

Universidad Nacional Autónoma de México
FACULTAD DE INGENIERIA



2-3
199

ESTUDIO DE LA CIMENTACION DE UNA UNIDAD
HABITACIONAL EN ARCILLAS DEL EX-LAGO
DE SANTA MARTHA.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A:

LUIS FELIPE ORTIZ CANTO

MEXICO, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

TESIS CON FALLA DE ORIGEN



FACULTAD DE INGENIERIA
Exámenes Profesionales
Núm. 40-1022 U.U.
Exp. Núm. 40/

UNIVERSIDAD NACIONAL

AUTÓNOMA DE MEXICO

Pasante señor LUIS FELIPE ORTIZ CASTO,
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. Guillermo Springall C., para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"ESTUDIO DE LA CIMENTACION DE UNA UNIDAD HABITACIONAL EN ARCILLAS DEL EX-LAGO DE SANTA MARTHA".

- I. Introducción.
- II. Descripción del Proyecto.
- III. Características generales del Subsuelo.
- IV. Exploración del Subsuelo.
- V. Pruebas de Laboratorio.
- VI. Estratigrafía y Propiedades.
- VII. Análisis de Cimentaciones.
- VIII. Conclusiones y Recomendaciones.

Ruego a usted 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.

A t e n t a m e n t e
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPERANZA"
México, D.F., a 11 de Diciembre de 1973
EL DIRECTOR

Juan Casillas G. de L.
Dr. Juan Casillas G. de L.

ub.

JGG/GBA/cvr.-

"ESTUDIO DE LA CIMENTACION DE UNA UNIDAD
HABITACIONAL EN ARCILLAS DEL EX-LAGO DE
SANTA MARTHA"

- I. Introducción.
- II. Descripción del Proyecto.
- III. Características generales del Subsuelo.
- IV. Exploración del Subsuelo.
- V. Pruebas de Laboratorio.
- VI. Estratigrafía y Propiedades.
- VII. Análisis de Cimentaciones.
- VIII. Conclusiones y Recomendaciones.

I N D I C E

	PAGINA
1. INTRODUCCION	1
1.1 Objeto	1
1.2 Antecedentes	1
2. DESCRIPCION DEL PROYECTO	3
2.1 Ubicación del Predio	3
2.2 Proyecto	3
3. CARACTERISTICAS GENERALES DEL SUBSUELO	6
4. EXPLORACION DEL SUBSUELO	9
5. PRUEBAS DE LABORATORIO	13
6. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES	15
6.1 Zona Plana	15
6.2 Zona de Transición	18
7. ANALISIS DE CIMENTACIONES	20
7.1 Viviendas Unifamiliares y Duplex	20
7.2 Viviendas Multifamiliares	22
7.2.1 Cimentaciones compensadas	23
7.2.2 Cimentaciones con pilotes de adherencia	26
7.2.3 Cimentaciones en la zona de transición	28
8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	30
8.1 Conclusiones	30
8.2 Recomendaciones Generales	33
8.2.1 Cimentación de las viviendas de uno y dos pisos	34

	PAGINA
8.2.2 Cimentaciones de viviendas de cuatro pisos	35
9. FIGURAS	36
10. BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS	38

1. INTRODUCCION

1.1 Objeto

El objeto del presente trabajo fué determinar la estratigrafía, las propiedades mecánicas y el comportamiento general del subsuelo del lugar, para elegir el tipo y las características de las cimentaciones de las obras que proyectan erigirse en la Primera Etapa de la Unidad Habitacional Ejército de Oriente. Estas consistirán en conjuntos de casas unifamiliares de uno o dos pisos, y posiblemente, en edificios de cuatro pisos.

Para alcanzar los objetivos del estudio, se investigó el comportamiento actual del subsuelo a partir de datos existentes, especialmente en lo referente a hundimientos regionales; se exploró y se obtuvieron muestras representativas e inalteradas, así como también se efectuaron pruebas de laboratorio para determinar la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo.

En la determinación de los probables tipos de cimentación se tomaron en cuenta los datos anteriores, así como los proporcionados por el proyecto, tales como la siembra de casas y la magnitud y distribución de las descargas al subsuelo.

