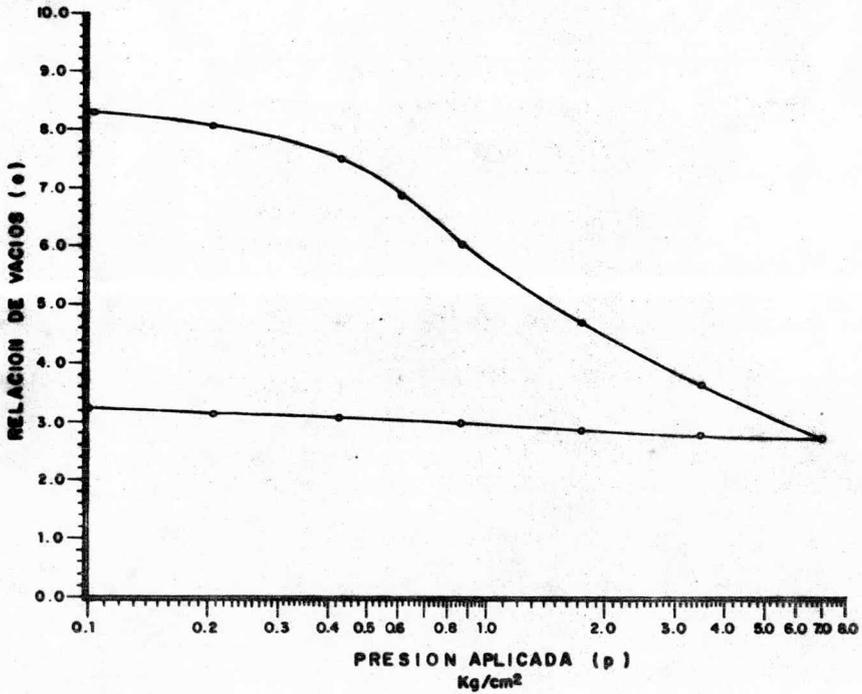


FIG. N. 11

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO SM - I						
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	eo	ef	Gwl %	Gwf %	CLASIFIC. (S.U.C.S.)
30	21.0	7.89	2.78	101.0	105.5	CH

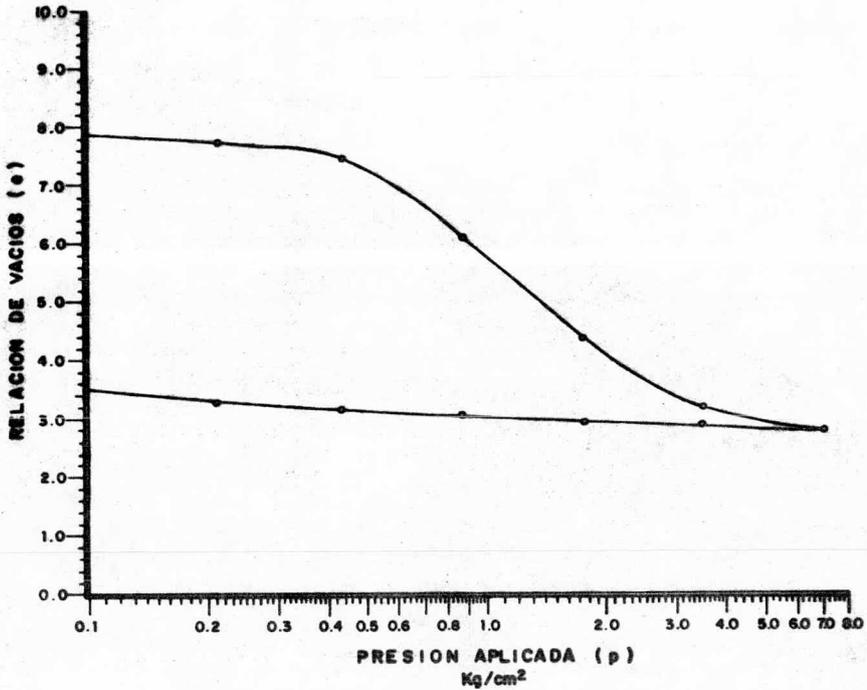


FIG. No. 12

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO SM - I						
MUESTRA No.	PROFUNDIDAD (m)	e_0	e_f	G _{wl} %	G _{wf} %	CLASIFIC. (B.U.C.S.)
39	27.6	9.28	2.51	100.1	104.2	CH

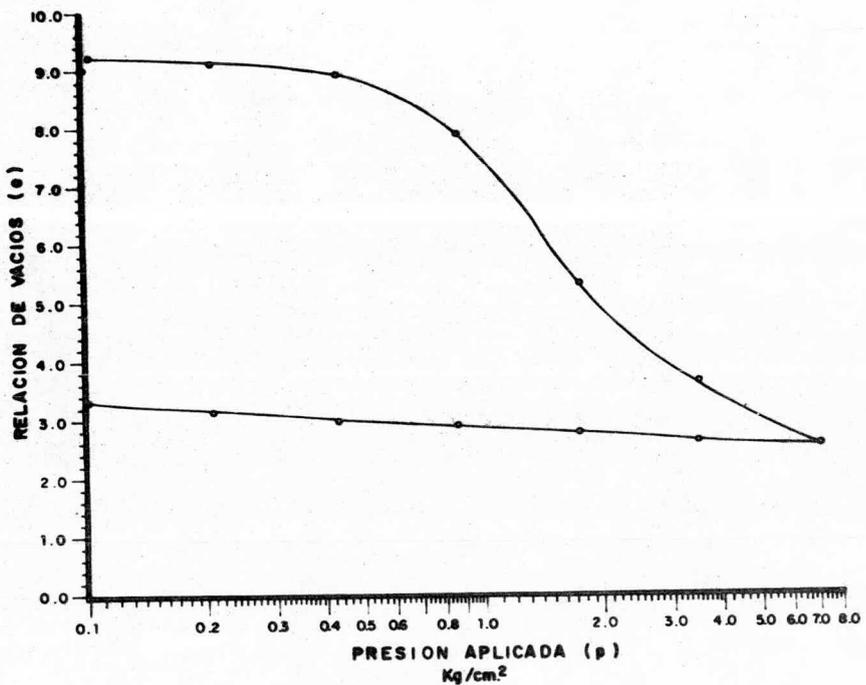


FIG. No. 13

CAPITULO III

ALTERNATIVAS DE CIMENTACION

La cimentación o infraestructura de cualquier obra, es la que transmite las cargas al subsuelo en forma económica y adecuada. En términos generales se acostumbra clasificar a las cimentaciones en dos grandes grupos:

1.- Cimentaciones superficiales; constituidas por zapatas aisladas, zapatas continuas o losas y cajones de cimentación, cuya profundidad de desplante es menor o igual a dos veces su ancho (no es absoluta la regla pero no existe una frontera bien definida entre sí).

