



Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA

TIPO DE CIMENTACION Y PROCESO CONSTRUCTIVO
ADECUADOS PARA LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO
PARA OFICINAS UBICADO EN MONTE ELBRUZ ESQUINA
CON MOLIERE EN LA COLONIA POLANCO EN MEXICO, D. F.

TESIS

Que para obtener el Título de
INGENIERO CIVIL
presenta

JORGE OCTAVIO MORA CAZARES

1 9 8 2



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.

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

FACULTAD DE INGENIERIA
EXÁMENES PROFESIONALES
60-1-100

Al Pasante señor MORA CAZARES J, OCTAVIO,
P r e s e n t e .

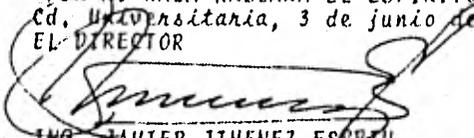
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor Ing. Agustín Deméneghi Colina, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"TIPO DE CIMENTACION Y PROCESO CONSTRUCTIVO ADECUADOS PARA LA CIMENTACION DE UN EDIFICIO PARA OFICINAS, UBICADO EN MONTE ELBRUZ ESQUINA CON MOLIERE, EN LA COL. POLANCO EN MEXICO, D.F."

- I. Introducción,
- II. Exploración del subsuelo.
- III. Ensayes de laboratorio.
- IV. Análisis de cimentación,
- V. Conclusiones y recomendaciones.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente
"POR NI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 3 de junio de 1981
EL DIRECTOR


ING. JAVIER JIMENEZ ESCRITO

- *Ab.*
JJE/OBLH/scr

CONTENIDO

CAPITULO I.-	INTRODUCCION.
CAPITULO II.-	EXPLORACION DEL SUBSUELO. II.1. ANTECEDENTES. II.2. SONDEOS DE EXPLORACION. II.3. CONDICIONES ESTRATIGRAFICAS.
CAPITULO III.-	ENSAYES DE LABORATORIO. III.1. ENSAYES EFECTUADOS. III.2. RESULTADOS OBTENIDOS. III.3. CONCLUSIONES RESPECTO A LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIA- LES DEL SUBSUELO.
CAPITULO IV.-	ANALISIS DE LA CIMENTACION. IV.1. TIPO DE CIMENTACION CONVE--- NIENTE. IV.2. ANALISIS DE CAPACIDAD DE CAR- GA. IV.3. ANALISIS DE HUNDIMIENTOS. IV.4. PROTECCIONES EN EL PERIMETRO DE LA EXCAVACION.
CAPITULO V.-	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. V.1. ESTRATIGRAFIA. V.2. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS

MATERIALES DEL SUBSUELO.

V.3. TIPO DE CIMENTACION RECOMENDABLE.

V.4. PROTECCIONES DE LA EXCAVACION.

BIBLIOGRAFIA.

LISTA DE FIGURAS.

Nº	TITULO
1.-	Localización de sondeos de exploración.
2.-	Máquina para perforación rotatoria y --- bomba para lodo bentonítico.
3.-	Barril tipo Denison.
4.-	Penetrómetro estándar.
5 a 11.-	Perfiles estratigráficos de los sondeos de exploración y pozos a cielo abierto.
12 a 13.-	Perfiles estratigráficos longitudinales por las secciones S-5 - S-1 - S-3 y S-4 S-1 - S-2.
14 a 25.-	Resultados de la prueba de compresión - simple con ciclo de histéresis.
26 a 36.-	Resultados de pruebas triaxiales para - determinar la resistencia al esfuerzo - cortante.
47 a 50.-	Parámetros de deformabilidad: M_{ep} (Módulo de deformación volumétrica unitaria) y λ (Fracción de deformación diferida).

- 51 a 53.- Capacidad de carga admisible.
- 54.- Empujes de diseño sobre apoyos perimetrales.
- 55 a 57.- Circulos de falla del talud perimetral - de la excavación.
- 58 a 60.- Disposiciones de la excavación en la co- lindancia Oeste, según la elevación de - desplante.
- 61.- Disposición de la excavación en el perf- metro sin construcción.
- 62 a 66.- Tablas de resumen de resultados de prue- bas de laboratorio.

CAPITULO I

INTRODUCCION

Se presenta en esta tesis el estudio de una cimentación, se tiene en proyecto construir un edificio constituido por tres niveles en sótano, destinados para estacionamiento y veinticinco niveles sobre la elevación de banquetas, destinados a oficinas, en el predio ubicado en Monte Elbruz N° 170 esquina con Moliere, en la Ciudad de México.

El lote ocupa una superficie de 2,868 m².

Esta estructura es de tipo torre alta y esbelta y transmite a la cimentación descargas de gran magnitud.

El sitio que ocupa corresponde a la zona de lomas de la Ciudad de México, formada por estratos de baja compresibilidad y alta resistencia al esfuerzo cortante. Estas condiciones hacen que la estructura proyectada, requiera el empleo de una cimentación de tipo superficial apoyada en los niveles de excavación requeridos.

Con el fin de obtener la información necesaria para efectuar el diseño de la cimentación del edificio en estudio, se determinó la naturaleza y estratigrafía del subsuelo, se realizaron los ensayos de laboratorio necesarios para establecer los valores de las propiedades del subsuelo que intervienen en el diseño e influyen en la construc-

ción de la cimentación. Se efectuó el estudio de la capacidad de carga de los elementos del sistema de cimentación, se calcularon los hundimientos probables y los empujes que se tendrán, sobre los elementos de retención de la excavación del sótano, dándole una especial atención a la colindancia Oeste del predio en donde se encuentra ubicado un edificio de 16 niveles.

En el presente informe se describen los trabajos y estudios llevados a cabo para satisfacer la necesidad planteada.

Los trabajos de exploración del subsuelo, que consistieron en cuatro sondeos mixtos, de penetración estándar y muestreo inalterado, y un sondeo inalterado con rotación, se describen en el capítulo II, en el cual se informa en términos generales de la secuencia estratigráfica observada.

En el capítulo III, se describen los ensayos efectuados en el laboratorio con los materiales representativos de los diferentes estratos muestreados; así mismo, se resumen los resultados obtenidos y se indican las conclusiones al respecto de las propiedades del subsuelo que podrán emplearse con seguridad para el diseño.

En el capítulo IV, se incluye la descripción de los diversos análisis efectuados respecto a las alternativas de cimentación, para establecer la capacidad de carga de

los elementos de ésta, los hundimientos probables que se inducirán al subsuelo y los empujes que será necesario - considerar sobre las protecciones del perímetro.

En el capítulo V, se resúmen las conclusiones y recomendaciones derivadas de los trabajos y estudios que se realizaron.

CAPITULO II

EXPLORACION DEL SUBSUELO

II.1. ANTECEDENTES.

Para poder llevar a cabo un estudio del subsuelo para cualquier proyecto, es importante conocer, antes de definir o seleccionar un método de exploración, datos anteriores que se tengan del lugar. Para el caso de la Ciudad de México, se dispone de una recopilación de experiencias sobre la estratigrafía del subsuelo, siendo una de las más completas la elaborada por Marsal y Mazari (1959).

Según dichos autores, se distinguen en la Ciudad tres Zonas de acuerdo a las características del subsuelo, que son:

Zonas de Lomas, Zona de Transición y Zona de Lago.

El edificio motivo de este trabajo se encuentra en la Zona de Lomas; que presenta las características que se mencionan a lo largo de este Capítulo.

El proyecto original contemplaba la construcción de ocho niveles en sótano para destinarlos a estacionamiento, esto implicaba que tendría que hacerse una excavación de por lo menos 25 m. de profundidad.

Por características de la formación de la zona en la que se encuentra el predio, de buena resistencia y baja com-

presibilidad, y en caso de una cimentación superficial, los sondeos de exploración deberán cubrir (uno de ellos) hasta el doble de la profundidad de excavación debido a que se estimaba que a partir de esa profundidad, la distribución de esfuerzos era despreciable, y (los otros) - hasta la misma profundidad de excavación, ya que siendo una de las excavaciones más profundas de la Ciudad de -- México proyectadas hasta la fecha, requiere de un espe- - cial cuidado de las protecciones que se le debe dar al - perímetro de la misma.

Para poder establecer un proceso constructivo adecuado - para realizar la excavación es necesario conocer las ca- - racterísticas de resistencia al corte de las formaciones a lo largo de toda la profundidad de la excavación por - lo que es necesario tener muestras inalteradas combinan- do la medida de la resistencia a la Penetración Estándar para realizar ensayos de laboratorio que nos permitan co- - nocer perfectamente las propiedades mecánicas del suelo en estudio.

En la colindancia Oeste del predio en estudio se encuen- tra un edificio de 16 niveles, del cual era necesario co- - nocer la profundidad y tipo de elementos de cimentación para considerarlos en el procedimiento constructivo de - la excavación.

II.2. SONDEOS DE EXPLORACION.

Con el fin de precisar la estratigrafía del subsuelo, -- así como su variación en el área en estudio se ejecuta-- ron cinco sondeos de exploración localizados como se --- muestra en la figura N° 1 el marcado como S-1 se llevó - a una profundidad de 49.50 m. perforándose con barril -- Denison de 5"Ø (fig. 3) recuperando muestras inalteradas de 4"Ø; a base de rotación realizada con máquina rotato-- ria como la que se muestra en la figura N° 2; los son--- deos marcados con S-2, S-3, S-4 y S-5, alcanzaron profun-- didades de 27.10 m, 24.90 m, 25.30 y 25.00 m. respecti-- vamente, recuperando muestras alteradas y registrando -- simultáneamente el número de golpes necesarios para hin-- car un penetrómetro estándar (como el de la fig. N° 4) - 60 cm. empleando una masa de golpeo de 64 kg con caída - libre de 75 cm. contando dicho número de golpes para --- 15 cm, 30 cm y 15 cm; se define la resistencia a la pene-- tración estandar como el número N de golpes de los 30 cm intermedios, la intención de no considerar los primeros 15 cm. es evitar la zona de alteración que se produce -- por la perforación. En adición se excavaron dos pozos a cielo abierto, junto al edificio colindante al predio en estudio, con el objeto de conocer la profundidad y tipo de los elementos de cimentación de dicho edificio, estos pozos se excavaron a una profundidad de 3.40 m. que fue-- ron suficientes para conocer la cimentación del edificio

olindante.

II.3. CONDICIONES ESTRATIGRAFICAS.

Las columnas estratigráficas detalladas correspondientes a los sondeos efectuados en el área en estudio, se muestran en las figuras No. 5 a 9 en donde se consignan gráficamente los valores de la resistencia a la penetración estándar (N) y la variación del contenido natural de agua (W%) con respecto a la profundidad. En las figuras No. 10 y 11 se indica el perfil estratigráfico obtenido de los pozos a cielo abierto excavados.

En términos generales la estratigrafía determinada en el predio en estudio es uniforme; de acuerdo a la zonificación del reglamento de Construcciones del Distrito Federal corresponde a la "Zona 1".

La estratigrafía hallada se describe a continuación:

Superficialmente aparece en toda el área del predio, un relleno vegetal de un espesor promedio 0.70 m.

Subyaciendo el relleno aparece, en todos los sondeos de exploración, un estrato formado por limos arcillosos y arcillas limosas con porcentajes variables de arena fina, de color café claro a oscuro, contiene materia orgánica y está fuertemente carbonatado (ML, CL).

Su resistencia a la penetración estándar es en general mayor de 120 golpes, lo que es indicativo de la alta cementación de este estrato; sin embargo, en los 2 a 3 m.

más profundos del estrato, tal resistencia es en promedio de sólo 15 golpes; su contenido natural de agua es de 25% en promedio este manto del llamado "Tepetate", tiene un espesor de 8.50 m.

Posteriormente se detectó un estrato formado por una arena pumítica de textura media con porcentajes variables de un limo arcilloso y materia orgánica (SC).

Subyaciendo al estrato anterior se encuentran arcillas limosas y arenas arcillosas de color café claro, con algunas gravillas de material pumítico, contiene materia orgánica y carbonatos (CL, SC). El número de golpes obtenidos en promedio fué de 30, lo que es indicativo de una consistencia muy dura; el contenido natural de agua es de 20% y tiene un espesor promedio de 1.50 m. detectándose en el sondeo S-1 en un espesor de 0.50 m.

Posteriormente se detectó un estrato formado por una arena pumítica de textura media, limo arcillosa de color gris claro, compacta, con materia orgánica y carbonatos (SP).

El número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar es de 40 en promedio, el contenido natural de agua es de 60% con un valor máximo de 73%; este manto tiene un espesor de 2.50 m. con un valor máximo de 4.0 m detectado en el sondeo S-1.

Posteriormente se encuentran limos arcillosos y arcillas

limosas con porcentajes variables de arena fina con gravillas de material pumftico, de colores café grisáceo y café claro, con materia orgánica y carbonatos (ML-Cl).

El número de golpes obtenidos en este estrato es errático, observándose un valor promedio de 50 con valores máximos de 120; el contenido natural de agua es de 20%; este estrato tiene un espesor de 8.0 m, dentro de este estrato, en el sondeo S-1, aparecen en forma errática dos lentes de arena fina y media limo arcillosa, de colores café claro y oscuro.

Subyaciendo al estrato anterior se detectó en el sondeo S-1 una arena pumftica gruesa y media con gravas hasta de 3" de diámetro de origen andesítico, con bajos porcentajes de limo y arcilla de colores café a gris oscuro, con materia orgánica y carbonato.

Este estrato tiene un espesor de 19.50 m.

Finalmente aparece un estrato formado por limos arcillosos con algunas lentes de arena pumftica y gravillas del mismo material, de colores café claro a grisáceo, fuertemente carbonatadas y con materia orgánica.

El contenido natural de agua es de 20%; el espesor explorado de este estrato fue de 6.0 m.

En ninguno de los sondeos realizados se detectó el nivel de aguas superficiales.

En las figuras N° 12 y 13 se indican en forma general el

perfil estratigráfico longitudinal por las secciones --
S-3, S-1, S-5 y S-2, S-1, S-4.

Debido al estrato de arena pumftica que se encuentra al-
rededor de los 13 m. y que tiene un espesor hasta de --
4.0 m, se necesitó hacer una revisión del costo, ya que
al pensar en una excavación de 25 m. de profundidad lo -
elevaría, al tener que ser protegido este estrato areno-
so.

Habiendo hecho esta revisión se decidió por rehacer el -
proyecto, dejando solamente 3 niveles en sótano para es-
tacionamiento reduciendo la excavación de 25.0 m. a --
13.00 m. evitandose así enfrentarse al estrato que pre-
sentaría problemas de derrumbes.

CAPITULO III

ENSAYES DE LABORATORIO

Con las muestras obtenidas durante la exploración, se efectuaron los ensayos de laboratorio requeridos tanto para precisar la clasificación de los distintos materiales, como para determinar las propiedades mecánicas que interesa conocer para los análisis de las cimentaciones. Se efectuaron los ensayos que se enuncian a continuación:

III.1 ENSAYES EFECTUADOS.

III.1.1 Pruebas Índice y de Clasificación.

- Clasificación visual y al tacto, en humedo.
- Contenido natural de agua.
- Reclasificación visual y al tacto, en seco.
- Límites de Atterberg.
- Análisis granulométrico, mediante cribado mecánico con mallas.
- Densidad de solidos.

De cada una de las muestras alteradas obtenidas y de cada tramo de muestra inalterada de 0.25 m. de longitud, se extrajo una porción para su clasificación en humedo, la determinación de su humedad natural y su re clasificación en seco.

Para la clasificación visual y al tacto se empleó el -

procedimiento recomendado por el Sistema Unificado de --
Clasificación de Suelos (SUCS), en todas las muestras ex
traídas del subsuelo.

Los datos así obtenidos, sirvieron de base para elaborar
las columnas estratigráficas de cada sondeo, figuras N^o
5 a 11 y para seleccionar las muestras representativas -
de los estratos de mayor interés, con las cuales se efec
tuaron las restantes pruebas índice y los ensayos para -
determinar las propiedades mecánicas que se describen en
el inciso siguiente.

III.1.2. Pruebas para Determinar las Propiedades Mecáni cas.

- Resistencia a la compresión simple con un ci
clo de histéresis (carga y descarga), previo
a la etapa de falla.
- Resistencia al esfuerzo cortante determinada
en pruebas de compresión triaxial, efectuadas
en probetas sujetas a esfuerzos de confina---
miento que impondrán las cimentaciones.
Se realizaron pruebas triaxiales consolidadas
drenadas (C-D).
- Deformabilidad determinada en pruebas triaxia
les, efectuadas en probetas sujetas a diferen
tes confinamientos laterales.

Los dos últimos tipos de ensayos se efectuaron en pro---

betas saturadas.

III.2. RESULTADOS OBTENIDOS.

A todas las muestras se les determinó el contenido natural de agua. Esta propiedad nos indica en forma culitativa el tipo de suelo, la variación de este contenido de agua con la profundidad, se muestra en las columnas estratigráficas de cada sondeo, figuras Nº 5 a 11.

Se realizaron ensayos de compresión simple con el fin de conocer la resistencia al corte del suelo; por experiencia se estima el valor de la resistencia al corte (S) como la mitad de la resistencia a la compresión -- simple.

El hecho de haber realizado los ensayos de compresión simple con un ciclo de histéresis (carga-descarga-carga) fue para conocer la resistencia a la compresión -- simple en condiciones más cercanas a la realidad ya -- que habrá excavación (descarga) y construcción sobre -- el desplante (carga).

La prueba de compresión simple consiste en aplicar cargas axiales a una probeta hasta llevarla a la falla, -- cuando se hace con ciclo de histéresis, se descarga -- completamente antes de llevarlo a la falla para cargar la nuevamente y ahora si llevarla a la falla.

La probeta de suelo se labra, tratando de que no pier-

da humedad y es de dimensiones aproximadas a: diámetro = 3.6 cm; longitud = 7.7 cm. Se miden las deformaciones longitudinales y se traza una gráfica esfuerzo-deformación unitaria.

Los valores de resistencia a la compresión simple obtenidos en todas las pruebas efectuadas, se muestran gráficamente en las figuras N° 14 a 25 y en la última columna de las figuras N° 5 a 9.

Se determinó el peso volumétrico natural, con el cual se calculó la presión efectiva actual.

La prueba para determinar el peso volumétrico en muestras inalteradas consiste en: labrar una probeta de forma senciblemente cúbica, registrando su peso, cubrirla de parafina líquida de la cual se conoce su densidad, y habiendo secado ésta, se registra su peso, se sumerge en agua y se registra nuevamente el peso ahora sumergida la muestra y midiendo la cantidad de agua desalojada; con estos pesos y la densidad de la parafina, se determinó el volumen de suelo, con éste volumen y su peso inicial, se conoce el peso volumétrico natural.

La presión efectiva determinada con este peso volumétrico se muestra en la última columna de las fig. N° 5 a 9. Para la obtención de los parámetros de resistencia al corte, se hicieron pruebas triaxiales que para suelos relativamente permeables, y estimando que la construcción

será tardada, permitiendo con eso el cambio del contenido natural de agua se realizaron estas pruebas triaxiales del tipo consolidadas - drenadas.

En los ensayos triaxiales se transmiten a la probeta de suelo esfuerzos de confinamiento y esfuerzos desviadores y se realizan en dos etapas 1^a) Etapa de Consolidación, en la que se aplica el esfuerzo confinante que actúa en todas direcciones; 2^a) Etapa de Ruptura, que se realiza sometiendo a la probeta a esfuerzos desviadores.

En este caso se permite la entrada y salida del agua a través de la probeta con esto se trata de representar las condiciones más críticas que se puedan presentar en el lugar en estudio.

Las pruebas se realizaron en camaras triaxiales, las cuales se llenan de agua y se produce una carga uniforme mediante aire comprimido regulado mediante válvula, produciéndose los esfuerzos de confinamiento, los esfuerzos desviadores se aplican mediante carga controlada con un marco especial para ello.

Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos mediante las pruebas triaxiales se presentan en las figuras N° 26 a 36.

Para conocer los parámetros de deformabilidad del suelo, se realizaron pruebas de compresión triaxial deformación, los parámetros determinados son M_{ep} y λ , obtenidos se--

gún la teoría desarrollada recientemente por el investigador Dr. Zeevaert.

Las pruebas triaxiales para determinar estos parámetros son semejantes en su ejecución a las pruebas triaxiales normales, con la diferencia que en la etapa de ruptura, antes de llevarla a la falla se deja a la probeta de suelo por un tiempo determinado bajo carga axial constante y midiendo la deformación elasto plástica que se genera; con la deformación y la carga constante, se determinan los parámetros de deformabilidad M_{ep} (Módulo de deformación volumétrica unitaria y ϵ (Fracción de deformación direfida), los cuales aparecen en las figuras N° 37 a 50 En las figuras N° 62 a 66, se presenta un resumen de todos los ensayos efectuados a las muestras colectadas de los sondeos de exploración.

III.3. CONCLUSIONES RESPECTO A LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL SUBSUELO.

De acuerdo con los ensayos de laboratorio efectuados y tomando en cuenta las condiciones estratigráficas determinadas, se concluye que para efectuar los análisis de los sistemas de cimentación posibles para la edificación en estudio, deberán usarse los valores de las propiedades del subsuelo que están consignadas en la tabla ---

III.3.1. seleccionados de entre todos los resultados de laboratorio de manera que, dentro de la seguridad, son -

representativos del comportamiento esperado de los distintos estratos del subsuelo.

TABLA III.3.1.

PROPIEDADES DE LOS SUELOS EMPLEADAS EN LOS ANALISIS DE CIMENTACION

ESTRATO	ESPESOR (m)	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	COHESION C (Ton/m ²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA Ø (°)
Para la parte superior:				
I.- Limos arcillosos y arcillas limosas, con arena de textura fina a media, de color café claro a oscuro, de consistencia firme a dura. FC-MO -- (CL-ML).	8.60	1.780	32.0	53.1
Para la parte inferior:				
II.- Arena pumítica de textura fina a media, de color café claro y gris oscuro, con lentes de limo arcilloso, FC, MO (SC).	2.20	1.750	0.6	41.1

<p>III.- Arcillas limosas y arenas arcillosas, de color café claro con gravillas de material pumítico, de compacidad media FC, MO (CL-SC).</p>	1.80	1.680	2.2	32.2
<p>IV.- Arena pumítica de textura fina a media, limo arciloso de color gris claro, de mediana compacidad PC-MO (SP).</p>	2.70	1.150	2.0	33.7
<p>V.- Limos arcillosos y arcillas limosas, con arena de textura fina a media, de color café claro, con gravillas de material pumítico, de consistencia dura. FC-MO (CL-ML).</p>	19.20	1.780	4.0	38.7

CAPITULO IV

ANALISIS DE LA CIMENTACION

IV.1. TIPO DE CIMENTACION CONVENIENTE.

La edificación en proyecto constará por lo menos de -- tres niveles en sótano destinados para estacionamiento y veinticinco niveles para oficinas; por el orden de - magnitud del peso de la edificación y tomando en cuenta que los materiales del subsuelo presentan caracte-- rísticas favorables de capacidad de carga y baja com-- presibilidad, se puede establecer que el tipo de cimen-- tación que resultará adecuado para su uso en la edifi-- cación, es el superficial.

De acuerdo con las ideas que en un principio se han es-- tablecido para la edificación en proyecto, las ofici-- nas se albergarán en una torre que no ocupará toda el área del predio que se analiza, mientras que los pisos para estacionamiento sí ocuparán toda el área del pre-- dio y se tomarán en parte en sótanos y en parte con pi-- sos construidos sobre el nivel de banqueteta.

En estas circunstancias puede resultar conveniente con-- siderar la posibilidad de que las edificaciones para - estacionamiento, que se plantean en no más de 6 nive-- les, puedan ser cimentadas a base de zapatas corridas, mientras que la cimentación del edificio principal con

vendrá proyectarla como una estructura que abarque la totalidad del área en que se construya dicho edificio. Para estimar los niveles de la excavación que puede resultar necesaria para alojar las edificaciones planteadas, se consideró que los pisos para estacionamiento podrán tener un entrepiso libre entre 2.10 y 2.40 m.; el espesor de la estructura de los pisos, que dependerá de la disposición geométrica de las columnas y el tipo de estructuración que se adopte, se ha considerado que pueda variar entre 0.50 y 0.60 m.; de acuerdo con lo anterior, los desniveles de piso en el área de estacionamiento podrían estar comprendidas entre 2.50 y 3.00 m. Para la cimentación se considero un espesor comprendido entre 1.5 y 2.0 m para fines de estimar la profundidad de la excavación. De lo anterior resulta que el nivel de desplante, medido desde la planta baja de la edificación podrá estar comprendido entre 9.0 y 11.0 m. cabe señalar como el lote presenta en su perímetro un desnivel de aproximadamente 1.90 m, siendo la parte más baja la que corresponde a la calle Campos -- Eliseos, para precisar la profundidad de la excavación restaría aún definir la elevación conveniente de la planta baja, pero para fines de análisis de la excavación, se consideró la posibilidad de excavar entre 9.0 y 11.0 m. tanto desde la parte más alta del terreno como de lo más bajo, con el fin de establecer cuales de

los estratos del subsuelo estarían afectadas por una excavación de esas características.

IV.2. ANALISIS DE CAPACIDAD DE CARGA.

De acuerdo con las consideraciones del párrafo anterior, se analizó la capacidad de carga de las cimentaciones desplantadas entre 9.0 y 11.0 m. de profundidad medidas desde nivel de banqueta. Esto conduce a la posibilidad de que las cimentaciones se apoyen en el primer estrato de arenas que subyace al "Tepetate" o inclusive, en los estratos arenosos que se encuentran debajo del primero. Estos estratos se han identificado con los número II, III y IV en la tabla del capítulo III, en que se resumen las propiedades mecánicas de los suelos halladas; para zapatas corridas apoyadas en dichos estratos, se determinaron las capacidades de carga suponiendo que las superficies potenciales de falla se encuentran totalmente alojadas en cada uno de los estratos citados.

La capacidad de carga se valorizó utilizando la expresión de Terzaghi, afectada por un parámetro que toma en cuenta el estado de compacidad determinado para los materiales del subsuelo; tal expresión es:

$$q_u = (cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5 B \gamma N_\gamma) (D_r + 0.1)$$

y:

$$q_{ad} = \frac{q_u}{F.S.} ; F.S. = 3$$

donde:

q_u = Capacidad de carga a la falla para la cimentación analizada (en Ton/m^2).

q_{ad} = Capacidad de carga admisible (en Ton/m^2).

c = Cohesión media del suelo a lo largo de las superficies potenciales de falla (en Ton/m^2).

γ = Peso volumétrico medio del suelo sobre y bajo el nivel de desplante respectivamente (en Ton/m^3).

D_f = Profundidad de desplante (en m).

B = Ancho del elemento de cimentación (en m).

D_r = Densidad relativa del suelo (adimensional).

N_c , N_q , y N_γ = Factores de capacidad de carga (adimensional).

Los resultados obtenidos de este análisis se presentan gráficamente en las figuras N° 51 a 53. Es preciso señalar, en lo que corresponde a la fig. N° 51, que la capacidad de carga determinada es válida solamente para elementos de cimentación con un ancho no mayor de 0.60 m. y que están apoyados en la parte superficial del estrato II, pues a una profundidad de desplante mayor y con un ancho superior al antes señalado, la superficie potencial de falla interesa a los estratos in

feriores, donde la capacidad de carga es menor, y entonces será recomendable utilizar para tales cimentaciones los valores que se reportan en las figuras N° 52 y 53.

Por lo que respecta a la cimentación del edificio principal, se ha estimado que la carga que arrojará esta edificación al subsuelo al nivel de desplante, será de aproximadamente 30 Ton/m^2 ; para esta presión aplicada al subsuelo, puede verse en la fig. N° 52 que la capacidad de carga brindada por el estrato que la posee en menor grado es más que suficiente para soportar la que arrojará el edificio, previniendo aún la posibilidad que la cimentación a base de una estructura que cubra toda el área de la edificación, arrojará al subsuelo una presión que será apropiadamente resistida aún por los estratos de menor capacidad y con un factor de seguridad no menor de 3.

Las capacidades de carga antes mencionadas están valuadas para cargas estáticas; para cargas accidentales podrán usarse capacidades de carga 150% mayores.

IV.3. ANALISIS DE HUNDIMIENTOS.

Para la edificación principal se realizó el análisis de hundimiento considerando la presión antes señalada de 30 Ton/m^2 aplicada, en toda el área del edificio, y transmitida con la misma magnitud a los estratos subya

centes, para tener en cuenta que el área de la edificación tendrá dimensiones mayores que el espesor de los estratos afectados. Para el análisis se consideraron todos los estratos hallados sobre la formación de gravas que se encontró a partir de los 24.30 m. de profundidad, pues dicho estrato no contribuirá de manera significativa al hundimiento del edificio. Para el cálculo de los hundimientos se consideró la condición más desfavorable de nivel de desplante, que corresponde al apoyo del edificio a la elevación 91.46 m. donde se asentaría sobre los últimos 1.0 a 1.5 m. de la formación de "Tepetates", que presentó un menor número de golpes en la prueba de penetración estandar y que en los ensayos de laboratorio efectivamente mostró una compresibilidad mayor a la del resto del estrato. En estas circunstancias, el hundimiento valorizado para la edificación resulta de aproximadamente 4 cm. de los cuales, el 80% se presentará conforme se avance la construcción y el resto durante el lapso inmediato posterior.

Los hundimientos se valorizaron utilizando la expresión propuesta por Zeevaert, teniendo en cuenta que por la naturaleza granular de prácticamente todos los materiales hallados, los parámetros de compresibilidad hubieron de determinarse mediante pruebas de compresión triaxial. Las expresiones utilizadas para valor

zar los hundimientos son las siguientes:

$$S = Y_c M_{ep} \Delta p \Delta H (1 + \mathcal{H})$$

donde:

S = Hundimiento total probable (en cm).

Y_c = Relación de deformabilidad uniaxial y triaxial -
(adimensional).

M_{ep} = Módulo de deformación volumétrica unitaria (en -
 cm^2/kg).

\mathcal{H} = Fracción de deformación diferida (adimensional).

Δp = Incremento en la presión efectiva, en cada estrato (en kg/cm^2).

ΔH = Espesor del estrato que se considera (en cm).

El valor de 4 cm para el hundimiento calculado de la edificación principal, se considera totalmente aceptable para el tipo de edificio que se planea construir. Para el caso de zapatas corridas que podrán adoptarse para la estructura que alojará solamente a los niveles de estacionamiento, los hundimientos se calcularon para el ancho de los cimientos que se muestran en las --
figs. N° 51 a 53 y utilizando como carga aplicada el --
valor de la presión admisible señalada en las mismas --
gráficas, para todos los casos considerados, los hundi-
mientos calculados no exceden de 2 cm. y también se --
presentarán en su mayor parte durante el período de --
construcción y por lo cual se considera que estos movi

mientos son totalmente aceptables para esta parte de la construcción en estudio.

IV.4. PROTECCIONES EN EL PERIMETRO DE LA EXCAVACION.

El análisis de estabilidad de la excavación que se requiera para alojar la edificación en proyecto, se realizó tomando en cuenta que existen dos tramos en el perímetro fundamentalmente distintos en cuanto a los requerimientos de análisis:

a). El tramo de aproximadamente 25 m. de largo sobre la colindancia Oeste, donde se encuentra una edificación de 16 niveles desplantada a 3.20 m. de profundidad media desde el nivel de la banqueta de la calle -- Monte Elbruz.

b). El resto del perímetro, donde no existen construcciones de importancia y en su mayor parte colinda con la vía pública; en este tramo es reglamento considerar para el diseño de la excavación una sobre carga de --- 3 Ton/m².

IV.4.1. ANALISIS DE LA EXCAVACION EN LA COLINDANCIA -- CON EL EDIFICIO DE 16 NIVELES.

Utilizando la teoría de Rankine, las propiedades mecánicas resumidas en la tabla III.3.1. y considerando una sobrecarga de 17 Ton/m² actuando a 3.20 m. de profundidad, donde se encuentra el desplante del edificio colindante, se calcularon los empujes activos que se ge-

neran al efectuar una excavación vertical adyacente. Los resultados obtenidos se muestra en la fig. N° 54, donde puede verse que se presentan empujes a partir de los 7.30 m. de profundidad, donde se encuentra la parte menos dura del "Tepetate", y por lo tanto, a esta elevación de 92.00 m. deberá contarse con un elemento de retención para soportar los empujes y la excavación vertical bajo esta elevación no podrá realizarse sin contar con tal soporte, previamente colocado en el sub-suelo o colocado inmediatamente despues de ejecutar la excavación en tramos alternados.

Las elevaciones de desplante para tres sótanos y cimentación, dependiendo de la elevación que se adopte para la planta baja, resulta como sigue:

Profundidades estimadas desde Planta Baja	Elevación de Planta Baja	
	Menor	Mayor
	98.60	100.46
	Elevación de desplante - resultantes:	
9 m.	86.60	91.46
11 m.	87.60	89.46

IV.4.1. a ELEVACION DE DESPLANTE.

La elevación estimada a 91.46 m. es casi coincidente con la elevación 92.00 sobre la cual se encuentra el estrato de "Tepetate" de alta cementación en el cual

no se generan empujes y además se ha certificado que aún con la carga del edificio adyacente se podrá realizar una excavación vertical en la colindancia sin peligro de falla, siempre y cuando se proteja el suelo expuesto para evitar que pierda sus propiedades; para ello se recomienda dejar una pequeña berma y un talúd como se indican en la fig. 58, los cuales se retirarán inmediatamente antes de realizar la construcción adyacente a la colindancia.