1.2 Antecedentes

Con anterioridad al estudio final, se llevó a cabo un estudio preliminar, basado en el conocimiento de las caracterís-

cas generales que imperan en el lugar y en los resultados de exploraciones superficiales y pruebas de identificación de suelos. Dicho estudio se hizo a la vez que se desarrollaba el proyecto-urbanístico del conjunto y el arquitectónico de las casas, con el fin de proporcionar datos y recomendaciones a los ingenieros- y arquitectos encargados del proyecto, dada la influencia definitiva del subsuelo en los costos y procedimientos de construcción debida a su alta compresibilidad y su baja resistencia al corte.

2. DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1 Ubicación del Predio

El sitio donde se construirá la Unidad Habitacional está ubicado al oriente de la Ciudad de México, sobre la Calzada Ignacio Zaragoza, en las inmediaciones del Cerro del Peñón Viejo como se indica en la Fig. 1.

El predio se localiza en terrenos que fueron ocupados -- por las aguas del Lago de Texcoco, denominado en su parte sur Lago de Santa Martha (Fig. 2), el cual está separado actualmente - del primero por la Calzada Ignacio Zaragoza.

La superficie de la Primera Etapa es de 261.6 Has., - -- siendo plana en su mayor parte, excepto en aquellas fracciones - que están situadas en las faldas del cerro. En la Fig. 3 (a) la zona sombreada indica la Primera Etapa, pudiéndose observar que el predio es de forma alargada e irregular.

2.2 Proyecto

En lo que será de Célula Vecinal No. 1 de la Primera --- Etapa se construirán 1 247 viviendas de las cuales, 341 serán ca- sas unifamiliares de un piso y el resto casas duplex de dos pi- -- sos. En la Fig. 3 (b) se indica la ubicación de dicha célula dentro de la Primera Etapa, la cual está localizada en la par- --

plana del Predio, en la esquina formada por la Calzada I. Zaragoza y el lado poniente del cerro.

Al iniciar el estudio, se contaba con datos tales como la siembra de casas (Fig. 4), número y tipo de viviendas, así como la descarga media por unidad de superficie para los diferentes tipos de casas, incluyendo la carga viva reducida para fines de análisis de asentamientos (Tabla 1).

Se observa de la Fig. 4 que las casas están alineadas en franjas, según se recomendó en el estudio preliminar para facilitar los procedimientos de construcción y reducir los costos.

T A B L A 1

GRUPO	TIPO	NUMERO DE PISOS	DESCARGA UNITARIA KG/M2
1	1 A 10	UNO	1,318
	2 A 10	UNO	1,243
	3 A 10	UNO	1,290
	4 A 10	DOS	2,357
	2 C 21	DOS	2,274
2	1 C 1	DOS	1,900 A 1,700
	1 C 1	UNO	880
	OTROS	DOS	1,400

De la tabla anterior puede observarse que las descargas varían apreciablemente para un mismo número de pisos, por lo que se insistió en la necesidad de uniformizar criterios y tipos de materiales de construcción, de tal forma que se obtuvieran las descargas mínimas posibles al subsuelo, dada su alta compresibilidad, por lo que se supone que los valores finales de las descargas se modificaron.

De los edificios de cuatro pisos no se proporcionaron datos definitivos del proyecto arquitectónico ni de las descargas al subsuelo, quedando pendiente su construcción al menos en la Célula Vecinal No. 1, quizá debido al costo elevado de la cimentación impuesto por las condiciones del subsuelo.

3. CARACTERISTICAS GENERALES DEL SUBSUELO

A continuación se describen las características generales del subsuelo incluidas en el estudio preliminar mencionado anteriormente.

Atendiendo a la zonificación de la Ciudad de México desde el punto de vista estratigráfico, el predio se localiza dentro de la conocida como "Zona del Lago" o de alta compresibilidad, que es una de las tres zonas típicas en que se clasifica el área urbana de la Ciudad de México. Dicha zona se caracteriza por tener un subsuelo con grandes espesores de arcillas lacustres de origen volcánico, muy compresibles, de baja resistencia al corte y de contenidos de agua altos, según datos que se conocen a partir de otros estudios y observaciones realizadas en el área.

La presencia del cerro del "Peñón Viejo", situado al oriente del predio, impone irregularidades al subsuelo semejantes a las de la denominada "Zona de Transición". Esta es otra de las zonas típicas caracterizada por tener estratos de suelos arcillosos del mismo origen que los de la zona del lago, pero de espesores variables intercalados con otros depósitos de menor compresibilidad y sin orden estratigráfico bien definido.