2.- Cimentaciones profundas; constituidas por pilotes, pilas, cilindros o cajones de concreto. Estos últimos tipos de cimientos se emplean cuando hay necesidad de transmitir las cargas a estratos resistentes que se encuentran a mayor profundidad que la permitida para los cimientos superficiales.

Para elegir el tipo de cimiento más adecuado, se deben tomar en consideración las siguientes condiciones:

Las relativas a la superestructura como lo son la función que ésta va a desempeñar (límites permisibles de deformación) y cargas que transmitirá al suelo.

Las relativas al suelo que se refieren a sus propiedades mecánicas, especialmente de resistencia al esfuerzo cortante pa-

ra valuar su capacidad de carga y su compresibilidad para conocer sus deformaciones totales y diferenciales. Asimismo, según la naturaleza del suelo se puede pronosticar los diferentes problemas constructivos que se presentarán al decidir utilizar cierto tipo de cimentación y proponer los procedimientos de construcción adecuados.

La economía de la cimentación es un aspecto muy importante que debe equilibrar el costo de ésta en comparación a la importancia y aún el costo de la superestructura. También cabe recordar que el ingeniero debe cuidar en todo momento que la estructura sea segura en condiciones de estabilidad, funcional y económica.

En nuestro caso la superestructura está formada por un sistema tipo mixto, pues las trabes y columnas son de concreto reforzado y el techo con su respectivo apoyo son metálicos. Esta estructuración es la que se propone para el proyecto de la Capilla San Juan Bosco de la Col. Nueva Aragón en el Mpio. de Ecatepec, Edo. de México, de la cual se espera un funcionamiento apropiado que brinde seguridad a los usuarios.

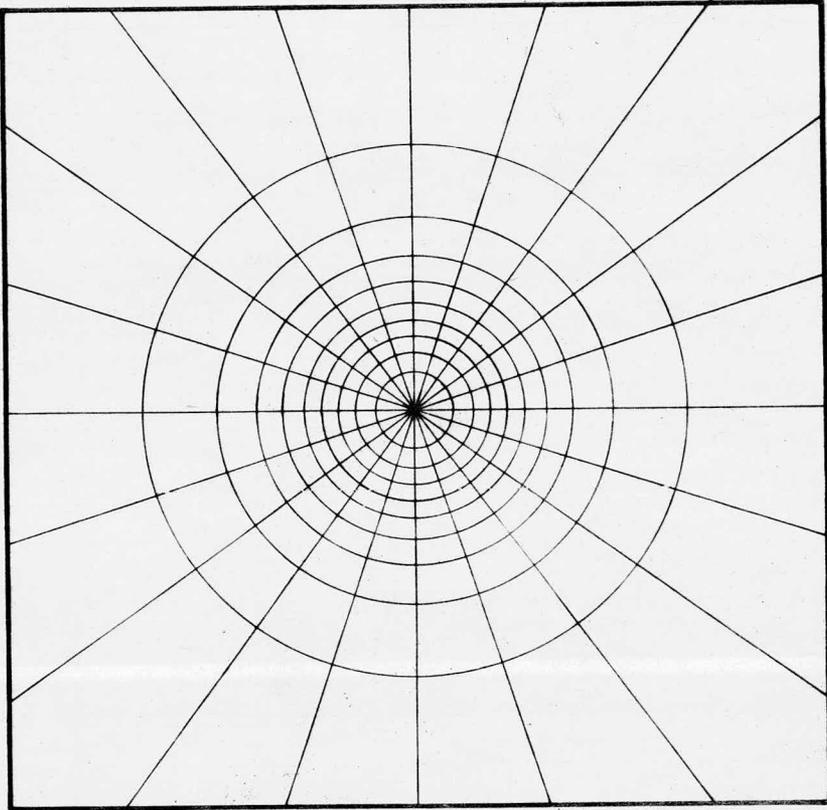
Después de haber analizado las condiciones que intervienen en la elección del tipo de cimentación mencionadas en los párrafos anteriores, las alternativas de cimentación que se proponen son las correspondientes al tipo superficial, es decir, empleando zapata continua, losa o cajón de cimentación. El uso de zapatas aisladas definitivamente no es alternativa compatible con las propiedades del suelo, ya que como es sabido las cargas se transmiten

en áreas muy pequeñas originando concentraciones de esfuerzos, lo que trae como consecuencia excesivos hundimientos diferenciales y totales.

Las losas y cajones de cimentación serían lo más adecuado - dado que se puede aprovechar el peso del volumen de excavación y de esta manera tener una cimentación del tipo parcialmente compen - sada, en la que parte de la presión debida al peso de la estructu - ra se equilibra con el peso del material, reduciendo en gran pro - porción los asentamientos. El único inconveniente es que estas - alternativas nos elevan fuertemente los costos, pues involucran - volúmenes de obra de excavación, de contratraves (rigidización), - de las losas y de los muros de contención.

El tipo de cimentación que se propone como alternativa más - apropiada es por medio del uso de zapatas continuas, pues de --- acuerdo a la magnitud de nuestras descargas este tipo de cimiento puede transmitir las en forma adecuada al subsuelo, resultando fá - cil de construirse y a la vez la más económica.

Las cimentaciones del tipo profundo son aquellas que trans - miten las cargas a estratos mas resistentes, en nuestro caso no - es necesario tal solución porque por un lado se buscó tener una - sobrecarga pequeña que pudiera distribuirse mediante un cimiento - superficial y por el otro las cimentaciones profundas requieren - para su colocación y/o construcción de equipo altamente especiali - zado que en definitiva resulta incosteable esta alternativa.