Si se requieren cimentaciones locales más profundas para la edificación de estacionamientos estos podrán alojarse en excavaciones que están fuera del límite marcado en la figura antes citada, el cual se determinó mediante el análisis de fallas potenciales que se muestra en la fig. 55.

IV.4.1. b ELEVACION DE DESPLANTE INTERMEDIA.

Para el desplante a la elevación 89.50 m, la excavación penetraría en la parte inferior del "Tepetate" que se encontró menos resistente y una parte del estrato de arenas pumíticas que se encuentran bajo aquel, acumulando una profundidad de 2.5 m. bajo la elevación 92.00 m. a que pueda realizarse el corte vertical sin peligro. La formación de la ataguía de retención puede ser colocada previamente en el subsuelo como se señala en el párrafo siguiente o bien, se consideró inte

resante analizar la posibilidad de colocarla inmediatamente después de realizar la excavación en tramos alternados usando elementos preformados de madera ó de concreto que deberán ser troquelados contra la estructura previamente construida en la parte central, donde la excavación podrá realizarse hasta la profundidad requerida para mantener estables los estratos en que se generan los empujes, al excavar los primeros tramos alternados, se requiere dejar berma de 8.0 m. de ancho como se indica en la fig. N° 59 y también la protección del paramento vertical de la excavación por arriba de la elevación 92.00 m. que se mencionó en el párrafo anterior, la dimensión de la berma se estableció de manera que con su peso se impide su deslizamiento potencial y proporciona confinamiento a la parte inferior del "Tepetate", para asegurar la estabilidad de este estrato.

El largo de los tramos alternados se estimó de 4.0 m. para lograr el efecto de arqueo que requiere este procedimiento para asegurar la estabilidad de los tramos excavados en primer termino.

IV.4.1. c ELEVACION DE DESPLANTE MAS BAJA.

A la elevación estimada de 87.60 m. se penetran hasta las arenas arcillosas que arrojan empujes activos hasta de 8.0 Ton/m² y se alcanzan 4.5 m. de profundidad -

bajo la elevación 92.00 m. hasta la cual puede realizarse la excavación vertical con seguridad. Para este caso se considera indispensable que el elemento de retención requerido sea colocado en el subsuelo previamente a la excavación y cuando se descubra, sea troquelado contra la estructura previamente construida en la parte adyacente. La formación del elemento de retención tendría que realizarse de la elevación 92.00 m, para evitar el espesor de los materiales superiores que presentan más de 120 golpes en la prueba de resistencia a la penetración estandar y tendría que ser colocado en sitio, en excavaciones o perforaciones previas, pues los materiales que retendrán acusaron resistencias a la penetración estandar hasta de 60 a 90 golpes y no permitirán el hincado de los elementos prefabricados. La disposición esquemática de la excavación se muestra en la fig. N° 60; la berma señalada deberá tener el ancho adecuado para permitir el paso del equipo de construcción de la ataguía, pero no deberá ser menor de 4.0 m. que se definieron con el análisis de estabilidad que se muestra en la fig. N° 56. El corte sobre la berma tendrá que protegerse con un aplanado que evite su intemperización, pues en este caso no conviene dejar la berma y talúd descritos en los párrafos anteriores.

IV.4.2. ANALISIS DE LA EXCAVACION EN EL PERIMETRO SIN EDIFICACIONES.

Utilizando la teoría de Rankine, las propiedades mecánicas resumidas en la tabla III.3.1. y sobrecarga de 3 Ton/m^2 , se valorizaron los empujes activos que provocará una excavación cortada verticalmente en el subsuelo; los resultados obtenidos se muestran en la fig. N° 54, donde puede verse que en el estrato de "Tepetate" no se genera ningún empuje y por lo tanto, en esta parte del perímetro podrá realizarse una excavación vertical estable mientras su profundidad no se extienda más abajo de la ubicación del estrato mencionado, lo cual ocurre a la elevación 90.45, aproximadamente.

Si la excavación en el perímetro que no tiene construcciones penetra a la profundidad donde se encuentran los estratos arenosos que subyacen al "Tepetate", será necesario contar a esta profundidad con una estructura que haga las veces de ataguía, para soportar los empujes que se muestran en la figura N° 54 y además, debe tomarse en cuenta que no será posible realizar la excavación vertical en estos estratos, sin proporcionarles un soporte inmediato y apropiado.

De acuerdo con lo anterior, si se adopta la elevación de desplante más alta estimada a 92.00 m. para la colindancia Oeste, la excavación en el resto del períme-

tro podrá realizarse en corte vertical sin peligro de fallas; será conveniente; sin embargo, que el paramento vertical expuesto se mantenga protegido con una pequeña berma y un talud para evitar un intemperismo en el lapso comprendido entre la excavación y la estructura en el perímetro, fig. N° 61.

Si el nivel de desplante próximo al perímetro sin construcciones se adopta con una elevación inferior a 90.45 m. será necesario retener los suelos que se encuentran bajo este nivel, para lo cual se podrá adoptar una de las alternativas señaladas en los párrafos IV.4.1.b. y IV.4.1.c. anteriores; se considera sin embargo que será suficiente disponer una berma de 2.0 m. de ancho a la elevación 90.50 m. limitada por un talud 1.5:1.0 horizontal: vertical para estabilizar temporalmente los estratos que requieren retención y al construir en el perímetro después de construida la parte central, retirar la berma en tramos alternados con extensión no mayor de 6.0 m. medidos sobre la colindancia, realizando sucesiva e inmediatamente las siguientes operaciones:

- a) Excavación para retirar la berma y el talud de protección inicial del corte perimetral, que se formará verticalmente.
- b) Instalación de una atagüía preformada a base de ta-

bleros de madera ó de elementos de concreto precolados, que de inmediato se troquelarán contra la pared de la cimentación y estructura ya construidas en las inmediaciones del pie del talúd.

- c) Construcción de la plantilla de trabajo en la zona recién excavada.
- d) Armado, cimbrado y colado del elemento perimetral de la cimentación que servirá como elemento de contención definitiva y reemplazará a la atagüa de elementos preformados.
- e) Retiro de los troqueles, cuando el elemento de contención alcance resistencia suficiente.

La dimensión de la berma y la inclinación del talúd de estabilización temporal de los estratos que requieren contención, se definieron como resultado del análisis de superficies potenciales de falla que se resume en la figura N° 57.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados de la exploración del -- subsuelo, de los ensayos de laboratorio y de los análi- sis de los tipos de cimentación y protecciones de la - excavación considerados para el proyecto en estudio, - de todo lo cual se informa en los capítulos anteriores, se pueden establecer las siguientes conclusiones y re- comendaciones:

V.1. ESTRATIGRAFIA

En el sitio donde se construirá el edificio para ofici- nas, en la calle de Monte Elbruz N° 170, esquina con - Moliere, en la colonia Polanco de la Ciudad de México, la secuencia estratigráfica hallada corresponde, de -- acuerdo a la zonificación del Distrito Federal consig- nada en su Reglamento de Construcción, a la "Zona I", con la siguiente disposición.

<u>FORMACION</u>	<u>RANGO DE PROFUN-</u> <u>DIAD (m).</u>		<u>ESPESOR</u> <u>(m)</u>
1.- Relleno vegetal.	0.00	0.70	0.70
2.- Limosarcillosos y arcillas limosas con arena de tex-			

tura fina y media, de color café cla ro a oscuro, de -- consistencia fir- me a dura, FC-MO.* (CL-ML).	0.70	9.30	8.60
3.- Arena pumítica de textura fina y me dia, de color ca- fé claro y gris - oscuro, con len-- tes de limo arcillo- so, FC-MO. --- (SC).	9.30	11.50	2.20
4.- Arcillas limosas y arenas arcillo- sas de color café claro con gravi-- llas de material pumítico, de com- pacidad media, -- FC-MO. (CL-SC).	11.50	13.30	1.80
5.- Arena pumítica de textura fina a me dia, limo arcillo sa de color gris claro, de mediana compacidad, PC-MO. (SP).	13.30	16.00	2.70
6.- Limos arcillosos y arcillas limo--			

* FC=FUERTEMENTE CARBONATADO
PC=POCO CARBONATADO
NO=MATERIA ORGANICA.

sas con arena de-
 textura fina a me-
 dia, de color ca-
 fé amarillento, -
 en gravillas de -
 material pumítico,
 de consistencia -
 dura, FC-MO. (CL-
 ML).

16.00 24.30 8.30

7.- Arena pumítica de
 textura media a -
 gruesa con poco -
 limo y arcilla, -
 de color café os-
 curo a gris oscu-
 ro, que empaca --
 gravas hasta de -
 3"Ø de origen an-
 desítico.

24.30 43.50 19.20

8.- Limo arcilloso --
 con algunas len-
 tos de arena pumí-
 tica y gravillas,
 de color café cla-
 ro o grisáceo, --
 FC-MO. (ML).

43.50 49.50 6.00

Máxima pró- Explora-
 fundidad ex dos.
 plorada.

No se detectó en ninguno de los sondeos realizados, el
 nivel de aguas superficiales.

V.2. PROPIEDADES MECANICAS DE LOS MATERIALES DEL SUBSUELO.

Los resultados obtenidos de todos los ensayos efectuados para precisar la clasificación de los suelos hallados en los sondeos de exploración, y para determinar las propiedades mecánicas de los mismos, se encuentran en las tablas de las figuras N° 62 a 66; de estos resultados se seleccionaron los que se considera que dentro de la seguridad son representativos de los diferentes estratos identificados en la formación del subsuelo, y se recomienda que tales valores, resumidos en la tabla III.3.1. que se encuentra al final del capítulo III, sean utilizados en los análisis de comportamiento del subsuelo que requiera la realización del proyecto ejecutivo de la edificación en estudio.

V.3. TIPO DE CIMENTACION RECOMENDABLE.

Tomando como base que la edificación que se planea construir en el lote en estudio es una torre de 25 niveles sobre la elevación de banquetta, que no ocupará el área total del predio y que estará rodeada por una construcción de dos o tres niveles tanto por encima como por debajo de la elevación de banquetta, que se destinará a estacionamiento, y teniendo en cuenta la naturaleza de los materiales del subsuelo hallados y sus

propiedades mecánicas, se puede establecer que el tipo de cimentación que resulta apropiado para este tipo de edificación, es el superficial, se ha planteado que para el edificio principal deberá ser una estructura que ocupe toda el área en que ubique la torre y para el edificio de estacionamiento se puede considerar el mismo tipo de cimentación y se ha planteado la posibilidad, que puede ser interesante, de considerar su cimentación a base de zapatas corridas.

Los niveles de desplante para la edificación no han sido precisados pero se considera que de acuerdo con la idea establecida en principio, de excavar para alojar hasta 3 sótanos y la cimentación de los edificios, se puede establecer que la profundidad de desplante medida desde el nivel de las banquetas, estará comprendida en el rango de 9 a 11 m.

Por otro lado, dado que el perímetro del lote presenta un desnivel hasta de 1.90 m. entre puntos extremos, se ha analizado los conceptos fundamentales del comportamiento de la cimentación, tomando en cuenta las posibles variaciones que se señalan para la elevación de desplante, dependiendo de la estructuración adoptada para las edificaciones y del nivel que se adopte para la planta baja:

Elevación de desplante más alta probables: 91.46 m.

Elevación de desplante intermedia: 89.50 m.

Elevación de desplante más baja probable: 87.60 m.

V.3.1 CIMENTACION PARA EL EDIFICIO DE ESTACIONAMIENTO.

Suponiendo que esta parte de la construcción tendrá --- aproximadamente 6 niveles, para su cimentación planteada a base de zapatas corridas, la capacidad de carga determinada para las diferentes elevaciones de desplante - probables, se muestran en las figuras No. 51 a 53 donde puede verse que en términos generales resultan presiones admisibles algo mayores de 30 Ton/m^2 y para ellas, los hundimientos totales calculados no exceden de 2 cm valor que es apropiado para los tipos de estructuración que se pueden anticipar para esta parte de la construcción.

V.3.2. CIMENTACION PARA EL EDIFICIO PRINCIPAL.

Admitiendo que esta cimentación ocupará toda el área - - proyectada de la edificación, la descarga al nivel de desplante de sus 25 niveles sobre planta baba y 3 niveles de sótano, se estima en 30 Ton/m^2 , incluyendo la cimentación; para esta presión aplicada, el factor de seguridad contra fallas, inclusive locales, es mayor de 3 y los hundimientos totales calculados para la elevación de desplante más alta probables, que resulta la más des-

favorable en este aspecto, son del orden de 4 cm. valor que es totalmente apropiado para el tipo de edificación considerada.

V.4. PROTECCIONES DE LA EXCAVACION.

De acuerdo con los análisis realizados, la excavación podrá realizarse en toda el área sin problemas de estabilidad hasta la elevación de 92.00, tanto en la colindancia Oeste, donde se encuentra un edificio de 16 niveles, como en el resto del perímetro que no tiene construcciones y que en su mayor parte corresponde al alineamiento actual. Se recomienda sin embargo, no dejar expuesta por un lapso mayor de 30 días, la superficie descubierta en el corte vertical, para evitar que se alteren sus propiedades mecánicas.

Las figuras N° 58 y 61 muestran el criterio general recomendado para la realización de las excavaciones a una elevación no inferior a 92.00 m. que marca el límite donde dicha excavación puede realizarse sin complicaciones considerables.

Si la elevación de desplante que se adopta es inferior a la elevación 92.00 m. será necesario dejar en el perímetro bermas y taludes de estabilización temporal, que serán retiradas por tramos alternados inmediatamente antes de construir la estructura en el perímetro; al descubrir los estratos que requieren retención, se coloca-

rá una ataguía preformada que deberá troquelarse contra la parte central de la cimentación antes construida hasta las inmediaciones de los taludes perimetrales.

La longitud de los tramos alternados se ha estimado de 4.0 m. en la colindancia Oeste y de 6 m. en el resto del perímetro. Las figuras N° 59 y 61 muestran los criterios generales para este caso.

Si el nivel de desplante se adoptara a la menor elevación estimada, que es de 87.60 m. en el perímetro sin construcciones podrá seguirse un procedimiento como el señalado para el caso anterior; sin embargo, para la colindancia Oeste, donde se encuentra el edificio de 16 niveles, se considera indispensable que a partir de la elevación 92.00 m. se coloquen previamente en el subsuelo elementos de retención, que deberán ser colocados en el lugar, dada la naturaleza de los suelos que deberán retener y por tanto, serán del tipo de muros Milán ó de pilotes colados en el lugar. Al excavar posteriormente la ataguía formada deberá troquelarse contra la parte de la cimentación y estructura previamente construidas en la parte central hasta las inmediaciones de los taludes de protección temporal. La figura N° 60 muestra la disposición general de la excavación en la colindancia para este caso.

V.5. RECOMENDACIONES GENERALES.

V.5.1. Se considera recomendable proyectar la edificación con el nivel de desplante a una elevación no inferior a la definida de 92.00 m. para facilitar el procedimiento de excavación y protecciones perimetrales.

V.5.2. Se recomienda plantear un proceso de construcción de manera que en general el corte en el perímetro sea la etapa final de la excavación, para evitar que la superficie expuesta quede a la intemperie por más de 30 días.

En todo caso, es recomendable colocar en la superficie expuesta una protección contra el intemperismo, que puede ser lechada o mortero de cemento aplicados.

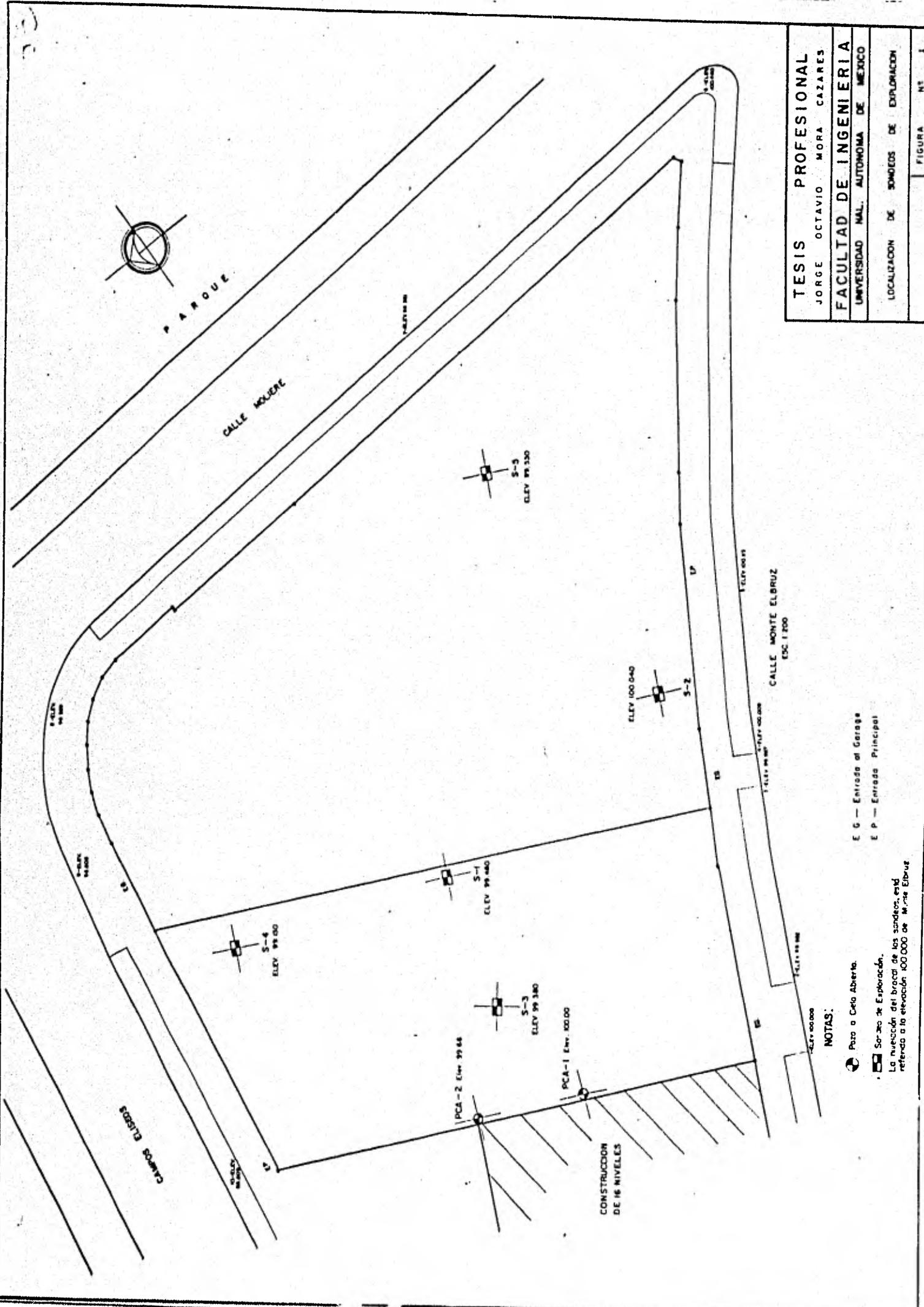
V.5.3. Se recomienda que sobre todo en la colindancia Oeste adyacente el edificio de 16 niveles, se proyecte el elemento estructural perimetral con capacidad de retención de empujes mayores a los calculados y mostrados en la figura N° 54. Se considera recomendable diseñarlo por ejemplo para soportar el empuje de agua que pudiera acumularse tras él, desde el nivel de planta baja, o bien, si se planteará utilizar drenajes de alivio para esta presión, considerar un empuje activo de suelos, determinado por ejemplo, por el peso propio del subsuelo a partir de la elevación de banquetas.

V.5.4. Se recomienda que una vez definida la estructura

ción de la cimentación y su nivel de desplante, se adopten las indicaciones generales que contiene este informe y se establezca detalladamente el proceso de construcción y de excavación, para asegurar la estabilidad de los cortes perimetrales, con especial atención al particular problema que presenta la colindancia Oeste, por la presencia del edificio de 16 niveles.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- El Subsuelo de la Ciudad de México. Marsal y Mazari 1959.
- 2.- Mecánica de Suelos Tomos I y II, Eulalio Juarez Baidillo y Alfonso Rico Rodriguez. 1967.
- 3.- El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México, Simposio. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. 1978.
- 4.- Especificaciones Generales para Proyecto de Obras. Petróleos Mexicanos. 1976.
- 5.- Manual de Mecánica de Suelos. Secretaría de Recursos Hidraulicos, 1970.
- 6.- Manual de Laboratorio, Tomo I, Secretaría de Comunicación y Obras Públicas, 1954.
- 7.- Foundation Engineering For Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert. 1972.

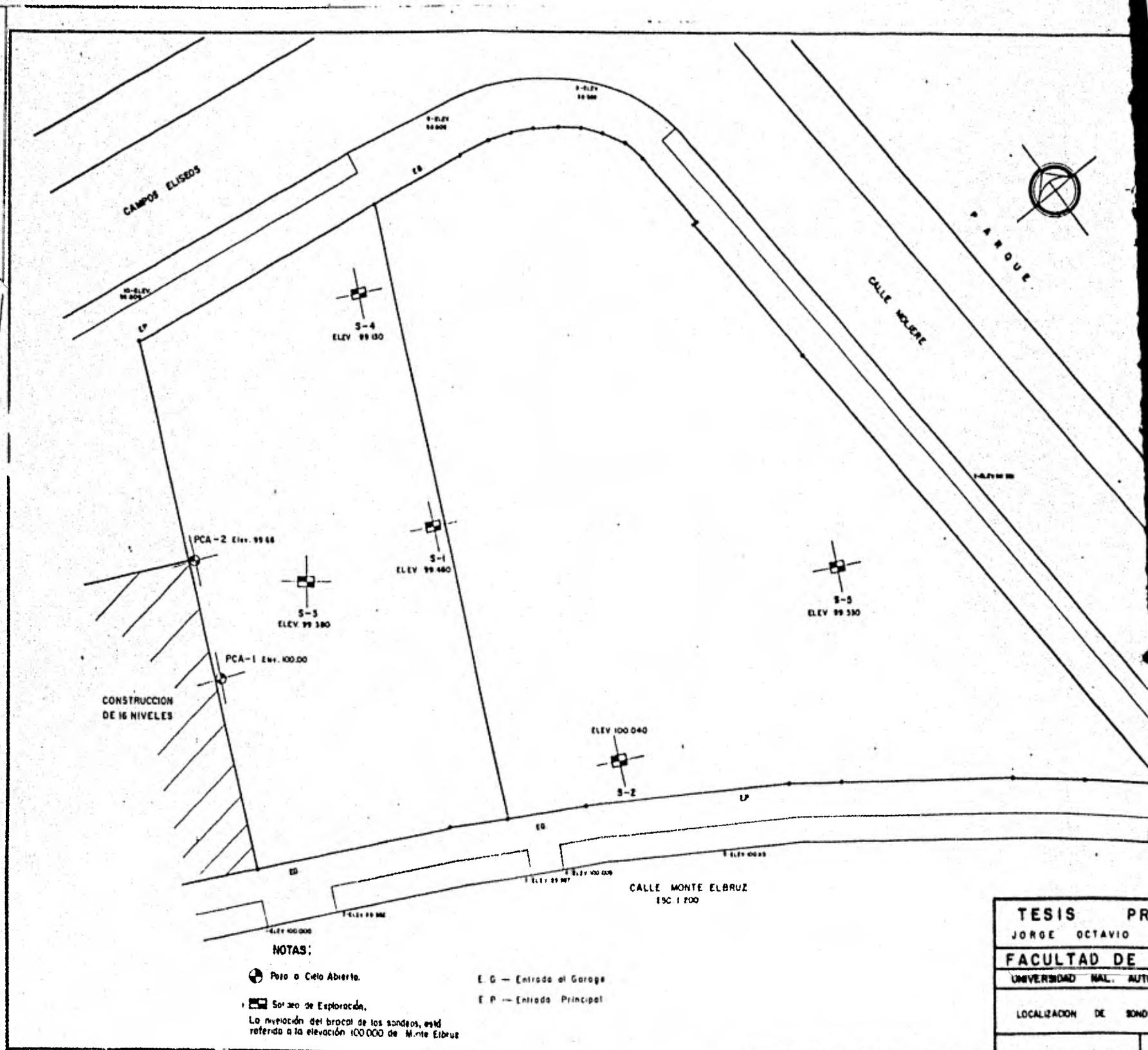


TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
LOCALIZACION DE SONDEOS DE EXPLORACION	
FIGURA	NT 1

NOTAS:

- Puzo a Cielo Abierto.
- Sondeo de Exploración.
- La numeración del brazo de los sondeos, está referida a la elevación 100.000 de Monte Elbruz

E G — Entrada al Garage
 E P — Entrada Principal



NOTAS:

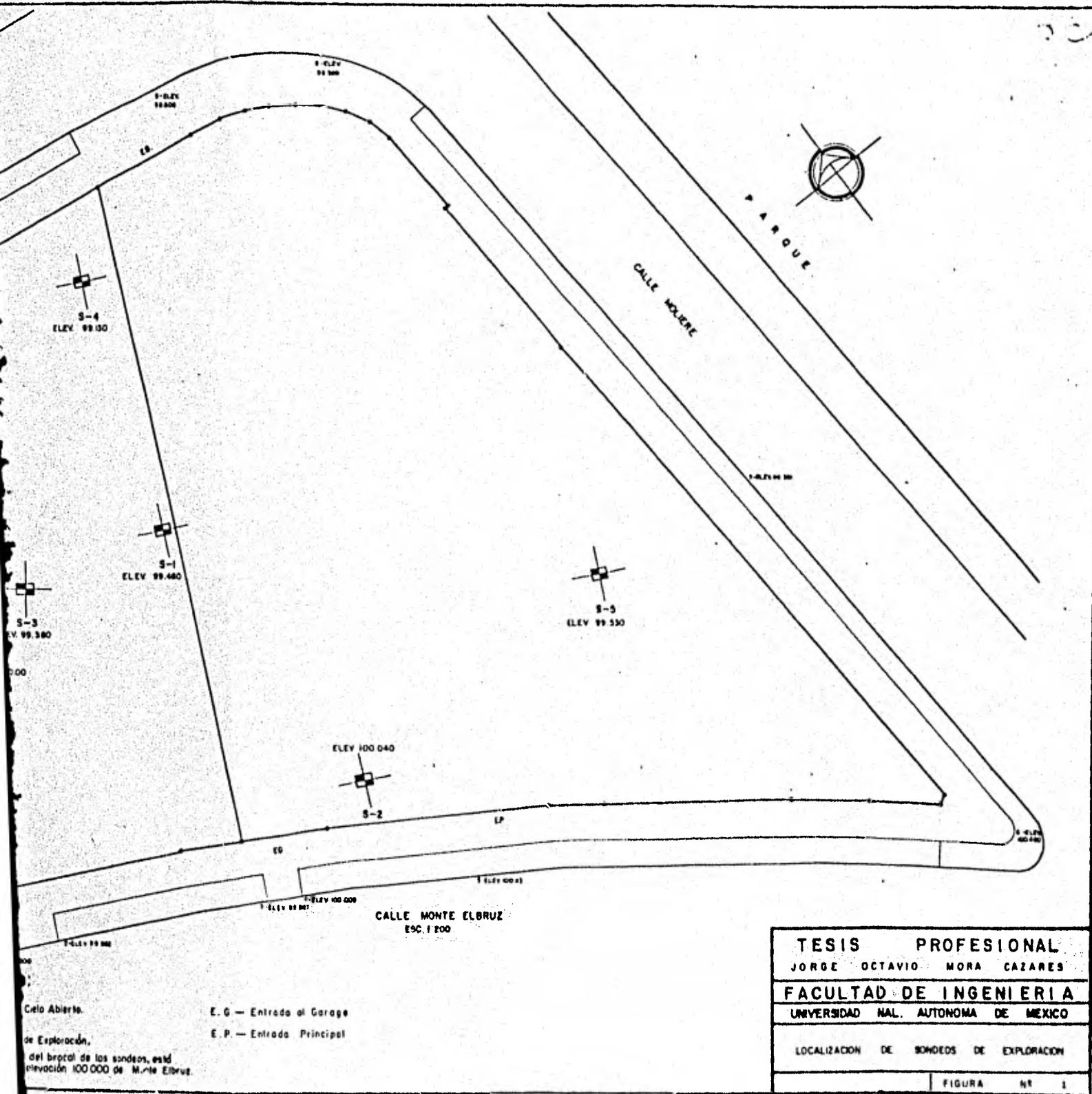
☉ Pozo a Cielo Abierto.

☐ Sondeo de Exploración.