Debido a la extracción de agua de los acuíferos profundos que ha provocado el abatimiento de la presión de poro, se

han observado físicamente hundimientos regionales en otras áreas que se extienden más allá de los límites actuales de la Ciudad de México. Una de ellas, Ciudad Netzahualcóyotl, es vecina de los terrenos que ocupa la Unidad Habitacional Ejército de Oriente y está situada al otro lado de la Calzada I. Zaragoza (Fig.1). El subsuelo de ambas áreas es de la misma naturaleza y en ellas se localizan pozos de explotación de agua para la dotación de la Ciudad de México.

La disminución de la presión hidrostática determinada por la CHCVM basada en observaciones de estaciones piezométricas controladas por dicha Comisión es del orden de 6 ton/m² a 33 m. de profundidad.

En la superficie del terreno se observan grietas especialmente localizadas en la franja de transición entre el cerro y la parte plana. Dichas grietas pueden obedecer a dos causas: una, atribuida a hundimientos diferenciales en la zona de transición por el espesor variable de suelos compresibles, y otra, a la generación de esfuerzos de tensión al formarse una lámina de agua al principio de la temporada de lluvias sobre un terreno arcilloso saturado. (Ref. 1).

Conforme a datos de exploraciones cerámicas, localizadas -

en la misma zona del lago, es de esperarse que en la parte plana del predio existan las denominadas "formación arcillosa superior" y "formación arcillosa inferior", ambas de gran espesor y como ocurre en Ciudad Netzahualcóyotl y en parte del Lago de Texcoco, es probable que la "capa dura" que separa ambas formaciones no exista o sea muy delgada y de baja compacidad.

El terreno no ha estado sujeto a sobrecargas en su superficie, por lo que puede considerarse normalmente consolidado en las capas superficiales, en las capas profundas el subsuelo está afectado por el bombeo; debe anotarse que el subsuelo del lugar es uno de los más compresibles y de baja resistencia al corte dentro de área urbana de la Ciudad de México.

4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

En el programa de exploración del subsuelo, se realizó un estudio preliminar que consistió en 18 sondeos efectuados con --
posteadora y cuyo objeto fue determinar la estratigrafía de las --
capas superficiales, el tipo de suelo que las constituyen y la --
profundidad del nivel freático, variando la longitud de estos --
sondeos entre 3.50 y 3.75 m. Los resultados de dicho estudio --
sirvieron de base para definir el programa de exploración defini--
tivo, el cual se describe en este capítulo.

La exploración definitiva consistió en ocho sondeos pro--
fundos, con obtención de muestras representativas e inalteradas,
variando su longitud entre 15.0 y 77.4 m., y distribuidos en el --
área del terreno en estudio según se indica en la Fig. 3 (b); en
dos de estos sondeos, se exploró el espesor total de los estra--
tos arcillosos compresibles de mayor potencia, penetrando varios
metros en los depósitos profundos compactos.

Los sondeos fueron continuos de dos tipos: cuatro de pe--
netración estandar con obtención de muestras representativas --
(S1, S4, S6 y S8) y cuatro del tipo mixto (SM2, SM3, SM5 y SM7),
alternando tramos del primero con la recuperación de muestras --
inalteradas de arcilla compresible.

El programa de exploración reporta la longitud y la profun--
didad de cada uno de los sondeos.

T A B L A

S O N D E O	L O N G I T U D	P R O F U N D I D A D N. A. F.
S1	77.40 M.	2.50 M.
SM2	28.20 M.	2.00 M.
SM3	74.42 M.	2.20 M.
S4	33.00 M.	2.25 M.
SM5	42.00 M.	1.40 M.
S6	15.00 M.	0.80 M.
SM7	15.00 M.	3.20 M.
S8	19.25 M.	1.75 M.

Las pruebas de penetración estandar fueron del tipo convencional, es decir, utilizando el muestreador o penetrómetro estandar de 60 cm. de longitud, 2" de diámetro exterior y 1 3/8" de diámetro interior, hincado dinámicamente con un martinete de 63.5 kg. (140 lb.) de peso y dejado caer libremente de una altura de 76 cm. (30"). El muestreador se hincó en tramos de 30 cm. contando el número de golpes aplicados para hacerlo avanzar en los 30 cm. intermedios, excepto en los casos de capas o depósitos de suelos compactos. Con el mismo muestreador se recuperaron

ron muestras representativas para analizarlas en el laboratorio.