$i = 0.005$

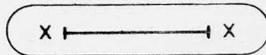


FIG. No. 14

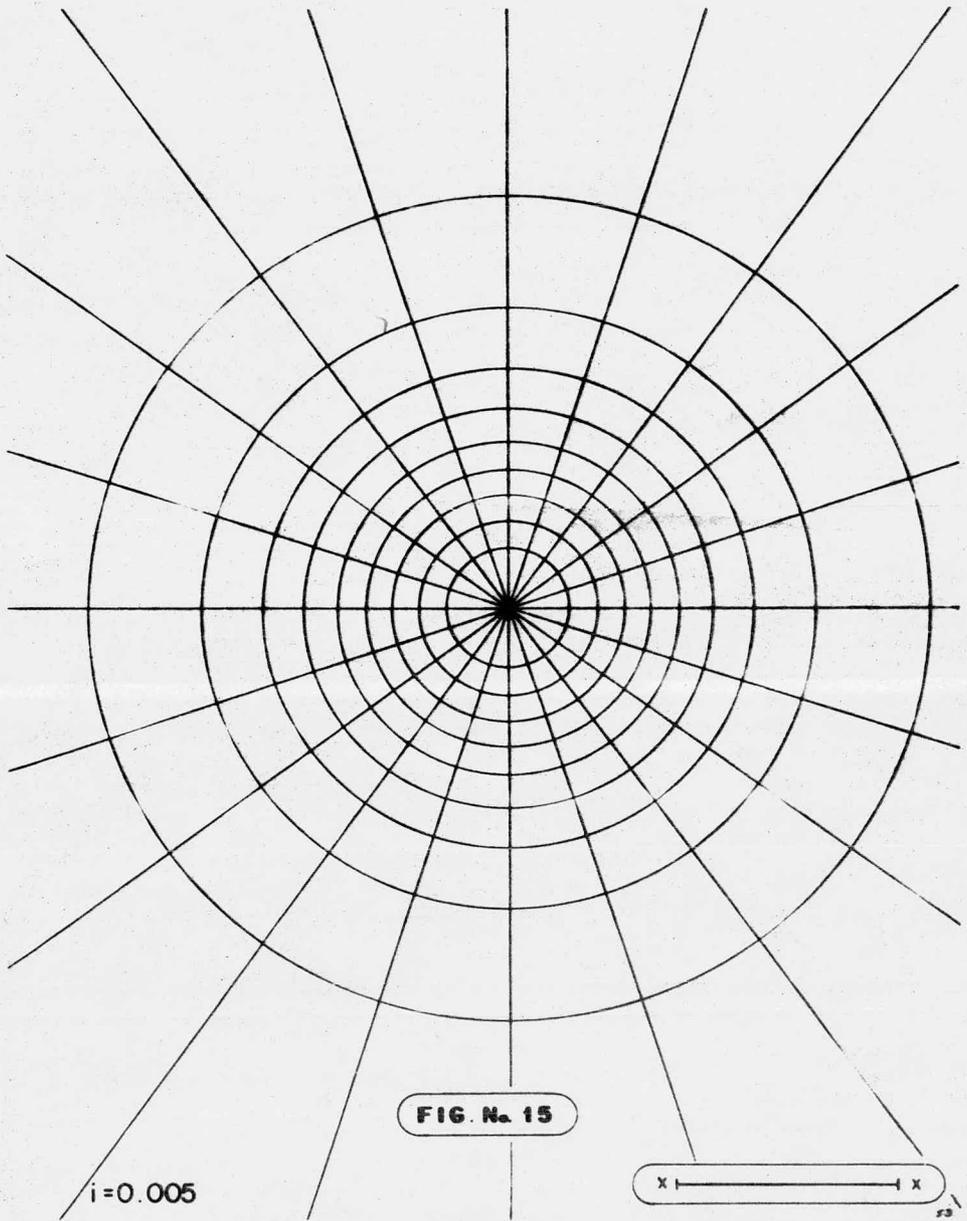
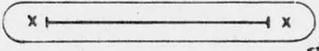
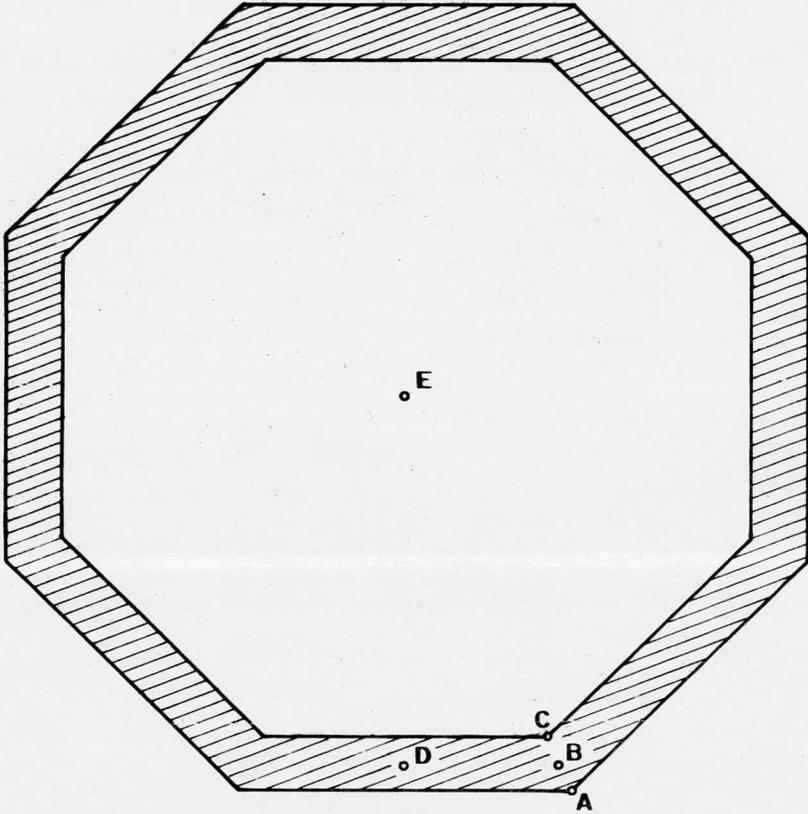


FIG. No. 15

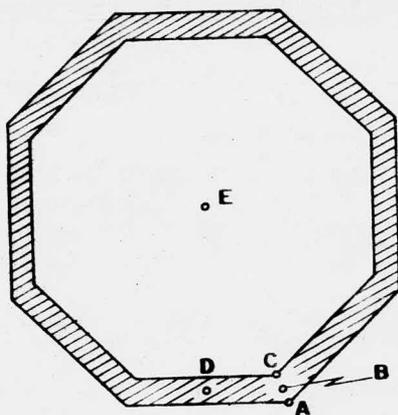
$i=0.005$



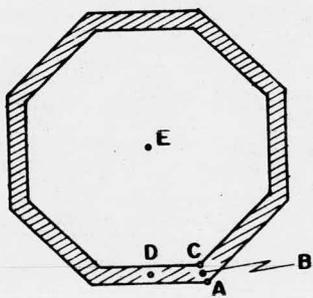


Z = 5 m.

FIG. No. 16

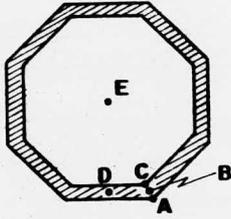


Z = 10 m.