La nivelación del brocal de los sondeos, está referida a la elevación 100 000 de Monte Elbruz

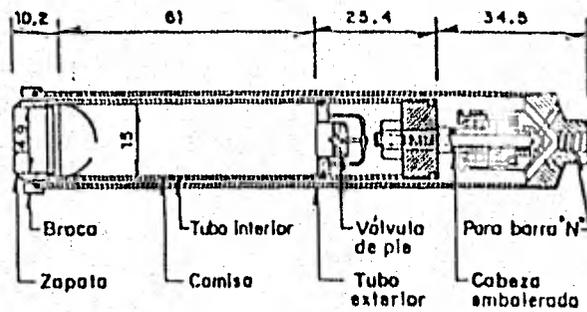
E. G. — Entrada al Garage

E. P. — Entrada Principal



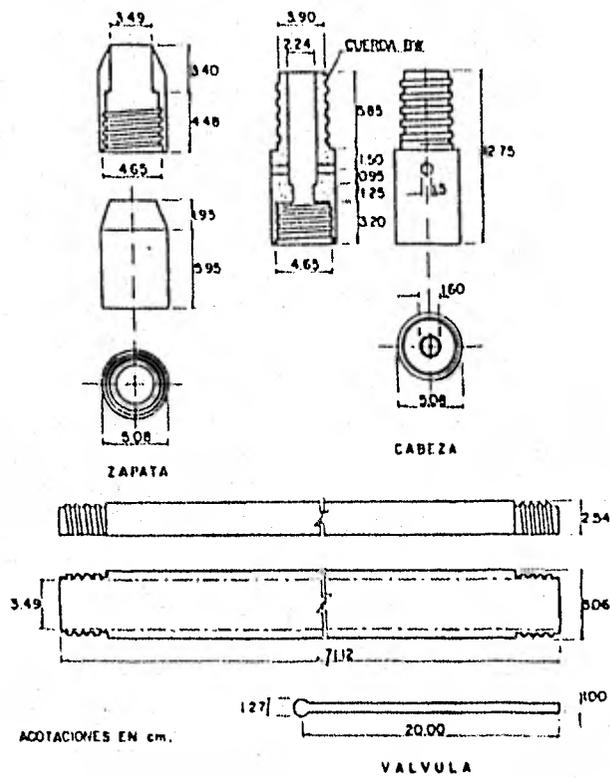


TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
MAQUINA PARA PERFORACION ROTATORIA
FIGURA N° 2



Acotaciones en cm

TESIS PROFESIONAL		
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES		
FACULTAD DE INGENIERIA		
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO		
BARRIL	TIPO	DENISON
		FIGURA Nº 3



TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PENETROMETRO	ESTANDAR
FIGURA N° 4	

PERFIL DEL SUELO

POZO PCA N° 1

Elevación 100.00 m

Prof (cm)	CLASIFICACION	CONTENIDO DE AGUA					CLASIF. SUCS.	
		10	20	30	40	50 (%)		
20	XX XX XX XX XX XX XX XX XX XX Relleno vegetal							
40								
60								
80								
100								
120		XX XX XX XX XX XX XX XX XX XX Limo arcilloso - con arena fina, de color café -- claro, muy com- pacto, FC, MU.						
140								
160								
180								
200								
220								
240								
260								
280								
300							ML	
320	FIN DEL SONDEO							
340								
360								

- + — LIMITE LIQUIDO
- — LIMITE PLASTICO
- — CONTENIDO DE AGUA
- PC — POCOS CARBONATOS
- MC — MUCHOS CARBONATOS
- MO — MATERIA ORGANICA

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
PERFIL ESTRATIGRAFICO PCA - 1
FIGURA N° 10

PERFIL DEL SUELO

POZO PCA N° 2
Elevación 99.66 m

Prof (cm)	CLASIFICACION	CONTENIDO DE AGUA (%)					CLASIF SUCS.	
		10	20	30	40	50		
20	Relleno vegetal							
40								
60								
80								
100								
120		Limo arcilloso con arena fina, de color café claro, muy compacto, FC, MO.						
140								
160								
180								
200								
220								
240								
260								
280								
300							ML	
320	FIN DEL SONDEO							
340								
360								

+ — LIMITE LIQUIDO
 • — LIMITE PLASTICO
 ◦ — CONTENIDO DE AGUA
 PC — POCOS CARBONATOS
 MC — MUCHOS CARBONATOS
 MO — MATERIA ORGANICA

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
PERFIL ESTRATIGRAFICO PCA-2
FIGURA Nº 11

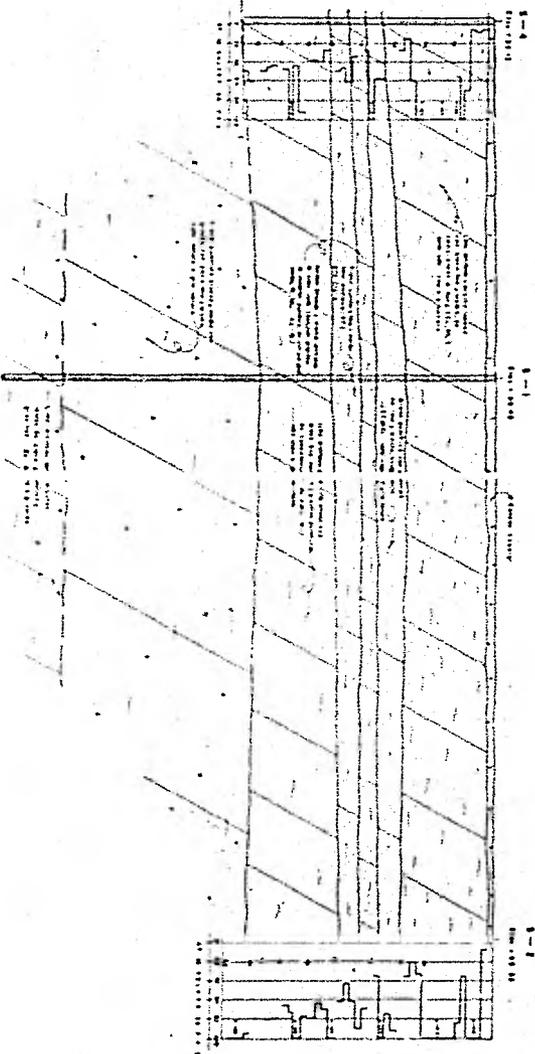
ELEVACIONES EN METROS



CANPOS
ELISEOS

DISTANCIA EN METROS

WONTE
CLOROS



ESCALA 1:1000
 1:1000

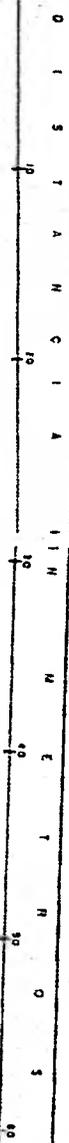
TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHILE
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EN CIENCIAS
 Y TECNICA

Nombre: _____
 Fecha: _____

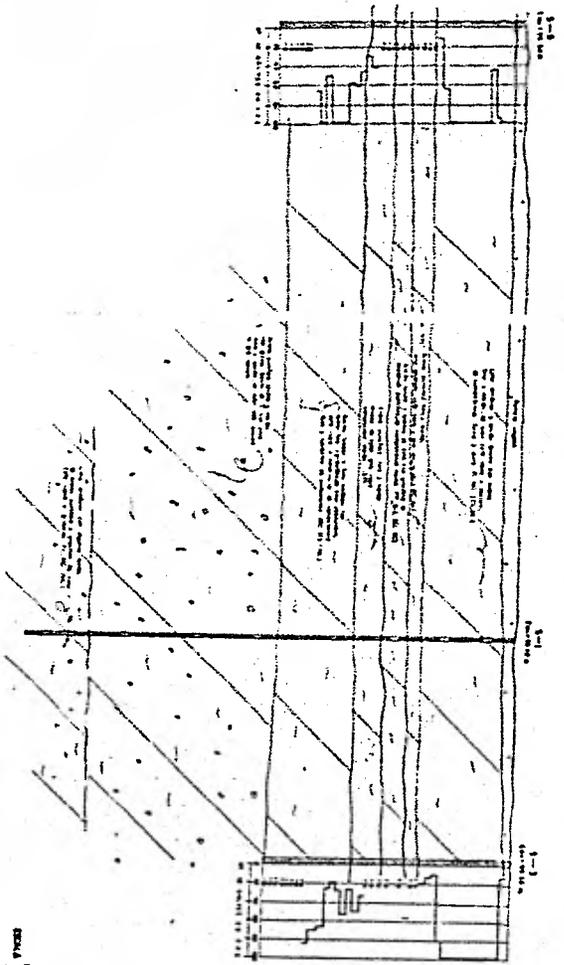
ELEVACIONES EN METROS



CALLE
MONTEN
10



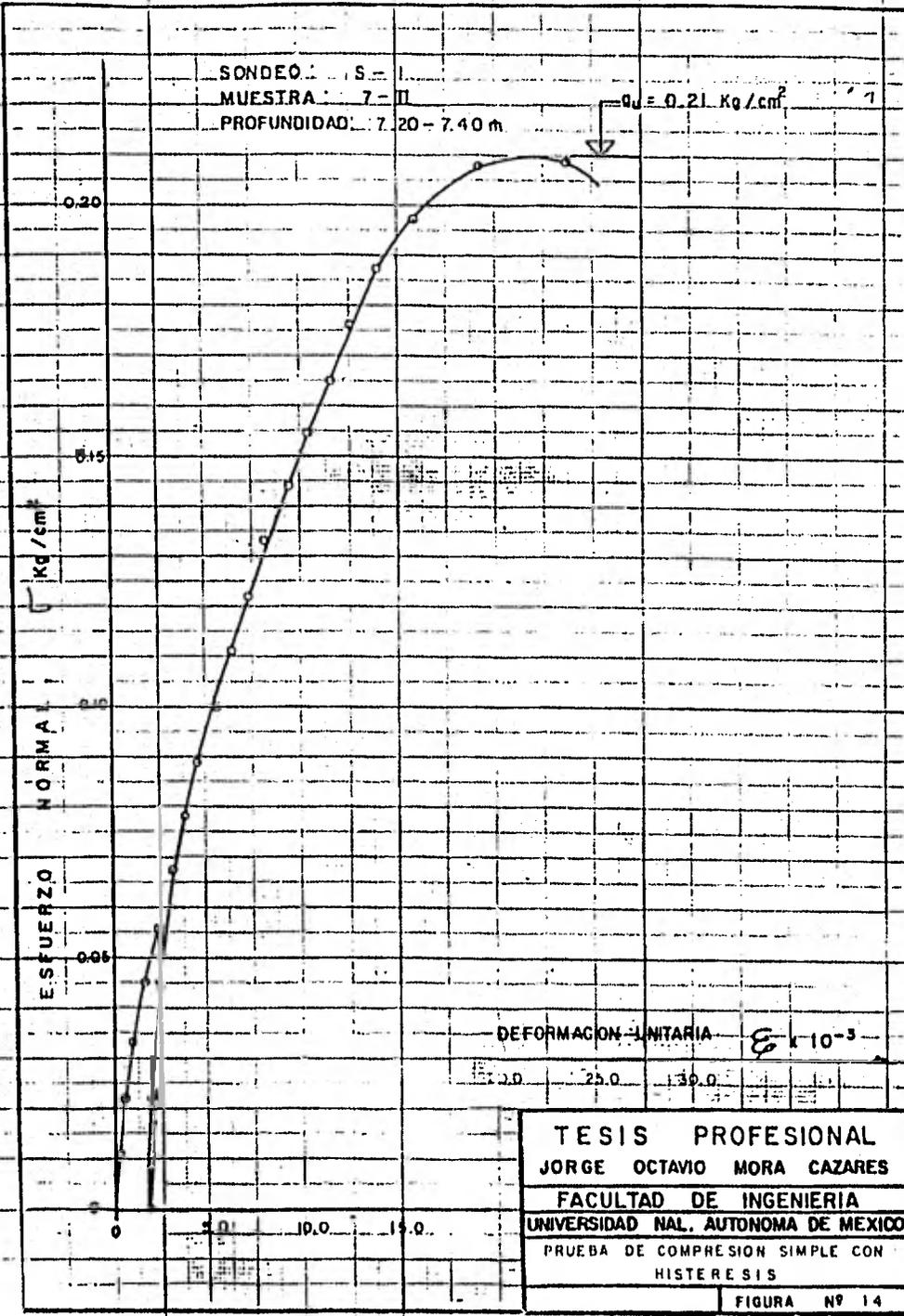
COLONIA
CONTRACCION
10



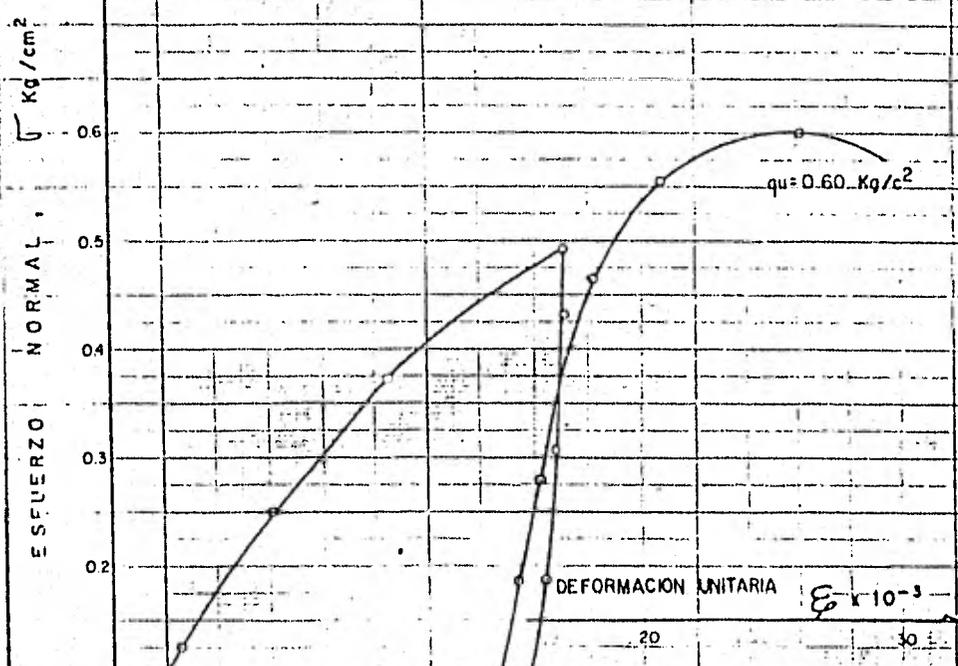
NOTA
1. EL DISEÑO DE PROTECCION Y FUNDACION
DE LA OBRERA DEBEN SER
DE ACUERDO CON LAS NORMAS
DE LA INGENIERIA CIVIL

ESCALA
LONGITUDINAL 1:100
SECCION 1:100

TESIS PROFESIONAL
TRABAJO REALIZADO EN EL
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
EN EL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA DE INGENIERIA
EN EL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA DE INGENIERIA
EN EL INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSEÑANZA DE INGENIERIA

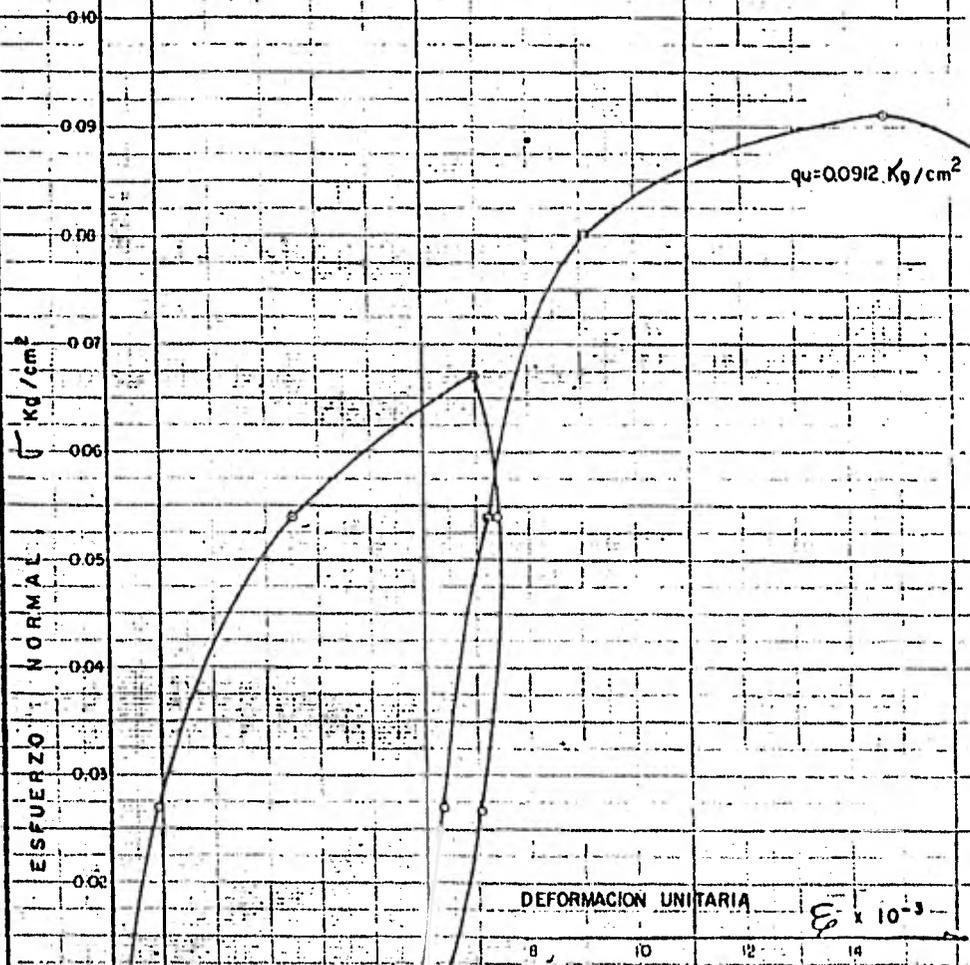


SONDEO: S-1. Rotación
 MUESTRA: 9-T
 PROFUNDIDAD: 8.85-9.16m



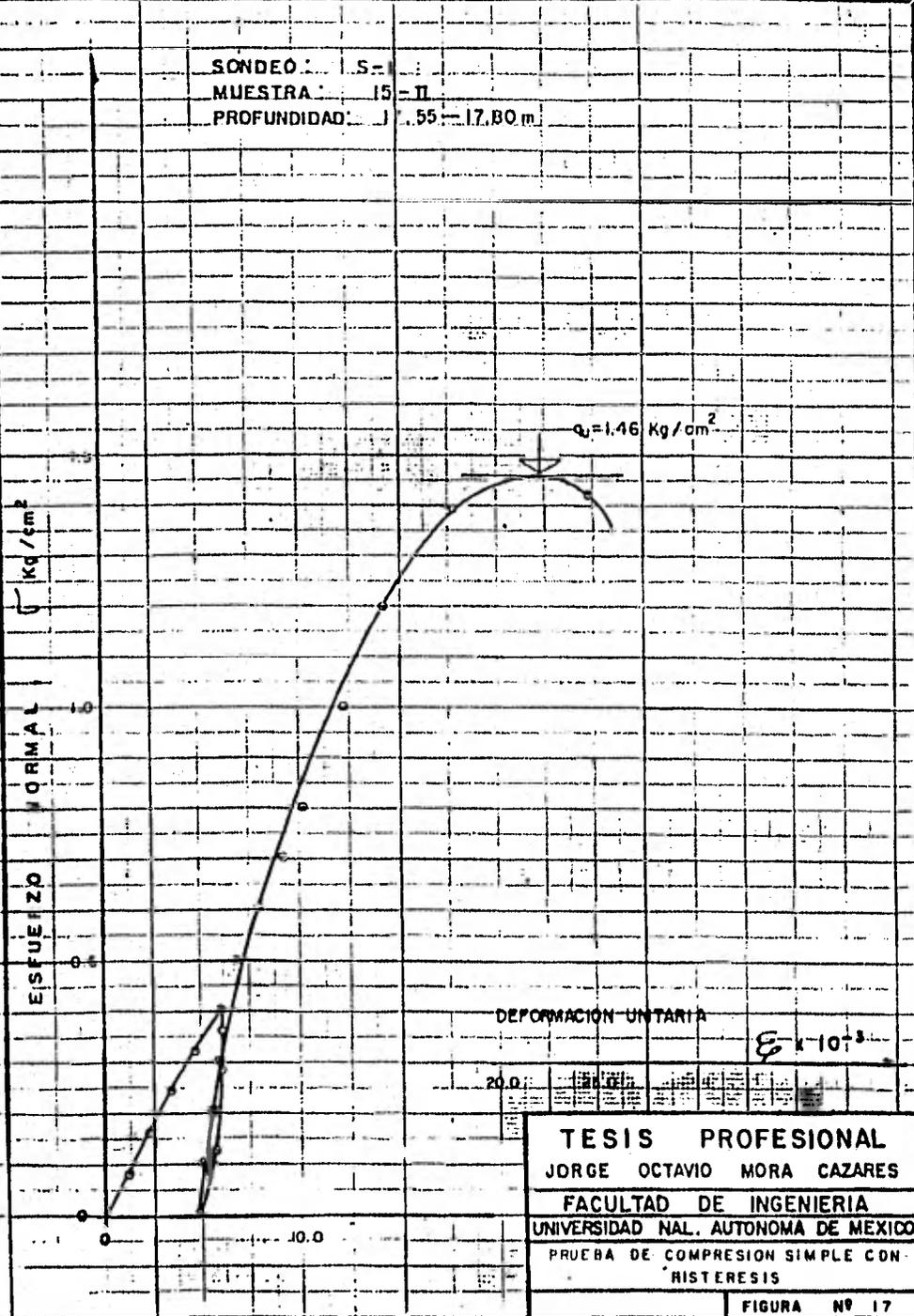
TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE CON HISTERESIS	
FIGURA	Nº 15

SONDEO: S-1
MUESTRA: 12-II
PROFUNDIDAD: 11.25 - 11.53 m.



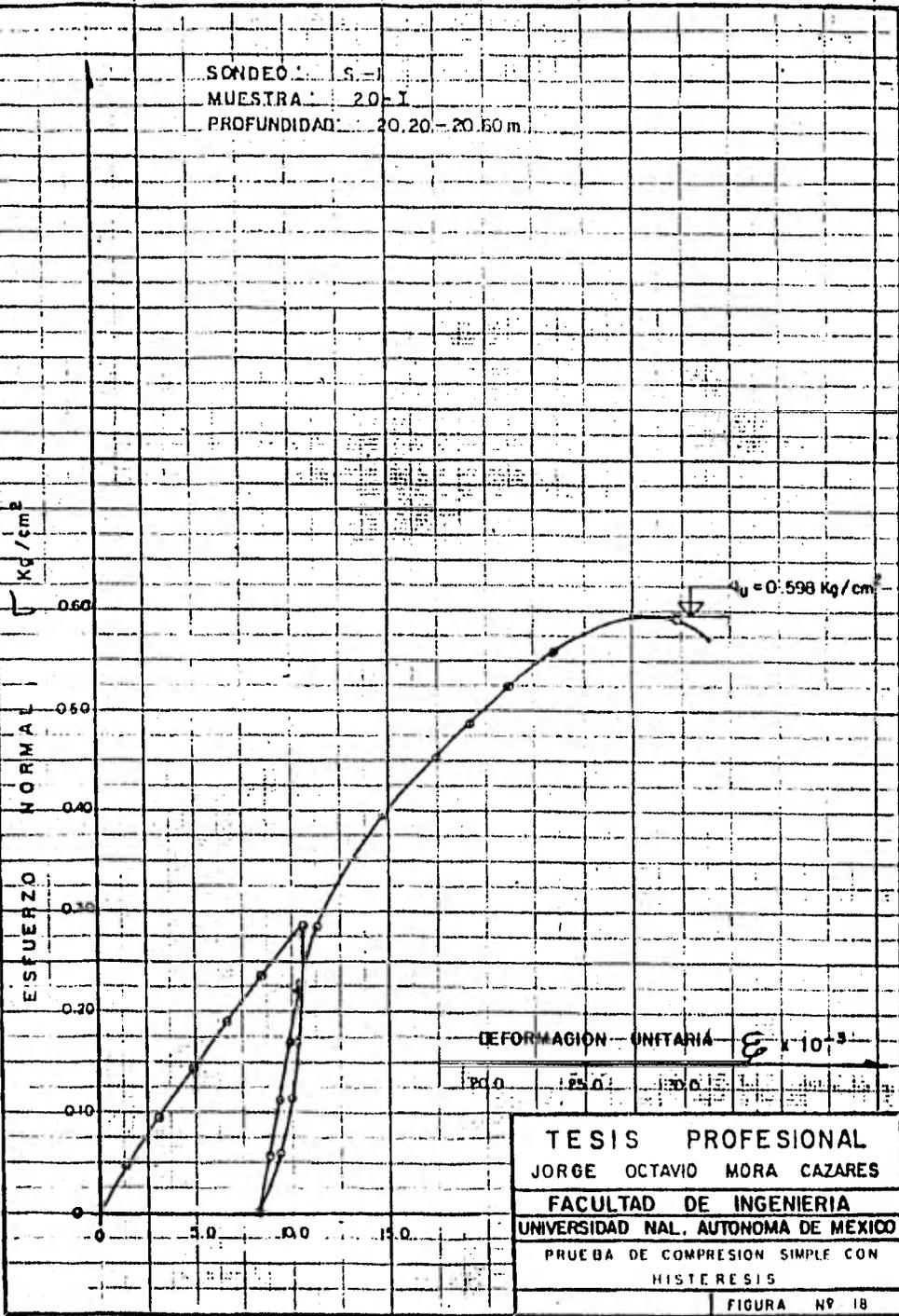
TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE CON
HISTERESIS
FIGURA Nº 16

SONDEO: S-I
 MUESTRA: 15-II
 PROFUNDIDAD: 1.55-17.80 m

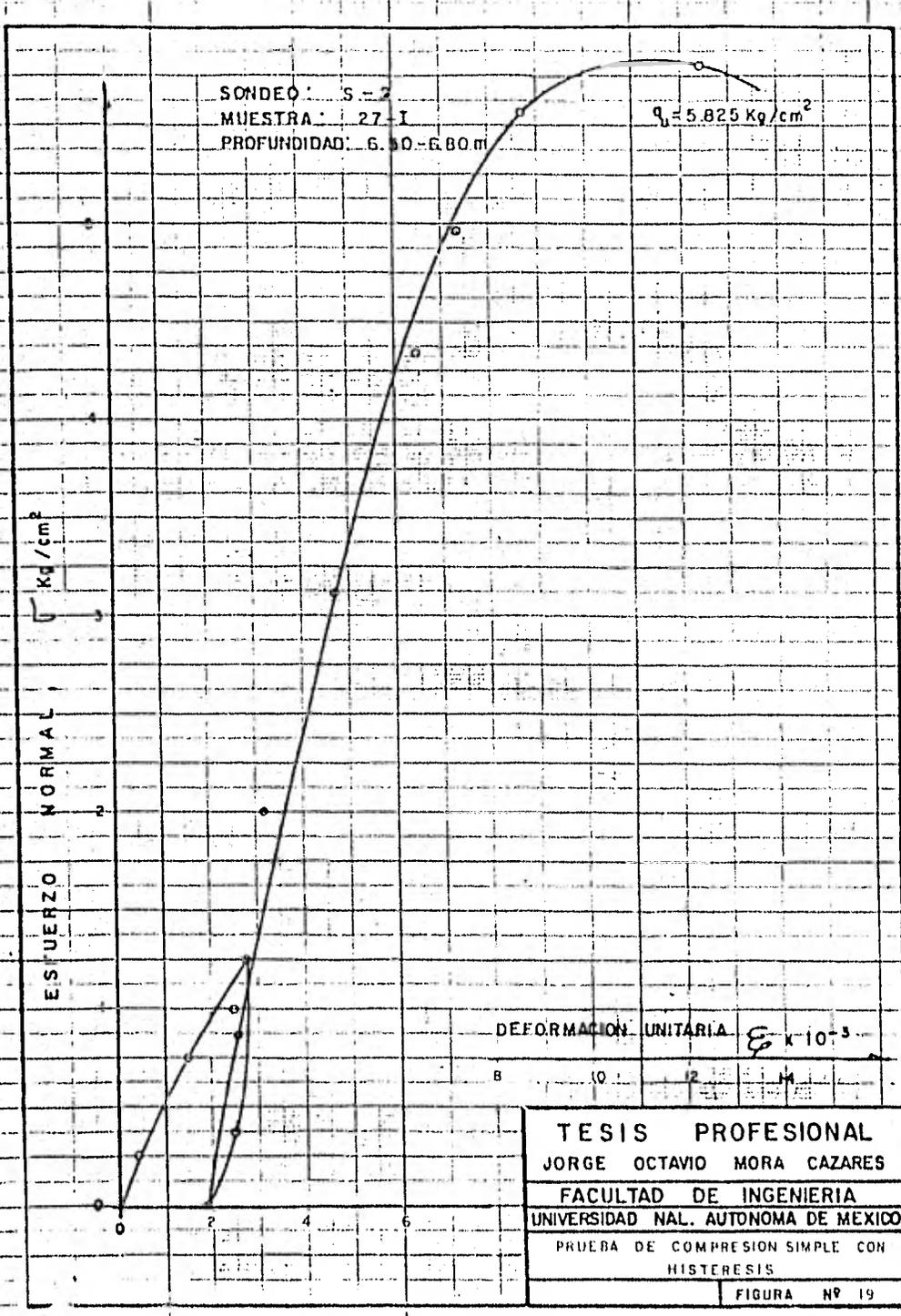


TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE CON
 HISTERESIS
 FIGURA N° 17

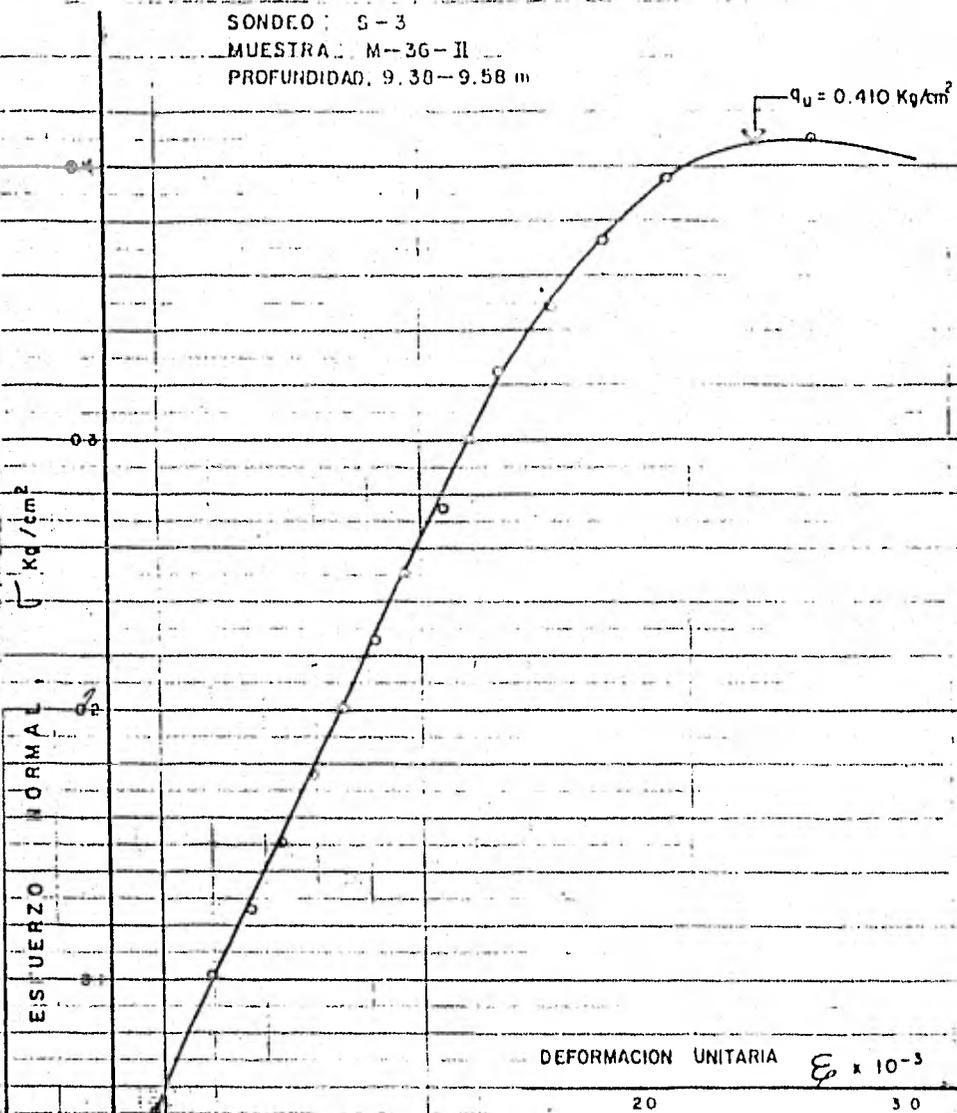
SONDEO: S.-1
 MUESTRA: 20-I
 PROFUNDIDAD: 20.20 - 20.60 m.



TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE CON
 HISTERESIS
 FIGURA Nº 18

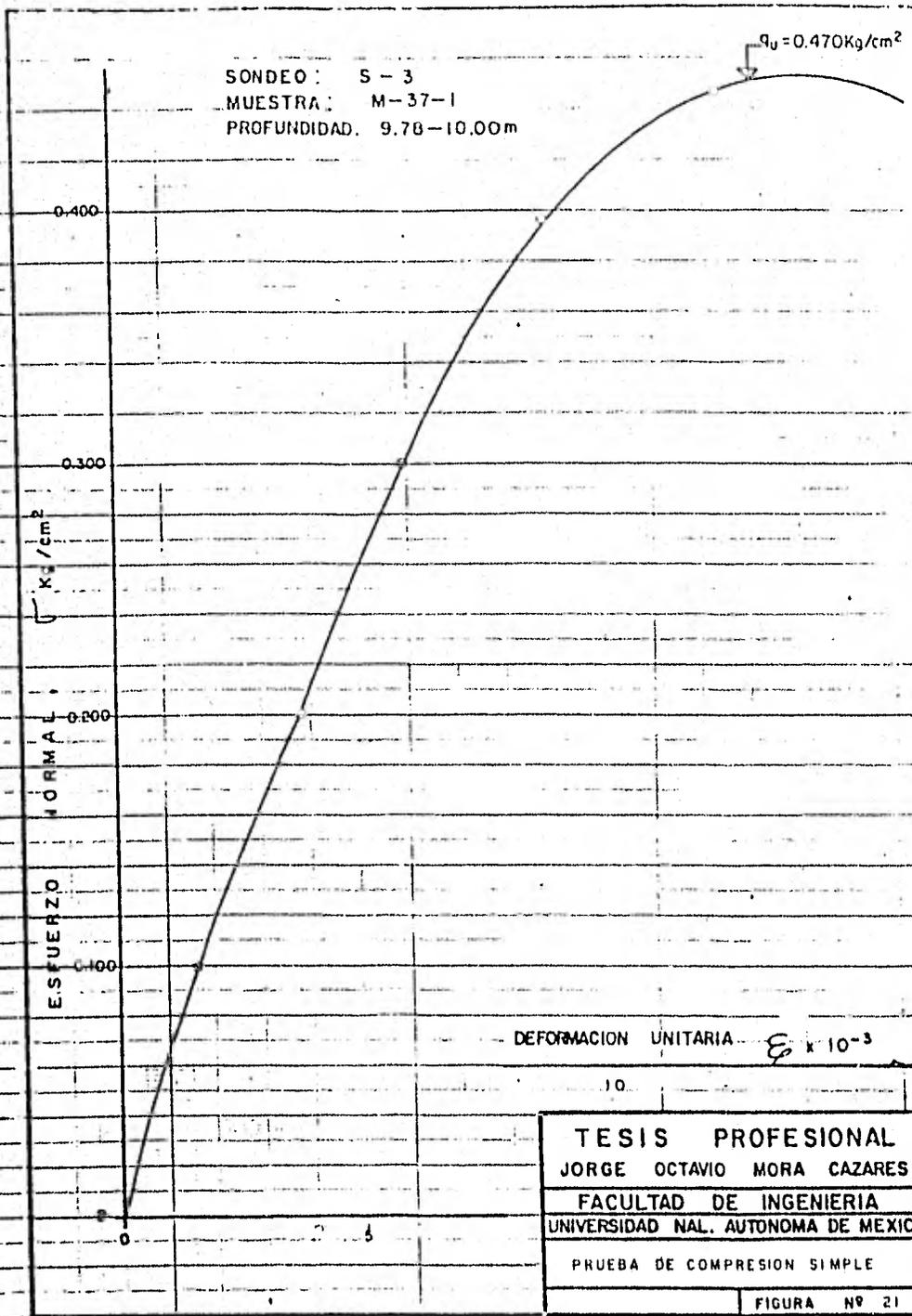


SONDEO : S-3
MUESTRA : M-36-II
PROFUNDIDAD : 9.30-9.58 m



TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE
FIGURA Nº 20

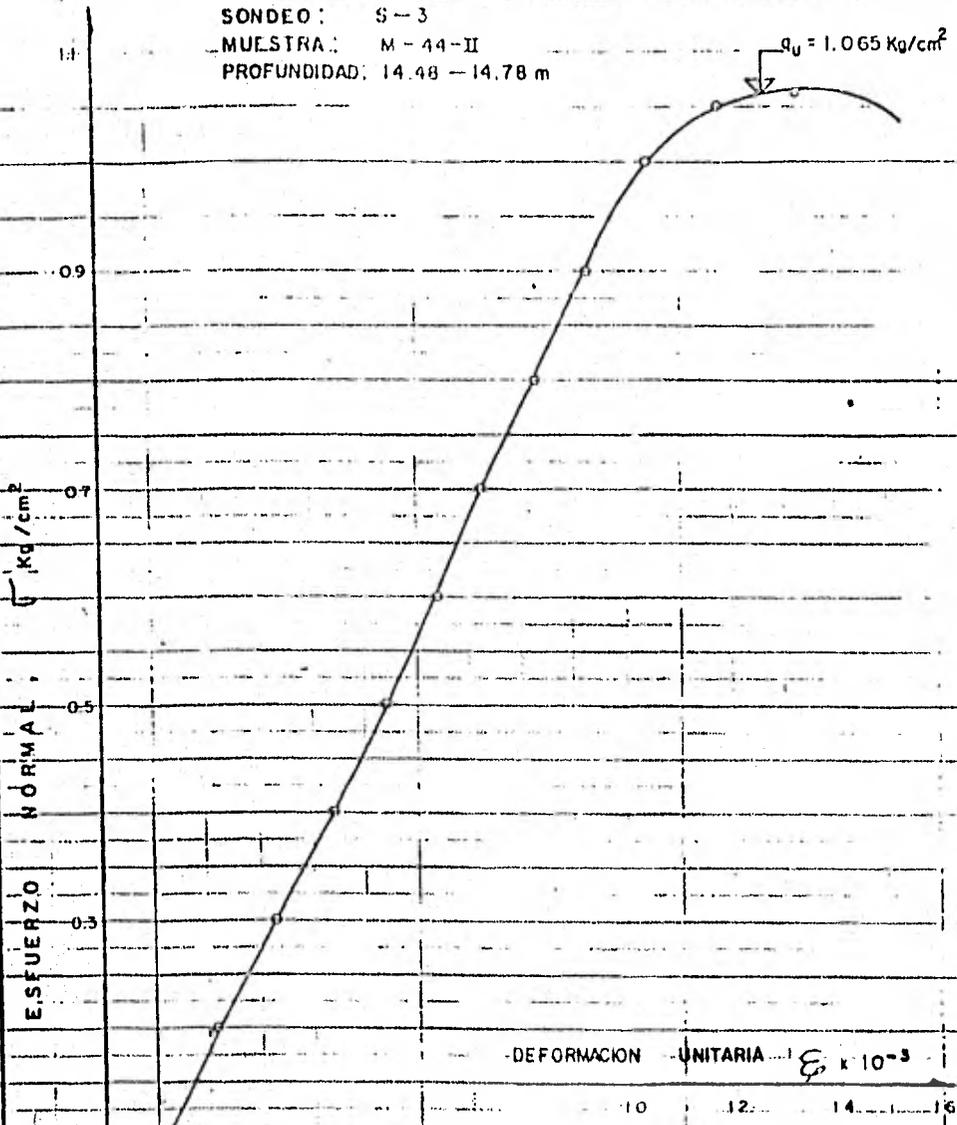
SONDEO : S - 3
MUESTRA : M-37-1
PROFUNDIDAD. 9.78-10.00m



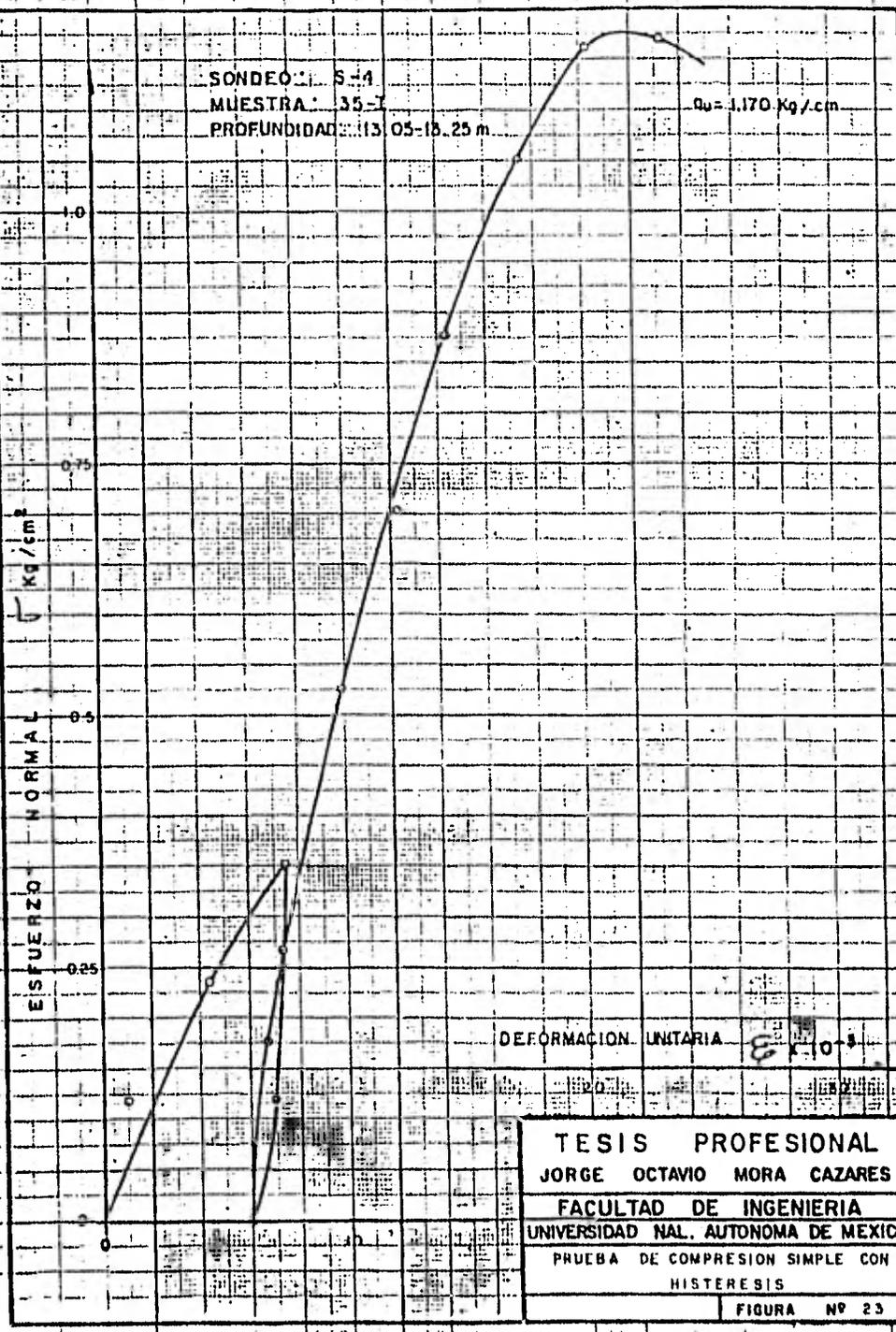
TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE
FIGURA Nº 21

SONDEO : S-3
 MUESTRA : M-44-II
 PROFUNDIDAD : 14.48 - 14.78 m

$q_u = 1.065 \text{ Kg/cm}^2$



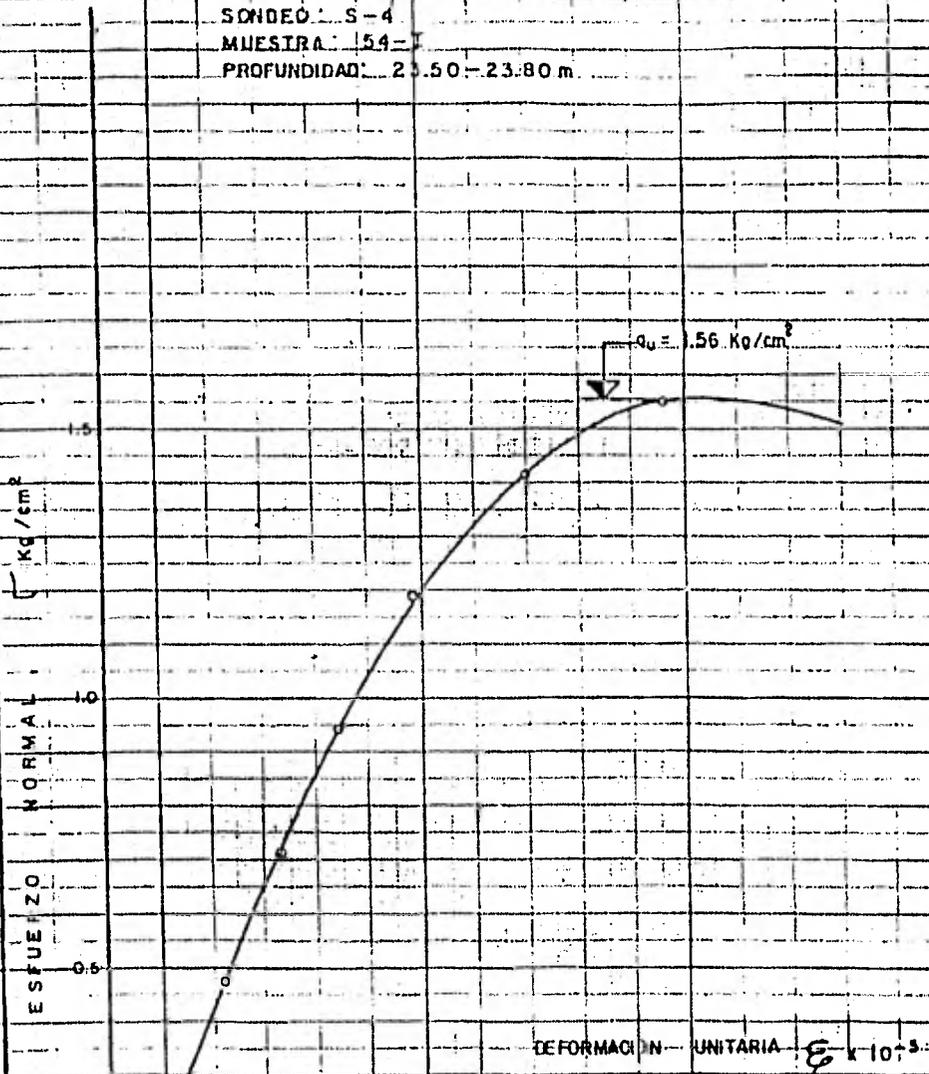
TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE	
FIGURA Nº 22	



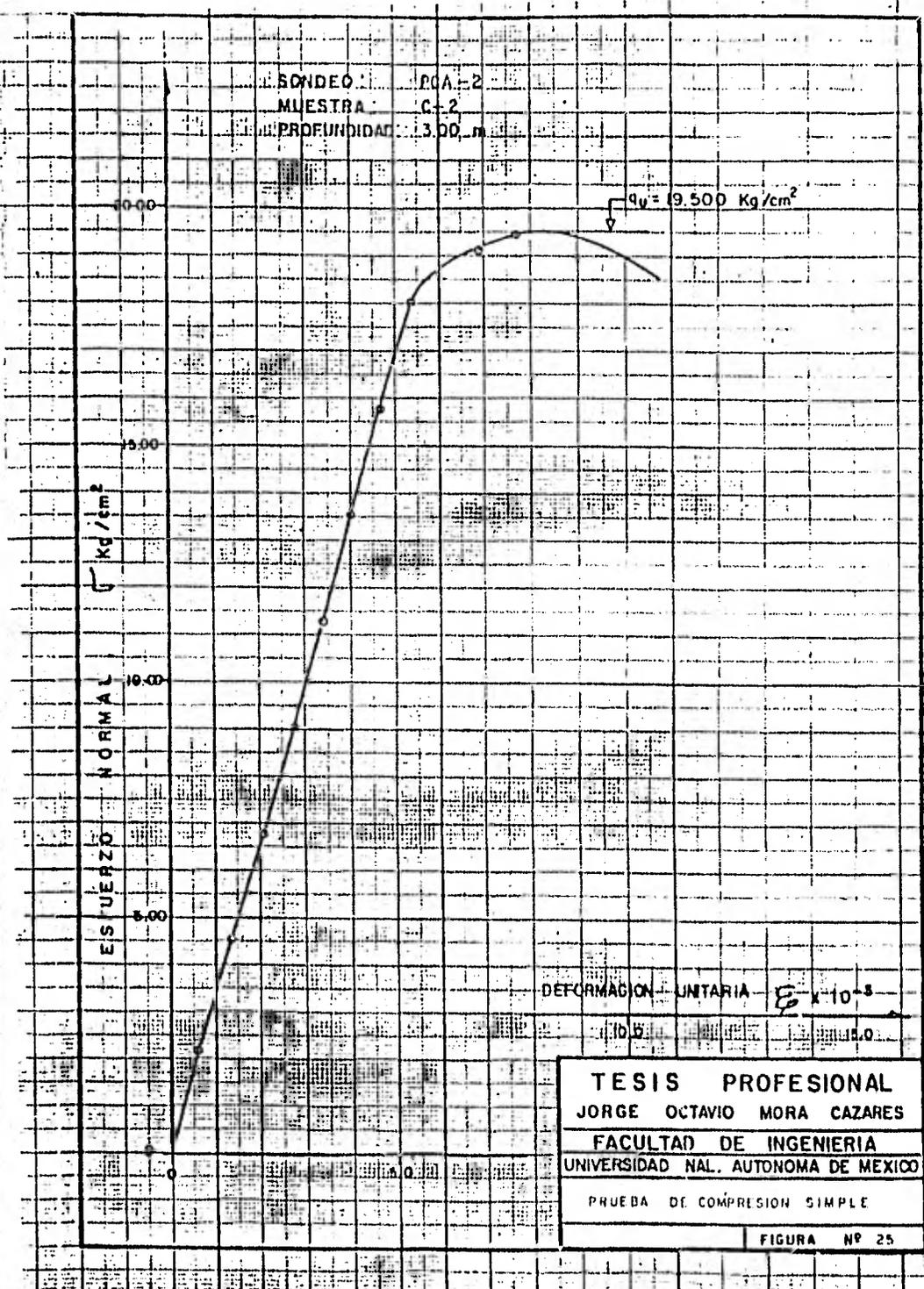
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE CON
 HISTERESIS

FIGURA Nº 23

SONDEO: S-4
MUESTRA: 54-
PROFUNDIDAD: 23.50-23.80 m



TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE
FIGURA Nº 24

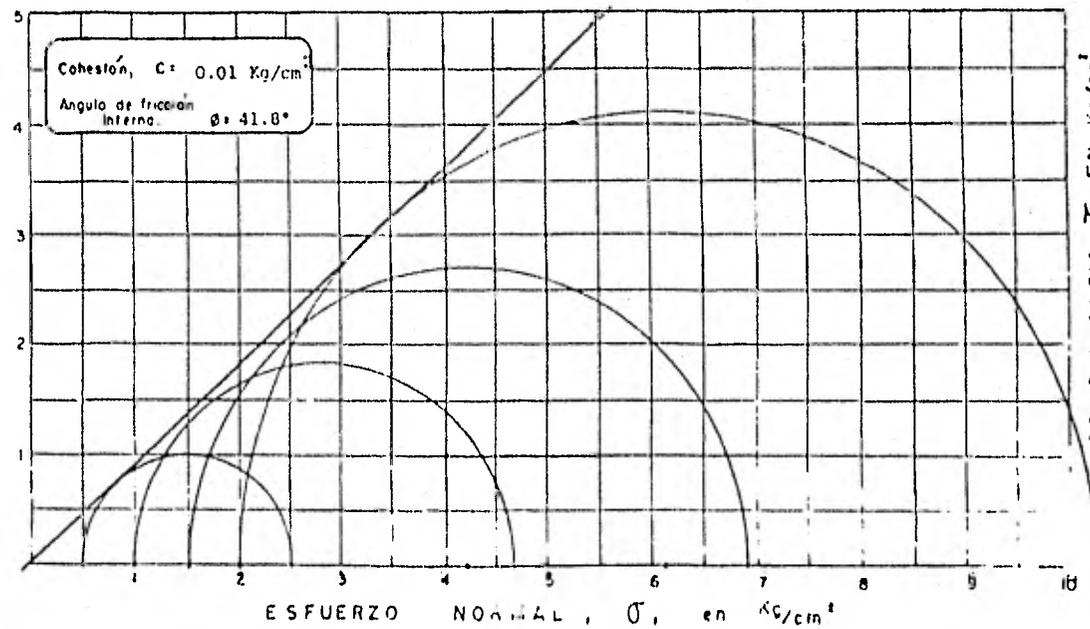


TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

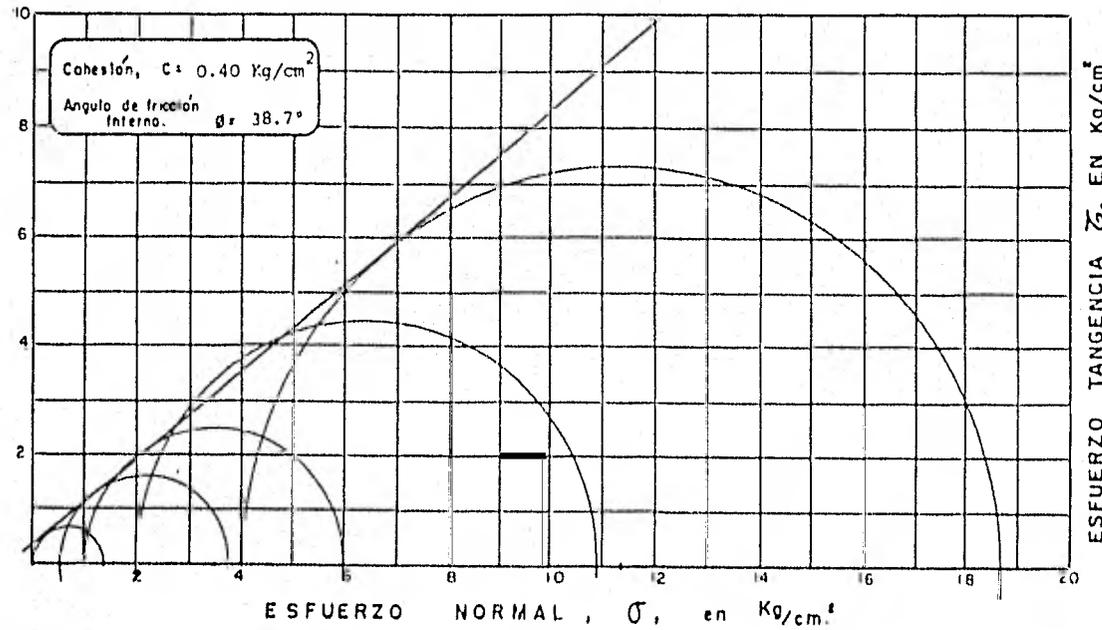
FIGURA Nº 25

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUME- TRICO	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES	
		NATURAL w_1	FINAL w_2					MENOR σ_3	MAYOR σ_1			
Nº	m.	%	%	%	%	Gs	Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²			
S-1	12-I	21.48	24.51	--	--	--	1.589	0.50	2.50	Arena fina y me- dia gris oscuro. Material frágil.		
	11.00	21.48	24.51				--	1.589	1.00			4.60
	a	21.48	24.51					1.589	1.50			7.00
	11.26	21.48	24.51					1.589	2.00			10.20



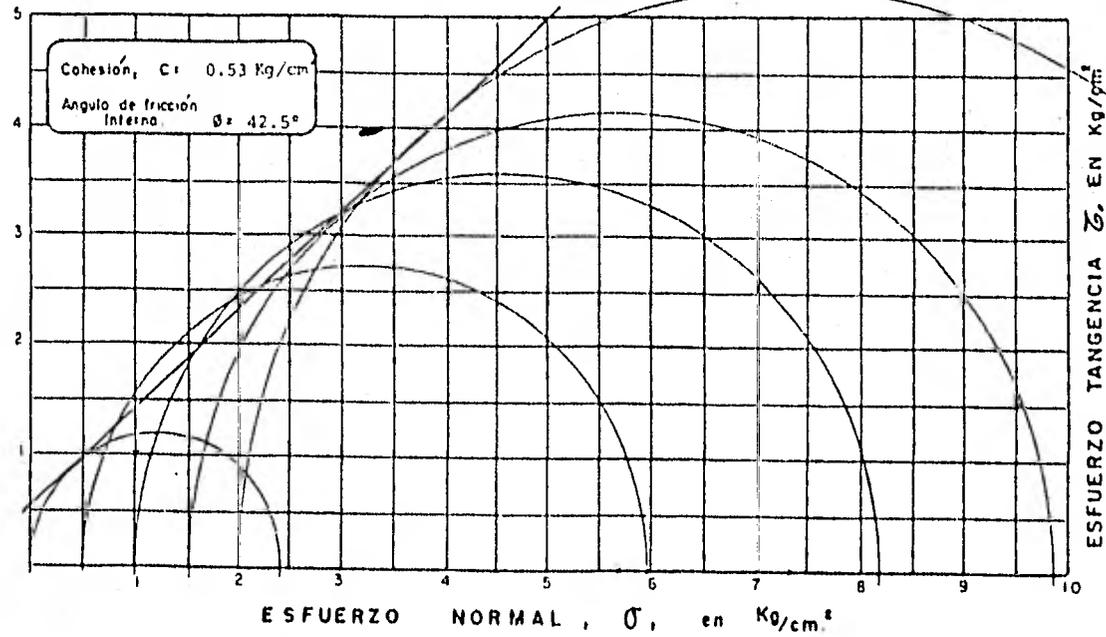
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 26

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUME- TRICO NATURAL	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL w_1	FINAL w_1					MENOR σ_3	MAYOR σ_1		
Nº	IN.	%	%	%	%	Gs	Ton/m ³ h	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-1	21-III	29.55	27.35	26.30	9.60		1.736	0.50	3.00	Arcilla inorgá- nica de baja -- plasticidad, de color café cla- ro, de consis- tencia media. (CL)	$\eta_{11} = 1.46 \text{ Kg/cm}^2$
	23.22	29.55	27.35				1.736	1.00	5.90		
	a	29.55	27.35				1.736	2.00	10.80		
	23.50	29.55	27.35				1.736	4.00	18.80		



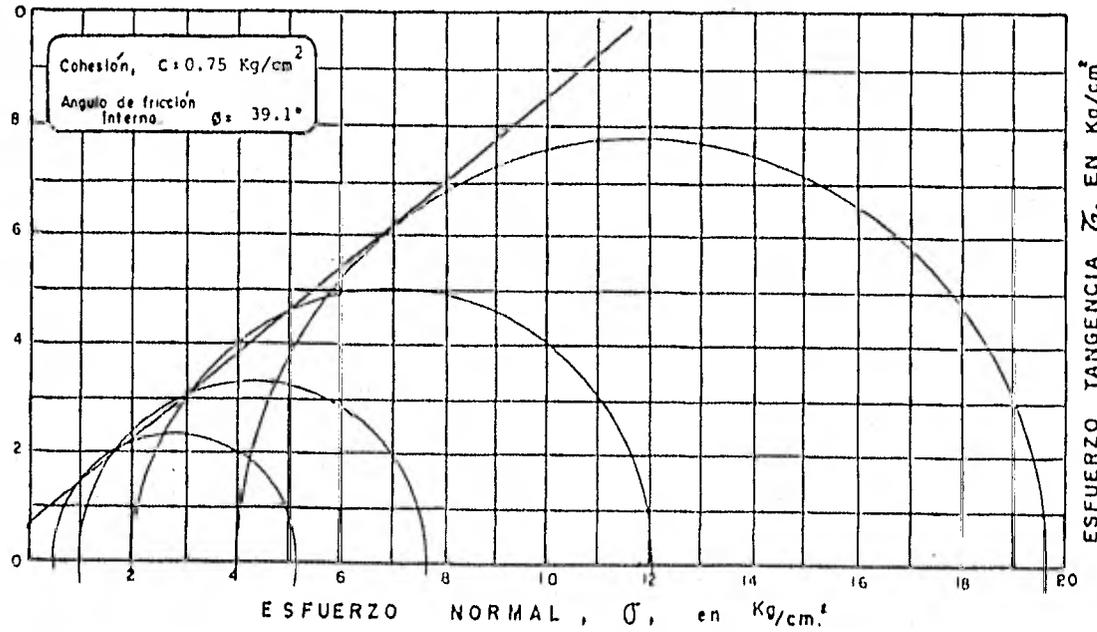
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 27

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUMETRICO NATURAL h	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL w _l	FINAL w _f					MENOR σ_3	MAYOR σ_1		
Nº	m.	%	%	%	%		Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-2	37-II	17.92	26.49	33.70	15.82	2.577	1.686	0.50	6.00	Arcilla inorgánica de mediana plasticidad, -- con gravillas -- de material pumítico, de consistencia firme. (CL)	
	12.20	17.92	26.49				1.686	1.00	6.20		
	a	17.92	26.49				1.686	1.50	9.96		
	12.50	17.92	26.49				1.686	2.00	12.60		



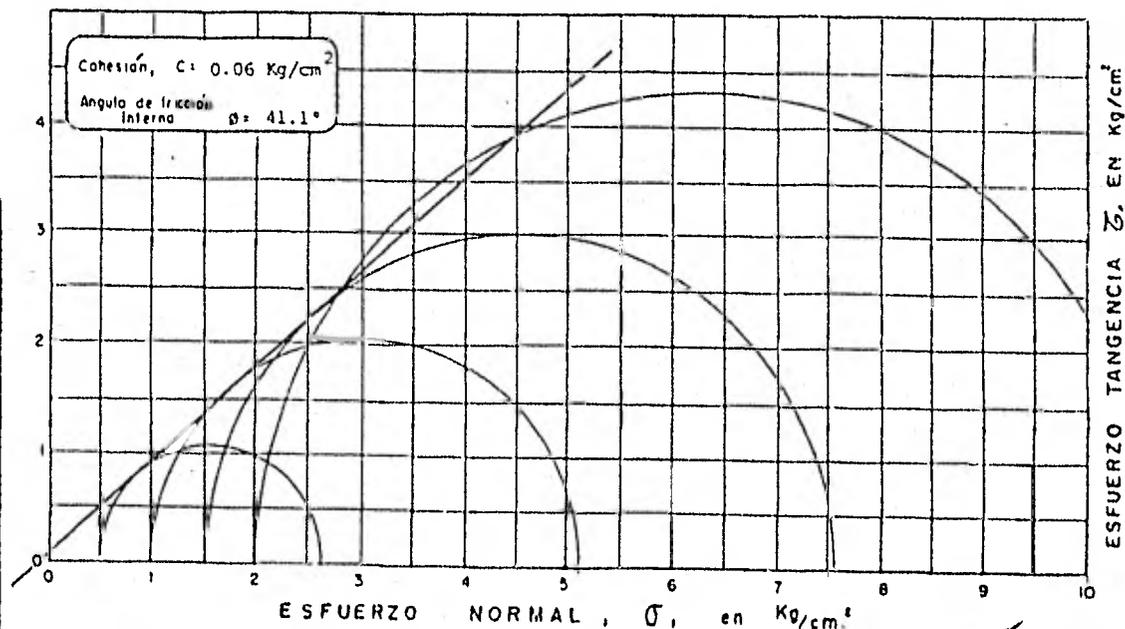
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 28

POZO	MUESTRA	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL	FINAL					MENOR	MAYOR		
Nº	m.	%	%	%	%	Gs	Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-2	53-II	20.90	27.07	30.20	9.78	---	1.811	0.50	5.20	Arcilla inorgánica de baja plasticidad, limosa, de color café oscuro, de consistencia firme. (CL)	
	21.25	20.90	27.07				1.811	1.00	7.50		
	a	20.90	27.07				1.811	2.00	12.00		
	21.55	20.90	27.07				1.811	4.00	19.60		



TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA N° 29

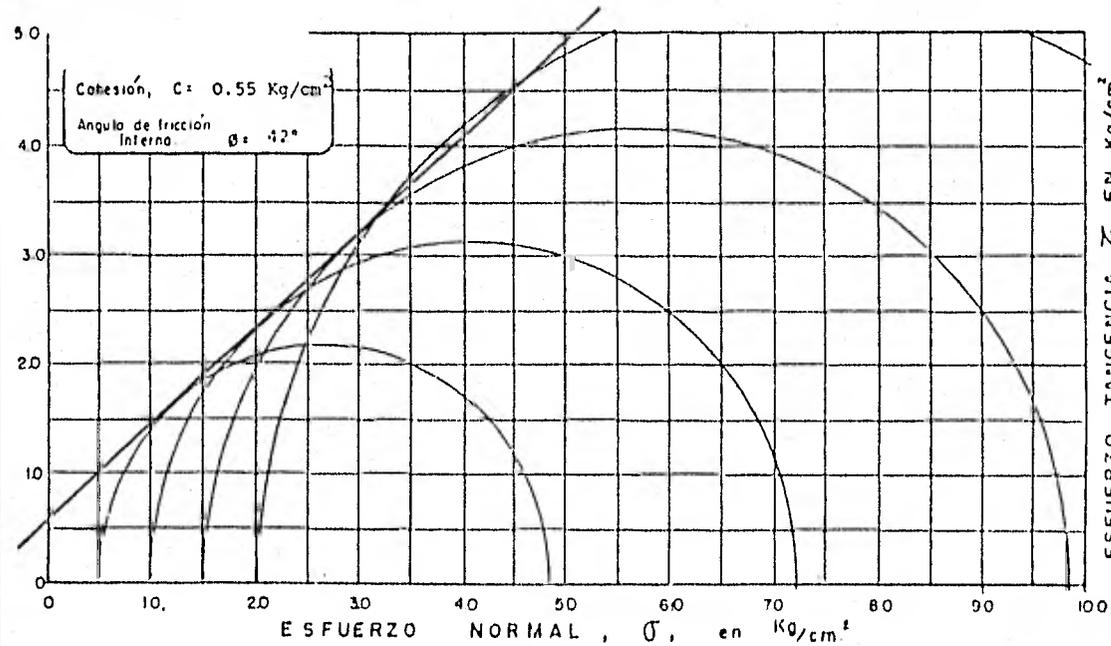
POZO	MUESTRA PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUME- TRICO NATURAL h	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL w _l	FINAL w _f					Menor σ ₃	Mayor σ ₁		
Nº	m	%	%	%	%		Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-3	36-II	23.40	19.50	33.80	11.94		1.864	0.50	2.58	Arcilla inorgá- nica de baja -- plasticidad, li- mosa de color - café claro, con gravas de hasta 3/8", frágil. (Cl).	q _u =0.410 Kg/cm ²
	9.58	23.40	19.50				1.864	1.00	5.10		
	9.78	23.40	19.50				1.864	1.50	7.60		
		23.40	19.50				1.864	2.00	10.71		



TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL

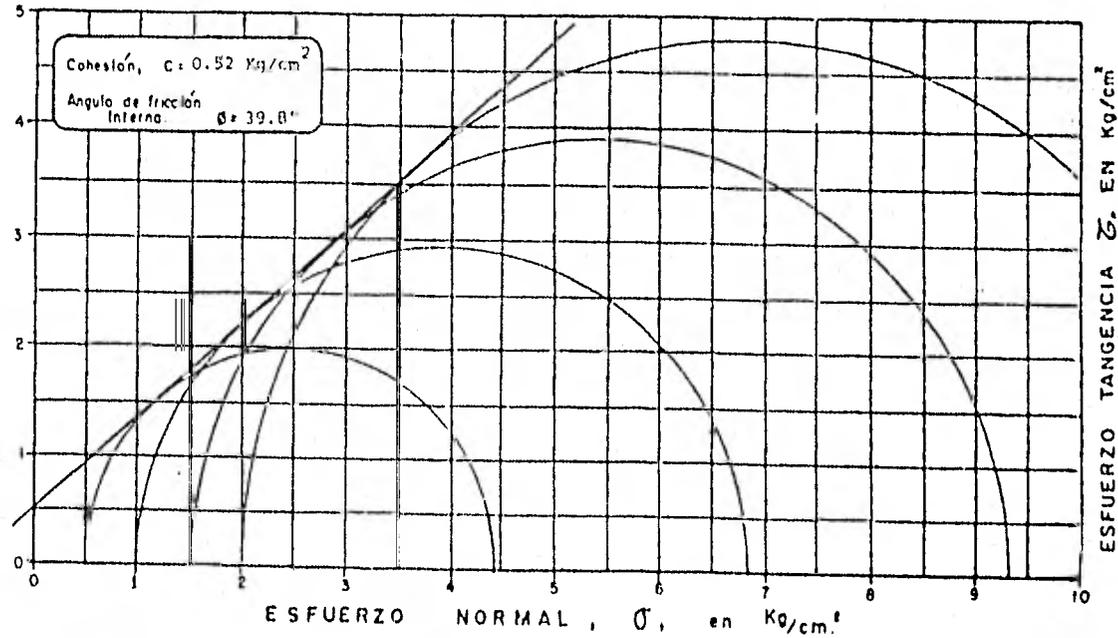
FIGURA Nº 30

POZO	MUESTRA PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUME- TRICO NATURAL h	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL ω_1	FINAL ω_f					MEJOR σ_3	MAYOR σ_1		
Nº	m	%	%	%	%		Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-3	39-II	19.58	27.80	31.20	10.17		1.617	0.50	4.80	Arcilla inorgánica, limosa, - café claro, con gravillas y ma- terial pumítico, fisurada.	$q_u = 1.670 \text{ Kg/cm}^2$
	11.05	19.58	27.80				1.617	1.00	7.23		
	11.28	19.58	27.80				1.617	1.50	9.85		
		19.58	27.80				1.617	2.00	12.85		