En suelos puramente friccionantes, esta prueba permite conocer a partir del número de golpes necesarios para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm. especificados, la compacidad de los mantos relacionándola con el ángulo de fricción interna, y en suelos cohesivos permite adquirir una idea, si -- bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. En las figuras 5, 7, 24, 36, 38, 49, 51 y 57, se presenta la variación de la resistencia a la penetración con la profundidad determinada -- en cada sondeo, en la columna denominada "número de golpes".

Las muestras inalteradas de arcilla se obtuvieron empleando muestreadores de pared delgada, tipo Shelby de 10 cm. de diámetro, con sello especial para vacío en el extremo superior e hincados bajo presión estática mediante los gatos hidráulicos del quipo de perforación.

En los sondeos mixtos, el muestreo inalterado se hizo en los suelos blandos a partir de la superficie del terreno, excepto en el sondeo SM3 que se inició a 52 m. de profundidad.

En un principio, cuatro de los sondeos de la zona plana -- se programaron de 40 m. de longitud, sin embargo, durante los -- trabajos de campo se observó la ausencia de la primera captación, por lo que se decidió aumentar la longitud en los sondeos SM 2 --

SM3 hasta determinar el espesor total de los suelos arcillosos, - llevando el sondeo SM3 hasta 74.4 m. y el sondeo S1 se prolongó hasta 77.4 m. de profundidad para fines de investigación.

Es importante señalar que los sondeos S1 y Sm3, se localizan en uno de los sitios del Valle de México donde se han encontrado los mayores espesores de arcilla lacustre muy compresible, correspondiendo a este sitio los valores máximos que se conocen, según datos publicados, (Ref. 2), por lo que la información obtenida resulta interesante desde el punto de vista de un mejor conocimiento del subsuelo de la Ciudad de México.

5. PRUEBAS DE LABORATORIO

Las muestras representativas e inalteradas, obtenidas al realizar el programa de exploración del subsuelo, fueron ensayadas en el laboratorio para determinarles:

Identificación y clasificación conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, Límites de Consistencia, Líquido y Plástico, que junto con el perfil estratigráfico y descripción de los suelos, se reportan en las gráficas correspondientes a cada sondeo, en las figuras 5, 7, 24, 36, 38, 49, 51 y 57 respectivamente.

Además, a las muestras inalteradas se les determinó a partir de pruebas de compresión simple o no confinada el parámetro de resistencia al corte, cohesión. Los resultados obtenidos curvas "Esfuerzo - Deformación Unitaria", forma de falla, propiedades índice y mecánicas de las probetas ensayadas se reportan para el sondeo SM2 en las figuras 9 a 13, para el SM3 en las figuras 26 a 33, para el SM5 en las figuras 40 a 42 y para el SM7 en las figuras 53 y 54.

Las características de compresibilidad se determinaron en pruebas de consolidación unidimensional, aplicando incrementos de carga de 0.125, 0.25, 0.50, 1.0, 2.0 y 4.0 kg/cm², permitiendo la consolidación primaria en cada uno de ellos. Las curvas "Esfuerzo - Deformación Unitaria" y "Esfuerzo - Presión - Deformación Unitaria" se reportan en las figuras 14 a 18 y 19 a 23 respectivamente.

en las figuras 34 y 35 para el sondeo SM3, en las figuras 43 a - 48 para el SM5 y en las 55 y 56 para el SM7.

En las figuras 6, 8, 25, 37, 39, 50, 52 y 58, se dibujan los puntos que representan los juegos de valores del Límite Líquido - Índice de Plasticidad de los suelos en la Carta de Plasticidad, para los sondeos S1 a S8 respectivamente.

La variación de la relación de vacíos, densidad de sólidos, peso volumétrico y resistencia al corte junto con la de -- otras propiedades antes mencionadas se presentan en las figuras- 7, 24, 38 y 51 respectivamente para los sondeos SM2, SM3, SM5 y- SM7.

6. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES

En base a los resultados obtenidos en el capítulo anterior, se procederá a continuación a la descripción de la estratigrafía y propiedades del subsuelo del terreno en estudio.

Aunque en todos los sondeos existen suelos arcillosos lacustres, de origen volcánico, de consistencia muy blanda, se distinguen dos grupos principales que identifican a zonas de características diferentes desde el punto de vista de cimentaciones.- La diferencia entre ambas zonas estriba principalmente en la secuencia estratigráfica y propiedades de las capas superiores.

Desde el punto de vista topográfico, ambas zonas también se distinguen, denominándose en este estudio como Zona Plana y Zona de Transición respectivamente. A continuación se describen las características de cada una de ellas.