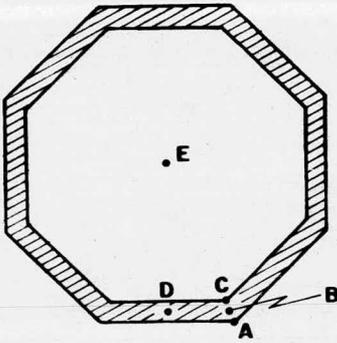


Z = 15 m.

FIG. No. 17

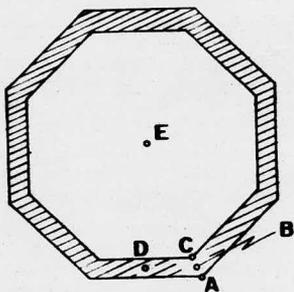


Z = 20m.

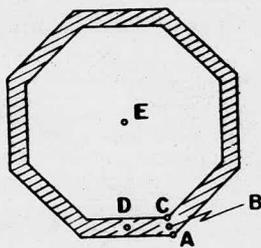


Z = 25m.

FIG. No. 18

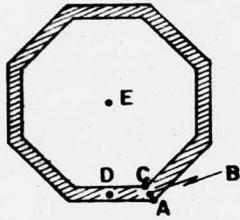


Z=30 m.

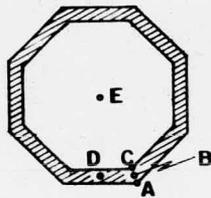


Z=35 m.

FIG. No. 19



Z = 40 m.



Z = 45 m.

FIG. No. 20

CAPITULO IV

CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTOS.

En este capítulo se presentan los análisis de la capacidad de carga y asentamientos para la alternativa de zapatas continuas, el cálculo correspondiente considera un ancho de zapata $B = 2.0$ m.

El peso de la estructura más el peso propio del cimiento nos da una descarga de 2.43 ton/m², que es la presión de contacto que se considera para la distribución de esfuerzos con la profundidad (Figs. 21 a 26); valor que se comparará con la capacidad de carga admisible del suelo que se calcula en seguida.

Para poder obtener la capacidad de carga del suelo, empezaremos determinando primero su peso específico, para lo cual empleamos la ecuación para un suelo saturado:

$$\gamma'_m = \frac{S_s + e}{1 + e} \gamma'_o, \text{ en donde;}$$

γ'_m = Peso específico de la masa del suelo.

S_s = Peso específico relativo de la fase sólida del suelo.

γ'_o = Peso específico del agua destilada, a 4°C de temperatura y a la presión atmosférica correspondiente al nivel del mar.

e = Relación entre el volumen de los vacíos y el de los sólidos del suelo.

Si $S_s = 2.76$, $\gamma'_o = 1$ y $e = 2.87$ tenemos que:

$$\gamma'_m = \frac{2.76 + 2.87}{1 + 2.87} (1) = 1.45 \text{ ton/m}^3.$$

La cohesión aparente que interviene en el análisis de la capacidad de carga es la que se obtuvo al considerar los --- máximos esfuerzos axiales aplicados en los ensayos a la compresión simple, los cuales se reportan en la Tabla I. De ahí que $C = q_u/2 = 1.53 \text{ ton/m}^2$.

Cálculo de la capacidad de carga.

CRITERIO DE TERZAGHI.

$$q_u = Cnc + \gamma DfNq + 0.5 \gamma BN\gamma$$

en donde:

q_u = Capacidad de carga última.

N_c , N_q y N_γ = Facotres de capacidad de carga, son números adimensionales que dependen solo del valor de ϕ (ángulo de fricción interna del suelo).

C = Cohesión aparente del suelo.

γ = Peso específico del suelo.

D_f = Profundidad de desplante de la cimentación.

B = Ancho del cimiento.

La ecuación anterior al aplicarse a suelos cohesivos - se transforma en:

TABLA I

SONDEO SM-1							
Muestra Núm.	Profundidad (m)	Relación - Vacíos Natural (e)	Contenido de agua (W) %	Densidad de sólidos. (Ss)	Grado de Saturación. (G _s) %	Resistencia a la compresión simple. (q _u) Ton/m ²	CLASIFICACION SUCS
3	1.29 - 1.70	3.792	149.6	2.60	102.6	2.70	Arcilla de alta plasticidad.
6	2.90 - 3.90	1.959	66.2	2.92	98.7	1.70	Arcilla de alta plasticidad.
9	5.10 - 6.10	6.588	247.8	2.79	104.9	2.80	Arena arcillosa.
12	7.30 - 8.30	6.167	246.2	2.58	103.0	3.10	Arcilla limosa.
15	9.50 - 10.50	6.725	266.9	2.58	102.3	3.50	Arcilla limosa.
18	11.70 - 12.70	7.675	278.5	2.81	102.0	3.50	Arcilla de alta plasticidad.
21	13.90 - 14.90	7.342	283.2	2.74	105.7	3.10	Arcilla de alta plasticidad.
24	16.10 - 17.10	7.648	280.5	2.76	101.2	2.70	Arcilla limosa.
27	18.30 - 19.30	5.768	241.7	2.81	100.4	3.90	Arcilla limosa.
30	20.50 - 21.50	5.013	155.3	2.56	—	6.10	Arcilla de alta plasticidad.
33	22.70 - 23.70	6.215	220.8	2.84	100.9	3.50	Arcilla de alta plasticidad.
36	24.90 - 25.90	6.148	228.9	2.76	102.8	3.10	Arcilla de alta plasticidad.
56	39.20 - 40.20	3.756	133.3	2.77	98.3	13.30	Arcilla limosa.
59	41.40 - 42.40	3.715	130.5	2.78	97.7	13.10	Limo arcilloso.

RESULTADOS DE ENSAYES EN COMPRESION SIMPLE.

$$q_u = Cnc + \gamma' Df \quad ; \quad \text{pues para } \phi = 0, Nq = 1 \text{ y } N\gamma' = 0$$

La capacidad de carga admisible se obtiene afectando - la expresión anterior por el Factor de Seguridad, luego entonces:

$$q_a = \frac{Cnc + \gamma' Df}{F. S.} \quad \text{en donde:}$$

q_a = Capacidad de carga admisible.

F.S. = Factor de seguridad, toma el valor de 3 ya que - es el aceptado contra falla por esfuerzo cortante y bajo la acción de cargas permanentes.