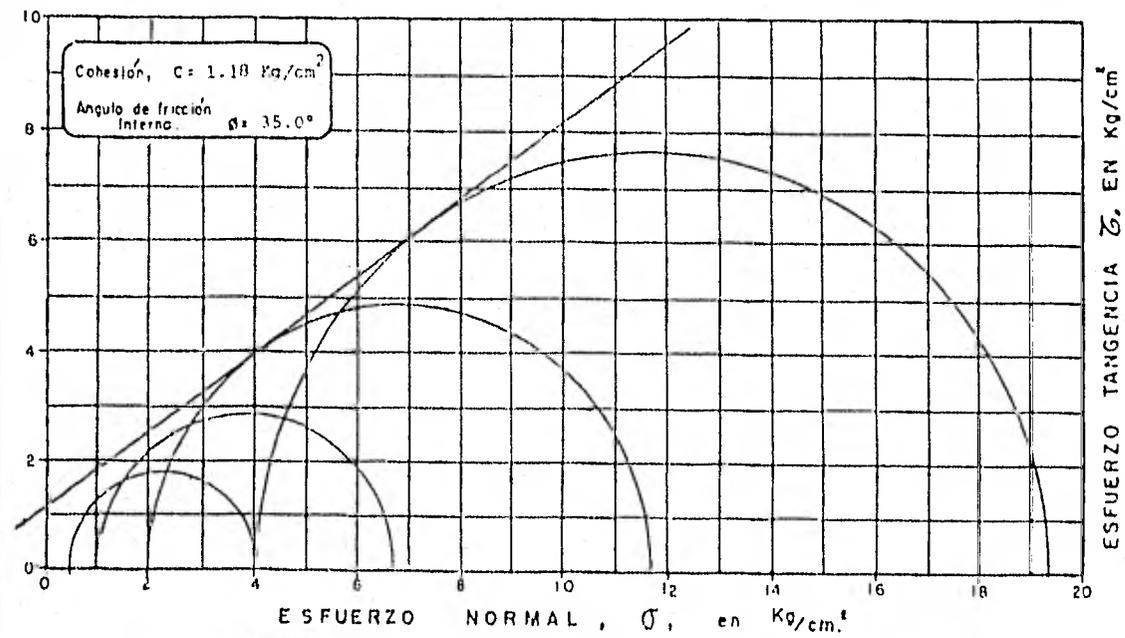
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 31

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUMETRICO NATURAL h	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL ω1	FINAL ωf					Menor σ3	Mayor σ1		
Nº	m.	%	%	%	%		Ton/m³	Kg/cm²	Kg/cm²		
S-4	29-II	13.55					1.085	0.50	4.46	Limo arcillo -- arenoso con gravillas de material pumítico y gravas hasta de 3/8". Material frágil.	qu=1.067 Kg/cm²
	9.90	13.55				1.085	1.00	6.06			
	a	13.55				1.085	1.50	9.36			
	10.20	13.55				1.085	2.00	11.66			



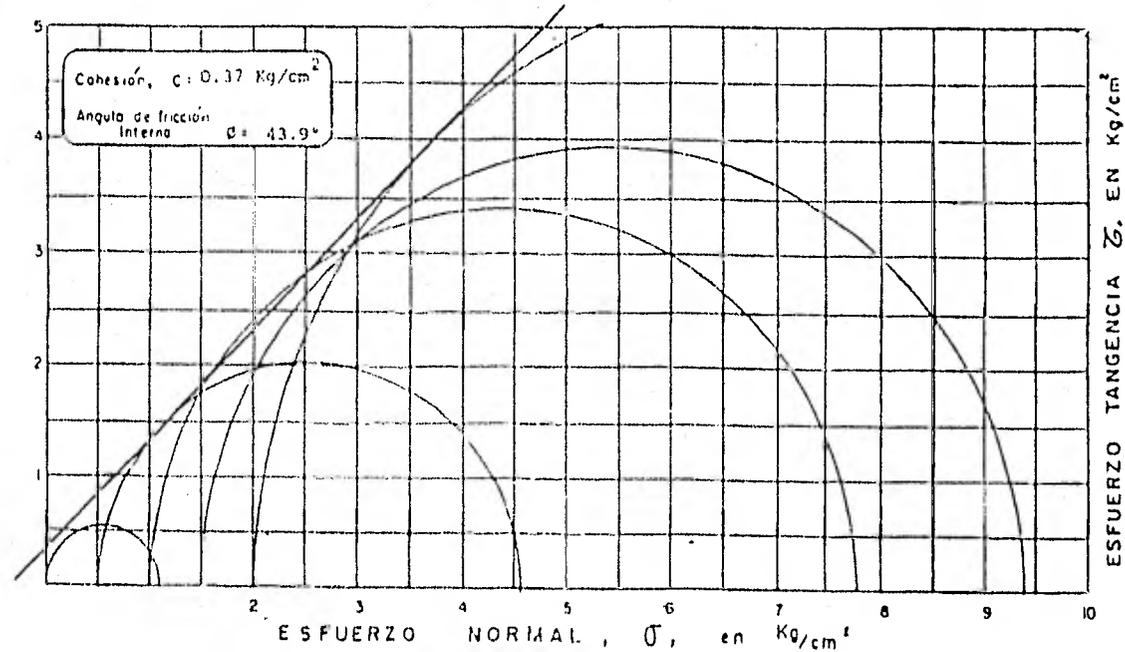
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 32

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUMETRICO NATURAL h	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL w1	FINAL w1					MENOR σ_3	MAYOR σ_1		
Nº	m.	%	%	%	%		Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-4	50-11	18.95	24.01	31.5	11.6		1.731	0.50	4.00	Limo poco arcilloso café claro.	$q_u = 4.56 \text{ Kg/cm}^2$
	21.40	18.95	24.01				1.731	1.00	6.65		
	a	18.95	24.01				1.731	2.00	11.70		
	21.70	18.95	24.01				1.731	4.00	19.45		



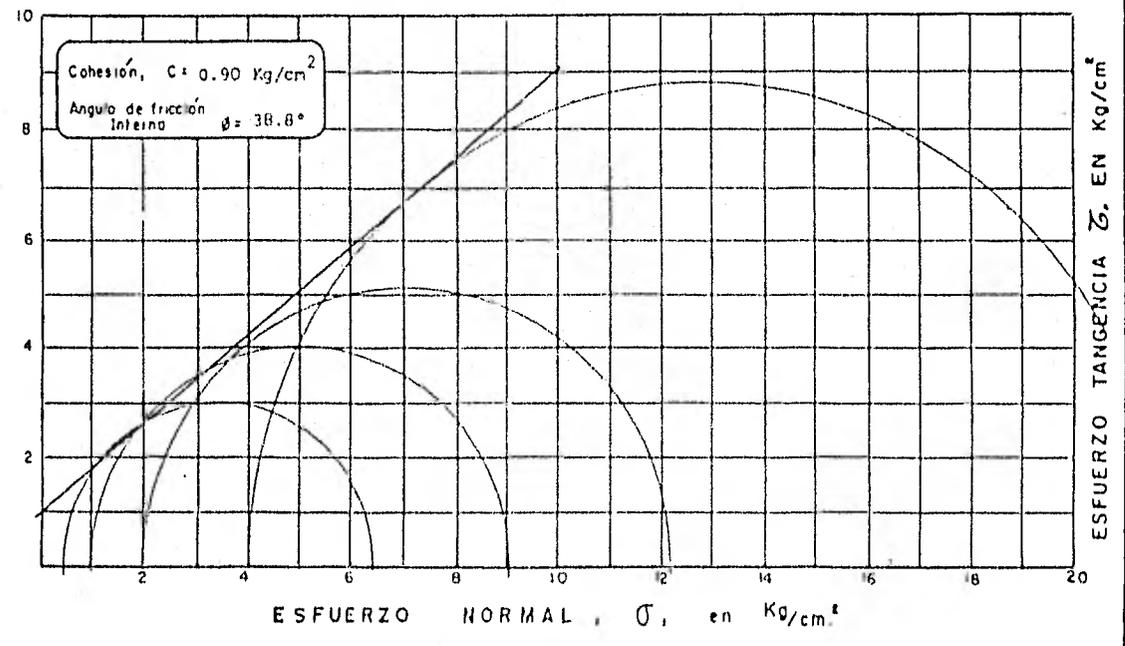
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA NR 33

FUZG	MUESTRA PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUME- TRICO NATURAL h	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL W ₁	FINAL W ₂					MEJOR σ ₃	MAYOR σ ₁		
Nº	m	%	%	%	%		ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-5	43-1	58.61	84.23	--	--	2.146	1.141	0.50	4.53	Arena pumítica gruesa gris -- claro, con 26% de finos, frágil.	q _u =1.05 Kg/cm ²
	14.00	58.61	84.23					1.00	7.76		
	14.30	58.61	84.23					1.50	9.42		
		58.61	84.23					2.00	13.13		



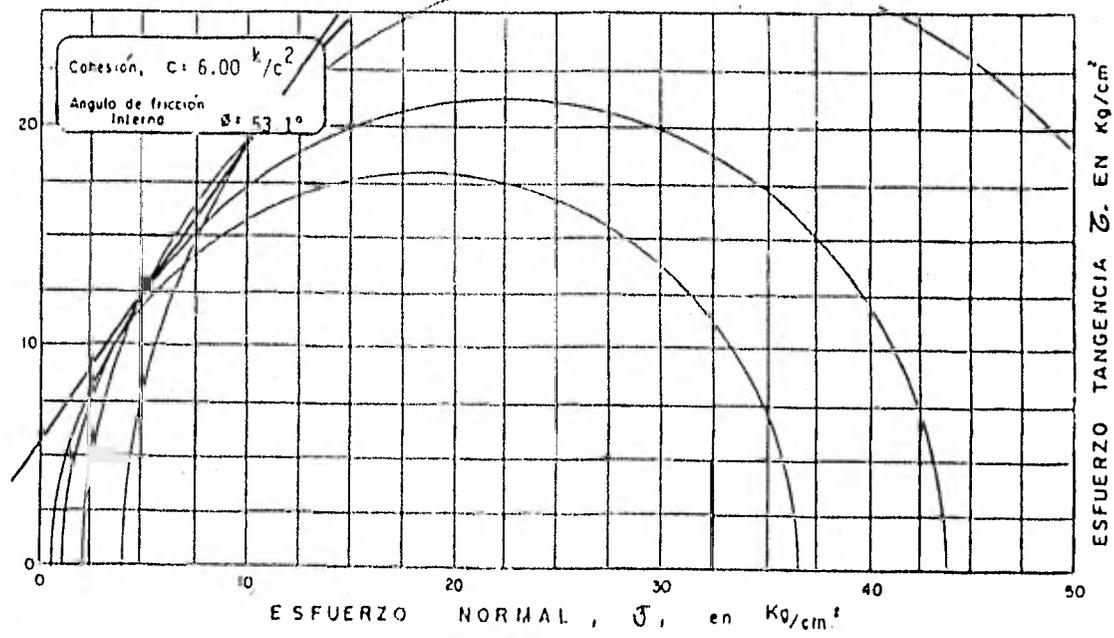
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 34

POZO	MUESTRA PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUMETRICO NATURAL h	ESFUERZO PRINCIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL w1	FINAL w1					MINOR σ_3	MAJOR σ_1		
Nº	m.	%	%	%	%		Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
S-5	61-II	17.90	24.39	28.55	9.52	2.523	1.727	0.50	6.40	Arcilla inorgánica de baja plasticidad, limo-arenosa, con grumos de carbonatos y algunas gravillas, café claro. (CL)	$q_u = 1.16 \text{ Kg/cm}^2$
	24.05 a	17.90	24.39					1.00	9.04		
	24.35	17.90	24.39					2.00	12.10		
		17.90	24.39					4.00	21.80		



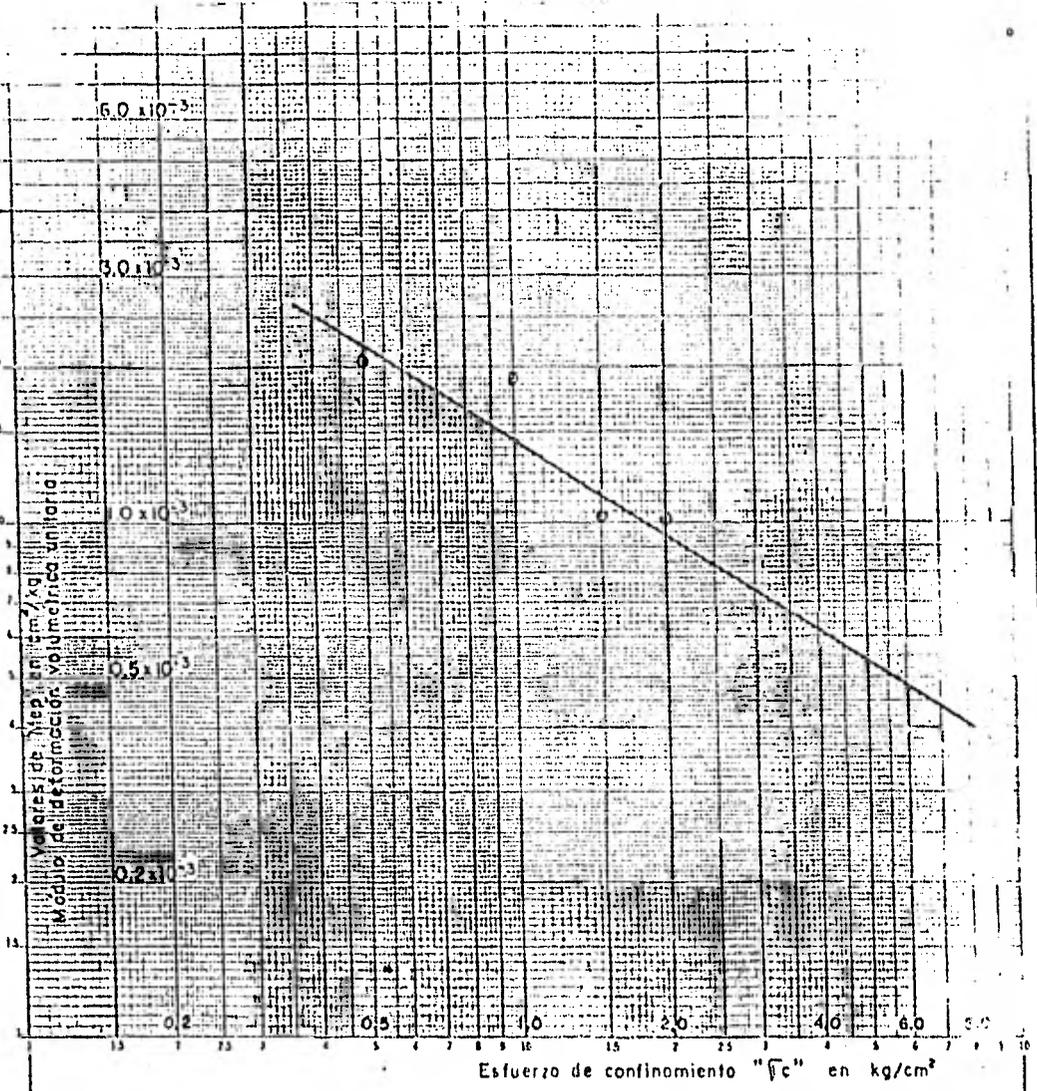
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 35

PUEC	MUESTRA PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO Ip	DENSIDAD DE SOLIDOS Gs	PESO VOLUME- TRICO NATURAL h	ESFUERZO PRIN- CIPAL EN LA FALLA		CLASIFICACION	OBSERVACIONES
		NATURAL wi	FINAL wf					MEJOR σ_3	MAYOR σ_1		
Nº	m.	%	%	%	%		Ton/m ³	Kg/cm ²	Kg/cm ²		
1	3.00	24.95	26.18	36.00	10.44		1802	0.50	36.50	Limo arcillo-are- noso de color ca- fé claro, con -- contactos de car- bonatos de cal- cio (ML).	$q_u = 35.5 \text{ kg/cm}^2$.
								1.00	44.50		
								2.00	57.90		
								4.00	71.30		



TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 RESULTADOS DE LA PRUEBA TRIAXIAL
 FIGURA Nº 36

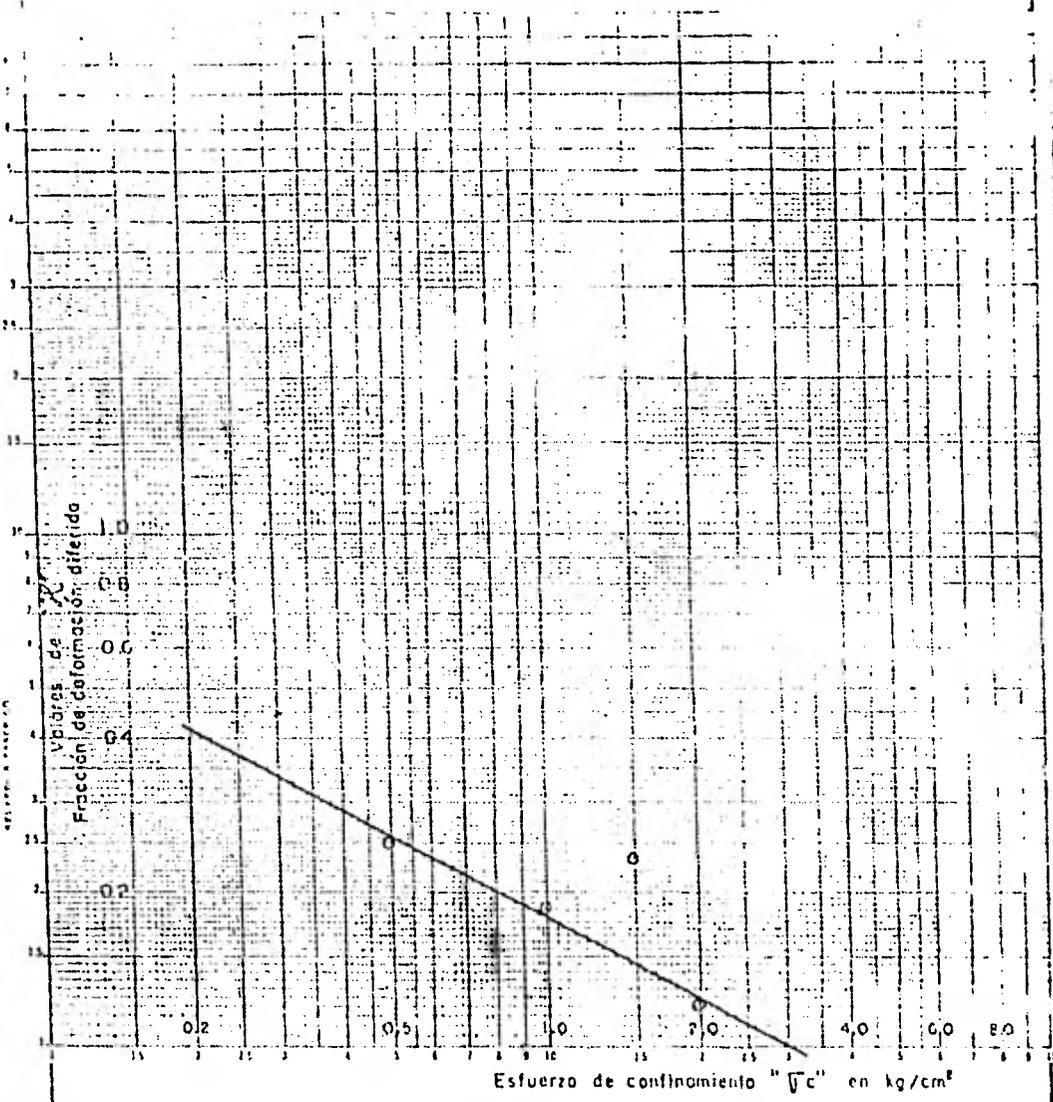
K_v = 1000 kg/cm² en 720"
 MUELLEN & CASER CO



SONDEO : S-I Rotación
 MUESTRA : 12-I
 PROFUNDIDAD : 11.00 - 11.26 m

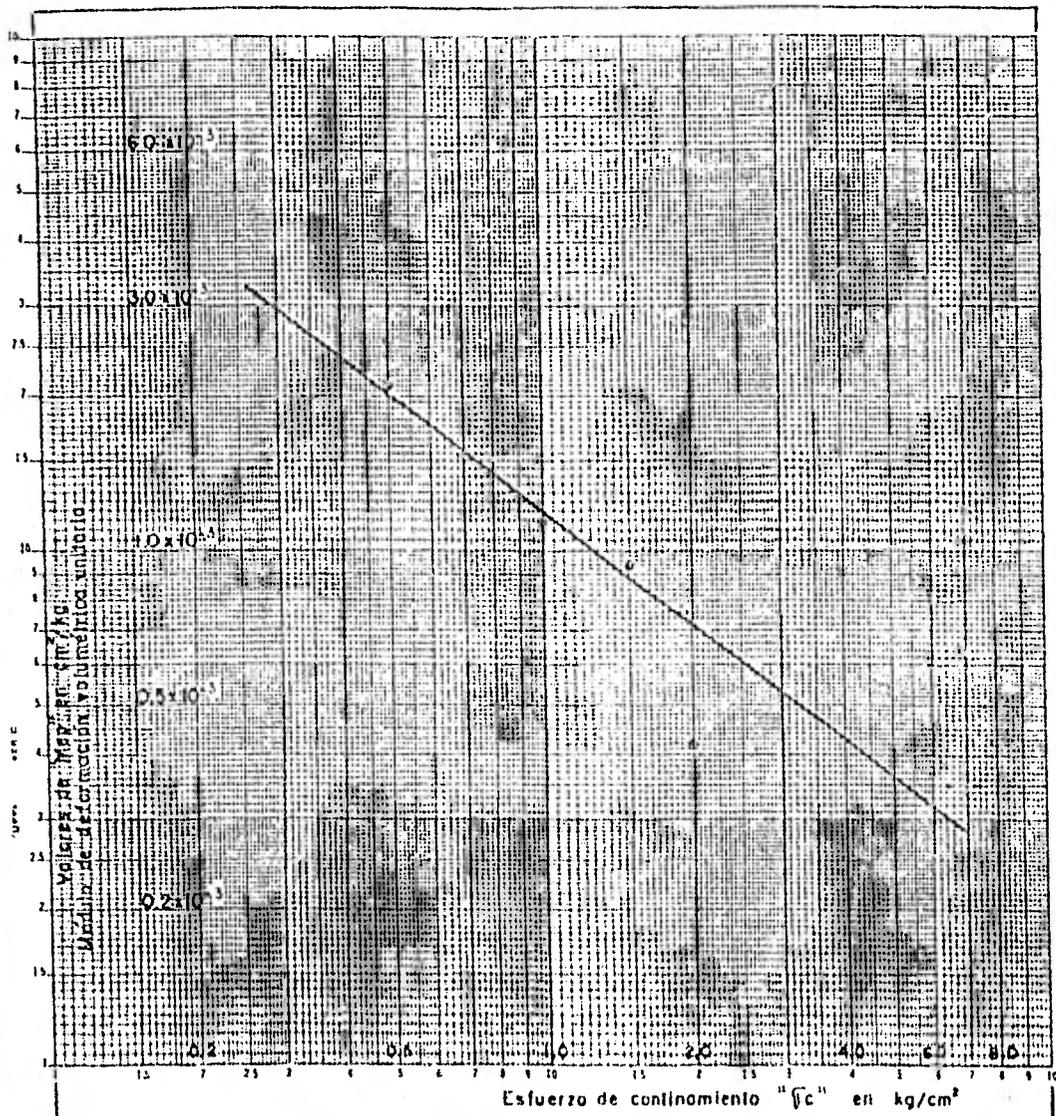
TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	FIGURA Nº 37

IGC 3 FRENTE C 72
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA



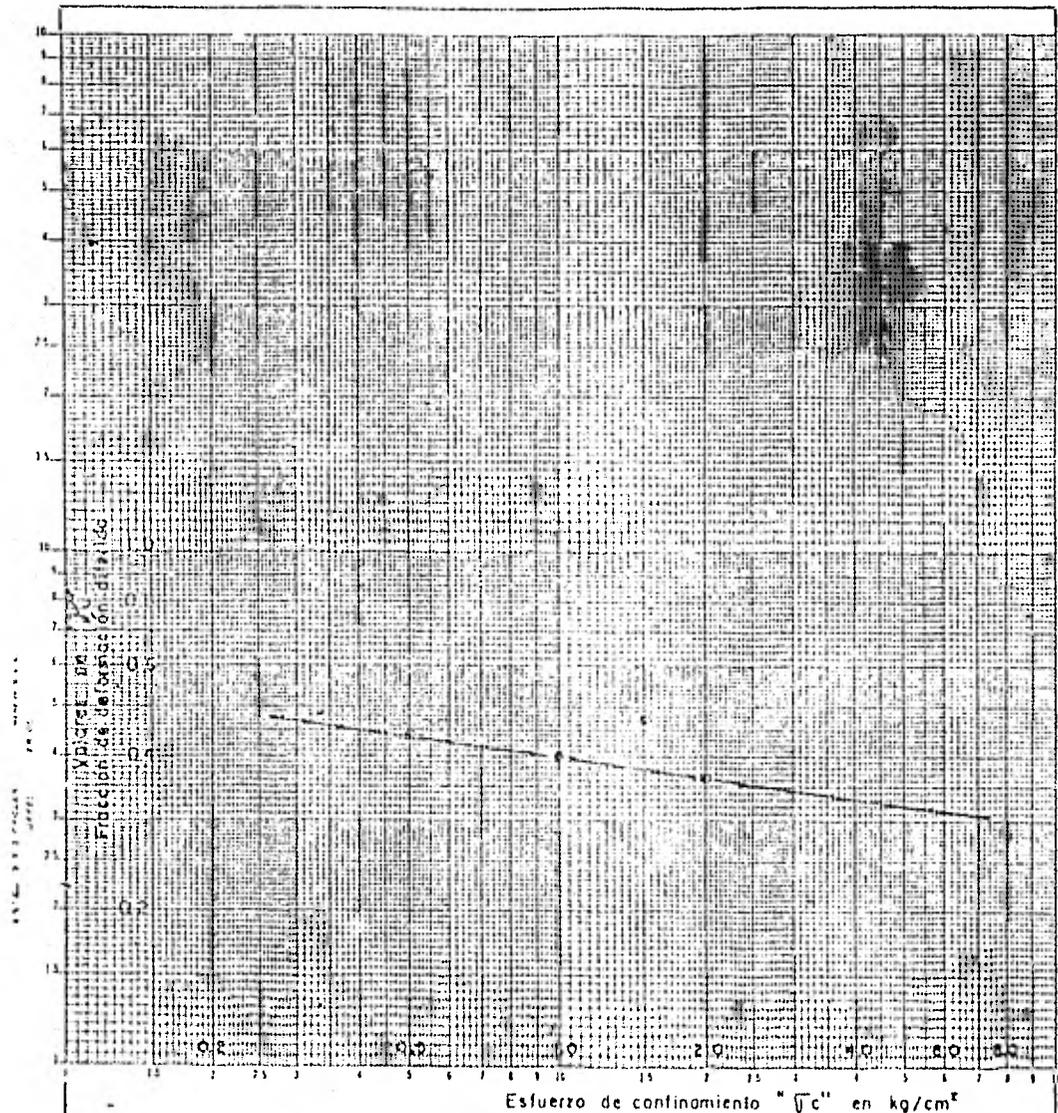
SONDEO : S-I Rotación
 MUESTRA : 12-I
 PROFUNDIDAD : 1100-1126m

TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD FIGURA Nº 3H



SONDEO: S-I
 MUESTRA: 13-II
 PROFUNDIDAD: 14.47-14.74 m

TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	
FIGURA Nº 39	

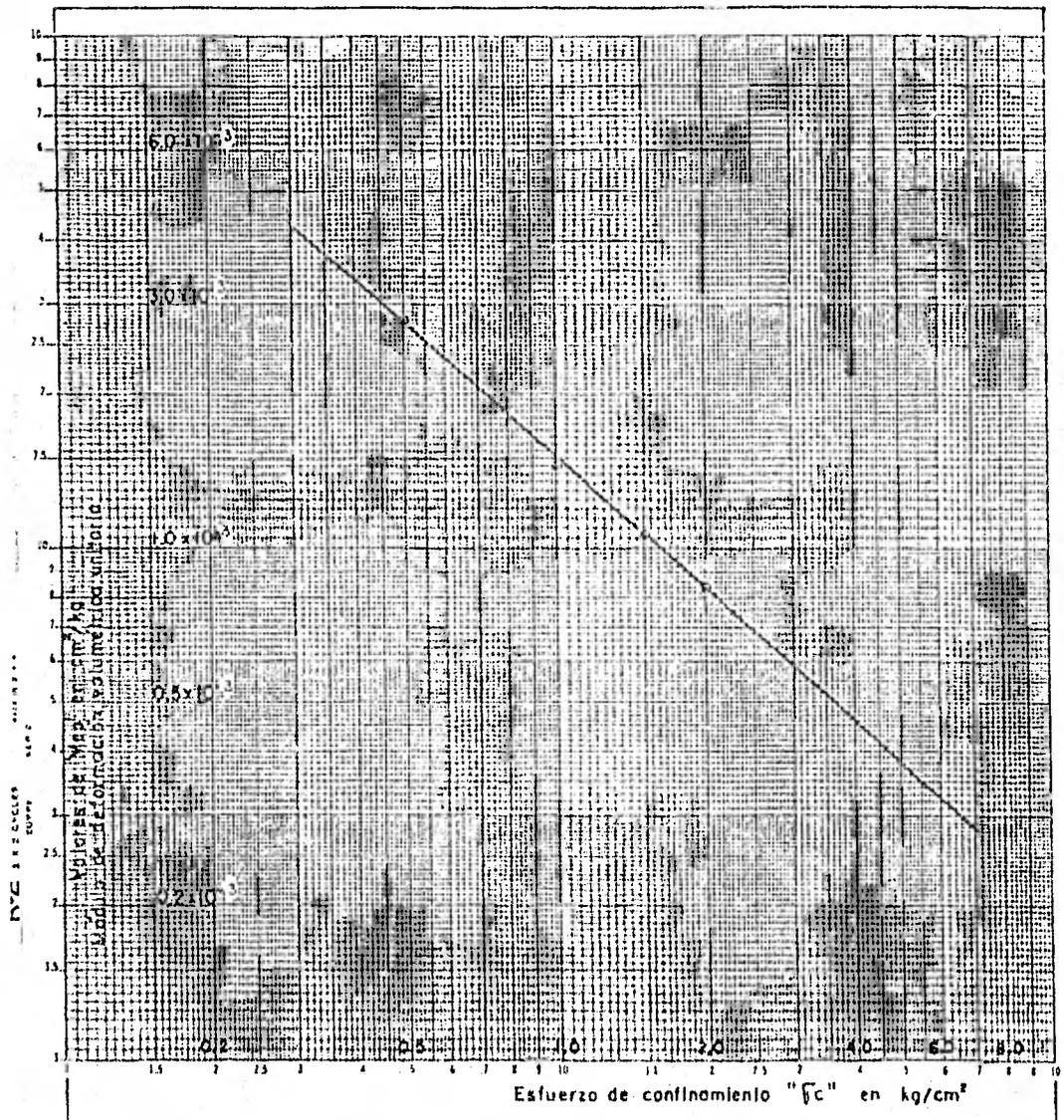


SONDEO: S - I
 MUESTRA: 13-II
 PROFUNDIDAD: 14.47-14.74 m

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO

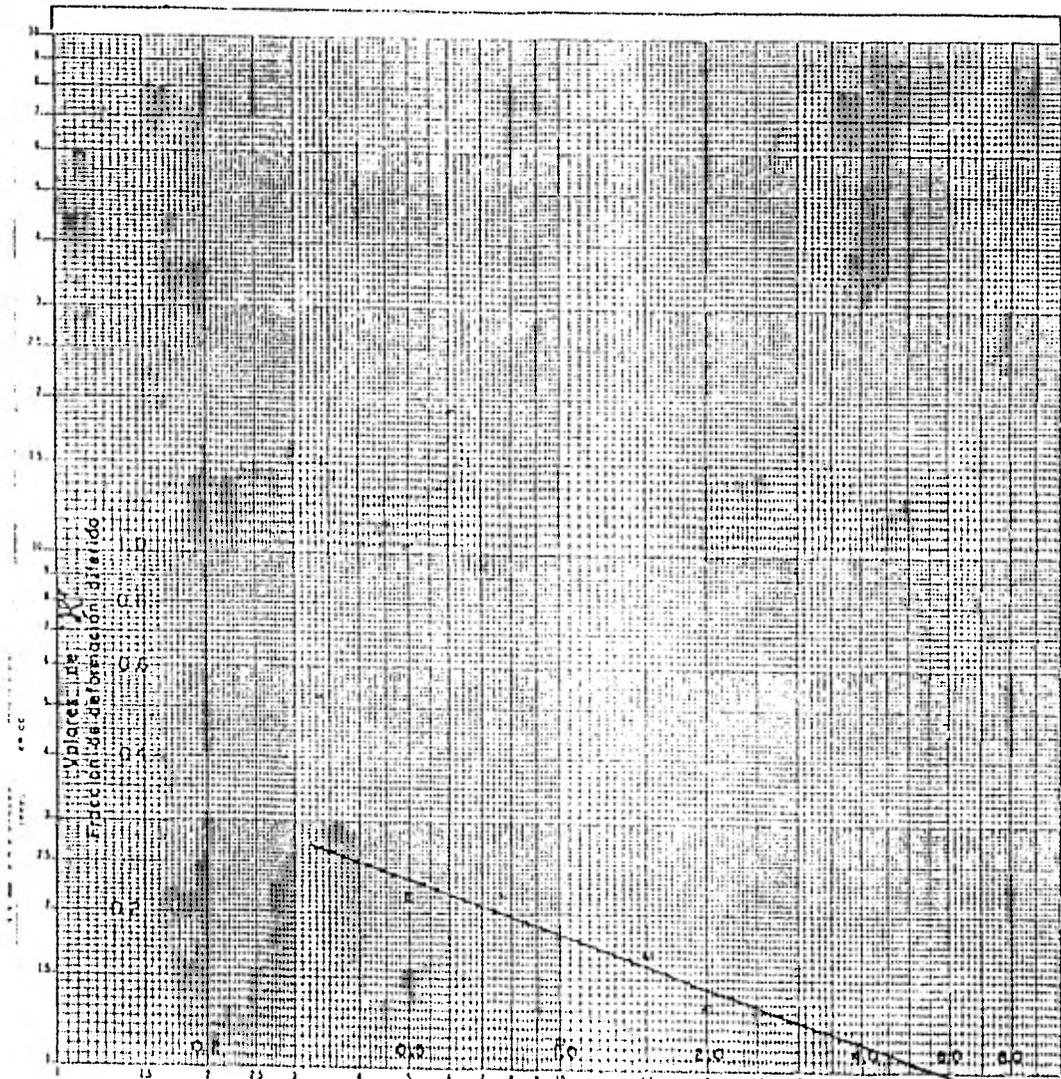
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD

FIGURA Nº 40



SONDEO: S-2
 MUESTRA: 37-II
 PROFUNDIDAD: 12.20-12.50m

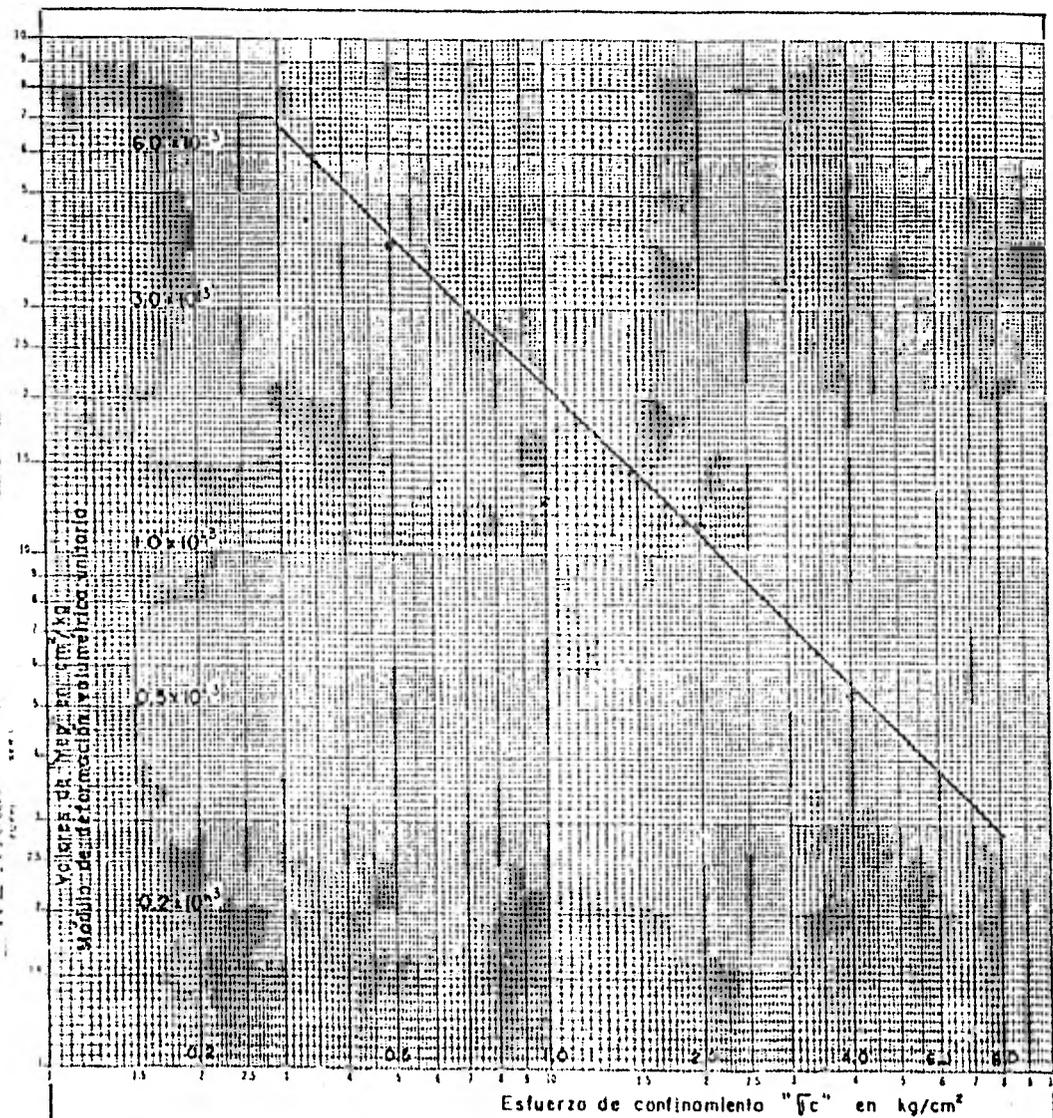
<p>TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO</p>
<p>PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD</p>
<p>FIGURA Nº 41</p>



Placas de
 Fricción de
 deformación
 dividido

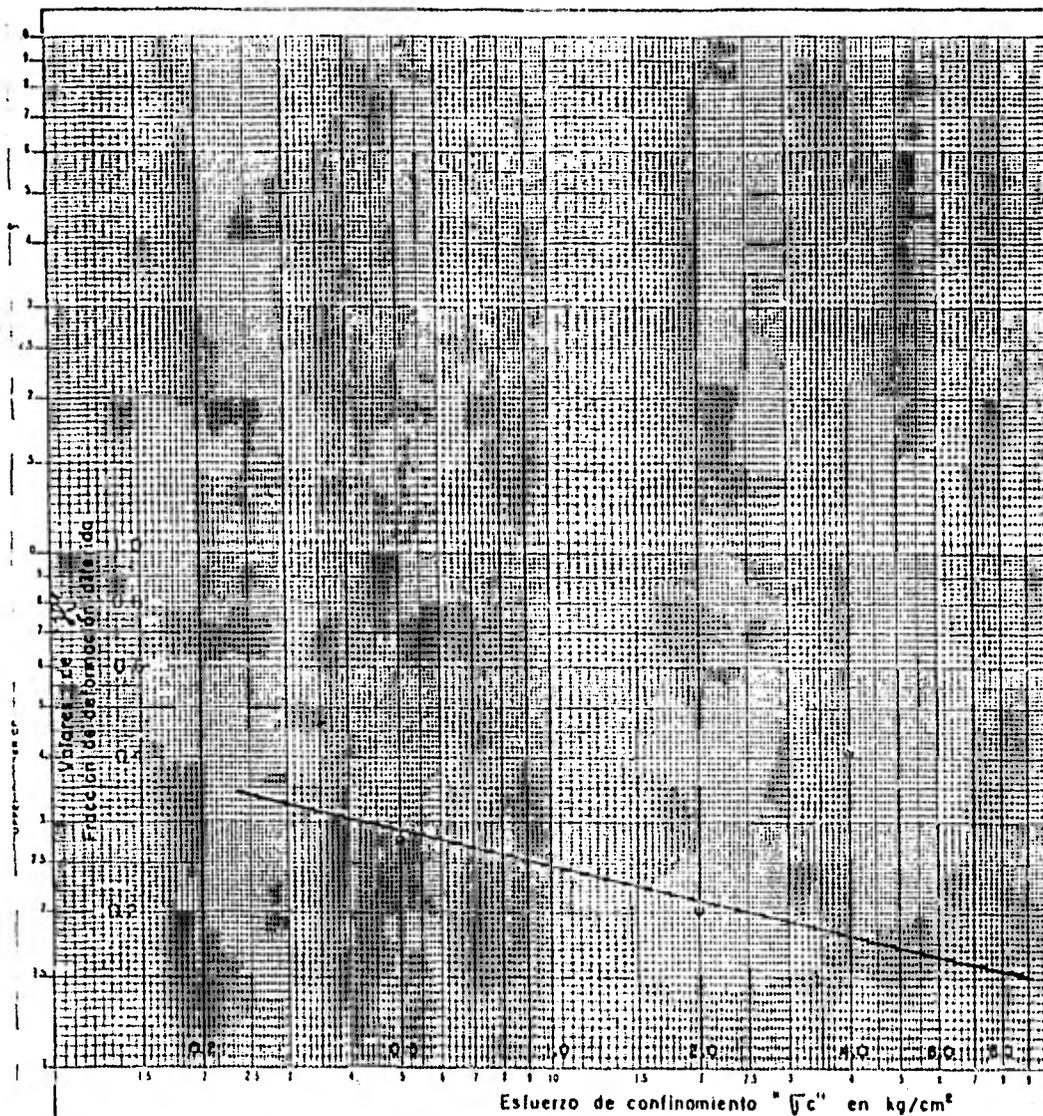
SONDEO S-2
 MUESTRA: 37-II
 PROFUNDIDAD: 12.20-12.50m

TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD FIGURA Nº 42
--



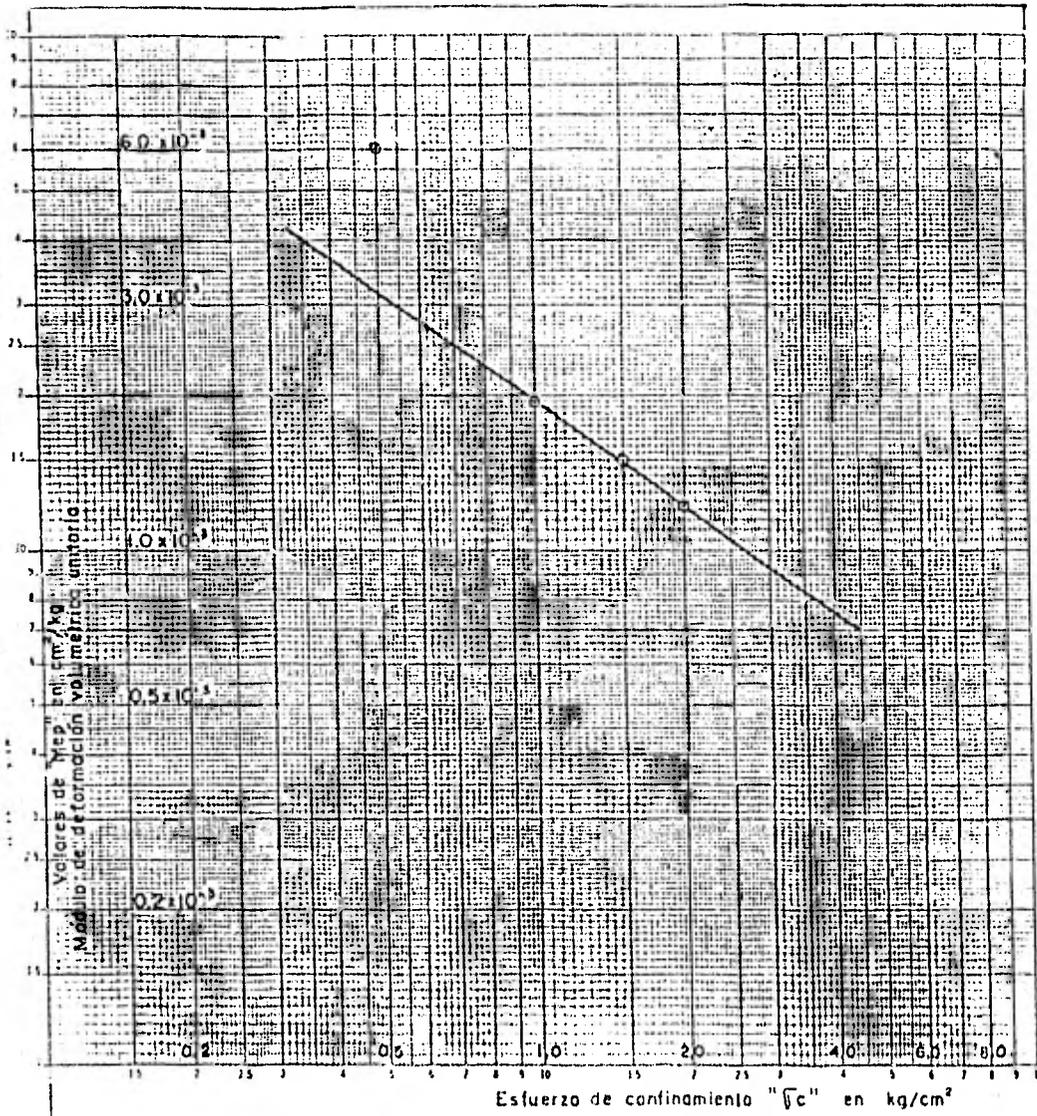
SONDEO: S-2
 MUESTRA: 53-II
 PROFUNDIDAD: 21.25-21.55m

TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	
FIGURA Nº 43	



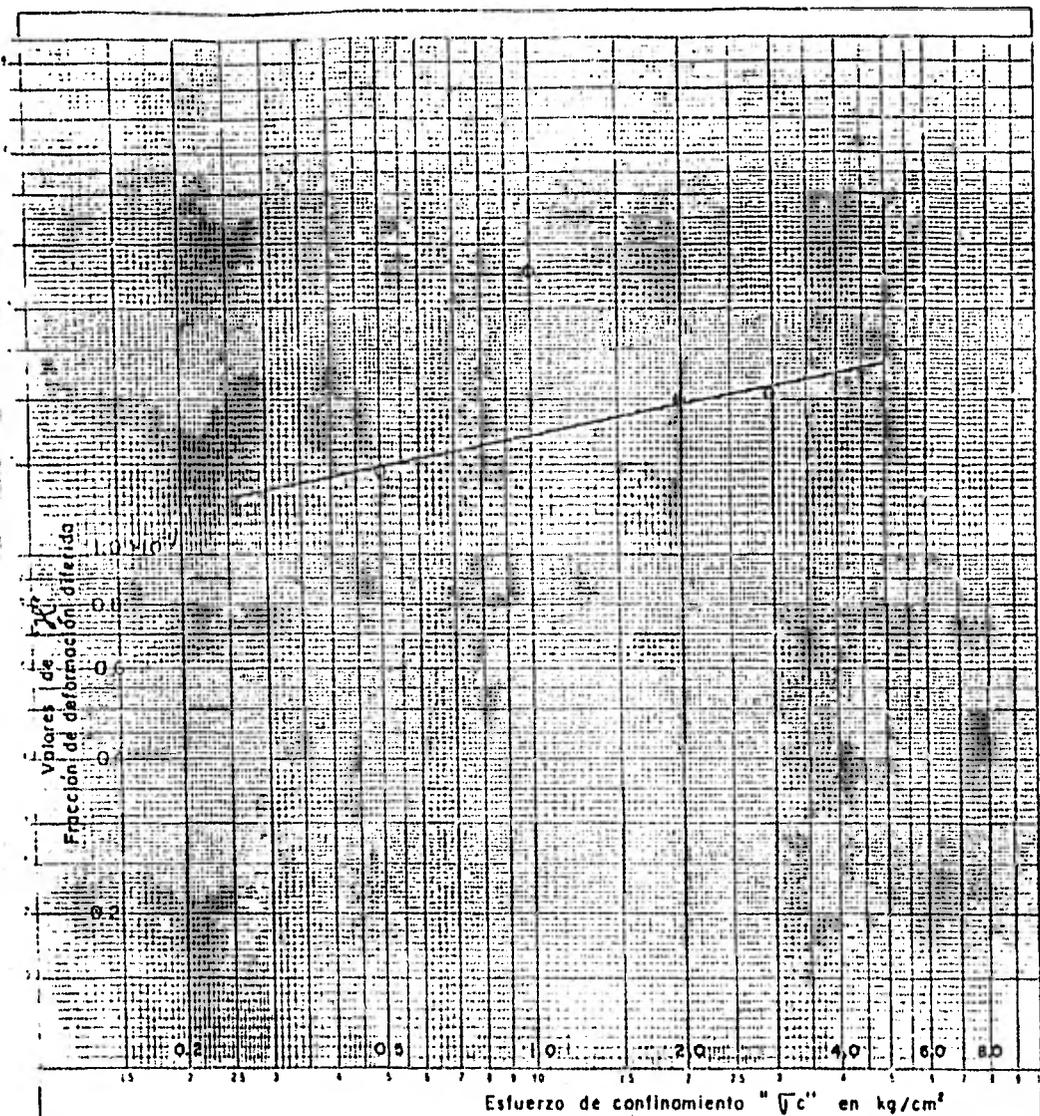
SONDEO : S-2
 MUESTRA : 53-II
 PROFUNDIDAD : 21.25 - 21.55 m

TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	
	FIGURA Nº 44



SONDEO : 5-3
 MUESTRA : 36-III
 PROFUNDIDAD : 9.58 - 9.87 m

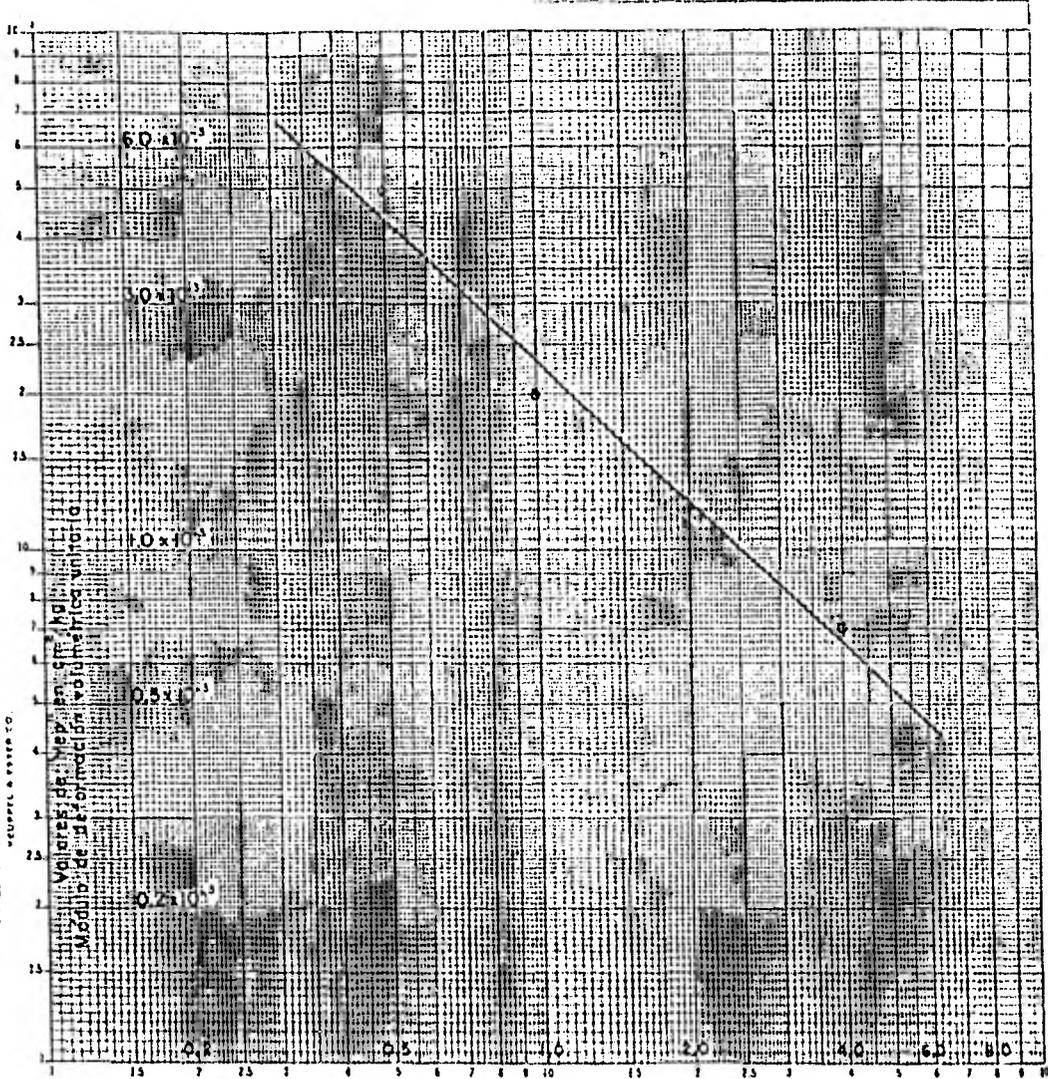
TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD
FIGURA N° 45



SONDEO: S-3
 MUESTRA: 36-III
 PROFUNDIDAD: 9.58-9.87 m

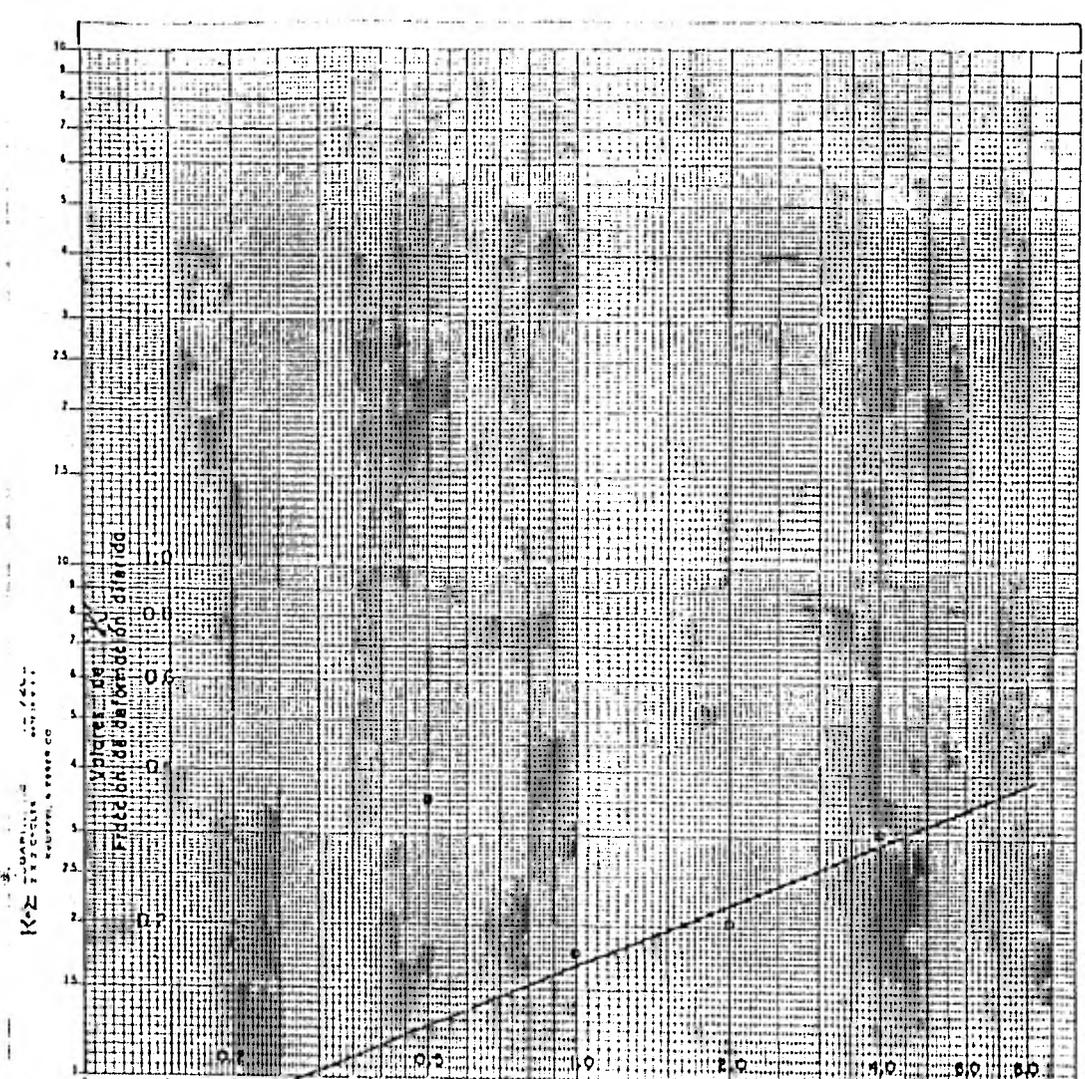
TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	
	FIGURA N° 46

K-E LOGARÍFICO
 10 7200
 2.5 2 CICLOS
 CUPPL A 1500 TO



SONDEO : S-4
 MUESTRA : 50-II
 PROFUNDIDAD : 21.40-21.70m

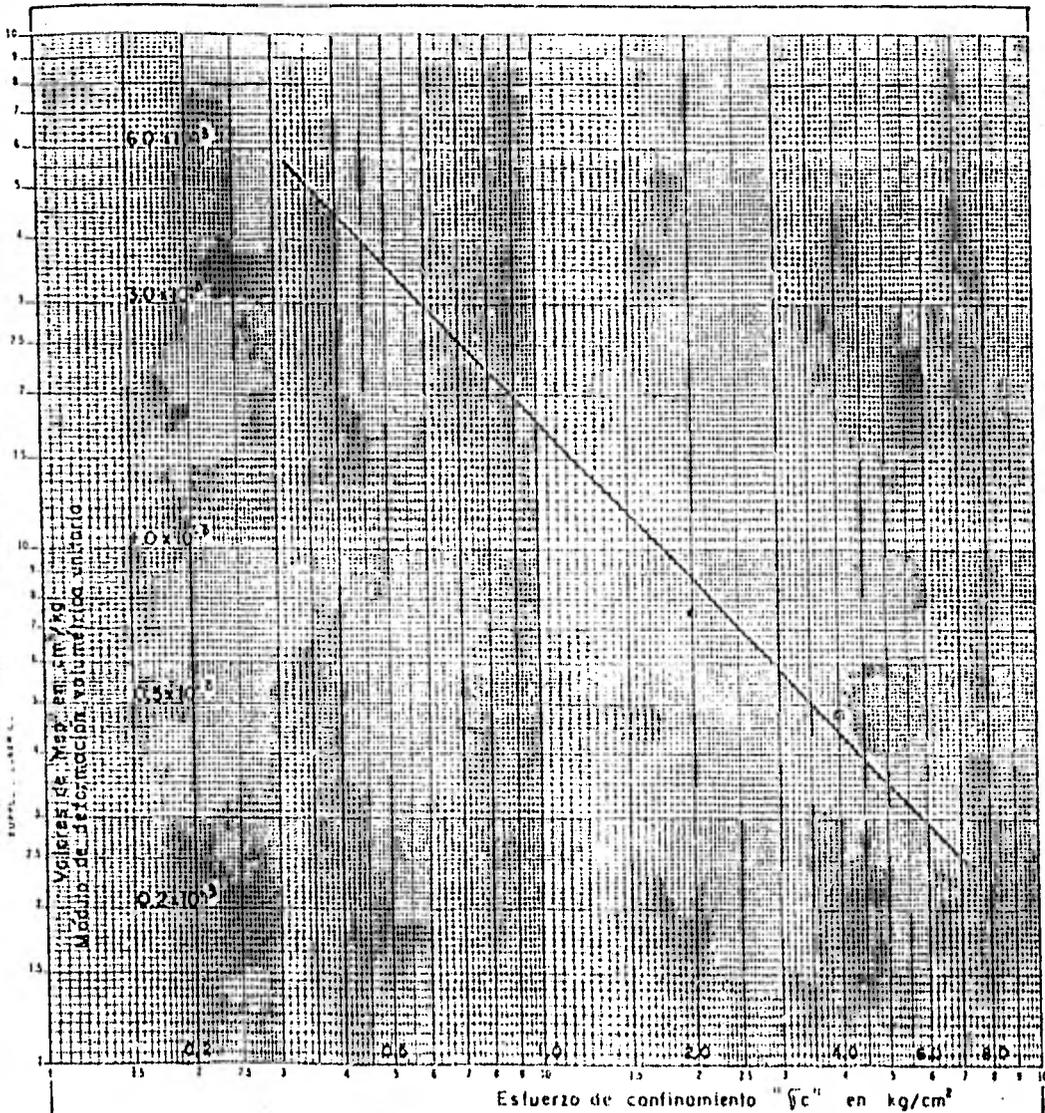
TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	
	FIGURA Nº 47



Esfuerzo de confinamiento " σ_c " en kg/cm²

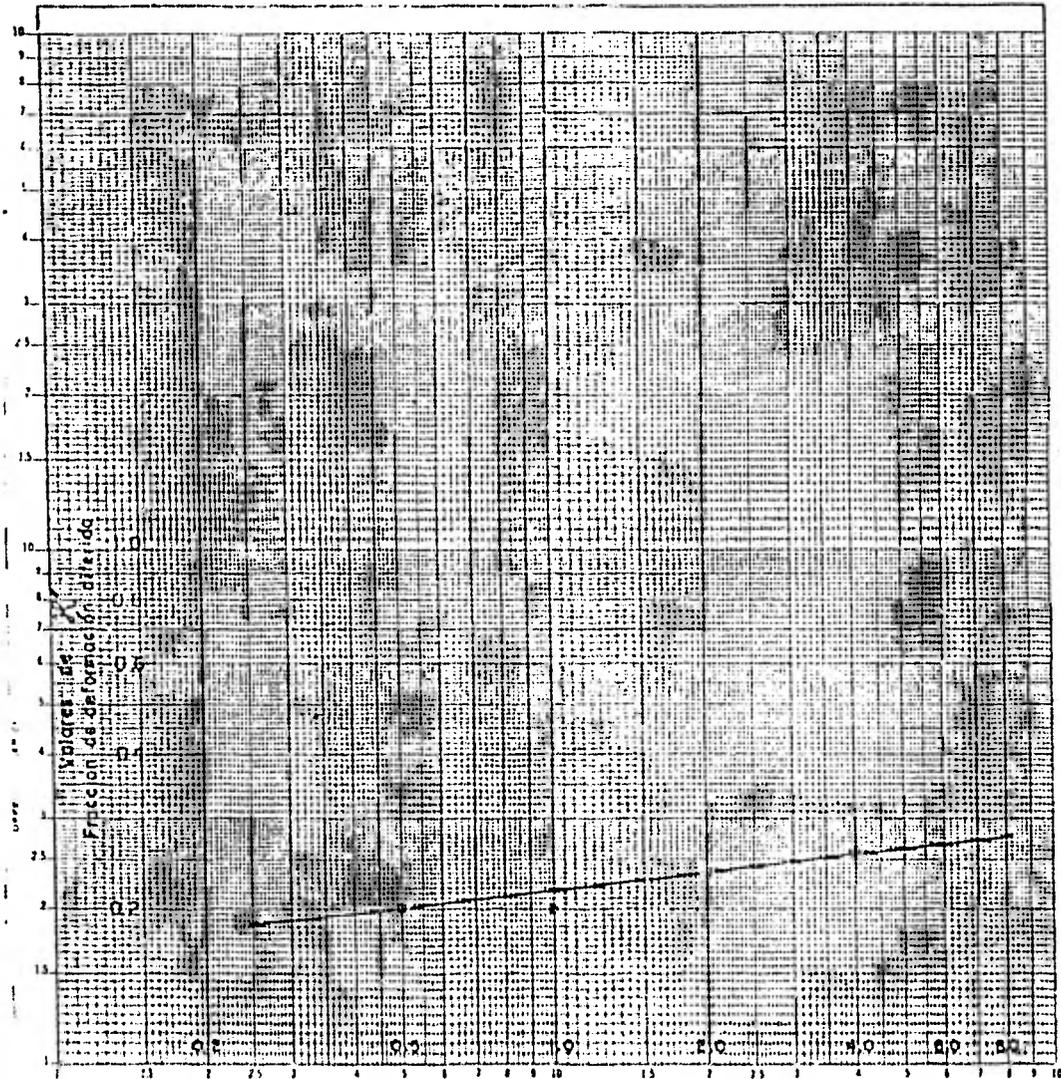
SONDEO: S-4
 MUESTRA: 50-II
 PROFUNDIDAD: 21.40-21.70m

TESIS PROFESIONAL JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	
	FIGURA Nº 4B