6.1 Zona Plana

Esta zona corresponde a la fracción plana que abarca la mayor parte del predio, localizándose en ella los sondeos S1, SM2, SM3, S4, SM5 y S7. El perfil del S5 está constituido principalmente por arcilla muy compresible, pero abundan capas delgadas en estado compacto a diferentes elevaciones. El S8 se agrupa con otro de SM7 zona por la alta compresibilidad de los suelos, pero el contenido de agua es menor que el de

El sitio, como se anotó en el capítulo 4, destaca fuertemente sobre otros del área urbana de la Ciudad de México y aún del Valle de México, por el gran espesor de arcilla muy compresible que alcanza hasta 74 m. en el sondeo S1 y un poco menos en el sondeo SM3. Ambos sondeos fueron los únicos que se prolongaron penetrando más de 3 m. en la capa resistente, indentificada como los "depósitos profundos", los cuales corresponden con una de las cinco capas principales en que se divide el subsuelo de la "zona del Lago" o de alta compresibilidad. También sobresale el hecho de que no existe la tercera capa, conocida como "capa dura", que generalmente separa a las formaciones arcillosas superior e inferior.

En el sondeo S1, únicamente aparece una capa delgada o lente arenoso compacto, intercalado dentro del gran espesor de las formaciones arcillosas. Este lente se localiza aproximadamente a 15 m. de profundidad y su espesor es de 1.4 m. El mismo lente se encontró de 2 m. de espesor en los sondeos SM2 y S4, desapareciendo en el SM3.

El manto superficial que yace sobre la arcilla, tiene espesores que varían entre 2.6 m. en el sondeo SM5 y 3.4 m. en el SM2. Está constituido por lentes de suelos arcillosos y limos endurecidos por secado y por lentes de suelos limoarenosos y limolimonos. El contenido de agua medio es menor que el de los estratos arcillosos inferiores. El manto se distingue por tener

además del bajo contenido de agua, por presentar una ligera resistencia a la penetración la cual varía en forma irregular.

Observando los perfiles de propiedades físicas de los sondeos más profundos, S1 y SM3, se nota que hasta unos 50 m. de profundidad la arcilla tiene contenidos de agua hasta de 500 %, siendo el promedio mayor que 300 %; la relación de vacíos tiene valores que oscilan entre 5 y 12, según se juzga de los sondeos SM2 y SM5.

Para profundidades mayores de 50 m. el contenido de agua medio es menor que 300 %.

Debido a que la disminución de la presión de poro ocasionada por la explotación de acuíferos profundos, es relativamente baja en los estratos arcillosos superiores y a que superficialmente el terreno no ha estado sujeto a sobrecargas, dichos estratos están normalmente consolidados.

Las características del subsuelo antes descritas, aunados a la alta compresibilidad y baja resistencia al corte del subsuelo, son factores que implican condiciones severas a las cimentaciones.

Los depósitos profundos situados a gran profundidad, como el SM3, se consolidan a profundidades

des menores a medida que la distancia se acorta hacia el cerro, - como aparentemente ocurre en el sondeo SM5, a 40 m. de profundidad. Sin embargo esta habría de verificarse con sondeos más profundos.

6.2 Zona de Transición

Esta zona se localiza en el flanco sur y suroeste del cerro del Peñon Viejo, donde su ladera presenta un buzamiento suave hacia la misma dirección, localizándose en ella los sondeos - S6 y SM7. En esta zona existe cerca de la superficie, sobre las arcillas lacustres típicas, un depósito de arena fina, gris oscuro, de espesor variable en estado muy compacto y de origen volcánico. En el sondeo S6 dicho depósito se localiza entre 4 y 7 m. de profundidad y en el SM7 entre 4 y 8.5 m. Sobre este depósito hay otros identificados como lentes de arcilla lacustre de - elevado contenido de agua y también depósitos limoarenoso o arenolimoso de compacidad irregular. El depósito arenoso compacto, descrito en primer término, es el factor principal que establece la diferencia de esta zona con la plana.

El proceso de depositación de estos suelos, la configuración del sitio y la cercanía al cono volcánico, originan que tanto la estratigrafía como las propiedades, sean erráticas en la zona. Es evidente que a partir de los sondeos S6 y SM7, no es posible definir la frontera entre esta zona y la zona plana.

la variación del espesor de los depósitos superficiales cuyas ca racterísticas son importantes para las cimentaciones. Se consi- dera que esa frontera no es una línea, sino una franja en la que el espesor de los depósitos arenosos varía gradualmente.