Los coeficientes de capacidad de carga de Terzaghi para $\phi = 0$ son:

$$Nc = 5.7$$

$$Nq = 1.0$$

$$N\gamma' = 0$$

Con $Df = 1.0$ m, $\gamma' m = 1.45$ ton/m³; sustituyendo y -- efectuando la operación tenemos:

$$q_a = \frac{1.53(5.7) + 1.45(1)}{3} = 3.39 \text{ ton/m}^2.$$

De donde $3.39 \text{ ton/m}^2 > 2.43 \text{ ton/m}^2$.

La capacidad de carga admisible para esta alternativa es ligeramente mayor que la presión de contacto que transmite la estructura.

CRITERIO DE SKEMPTON.

En esta teoría se tiene la siguiente expresión:

$$q_u = C_{nc} + \gamma D_f \quad y$$

$$q_a = \frac{C_{nc}}{3} + \gamma D_f$$

En este caso N_c toma el valor de 5.8 obtenido de la gráfica de Skempton ya que la relación $D/B = 0.5$, considerando la misma profundidad de desplante $D_f = 1.0$ m y un ancho de zapa $B = 2.0$ m.

Sustituyendo valores se tiene:

$$q_a = \frac{1.53(5.8)}{3} + 1.45 (1) = 4.41 \text{ Ton/m}^2.$$

De donde $4.41 \text{ ton/m}^2 > 2.43 \text{ ton/m}^2$.

Se observa poca diferencia en los resultados de ambos criterios, por lo que la capacidad de carga admisible del suelo se considera la obtenida por el criterio de Terzaghi, ya que es un valor más conservador.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS.

Para conocer la magnitud de los asentamientos asociados para la alternativa en cuestión, utilizaremos la siguiente ecuación:

$$\Delta H = mv \int \Delta \bar{p} \quad dz \quad \text{en donde:}$$

ΔH = Asentamiento en m.

mv = Módulo de variación volumétrica en m^2/ton .

$\Delta \bar{p}$ = Incremento de presión efectiva en ton/m².

dz = Variación del espesor del estrato compresible.

A manera de ejemplo para obtener el módulo de variación volumétrica (mv) se hará como se indica para la curva de compresibilidad de la fig. No. 11 correspondiente a la muestra No. 15. Sabemos que:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} \quad \text{y} \quad mv = \frac{a_v}{1+e_o} ; \text{ por lo tanto}$$

analizaremos primero la determinación de Δe .

Δe es obtenido a partir de \bar{p}_o , presión actual efectiva del suelo a 10 m. de profundidad, con este valor se entra en dicha curva y obtenemos su correspondiente e_o , a continuación con el $\Delta \bar{p}$ que representa el nuevo incremento de presión efectiva que deberá aceptar el suelo bajo la nueva condición de carga el cual se reporta en la Tabla II y a partir de \bar{p}_o , obtenemos la e final.

$$\text{Luego entonces } \Delta e = e_o - e_f = 6.5 - 6.4 = 0.10$$

$$\text{Si } \bar{p}_o = 0.71 \text{ kg/cm}^2 \quad e_o = 6.5$$

$$\Delta \bar{p} = 0.037 \text{ kg/cm}^2 \quad e_f = 6.4$$

$$\text{Por lo tanto } a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \bar{p}} = \frac{0.1}{0.037} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{kg.}$$

$$\text{y } mv = \frac{a_v}{1+e_o} = \frac{2.7}{1+6.5} = 0.29 \text{ cm}^2/\text{kg.}$$

El resultado anterior será considerado para la obtención del asentamiento parcial correspondiente al estrato compresible comprendido desde el nivel de desplante hasta los 15 m. de profundidad.

De los 15 m. de profundidad y hasta los 25 m tenemos el siguiente estrato compresible, para el cual el módulo de variación volumétrica calculado es de 0.23 cm²/kg. Dicho valor proviene de la curva de compresibilidad de la fig. No. 12 que pertenece a la muestra No. 30 extraída a los 21 m de profundidad.

A continuación y hasta los 30 m de profundidad en la muestra No. 39 se obtuvo un mv = 0.31 cm²/kg.

Los asentamientos calculados se resumen en el siguiente cuadro:

CUADRO I

PUNTO	$\Delta \bar{p}_H$ (ton/m)	mv (m ² /ton)	ΔH (m)	ΔH TOTAL(m)
A	12.40	0.031	0.38	0.38
	-	-	-	
	-	-	-	
B	8.80	0.029	0.25	0.40
	2.88	0.023	0.06	
	1.12	0.031	0.03	
	1.89	0.031	0.06	
C y C'	9.48	0.029	0.27	0.42
	3.04	0.023	0.07	
	1.15	0.031	0.03	
	1.88	0.031	0.06	

CUADRO I (Continúa)

PUNTO	$\Delta \bar{p}_H$ (ton/m)	mv (m ² /ton)	ΔH (m)	ΔH TOTAL (m)
D	9.44	0.029	0.27	0.42
	3.11	0.023	0.07	
	1.15	0.031	0.03	
	1.72	0.031	0.05	
E	7.12	0.029	0.21	0.40
	3.81	0.023	0.09	
	1.33	0.031	0.04	
	1.88	0.031	0.06	

De acuerdo al resultado final el hundimiento medio que se presentará en el predio es del orden de los 40 centímetros, es un valor poco fuera del límite permisible (30 cm), pero se reducirán al seguirse las recomendaciones de construcción que se enumeran en el siguiente capítulo.

Los asentamientos diferenciales revisados con respecto a lo recomendado en el Reglamento de Construcciones para el -- Distrito Federal, están dentro del límite permisible. Este as pecto se detalla con mayor claridad en las siguientes conclu-- siones.