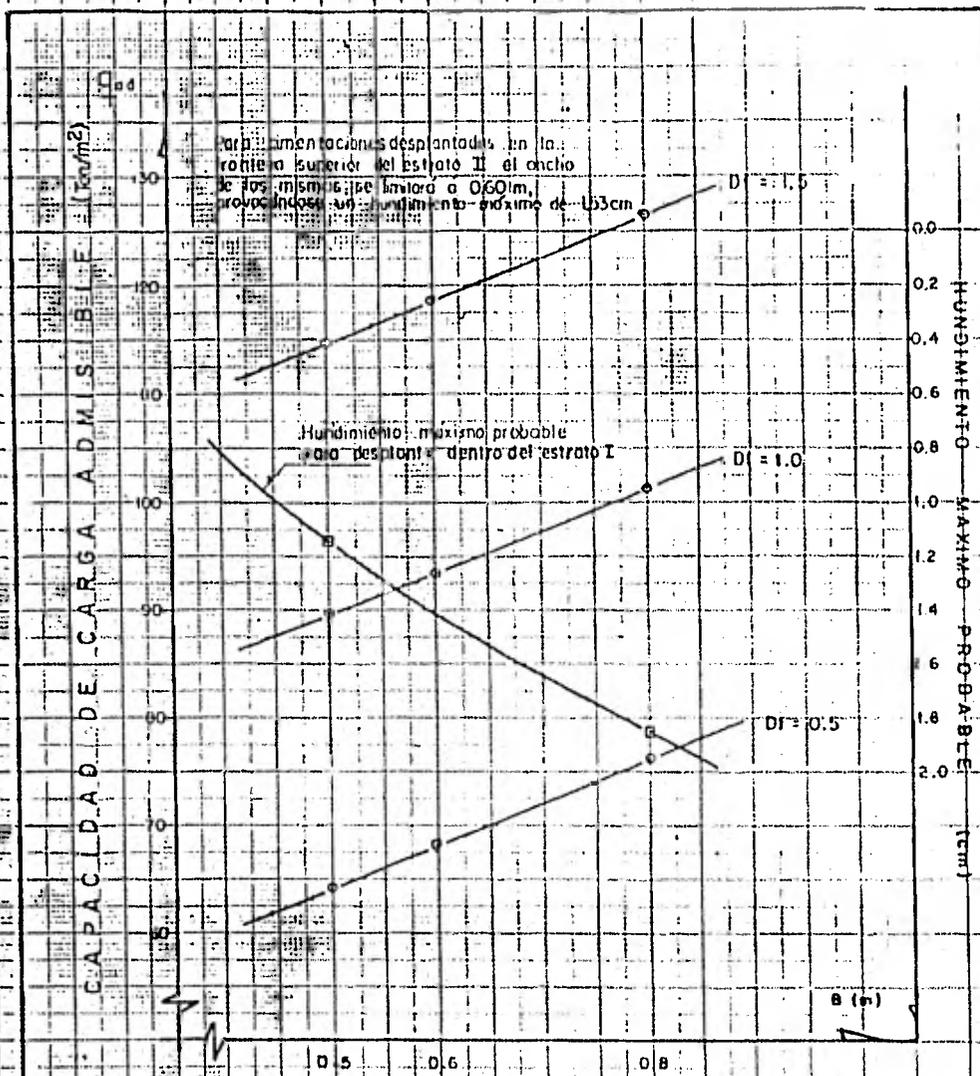
SONDEO S-5
 MUESTRA: 61-II
 PROFUNDIDAD: 24.05 - 24.35 m

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD
 FIGURA N° 49



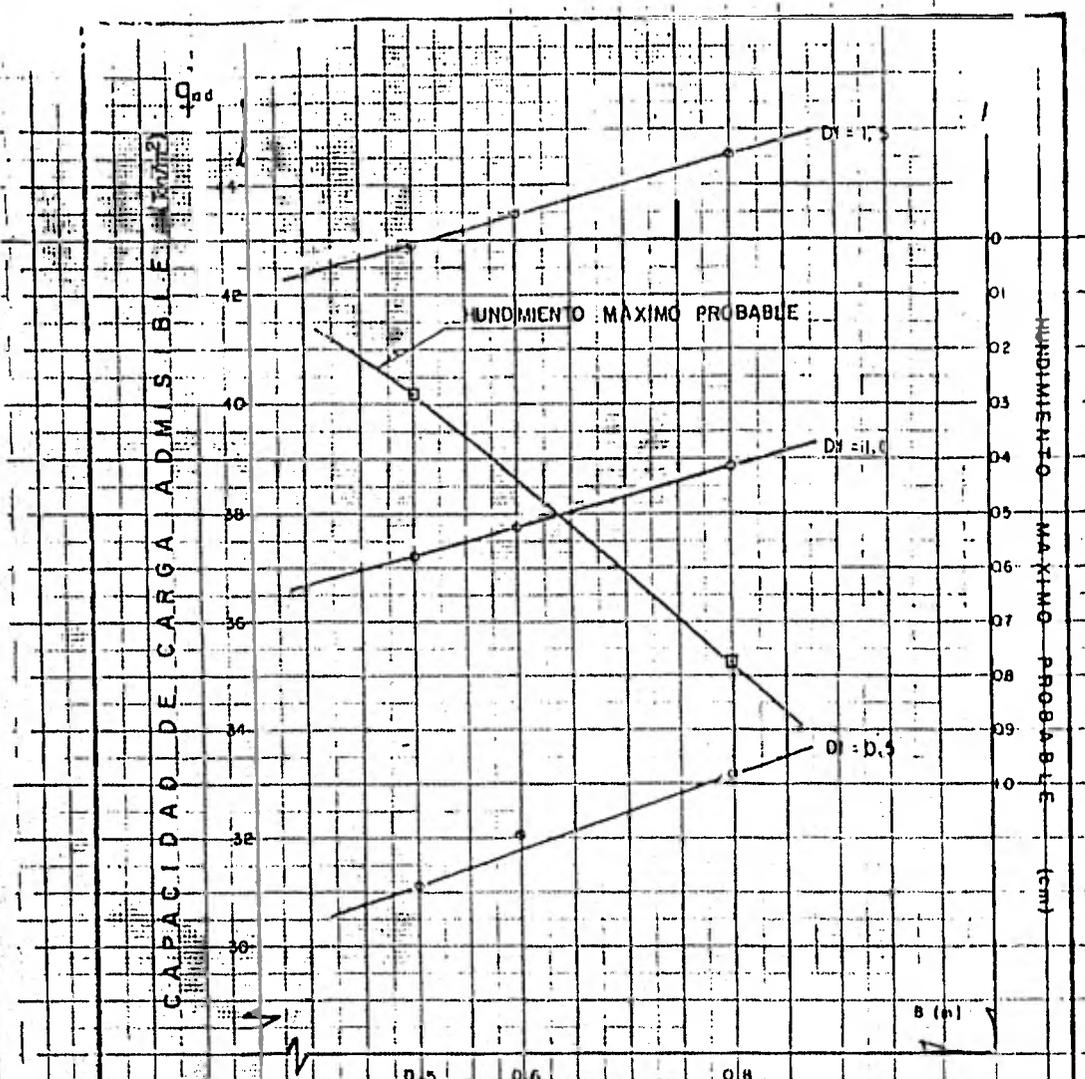
SONDEO: S-5
 MUESTRA: 61-II
 PROFUNDIDAD: 24.05-24.35m

TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
PARAMETROS DE DEFORMABILIDAD	
	FIGURA Nº 50



B = Ancho de la cimentación (m)
 D_f = Profundidad de desplante desde el nivel de piso adyacente.
 La capacidad de carga admisible calculada solo es aplicable a las cimentaciones que se apoyen sobre el estrato II y tengan su superficie potencial de falla totalmente indicada en este estrato.

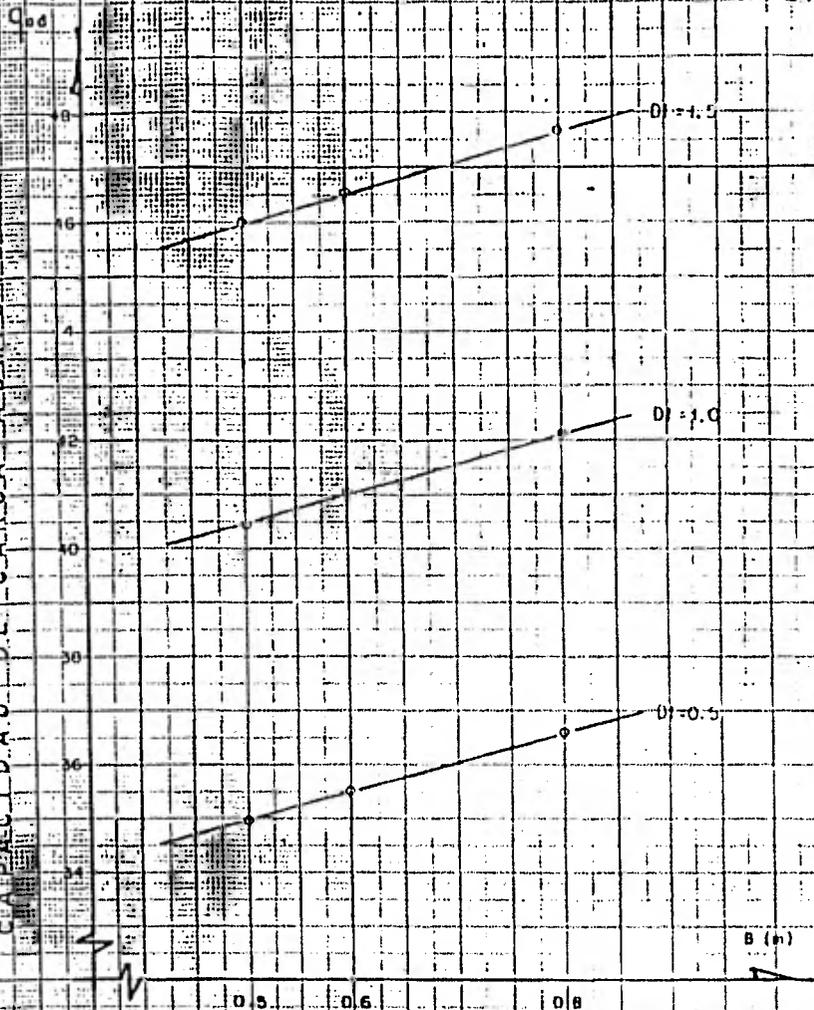
TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN
 EL ESTRATO II
FIGURA Nº 51



B = Ancho de la cimentación (m)
 D = Profundidad de desplante desde el nivel del piso adyacente.
 La capacidad de carga admisible calculada solo es aplicable a las cimentaciones que se apoyen sobre el estrato III y tengan su superficie potencial de falla totalmente indicada en este estrato.

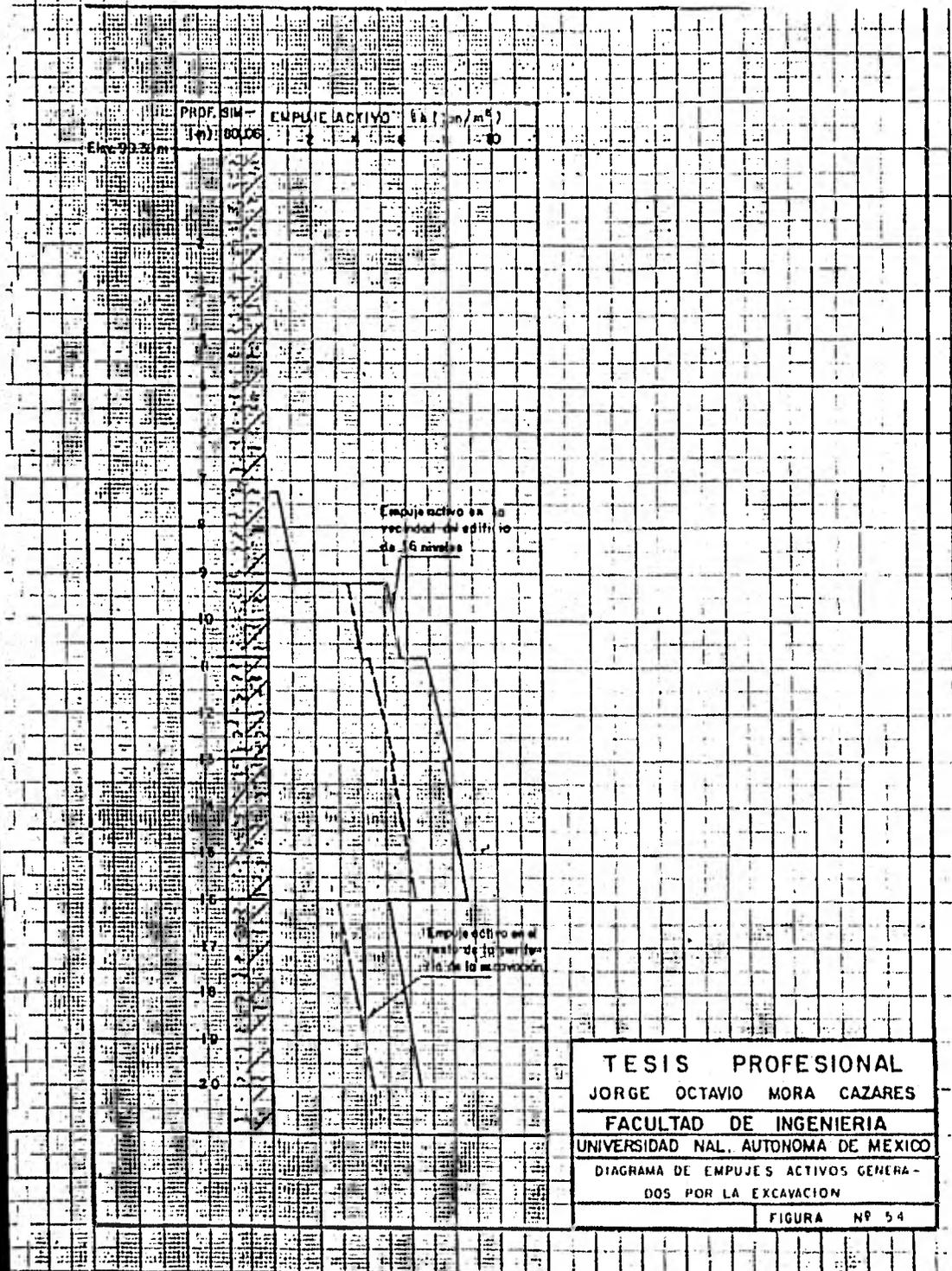
TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN
 EL ESTRATO III
 FIGURA Nº 52

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN EL ESTRATO II

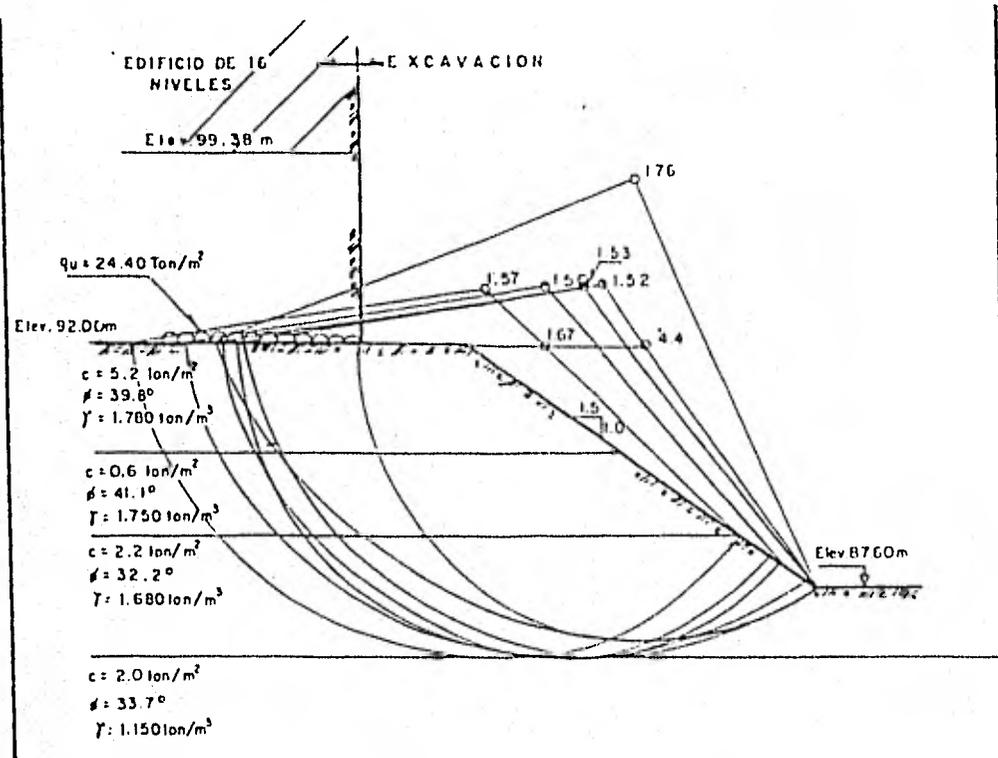


B = Ancho de cimentación (m).
 D = Profundidad en desplante desde el nivel de piso adyacente.
 La capacidad de carga admisible calculada solo es aplicable a las cimentaciones que se apoyen sobre el estrato II y tengan su superficie potencial de falla totalmente indicada en este estrato.
 El hundimiento máximo probable que se presentará será del mismo orden de magnitud que el calculado para el estrato III (Fig. 109).

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE EN
EL ESTRATO IV
 FIGURA Nº 53



TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 DIAGRAMA DE EMPUJES ACTIVOS GENERADOS POR LA EXCAVACION
 FIGURA Nº 54

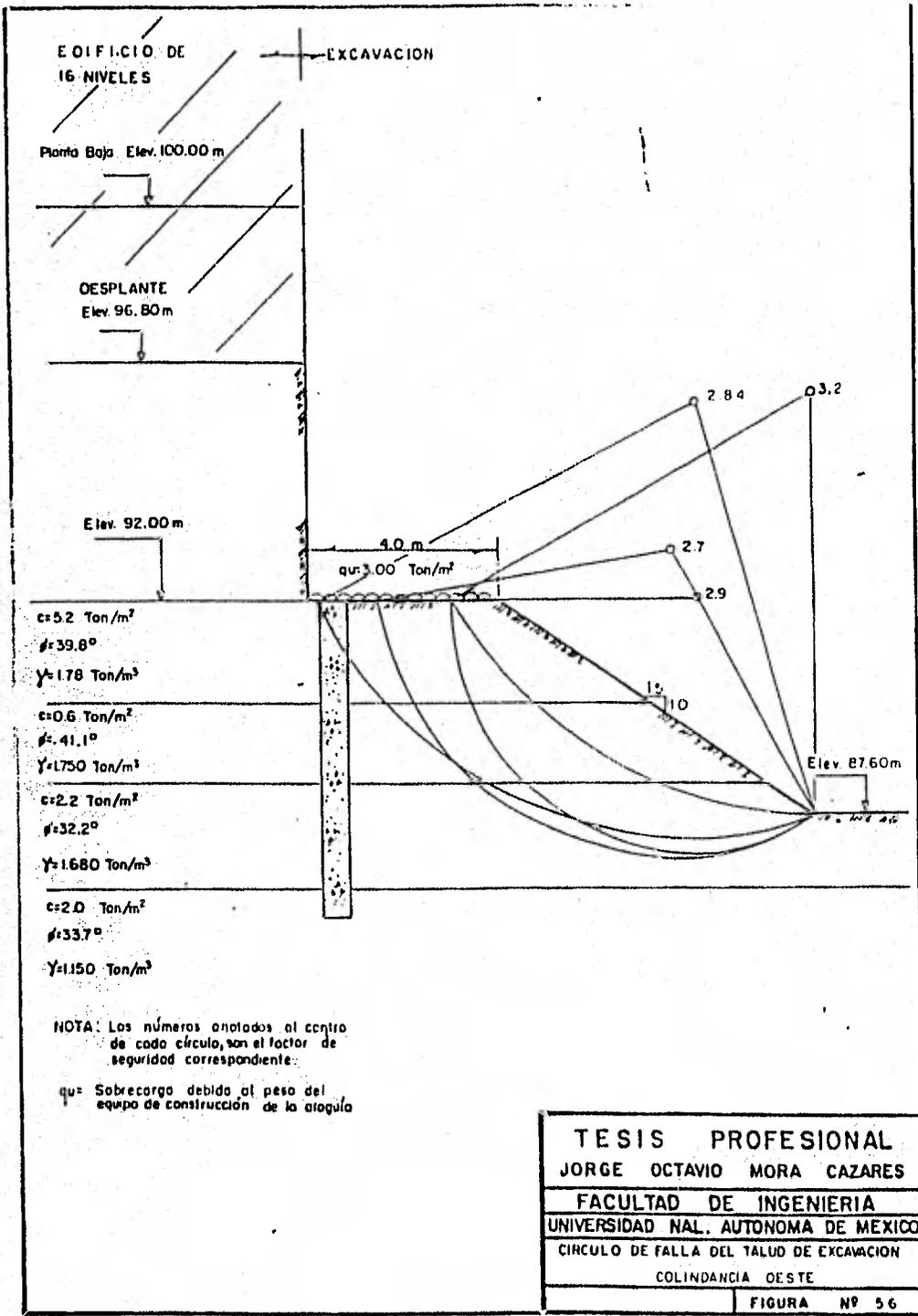


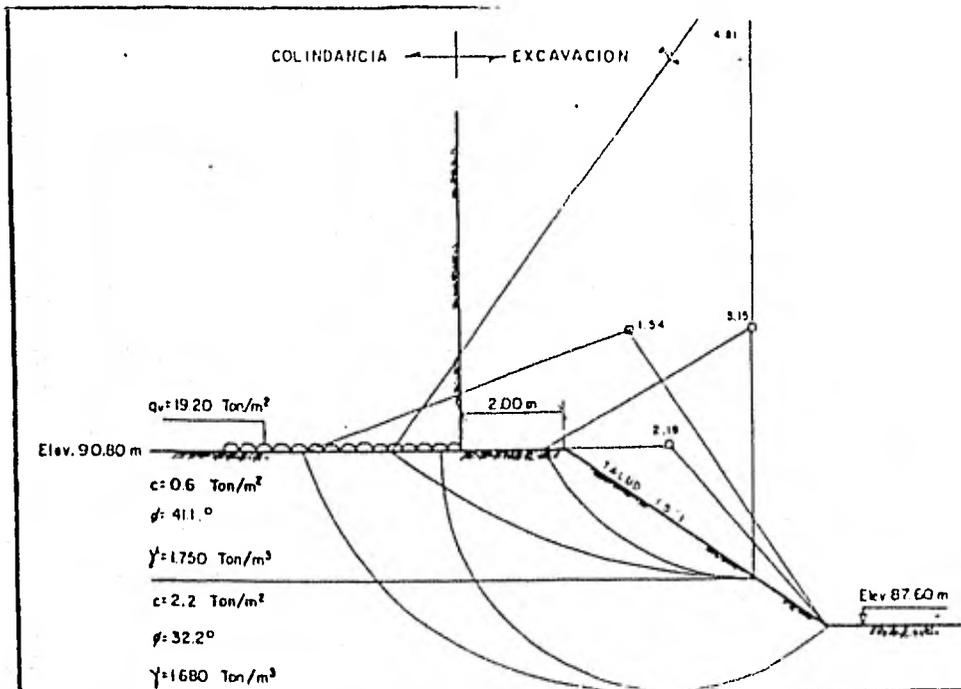
NOTA: Los números anotados al centro de cada círculo, son el factor de seguridad correspondiente.

qu = Sobre carga debida al peso del edificio colindante, más el peso del suelo, arriba de la Elev. 92.00 m

ESCALA. 1:100

TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
CIRCULO DE FALLA DEL TALUD DE EXCAVACION	
COLINDANCIA OESTE	
FIGURA	Nº 55





$q_v = 19.20 \text{ Ton/m}^2$

Elev. 90.80 m

$c = 0.6 \text{ Ton/m}^2$

$\phi = 41.1^\circ$

$\gamma = 1750 \text{ Ton/m}^3$

$c = 2.2 \text{ Ton/m}^2$

$\phi = 32.2^\circ$

$\gamma = 1680 \text{ Ton/m}^3$

$c = 2.0 \text{ Ton/m}^2$

$\phi = 33.7^\circ$

$\gamma = 1150 \text{ Ton/m}^3$

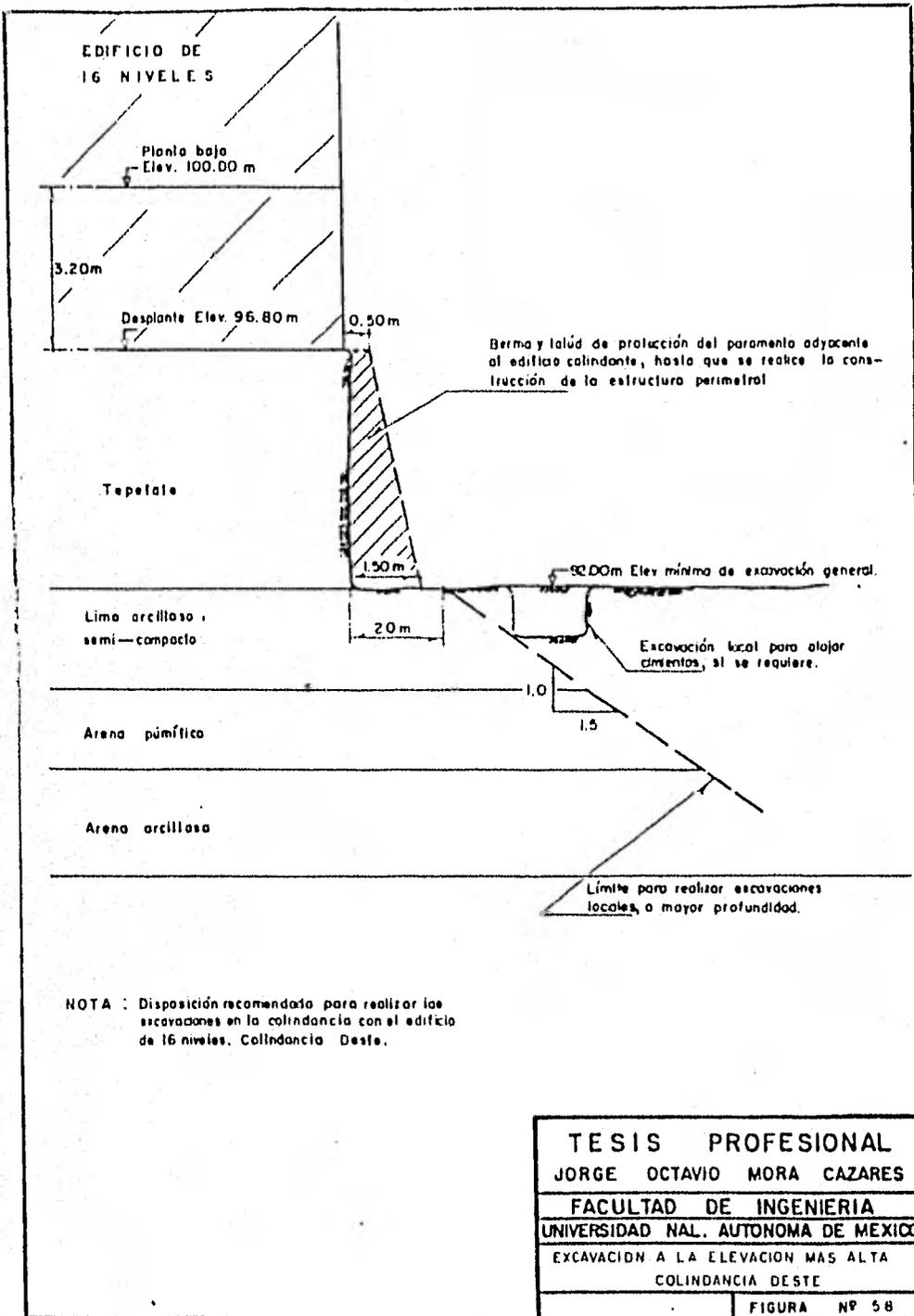
Elev. 87.60 m

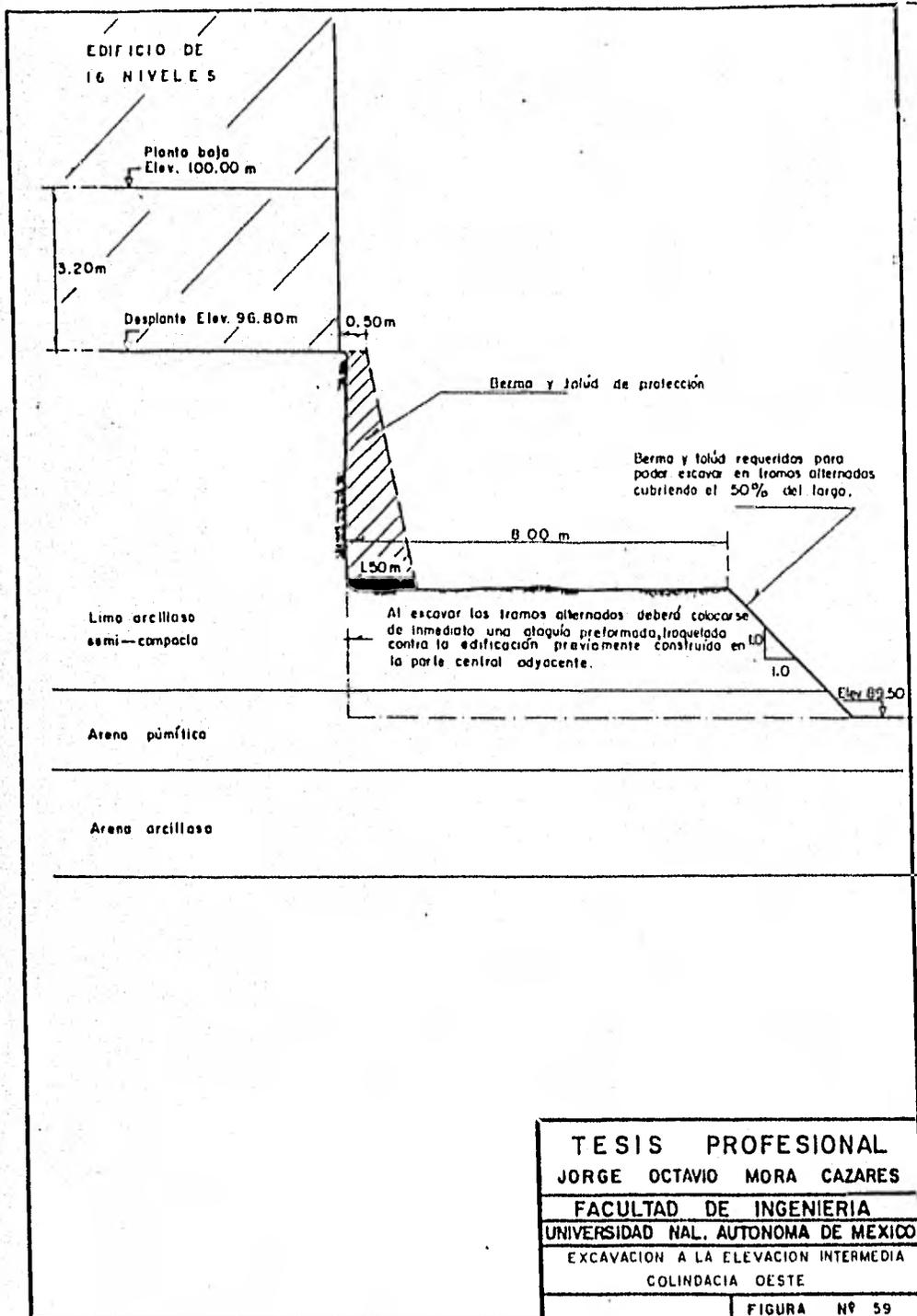
ESCALA 1:100

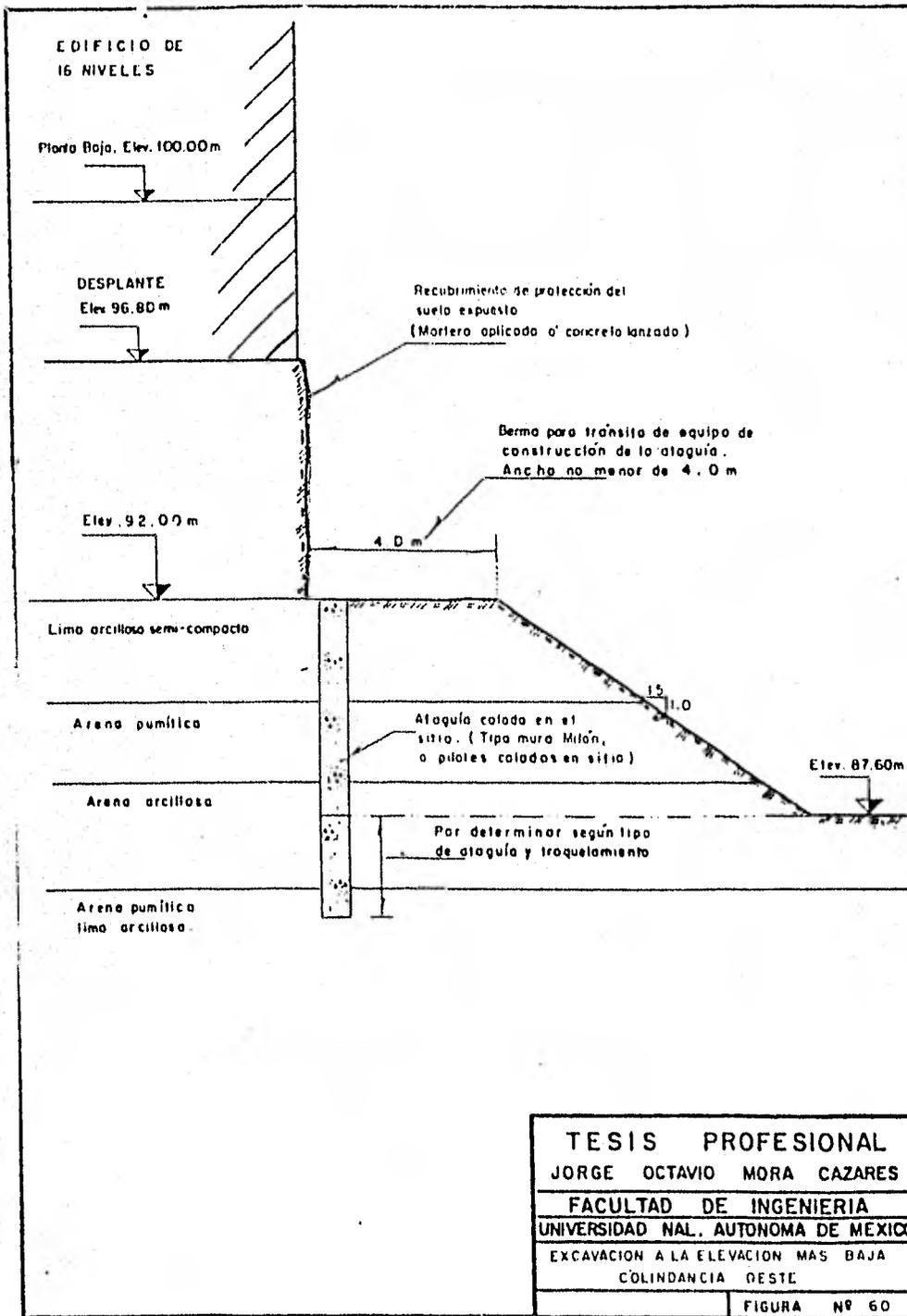
NOTA: Los números anotados al centro de cada círculo, son el factor de seguridad correspondiente.