El contenido de agua de la arcilla lacustre subyacente, - tiene valores del mismo orden que en la zona plana, sin embargo- la consistencia es mayor según se juzga por la ligera resisten-- cia a la penetración determinada en los sondeos S6 y SM7.

A pesar de la irregularidad que pudiera presentar el sub-- suelo en esta zona, las condiciones de cimentaciones son mejores que en la zona plana para el tipo de obras planeadas. Esto sig- nifica que la localización de las estructuras de mayor peso se- ría más apropiada en esta zona denominada arbitrariamente de -- transición.

7. ANALISIS DE CIMENTACIONES

En este capítulo trataremos sobre las cimentaciones de casas y edificios en las zonas llamadas plana y de transición.

7.1 Viviendas unifamiliares y duplex

En el capítulo anterior se anotaron los factores del sub-suelo que implican limitaciones a las cimentaciones en las men--cionadas zonas, decidiéndose construir en la Célula Vecinal - - No. 1, casas de uno y de dos pisos según se describió en el inciso 2.2.

El tipo de cimentaciones propuesto y aprobado consiste en losas que cubran el área proyectada por cada casa, extendiéndose a lo largo de las franjas que agrupen a varias casas, coladas sobre una base compactada y a su vez colocada ésta sobre el terreno previamente preparado.

La Célula Vecinal No. 1 está localizada en la zona plana, según se deduce por las características del sondeo SM5 y del más cercano S4, por lo que la alta compresibilidad del subsuelo fué el factor que rigió en la elección del tipo de cimentación.

Con el fin de determinar el orden de magnitud de los asentamientos, se hicieron análisis para dos grupos de casas de un-piso, diferentes entre sí, tanto por la magnitud de las demandas como por la forma y dimensiones del área cubierta por el

franjas.

El primer grupo de casas correspondió a las franjas marcadas en la Fig. 4 como 4H y 5H, paralelas entre sí, constituidas por casas del tipo 1C1 con descargas hasta de 1,700 kg/m². El segundo grupo correspondió a un conjunto de 12 viviendas del tipo 2C21, agrupadas de dos en fondo, las cuales no aparecen en la Fig. 4 por haber sufrido algunas modificaciones al proyecto.

Los grupos antes mencionados representan dos de los casos más críticos en lo que a cimentaciones se refiere, ya que como se podrá observar en la Tabla 1, inciso 2.2, pertenecen al tipo de casas con mayores descargas unitarias al terreno.

Los asentamientos máximos determinados al centro de cada grupo y calculados a partir de las propiedades del subsuelo determinados en muestras del sondeo SM5, fueron del orden de 5 cm. para el primero y de 7 cm. para el segundo, siendo los diferenciales del orden de la mitad o menores. Estos valores resultan tolerables, aún cuando se incrementen ligeramente por el peso del material de base, el cual tendrá un espesor de 20 cm. en el proyecto definitivo, siendo su peso del orden de 300 kg/m².

El tipo de cimentación a base de losas corridas se eligió sobre el de cimientos de mampostería, atendiendo más bien a fines de carácter constructivo, económico y de tiempo, que al

portamiento de la cimentación, estimándose para el caso de cimientos de mampostería una presión de contacto de 3.5 ton/m², para una profundidad de desplante mínima de 60 cm. en la zona plana y de 5 ton/m² en la zona de transición.

En general las cimentaciones a base de losas corridas tienen ventajas de comportamiento sobre los cimientos de mampostería, debido a que presentan menores restricciones al desarrollo de fuerzas y de desplazamientos horizontales que generaría la abertura de grietas de tensión, actuando en la subestructura. Por otra parte la losa reforzada es un elemento mas resistente a las fuerzas de tensión que los cimientos corridos o aislados.

Es importante agregar que en cimentaciones construidas en terrenos similares se ha observado que la probabilidad de la generación de grietas de tensión en el terreno se reduce o anula bajo las areas cubiertas, debido a que impiden la formación de una lámina de agua que pudiera destruir la tensión capilar y modificar el estado de esfuerzos de la masa del subsuelo.

2.2 Viviendas multifamiliares

Este tipo de viviendas se refiere a los edificios de cuatro pisos que se encuentran en mayor número que en un principio planeados para ser de tres. De estos edificios no existen datos de proyección de costo, pero se estima que el costo unitario No.1, sin

embargo, se trata en forma general las alternativas de cimentación en cada una de las zonas.