TABLA II

Punto	Prof. (m)	N	$W_o = 0.005 N$	$\frac{z=W_o}{z=W'W_o} (\frac{\text{ton}}{\text{m}^2})$	Punto	Prof. (m)	N	$W_o = 0.005 N$	$\frac{z=W_o}{z=W'W_o} (\frac{\text{ton}}{\text{m}^2})$
A	2.5	56.8	0.28	0.68	B	2.5	85.4	0.43	1.04
		13.3	0.07	0.04			32.7	0.16	0.08
	5	39.1	0.20	0.49		5	49.0	0.25	0.60
		30.3	0.15	0.08			47.0	0.24	0.12
	10	22.5	0.11	0.27		10	25.8	0.13	0.32
		43.8	0.22	0.11			52.2	0.26	0.13
	15	16.5	0.08	0.19		15	18.8	0.09	0.22
		45.3	0.23	0.11			48.8	0.24	0.12
	20	14.0	0.07	0.17		20	15.7	0.08	0.19
		38.3	0.19	0.10			41.8	0.21	0.11
	25	10.7	0.05	0.12		25	12.8	0.06	0.15
		31.6	0.16	0.08			33.8	0.17	0.09
	30	9.1	0.05	0.12		30	10.4	0.05	0.12
		26.9	0.13	0.07			28.4	0.14	0.07
	35	7.9	0.04	0.10		35	9.0	0.05	0.12
		22.3	0.11	0.05			23.3	0.12	0.06
40	6.5	0.03	0.07	40	7.8	0.04	0.10		
	18.8	0.09	0.04		19.6	0.10	0.05		
45	6.1	0.03	0.07	45	7.4	0.04	0.10		
	15.4	0.08	0.04		16.1	0.08	0.04		
C	2.5	80.8	0.40	0.97	C'	2.5	80.8	0.40	0.97
		70.4	0.35	0.18			70.4	0.35	0.18
	5	49.2	0.25	0.60		5	49.2	0.25	0.60
		69.0	0.35	0.18			69.0	0.35	0.18
	10	27.0	0.14	0.34		10	27.0	0.14	0.34
		65.2	0.33	0.17			65.2	0.33	0.17
	15	18.7	0.09	0.22		15	18.7	0.09	0.22
		55.8	0.28	0.14			55.8	0.28	0.14
	20	15.2	0.08	0.19		20	15.2	0.08	0.19
		46.5	0.23	0.11			46.5	0.23	0.11
	25	13.2	0.07	0.17		25	13.2	0.07	0.17
		37.8	0.19	0.10			37.8	0.19	0.10
	30	10.6	0.05	0.12		30	10.6	0.05	0.12
		30.6	0.15	0.07			30.6	0.15	0.07
	35	9.8	0.05	0.12		35	9.8	0.05	0.12
		24.6	0.12	0.06			24.6	0.12	0.06
40	7.9	0.04	0.10	40	7.9	0.04	0.10		
	20.9	0.10	0.05		20.9	0.10	0.05		
45	7.5	0.04	0.10	45	7.5	0.04	0.10		
	17.0	0.09	0.05		17.0	0.09	0.05		

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD.

TABLA II (Continúa)

Punto	Prof. (m)	N	$W_0 = 0.005 N$	$\frac{z=W_0 W_0 (\text{ton})}{z=W_0 W_0 \text{ m}^2}$	Punto	Prof. (m)	N	$W_0 = 0.005 N$	$\frac{z=W_0 W_0 (\text{ton})}{z=W_0 W_0 \text{ m}^2}$
D	2.5	85.6	0.43	1.04	E	2.5	4.0	0.02	0.05
		49.0	0.25	0.13			186.0	0.93	0.47
	5	50.0	0.25	0.60		5	3.0	0.02	0.05
		64.2	0.32	0.16			183.0	0.92	0.46
	10	27.8	0.14	0.34		10	12.9	0.06	0.15
		63.2	0.32	0.16			150.0	0.75	0.37
	15	19.2	0.10	0.24		15	15.1	0.08	0.19
		54.6	0.27	0.14			109.2	0.55	0.28
	20	15.6	0.08	0.19		20	14.2	0.07	0.17
		45.7	0.23	0.11			77.9	0.39	0.20
	25	13.5	0.07	0.17		25	11.8	0.06	0.15
		37.1	0.19	0.10			57.2	0.29	0.15
	30	10.9	0.05	0.12		30	11.8	0.06	0.15
		30.0	0.15	0.07			42.5	0.21	0.10
	35	9.4	0.05	0.12		35	7.8	0.04	0.10
24.4		0.12	0.06	33.5	0.17		0.09		
40	8.4	0.04	0.10	40	6.0	0.03	0.07		
	21.1	0.11	0.06		25.3	0.13	0.07		
45	6.8	0.03	0.07	45	5.0	0.03	0.07		
	16.8	0.08	0.04		20.4	0.10	0.05		

NOTAS:

- 1.- $C = C'$ donde C' es el punto que considera al igual que el punto E el comportamiento de la losa central, la cual por requerirse se hace trabajar en forma independiente de la zapata -- de cimentación.
- 2.- W' es la presión que transmite la losa central por carga viva y es igual a 0.50 ton/m².
- 3.- W es la descarga que se tiene considerando el peso de la estructura más el peso propio del cemento y es igual a 2.43 ton/m².