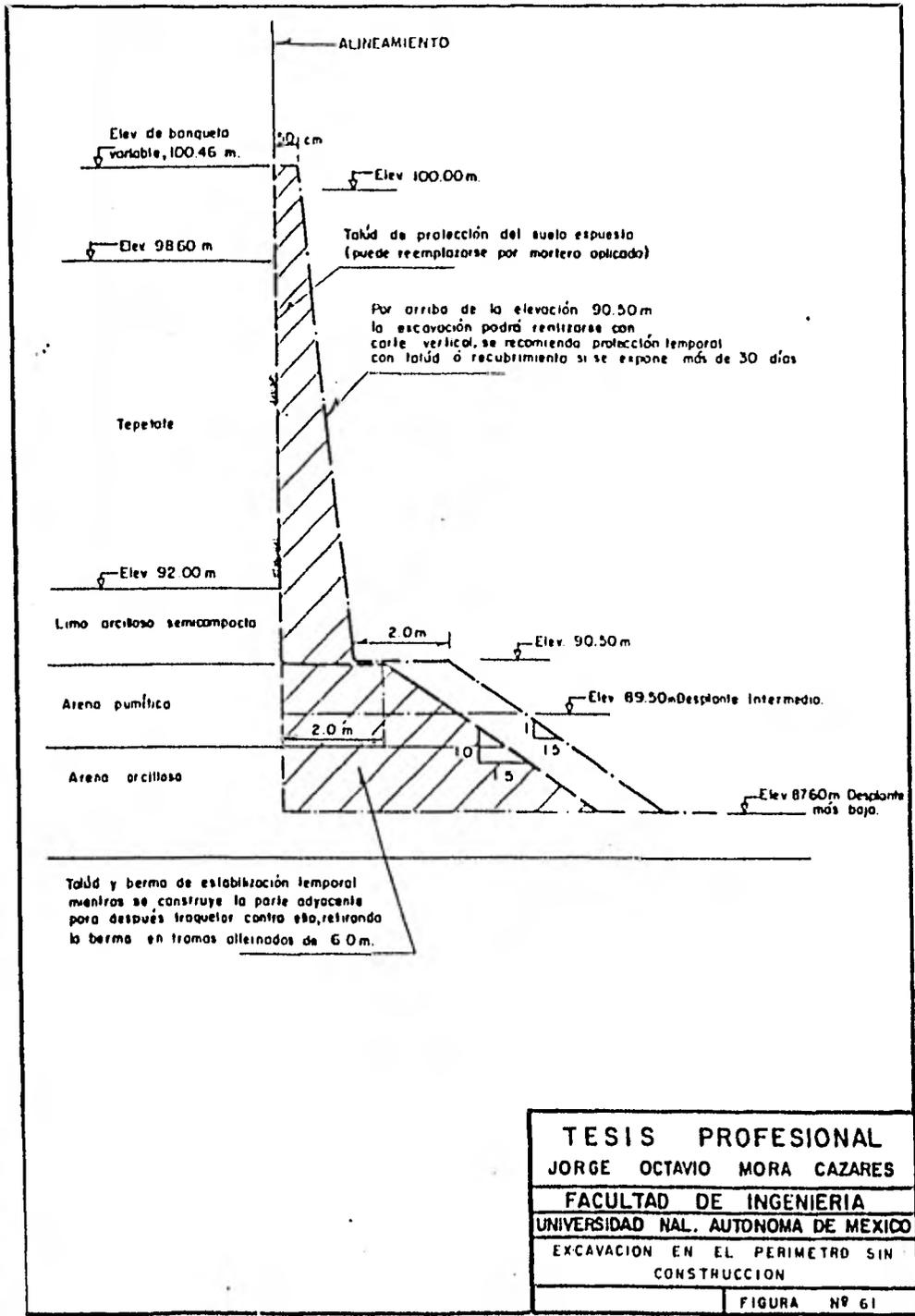
Q_v = Sobrecarga debido al peso del suelo, arriba de la Elev. 90.80m, más una sobrecarga superficial de 3 Ton/m².

TESIS PROFESIONAL	
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES	
FACULTAD DE INGENIERIA	
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO	
CIRCULO DE FALLA DEL TALUD DE EXCAVACION	
COLINDANCIA SIN CONSTRUCCION	
	FIGURA Nº 57









RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO S-1, Rotación

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	LIMITES DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANÁLISIS MECÁNICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE q _u kg/cm ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE		OBSERVACIONES
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRANOS % #20	GRANOS % #40	FINOS % #200			COHESION C (kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)	
4.I	5.25-5.65	Limo arcilloso de baja plasticidad con arena fina café oscura. FC, MO.	ML	31.45	1.847	45.15	29.30	15.85	0.3	24.6	75.1	--	--	--	--	
7.II	7.20-7.40	Arcilla limosa con arena fina y media café claro de consistencia muy blanda. PC, PMD.	CL	40.21	1.719	37.80	19.10	18.70	1.0	40.0	60.0	--	0.21	--	--	
9.II	9.16-9.45	Arena limo-arcillosa fina y media café oscura. FC, MO.	SC	28.45	1.722	37.45	14.83	22.62	0.2	56.0	43.8	2.533	0.60	0.10	46	
12.I	11.00-11.20	Arena fina y media café oscura. FC, MO.	--	14.99	1.931	NP	NP	NP	0.0	72.6	27.4	--	--	0.01	41.8	
12.II	11.00-12.20	Arcilla limosa de baja plasticidad café claro con arena pumítica de consistencia muy firme.	CL	15.65	1.765	30.65	19.15	11.50	2.0	44.2	55.8	--	2.16	--	--	
13.II	14.47-14.74	Arena limosa y arcillosa gris claro, fina y media. FC, MO.	SM	57.69	1.554	63.00	44.04	18.96	0.00	58.6	41.4	--	0.68	0.20	33.69	
15.III	17.55-17.85	Arena fina y media poco limosa café claro con gravillas y fósiles. FC, PMD.	SM	27.12	1.846	41.05	25.06	15.45	1.00	61.9	37.1	2.510	1.46	--	--	
26.I	18.05-18.85	Limo arcilloso con arena fina gris verdoso de baja plasticidad. FC, MO.	ML	52.72	1.698	38.15	25.26	12.89	0.0	21.7	78.3	--	--	1.70	40.6	
26.II	20.20-20.60	Limo arenoso café claro de baja plasticidad y consistencia media. MC, NMD.	ML	31.52	1.673	34.20	24.12	10.08	2.0	30.4	69.6	2.574	0.598	--	--	
21.III	21.93-23.23	Arena arcillosa y limosa, fina y media café claro. PC, PMD.	SC	31.33	1.747	26.30	16.70	9.60	0.1	58.7	40.9	2.543	0.740	0.40	38.7	
22	23.50-24.70	Gravas y arenas con arena limosa gruesa y media café oscura. FC, MO.	--	21.50	--	NP	NP	NP	18.2	47.0	34.8	--	--	--	--	

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE
 ENSAYES DE LABORATORIO.
 FIGURA Nº 62

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO 5-1, Rotación

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRIC NATURAL (ton/m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANÁLISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE qu kg/cm ²
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRANOS %	MEDIOS %	FINOS %		
4.I	5.25-5.65	Limo arcilloso de baja plasticidad con arena fina café oscuro. FC, MO.	ML	31.45	1.847	45.15	29.30	15.85	0.3	24.6	75.1	--	--
7.II	7.20-7.40	Arcilla limosa con arena fina y media café claro de consistencia muy blanda. PC, PMO.	CL	40.21	1.719	37.80	19.10	18.70	0.0	40.0	60.0	--	0.21
9.II	9.16-9.48	Arena limo-arcillosa fina y media café oscura. FC, MO.	SC	28.45	1.722	37.45	14.83	22.62	0.2	56.0	43.8	2.533	0.60
12.I	11.00-11.26	Arena fina y media café oscura. FC, MO.	--	14.99	1.931	NP	NP	NP	0.0	72.6	27.4	--	--
12.II	12.00-12.20	Arcilla limosa de baja plasticidad café claro con arena pumítica de consistencia muy firme.	CL	15.65	1.765	30.65	19.15	11.50	0.0	44.2	55.8	--	2.16
13.II	14.47-14.74	Arena limosa y arcillosa gris claro, fina y media. FC, MO.	SM	57.69	1.554	63.00	44.04	18.96	0.00	58.6	41.4	--	0.68
15.III	17.55-17.80	Arena fina y media poco limosa café claro con gravillas y fósiles. PC, PMO.	SM	27.12	1.846	41.05	25.06	15.45	1.00	61.9	37.1	2.510	1.46
16.I	18.05-18.85	Limo arcilloso con arena fina gris verdoso de baja plasticidad. FC, MO.	ML	52.72	1.698	38.15	25.26	12.89	0.0	21.7	78.3	--	--
20.I	20.20-20.60	Limo arenoso café claro de baja plasticidad y consistencia media. NC, NMO.	ML	31.52	1.673	34.20	24.12	10.08	1.0	30.4	69.6	2.574	0.598
21.III	22.93-23.22	Arena arcillosa y limosa, fina y media café claro. PC, PMO.	SC	31.33	1.747	26.30	16.70	9.60	0.1	58.7	40.9	2.543	0.740
22	23.50-24.70	Graveros y gravas con arena limosa gruesa y media café oscuro. FC, MO.	--	21.50	--	NP	NP	NP	18.2	47.0	34.8	--	--

111

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO 5-1, Rotación

MUESTRAS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRIC NATURAL (Ton/m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANÁLISIS MECÁNICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE q _c kg/cm ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CONTANTE		OBSERVACIONES
			LIMITE LIQUIDO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRANOS %	ARILLAS %	FINOS %			COHESIÓN C (kg/cm ²)	ÁNGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)	
	31.45	1.847	45.15	29.30	15.85	0.3	24.6	75.1	--	--	--	--	
	40.21	1.719	37.80	19.10	18.70	0.0	40.0	60.0	--	0.21	--	--	
	28.45	1.722	37.45	14.83	22.62	0.2	56.0	43.8	2.533	0.60	0.10	46	
	14.99	1.931	NP	NP	NP	0.0	72.6	27.4	--	--	0.01	41.8	
	15.65	1.765	30.65	19.15	11.50	0.0	44.2	55.8	--	2.16	--	--	
	57.69	1.554	63.00	44.04	18.96	0.00	58.6	41.4	--	0.68	0.20	33.69	
	27.12	1.846	41.05	25.06	15.45	1.00	61.9	37.1	2.510	1.46	--	--	
	52.72	1.698	38.15	25.26	12.89	0.0	21.7	78.3	--	--	1.70	40.6	
	31.52	1.673	34.20	24.12	10.08	1.0	30.4	69.6	2.574	0.598	--	--	
	31.33	1.747	26.30	16.70	9.60	0.4	58.7	40.9	2.543	0.740	0.40	38.7	
	21.50	--	NP	NP	NP	10.2	47.0	34.8	--	--	--	--	

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE
ENSAYES DE LABORATORIO.
 FIGURA N° 62

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO S-1 Rotación

MUESTRA NO	PROFUNDIDAD m	C L A S I F I C A C I O N		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE γ_u kg/cm ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE		OBSERVACIONES
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO LL %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			COHESION C (kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA ϕ (°)	
23	25.60-26.50	Arena gruesa y media con gravas gris oscuro muy suelto. NC, PMD.	SP	9.93	--	NP	NP	NP	34.0	59.3	6.7	--	--	--	--	
26	28.40-29.60	Gravas hasta 3" café oscuro.	GP	4.17	--	NP	NP	NP	99.1	0.0	0.9	--	--	--	--	
28	30.40-31.40	Gravas hasta 3" café oscuro.	GP	2.71	--	NP	NP	NP	93.7	0.0	6.3	--	--	--	--	

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO.
 FIGURA N° 62-A

P11

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO S-2

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m³)	LIMITES DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE q _u kg/cm²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORRIANTE		OBSERVACIONES
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO LL %	LIMITE PLASTICO LP %	INDICE PLASTICO IP %	GRANOS %	ARENAS %	FINOS %			COHESION C (kg/cm²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)	
10.II	3.45-3.65	Limo poco arcilloso de baja plasticidad café grisácea- de consistencia media con contactos de carbonato. PC, MO.		32.05	1.614	50.50	36.78	13.72	0.2	35.8	64.0	2.577	0.56	--	--	
27.I	6.50-6.80	Limo poco arcilloso con arena fina de baja plasticidad café grisácea de consistencia dura con gravillas pumí- ticas. PC, MO.		25.38	1.730	38.45	28.99	9.46	1.8	33.2	65.0	2.422	5.825	--	--	
32.II	9.10-9.30	Arena limo-arcillosa café claro compacta con gravas -- hasta de 1". PC, MO.		16.60	1.754	29.20	20.52	8.68	32.7	55.3	29.4	2.551	2.45	--	--	
37.I	11.90-12.20	Arena limo-arcillosa café claro compacta con contactos de arena pumítica. PC, MO.		22.03	1.736	31.70	17.88	15.82	1.1	53.0	45.7	2.577	--	0.53	42.5	
41	14.30-14.90	Arena pumítica gris claro compacta. NC, NMO.		56.23	--	--	--	--	0.8	63.5	35.7	--	--	--	--	
43.II	15.65-15.85	Limo poco arcilloso de baja plasticidad con arena fina café claro de consistencia muy firme. PC, NMO.		21.60	1.569	36.25	25.43	10.82	--	38.6	61.4	2.470	3.56	--	--	
48.I	18.25-18.55	Arcilla limosa de baja plasticidad con arena fina y me- dia café claro de consistencia dura. FC, MO.		27.21	1.673	36.20	23.94	12.26	0.5	47.9	51.6	2.547	--	--	--	
53.I	20.95-21.55	Arcilla limosa de baja plasticidad con arena fina y me- dia café claro de consistencia dura. FC, MO.		21.85	1.810	30.20	20.42	9.78	0.4	44.9	54.7	2.509	--	0.75	39.1	
58.I	23.80-24.10	Arena limo-arcillosa café claro muy compacta. PC, MO.		16.66	1.769	27.25	17.53	9.72	1.7	53.2	45.1	2.547	1.40	--	--	

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE
ENSAYES DE LABORATORIO
FIGURA Nº 6

P11 ~~01~~

RESUMEN DE RESULTADOS
LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO S-2

CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	LIMITES DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CONSTANTE		OBSERVACIONES
		LIMITE LIQUIDO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			CONESION C (kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)	
32.05	1.614	50.50	36.78	13.72	0.2	35.8	64.0	2.577	0.56	--	--	
25.38	1.730	38.45	28.99	9.46	1.8	33.2	65.0	2.422	5.025	--	--	
16.60	1.754	29.20	20.52	8.68	32.7	55.3	29.4	2.551	2.45	--	--	
22.03	1.736	33.70	17.88	15.82	1.3	53.0	45.7	2.577	--	0.53	42.5	
56.23	--	--	--	--	0.8	63.5	35.7	--	--	--	--	
21.60	1.569	36.25	25.43	10.82	--	38.6	61.4	2.470	1.56	--	--	
27.21	1.873	36.20	23.94	12.26	0.5	47.9	51.6	2.547	--	--	--	
21.85	1.810	30.20	20.42	9.78	0.4	44.9	54.7	2.509	--	0.75	39.1	
16.66	1.769	27.25	17.53	9.72	1.7	53.2	45.1	2.547	1.40	--	--	

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE
ENSAYES DE LABORATORIO
FIGURA N° 83

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO S-3

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m³)	LIMITES DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE qu kg/cm²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE		OBSERVACIONES
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO LL %	LIMITE PLASTICO LP %	INDICE PLASTICO IP %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			COEFICIENTE DE FROCCION INTERNA C (kg/cm²)	ANGULO DE FROCCION INTERNA φ (°)	
36.III	9.18-9.78	Arena fina y media poco arcillosa café claro con gravillas y gravas hasta de 3/8". FC, MO.	SC	28.68	1.781	30.70	18.83	11.87	31.7	60.7	7.6	2.441	0.410	0.06	41.1	
37.I	9.78-10.00	Arena bien graduada poco arcillosa gris verdosa con gravillas y gravas. FC, MO.	SC	18.86	1.952	24.90	14.76	10.14	33.8	57.0	9.2	2.460	0.470	--	--	
39.I	10.00-11.00	Arena limo-arcillosa fina café claro. FC, MO.	SC	29.18	1.680	31.20	21.03	10.17	0.8	50.3	48.9	2.456	1.765	0.55	42.0	
41.I	12.36-12.60	Arena limo-arcillosa fina pumítica con algunas gravillas. FC, MO.	SC-SM	22.09	1.718	24.0	17.29	6.71	1.30	55.7	43.0	2.549	--	--	--	
42.I	13.06-13.30	Arena pumítica poco limosa café grisáceo. FC, MO.	--	37.32	1.508	NP	NP	NP	4.3	76.5	19.2	2.419	2.025	0.50	36.87	
44.II	14.48-14.72	Arena pumítica poco limosa gris claro. FC, MO.	--	66.34	1.108	NP	NP	NP	9.8	71.5	18.7	2.544	1.062	--	--	
49	17.20-17.60	Arcilla arenosa y limo arenosa de baja plasticidad café claro de consistencia muy firme. FC, MO.	CL	19.36	--	27.67	18.07	9.60	--	--	--	2.536	--	--	--	
59.I	21.30-22.50	Arcilla arenosa y limo arenoso de baja plasticidad café claro a consistencia firme. FC, MO.	CL	25.50	1.738	29.30	20.37	8.93	0.0	39.8	60.2	2.535	1.120	0.28	39.6	
62.I	23.65-23.85	Arcilla arenosa y limo arenoso café claro con algunas gravillas pumíticas. FC, MO.	--	22.18	1.716	--	--	--	1.3	30.8	67.9	2.561	--	0.58	42.5	

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZAR
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS
 ENSAYES DE LABORATORIO
 FIGURA Nº

081

RESUMEN DE RESULTADOS
 ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO 8-3

SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de solidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE gw kg/cm ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE		OBSERVACIONES
			LIMITE LIQUIDO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			COHESION C (kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)	
SC	28.68	1.781	30.70	18.83	11.87	31.7	60.7	7.6	2.441	0.410	0.06	41.1	
SC	18.86	1.952	44.90	14.76	10.14	33.8	57.0	9.2	2.460	0.470	--	--	
SC	29.18	1.680	31.20	21.03	10.17	0.8	50.3	48.9	2.456	1.765	0.55	42.0	
SC-SH	22.09	1.718	24.0	17.29	6.71	1.30	55.7	43.0	2.549	--	--	--	
--	37.32	1.508	NP	NP	NP	4.3	76.5	19.2	2.419	2.025	0.50	36.87	
--	66.34	1.108	NP	NP	NP	9.8	71.5	18.7	2.544	1.062	--	--	
CL	19.36	--	27.67	18.07	9.60	--	--	--	2.536	--	--	--	
CL	25.50	1.728	29.30	20.37	8.93	0.0	39.8	60.2	2.535	1.120	0.28	39.8	
--	22.18	1.716	--	--	--	1.3	30.8	67.9	2.561	--	0.58	42.5	

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE
 ENSAYES DE LABORATORIO
 FIGURA N° 64

181

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO S-4

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m³)	LIMITES DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE qu kg/cm²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE		OBSERVACIONES	
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRANAS %	ARENAS %	FINES %			COHESION C (kg/cm²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)		
2	1.20-1.80	Arcilla de baja plasticidad, limosa, con algunas raíces, de color café grisáceo	PC-PMO	CL	15.92	31.5	16.7	14.8									
9-I	3.90-4.15	Arena gruesa con gravas hasta de 3/4" y limosa café claro	PC-MO	SP-SM	26.33	1.695	36.0	25.9	10.1	34.6	52.7	12.7	2.420				
21-I	6.70-6.85	Limo de baja plasticidad, arenoso con gravillas, café grisáceo	MC-MO	ML	28.80		49.1	36.1	13.0	1.7	41.8	56.5					
29-I	9.60-9.90	Arcilla de baja plasticidad, arenosa de color café oscuro	PC-PMO	CL	28.39	1.815	34.10	22.3	11.8	0.2	39.1	60.7	2.449	1.067	0.52	35.8°	
33	12.0-12.45	Arena pumítica media con gravas hasta de 3/4" y 17% de finos no plásticos, gris oscuro	PC-MO	--	6.22		NP	NP	NP	24.9	38.1	17.0					
35-I	13.05-13.25	Arena arcillosa de baja plasticidad, café claro.	NC-NMO	SC	22.09	1.811	27.8	18.1	9.7	0	32.5	47.5		1.170	0.22	32.2°	
40-I	16.05-16.25	Arena fina, con 37% de finos no plásticos, café claro	PC-PMO	SP	50.74	1.354	NP	NP	NP	0	63.5	36.5	2.473	2.175	1.15	45.0°	
44-I	18.45-18.65	Arena limosa, de color café claro.	PC-P	SM	20.33	1.585	38.7	27.5	11.2	0.1	69.4	30.5		2.580			
50-I	21.10-21.45	Arcilla arenosa de baja plasticidad, café claro	PC-MO	CL	24.09	1.879	31.5	19.9	11.6	0	41.2	58.8	2.571	4.560	1.18	35.0°	
54-I	23.50-24.15	Arcilla arenosa de baja plasticidad, con 20% de gravas, café claro.	NC-PMO	CL	20.65	1.875	29.0	18.4	10.6	20	33.2	64.8		1.560			

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE
 ENSAYES DE LABORATORIO
 FIGURA Nº 65

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO 5-4

MUESTRA NO	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)	PARAMETROS DE ESFUERZO CONESION (kg/cm ²)
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUICO LL %	LIMITE PLASTICO LP %	INDICE PLASTICO IP %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			
2	1.20-1.80	Arcilla de baja plasticidad, limosa, con algunas raices, de color café grisáceo PC-PHO	CL	15.92		31.5	16.7	14.8						
9-1	3.90-4.15	Arena gruesa con gravas hasta de 3/4" y limosa, café claro PC-MO	SP-SM	26.33	1.695	36.0	25.9	10.1	34.6	52.7	12.7	2.420		
21-1	6.70-6.85	Limo de baja plasticidad, arenoso con gravillas, café grisáceo NC-MO	ML	28.80		49.1	16.1	13.0	1.7	41.8	56.3			
29-1	9.60-9.90	Arcilla de baja plasticidad, arenosa de color café oscuro PC-PHO	CL	28.39	1.815	34.10	22.3	11.8	0.2	19.1	60.7	2.449	1.067	0.52
33	12.0-12.45	Arena puritica media con gravas hasta de 3/4" y 17% de finos no plásticos, gris oscuro PC-MO	--	6.22		NP	NP	NP	24.9	58.1	17.0			
35-1	13.05-13.25	Arena arcillosa de baja plasticidad, café claro. NC-NMO	SC	22.09	1.811	27.8	18.1	9.7	0	52.5	47.5		1.170	0.22
40-1	16.05-16.35	Arena fina, con 37% de finos no plásticos, café claro PC-PHO	SP	50.74	1.354	NP	NP	NP	0	63.5	36.5	2.473	2.175	1.15
44-1	18.45-18.65	Arena limosa, de color café claro. PC-P	SM	20.33	1.585	38.7	27.5	11.2	0.1	69.4	30.5		2.580	
50-1	21.10-21.40	Arcilla arenosa de baja plasticidad, café claro PC-MO	CL	24.09	1.879	31.5	19.9	11.6	0	41.2	58.8	2.571	4.560	1.18
54-1	23.50-24.10	Arcilla arenosa de baja plasticidad, con 20% de gravas, café claro. NC-PHO	CL	20.85	1.875	29.0	18.4	10.6	20	33.2	64.8		1.560	

151

RESUMEN DE RESULTADOS
DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO 8-4

CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRIC NATURAL (Ton/m ³)	LIMITES DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de índices)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE qu kg/cm ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE		OBSERVACIONES
		LIMITE LIQUICO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			COHESION C (kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)	
15.92		31.5	16.7	14.8								
26.33	1.695	36.0	25.9	10.1	34.6	52.7	12.7	2.420				
28.80		49.1	36.1	13.0	1.7	41.8	56.3					
28.39	1.815	34.10	22.3	11.8	0.2	39.1	60.7	2.449	1.067	0.52	39.8°	
6.22		NP	NP	NP	24.9	58.1	17.0					
22.09	1.811	27.8	18.1	9.7	0	52.5	47.5		1.170	0.22	32.2°	
50.74	1.354	NP	NP	NP	0	63.5	36.5	2.473	2.175	1.35	45.0°	
20.33	1.585	38.7	27.5	11.2	0.1	69.4	30.5		2.580			
24.09	1.879	31.5	19.9	11.6	0	41.2	58.8	2.571	4.560	1.18	35.0°	
20.85	1.875	29.0	18.4	10.6	20	33.2	64.8		1.560			

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE
ENSAYES DE LABORATORIO
FIGURA Nº 65

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO 5-5

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Cantidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE q _v kg/cm ²	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CONSTANTE		OBSERVACIONES
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO LL %	LIMITE PLASTICO LP %	INDICE PLASTICO IP %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			COHESION C (kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION INTERNA φ (°)	
10	2.65 a 3.10	Limo arcilloso de baja plasticidad café claro. PC, MO.	ML	25.4	--	40.8	31.0	9.8	--	--	--	--	--	--	--	
25	5.90 a 6.25	Limo arenoso de baja plasticidad café claro. PC, MO.	ML	31.0	--	43.3	27.5	15.8	--	--	--	2.423	--	--	--	
35.I	9.20 a 9.65	Arena media y fina arcillosa café claro con 32% de finos. FC, MO.	SC	27.6	1.629	29.4	22.1	7.3	15.7	52.0	32.3	--	4.020	--	--	
36.II	9.65 a 10.70	Arena pumítica media y fina café grisáceo con 19% de finos. FC, MO.	SC	13.2	--	22.7	14.9	7.7	3.3	78.0	18.7	--	--	--	--	
43.III	12.60 a 12.80	Arena arcillosa fina café claro, con gravillas de material pumítico con 48% de finos. PC, PMO.	SC	24.0	1.688	25.0	15.3	9.7	0.0	51.9	48.1	2.446	1.250	0.70	31.0	
43.II	14.30 a 14.60	Arena pumítica gruesa y media poco limosa gris claro-compacta. PC, PMO.	--	66.6	1.159	--	--	--	21.6	57.4	26.0	2.146	1.050	0.37	43.9	
48	17.00 a 17.60	Arcilla limosa de baja plasticidad café claro con arena pumítica de consistencia dura. PC, PMO.	CL	21.4	--	31.5	22.4	9.1	--	--	--	2.575	--	--	--	
53	19.25 a 19.65	Arcilla limosa de baja plasticidad café claro con arena fina de consistencia dura.	CL	21.1	--	35.6	23.3	12.3	--	--	--	2.444	--	--	--	
60.I	23.25 a 23.45	Arcilla limosa y limo arcilloso con arena fina café claro de consistencia firme con algunos contactos de carbonato. PC, MO.	CL-ML	25.6	--	25.1	18.7	6.4	0.4	23.6	7.60	2.523	1.160	--	--	
61.II	24.05 a 24.35	Arcilla limosa de baja plasticidad con arena fina café oscuro de consistencia firme. NC, MO.	CL	22.6	--	28.5	19.0	9.5	--	--	--	--	1.160	0.90	38.8	

TESIS PROFESIONAL
JORGE OCTAVIO MORA CAZARE
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS
 ENSAYES DE LABORATORIO

RESUMEN DE RESULTADOS
ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO S-5

MUESTRA Nº	PROFUNDIDAD m	CLASIFICACION		CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PESO VOLUMETRICO NATURAL (Ton/m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)	PARA COC
		DESCRIPCION	SUCS			LIMITE LIQUIDO L.L. %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			
10	2.65 a 3.10	Limo arcilloso de baja plasticidad café claro. FC, MO.	ML	25.4	--	40.8	31.0	9.8	--	--	--	--	--	
25	5.90 a 6.15	Limo arenoso de baja plasticidad café claro. FC, MO.	ML	31.0	--	43.3	27.5	15.8	--	--	--	2.423	--	
35.1	9.20 a 9.65	Arena media y fina arcillosa café claro con 32% de finos. FC, MO.	GC	27.6	1.629	29.4	22.1	7.3	15.7	52.0	32.3	--	4.020	
36.11	9.65 a 10.10	Arena pumítica media y fina café grisáceo con 19% de finos. FC, MO.	GC	13.2	--	22.7	14.9	7.7	3.3	78.0	18.7	--	--	
40.111	12.60 a 12.80	Arena arcillosa fina café claro con gravillas de material pumítico con 40% de finos. FC, PMO.	GC	24.0	1.640	25.0	15.3	9.7	0.0	51.9	48.1	2.446	1.250	0
43.11	14.30 a 14.60	Arena pumítica gruesa y media poco limosa gris claro-compacta. FC, PMO.	--	66.6	1.159	--	--	--	21.6	52.4	26.0	2.146	1.050	0
48	17.00 a 17.60	Arcilla limosa de baja plasticidad café claro con arena pumítica de consistencia dura. FC, PMO.	CL	21.4	--	31.5	22.4	9.1	--	--	--	2.575	--	
53	19.25 a 19.85	Arcilla limosa de baja plasticidad café claro con arena fina de consistencia dura.	CL	21.1	--	35.6	23.3	12.3	--	--	--	2.444	--	
60.1	23.15 a 23.45	Arcilla limosa y limo arcilloso con arena fina café claro de consistencia firme con algunos contactos de carbonato. FC, MO.	CL-ML	25.6	--	25.1	18.7	6.4	0.4	23.6	7.60	2.523	1.160	
61.11	24.05 a 24.35	Arcilla limosa de baja plasticidad con arena fina café oscuro de consistencia firme. FC, MO.	CL	22.6	--	28.5	19.0	9.5	--	--	--	--	1.160	

1221

RESUMEN DE RESULTADOS

ENSAYES DE LABORATORIO EN MUESTRAS COLECTADAS, SONDEO 5-5

SUCS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA %	PE SO VOLUMETRICO NATURAL (Ton /m ³)	LIMITE DE CONSISTENCIA			GRANULOMETRIA (ANALISIS MECANICO)			GRAVEDAD (ESPECIFICA (Densidad de sólidos)	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)	PARAMETROS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CONSTANTE		OBSERVACIONES
			LIMITE LIQUIDO LL %	LIMITE PLASTICO L.P. %	INDICE PLASTICO I.P. %	GRAVAS %	ARENAS %	FINOS %			COEFIC. DE FRICCION INTERNA φ (°)	ANGULO DE FRICCION INTERNA δ (°)	
ML	25.4	--	40.8	31.0	9.8	--	--	--	--	--	--	--	
ML	31.0	--	43.3	27.5	15.8	--	--	--	2.423	--	--	--	
SC	27.6	1.629	29.4	22.1	7.3	15.7	52.0	32.3	--	4.020	--	--	
SC	13.2	--	22.7	14.9	7.7	3.3	78.0	18.7	--	--	--	--	
SC	24.0	1.688	25.0	15.3	9.7	0.0	51.9	48.1	2.446	1.250	0.70	31.0	
--	66.6	1.159	--	--	--	21.6	52.4	26.0	2.146	1.050	0.37	43.9	
CL	21.4	--	31.5	22.4	9.1	--	--	--	2.575	--	--	--	
CL	21.1	--	35.6	23.3	12.3	--	--	--	2.444	--	--	--	
CL-ML	25.6	--	25.1	18.7	6.4	0.4	23.6	7.60	2.523	1.160	--	--	
CL	22.6	--	28.5	19.0	9.5	--	--	--	--	1.160	0.90	38.8	

TESIS PROFESIONAL
 JORGE OCTAVIO MORA CAZARES
 FACULTAD DE INGENIERIA
 UNIVERSIDAD NAL. AUTONOMA DE MEXICO
 TABLA DE RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYES DE LABORATORIO
 FIGURA N° 66