El gran espesor, la alta compresibilidad y la baja resistencia al corte de los suelos arcillosos de la zona plana, implican cimentaciones costosas y representan un porcentaje elevado del costo total de los edificios, especialmente por ser de carácter económico.

Se presentan dos posibles tipos de cimentación, uno a base de cajones de concreto y otro de losas o cajones con pilotes de adherencia.

7.2.1 Cimentaciones compensadas.

En el caso de cajones de cimentación que compensen parte o todo el peso del edificio, el costo de las losas de planta baja y de cimentación es prácticamente independiente de la profundidad de desplante y no varía si las condiciones de carga son las mismas.

La economía puede obtenerse en el costo de la excavación y de los muros perimetrales y trabes, al reducir la profundidad de desplante. A cambio de esta economía, crece el riesgo de mal comportamiento ya que la magnitud de los asentamientos incrementa por aumentar la descarga neta al subsuelo o la cap

no compensada, sin embargo, pueden aceptarse asentamientos que estén dentro de los límites tolerables para el buen comportamiento y funcionamiento de los edificios.

El límite de los asentamientos totales estará dado por la diferencia de elevación permisible entre la estructura y sus alrededores, o por la flexibilidad de las conexiones de servicios o por la magnitud de los asentamientos que no causen daño a estructuras vecinas, siendo el problema complejo de determinar. Para el presente caso, si los edificios están aislados, se considera empíricamente, que pueden aceptarse asentamientos totales máximos del orden de 10 cm.

La magnitud de la descarga neta al subsuelo que proporcione este asentamiento, dependerá de las dimensiones del área de cimentación. Entre menor sea el ancho de la cimentación menor será el espesor de terreno compresible afectado por el incremento de presiones.

Los procedimientos de excavación y de construcción de los cimientos también están sujetos a las dimensiones del área de cimentación y también, para evitar alteraciones del terreno, es necesario que, durante la construcción, se evite cualquier alteración del terreno.

deberá calcularse en función de las dimensiones en planta del edificio y de las propiedades del subsuelo del sitio donde vayan a construirse, utilizando los datos del sondeo más cercano.

Con el objeto de dar una idea aproximadamente de la diferencia de costos entre una cimentación totalmente compensada y otra parcialmente compensada, supóngase como ejemplo un edificio de cuatro pisos, de 10 x 25 m. de superficie en planta, cuyo peso total, incluyendo la subestructura y carga viva reducida para fines de cálculo de asentamientos, sea de 4.2 ton/m². Una cimentación totalmente compensada requiere desplantarse a 3.25 m. de profundidad, si el peso volumétrico medio del terreno excavado es 1.3 ton/m³. Si se aceptan asentamientos totales hasta de 10 cm. el cajón sólo compensará parte del peso del edificio. Considerando como admisible una descarga neta al subsuelo de 1.5 ton/m², la profundidad de desplante es de 2.10 m. La diferencia de costos entre ambas soluciones está dada principalmente por la diferencia de volumen de excavación (290 m³) y de altura de los elementos de la subestructura (1.15 m.). Si los muros y trabes en ambos casos son de concreto y longitudinalmente hay dos hileras de celdas y transversalmente siete, la diferencia de volumen es de 30 m³. Con base a precios aproximados y agregando un 20 % por otros conceptos, la cimentación parcialmente compensada es el orden de un 25 % de costo menor que el de la cimentación totalmente compensada. Tanto en una como en otra alternativa, los costos de instalación de los pilotes y de la estructura de

de losa de cimentación.

Es evidente que la utilización racional de materiales ligeros y de secciones estructurales de dimensiones mínimas, reduce la descarga al subsuelo y la profundidad de desplante de los cajones, y consecuentemente, el costo de los mismos, reflejándose finalmente en el costo unitario de las viviendas.

7.2.2. Cimentaciones con pilotes de adherencia

La utilización de pilotes de adherencia como elementos de cimentación de los edificios de cuatro pisos, presenta como inconveniente principal su elevado costo, si se diseña para que proporcione un comportamiento normal aceptable, según se concluye - de lo que se expone a continuación:

El subsuelo donde se construirá la unidad, presenta problemas más críticos de cimentación que el de la zona de alta compresibilidad de la Ciudad de México, no obstante que ambos se localizan en la zona del lago. Esto se debe a que en el primer sitio el espesor de arcilla compresible es mucho mayor (74 m. en el sondeo S1), el cual además, no ha estado sujeto a sobrecargas superficiales ni a los efectos de una intensa explotación de los acuíferos profundos como ocurre en la Ciudad.