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD

— PUNTO A —

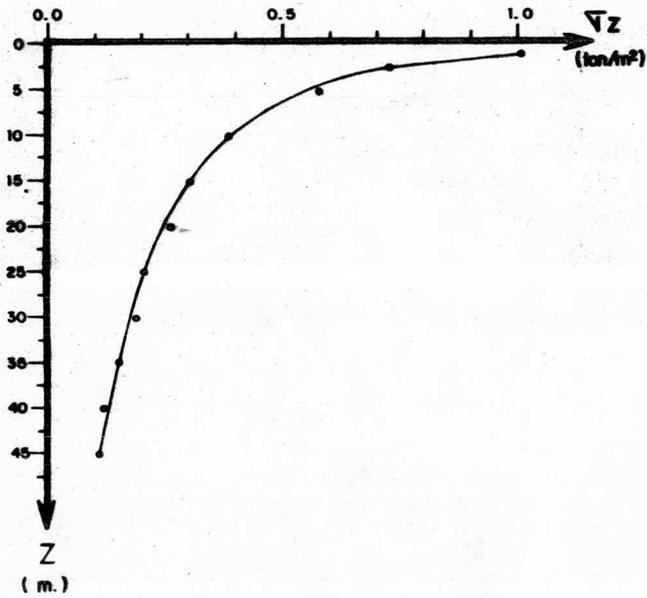


FIG. N. 21

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD

— PUNTO B —

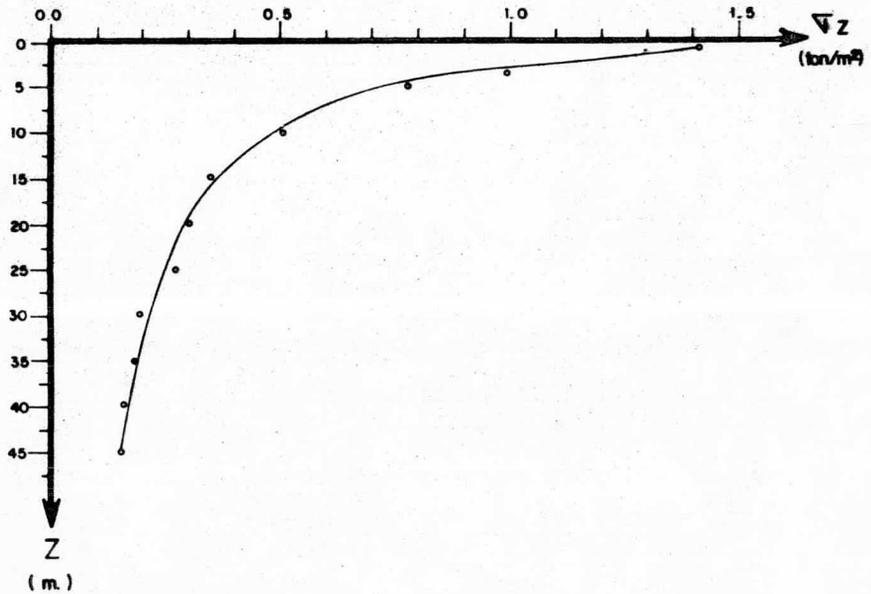


FIG. N. 22

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD

— PUNTO C —

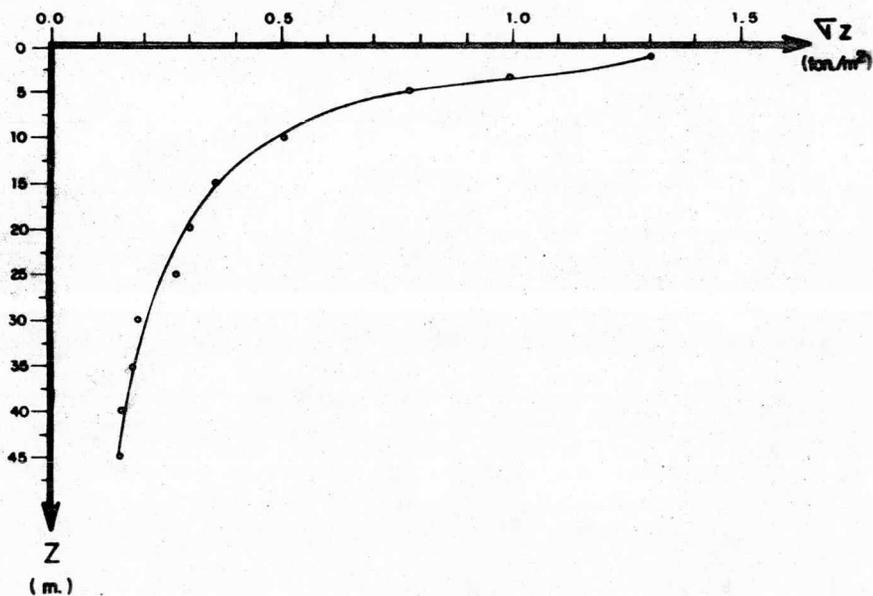


FIG. N. 23

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD

— PUNTO C' —

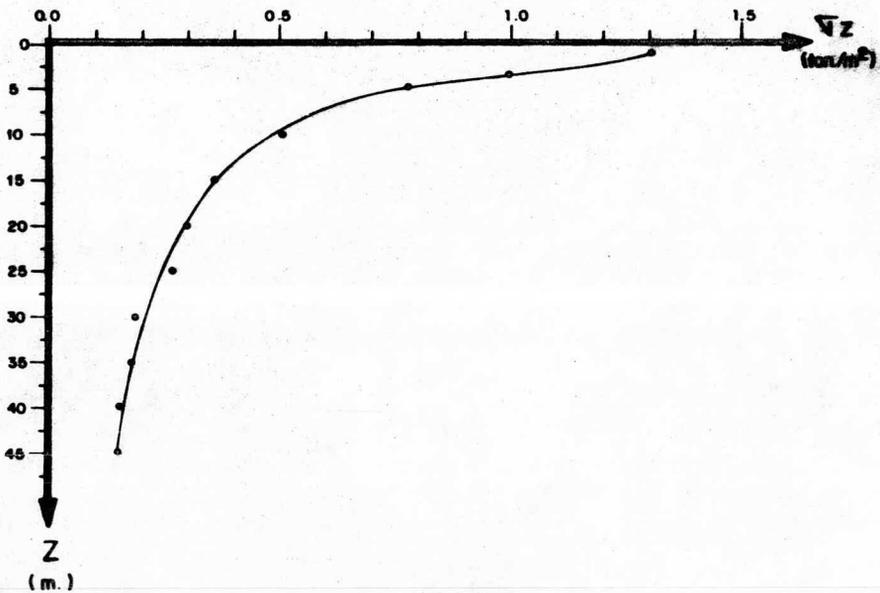


FIG. No. 24

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD

— PUNTO D —

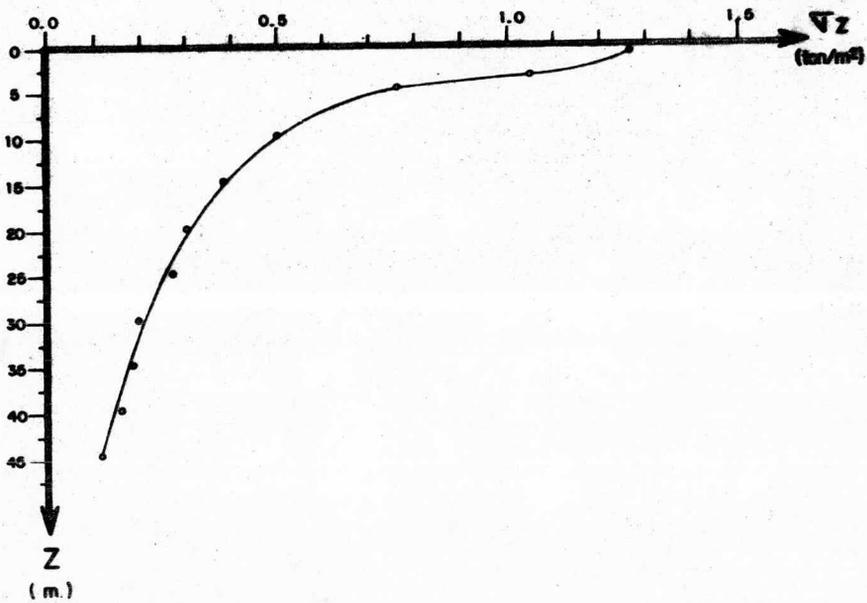


FIG. N. 25

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS CON LA PROFUNDIDAD

— PUNTO E —

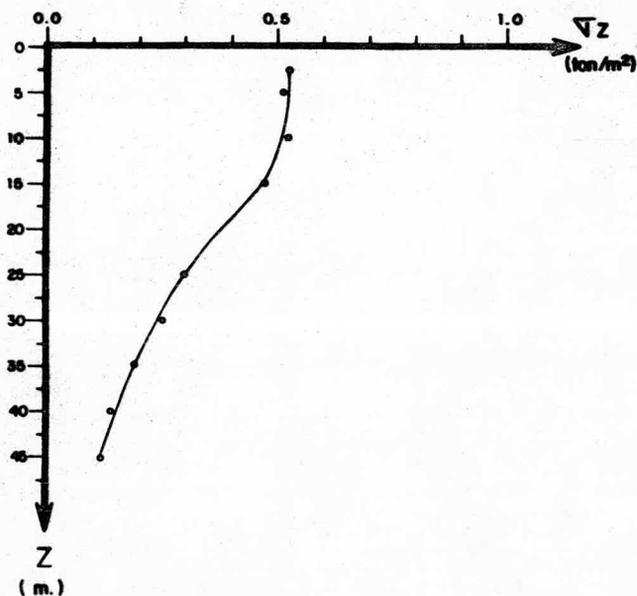


FIG. N. 26

C A P I T U L O V

RECOMENDACIONES DE CIMENTACION.

CONCLUSION.

En base al estudio realizado para la cimentación de la Capilla San Juan Bosco, se concluye lo siguiente:

- a) El predio en estudio corresponde a la Zona del Lago, que se caracteriza por tener un subsuelo con gran -- espesor de arcilla lacustre de origen volcánico, muy compresible, de baja resistencia al corte y de contenido de agua muy alto. La estratigrafía en general es homogénea, presentando el típico perfil de suelos que define a dicha zona, constituido por la Forma---ción Arcillosa Superior, la primera Capa Dura, la -- Formación Arcillosa Inferior y la segunda Capa Dura.
- b) La alta compresibilidad y baja resistencia al corte de los estratos arcillosos que se localizan en la -- Zona del Lago, conjugados con la presencia del nivel freático casi superficial, son causas de cimentaciones costosas. Es por ello que se hizo un análisis -- minucioso del tipo de cemento a emplear de tal manera que la proposición resulte la adecuada para transmitir los esfuerzos, la más fácil de construir y desde luego la más económica.
- c) Del anteproyecto estructural, se deduce que la des-- carga que se transmitirá al subsuelo debido al peso de la estructura es de 246 ton.

- d) La posición del nivel freático se detectó a los 2.6 m de profundidad.
- e) La alternativa de cimentación elegida fue del tipo superficial, es decir, a base de zapatas continuas.
- f) La zapata continua que se analizó, considera un ancho $B = 2.0$ m y una profundidad de desplante de --- 1.0 m.
- g) La presión de contacto al nivel de desplante resultó de 2.43 ton/m², incluyendo el peso propio del cimiento.
- h) La capacidad de carga admisible calculada de acuerdo a la geometría descrita en el inciso f), fue de 3.4 ton/m². Este valor será el que se emplee para el diseño estructural de la cimentación.
- i) El asentamiento total promedio que se presentará -- será de 40 centímetros.
- j) El asentamiento diferencial entre los puntos analizados son los siguientes:

Entre los puntos B y D 2 cm.

Entre los puntos C y D no hay.

Entre los puntos A y D 2 cm.

Entre los puntos A y E 2 cm.

Entre los puntos B y E no hay.

Entre los puntos C y E 2 cm.

Entre los puntos D y E 2 cm.

Los resultados anteriores verificados con respecto al límite - permisible (0.004), valor que limita la relación del asentamiento diferencial y el claro; son aceptables ya que dicha relación en todos los casos es menor.

Como resultado del Estudio de Mecánica de Suelos realizado para éste trabajo, a continuación se proponen las recomendaciones de construcción:

- 1.- Con el fin de propiciar el proceso de consolidación de la arcilla compresible y acelerar los grandes asentamientos que se presentarán, se recomienda colocar una precarga en toda la superficie de la planta octogonal (aproximadamente en 900.0 m²)
- 2.- La precarga estará constituida por pedacería de tabique o cascajo cuyo espesor será de un metro, espesor de material con el cual se logra transmitir una presión ligeramente menor a la que descargará la estructura, aproximadamente 2.0 Ton/m².
- 3.- Se llevará un control de nivelaciones con el objeto de medir los asentamientos debidos a la acción de la precarga, de tal manera que al obtenerse un asentamiento de aproximadamente 30 cm. o cercano, inmediatamente se retirará dicha precarga y se alejará hasta un lugar en donde no obstruya la ejecución de los trabajos.
- 4.- Despálmese el terreno natural en 30 cm. de espesor y elimínese dicho material.
- 5.- En seguida se iniciará la excavación para alojar la cimentación con taludes de ¼:1, recomendación propuesta en base a la poca profundidad de excavación y a la posición del nivel-

freático, el cual por encontrarse más abajo no causará ningún problema.

- 6.- Para evitar inundaciones se recomienda construir la obra - en época de estiaje, de lo contrario sería necesario colocar un sistema de bombeo para desfogar el agua acumulada - en la excavación con el fin de permitir la libre ejecución de los trabajos y no disminuir la resistencia al esfuerzo-cortante del suelo de cimentación.
- 7.- Constrúyase la zapata de concreto armado, cuidando que el - acero de refuerzo en cada vértice del octágono quede per - fectamente anclado en estos puntos; puesto que es allí donde descargará la columna la presión debida al peso de la es -- tructura.
- 8.- En caso de ser necesario efectuar rellenos con el objeto de proporcionar niveles de piso, se recomienda emplear mate - rial del tipo subrasante de buena calidad.
- 9.- Construida la cimentación de la Capilla, podrán continuarse los trabajos correspondientes a la superestructura de acuer - do a lo que indique el proyecto ejecutivo de la obra.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Simposium del Subsuelo en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (1976)
- 2.- El Subsuelo de la Ciudad de México.
Raúl J. Marsal y Marcos Mazari.
Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM.
México, 1969.
- 3.- Manual de Mecánica de Suelos.
Instructivo para ensayos de laboratorio.
S.R.H. hoy S.A.R.H.- México, 1970.
- 4.- Mecánica de Suelos, Tomos I y II.
Juárez Badillo y Rico Rodríguez.
Editorial Limusa.- México, 1980.
- 5.- Ingeniería de Cimentaciones.
Peck, Hanson y Thornburn.
Editorial Limusa.- México, 1982.
- 6.- Diseño y Construcción de Cimentaciones.
Publicación 405 del Instituto de Ingeniería
de la UNAM.- México, 1977.
- 7.- Reglamento de Construcciones para el Distrito
Federal. (1984)
- 8.- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres.
Tomo I.
Alfonso Rico Rodríguez y Hermilo del Castillo.
Editorial Limusa.- México, 1982.