El objeto de los pilotes es transmitir el peso del edifi

cio o parte del mismo, a estratos profundos de baja compresibilidad o menos compresibles que los superiores para evitar incrementos de presión en estos últimos que pudieran ser causa de asentamientos intolerables. Esto significa que en el presente caso - los pilotes deberán ser de gran longitud en la fracción del área plana comprendida entre los sondeos S1 y SM5. El uso de pilotes cortos tiene el inconveniente de que los bulbos de presión se desarrollarían en estratos compresibles, siendo poco eficaces por contribuir escasamente a reducir los asentamientos a valores -- aceptables.

Continuando con el ejemplo del edificio supuesto en el inciso 7.2.1, para tener una idea del costo de una cimentación con pilotes de adherencia, supóngase que la subestructura consiste en una losa desplantada a nivel de la superficie del terreno, reforzada con trabes bajo la misma, las cuales transmiten el peso del edificio a pilotes. Si su peso unitario incluyendo la carga viva reducida para análisis de asentamientos, es de 4 ton/m², la longitud de los pilotes es de aproximadamente 29 m. considerando que el número mínimo está obligado por el número de nudos de la red de cimentación, el cual es de 24. En este cálculo los pilotes son de 30 cm. de diámetro y la adherencia admisible de 1.5 ton/m². El costo de este tipo de cimentación se estima, según cálculos aproximados, en un 15 % mayor que el de la cimentación totalmente suspendida.

La alternativa anterior tiene como desventaja, además de la económica, la longitud insuficiente de los pilotes determinada solo por resistencia al corte del terreno. Si se desea contar con una solución que garantice mayor seguridad contra asentamientos, debe aumentarse la longitud de los pilotes, incrementándose también el costo.

Otra alternativa de cimentación menos crítica que la formada por una losa y pilotes, desde el punto de vista de comportamiento, consistiría en compensar parte del peso del edificio con un cajón y el resto transmitirlo a pilotes de adherencia, sin embargo, el costo resulta ser más elevado que cualquiera de las alternativas analizadas.

7.2.3 Cimentaciones en la zona de transición

Las condiciones del subsuelo en la zona de transición, representadas por los sondeos S6 y SM7, Figs. 49 y 51, hacen que la cimentación de los edificios tenga ventajas sobre la zona plana, debido a la existencia cercana a la superficie de la capa de arena volcánica compacta situada bajo 4 m. de profundidad, así como de los suelos que yacen sobre ella. Estos últimos aunque son irregulares en su estratigrafía y propiedades, en general son mejores que los del manto o capa superficial de la zona plana. Es probable que sus propiedades mejoren al acercarse al terreno, siempre que no existan lentes intercalados de arcilla entre

presible y la capa resistente de espesor suficiente este a menor profundidad. Bajo esta condición, la cimentación podría resolverse con zapatas. En terrenos como el determinado en los sondeos S6 y SM7, podrían utilizarse losas sobre terreno previamente preparado, o bien, elementos cortos apoyados en la capa de arena compactada. En los sitios donde la capa se encontrara a mayor profundidad o donde las características de las capas superficiales fueran más desfavorables que las determinadas, la cimentación sería a base de elementos apoyados en la primera, siempre que el espesor fuera adecuado.

Dada la variación del subsuelo en esta zona de transición sería necesario, para proporcionar recomendaciones específicas de la cimentación de los edificios, realizar un programa de exploración más detallado que el presente, cuya finalidad sería contar con información suficiente para conocer las características del subsuelo, delimitar el área y localizar en forma conveniente los edificios.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 Conclusiones

Con base en los estudios realizados en el área de la Primera Etapa de la Unidad Habitacional Ejército de Oriente, a continuación se concluyen los puntos de mayor importancia.

El predio está localizado en el área del antiguo Lago de Texcoco, donde se le conoce como Lago de Santa Martha. El subsuelo está constituido por suelos lacustres producto de la descomposición de cenizas volcánicas depositadas en agua, identificadas como arcilla de alto contenido de agua, muy compresible y de baja resistencia al corte. Destaca sobre otros sitios de la zona del lago y de la Ciudad de México, el gran espesor de la arcilla compresible que alcanza hasta 74 m. en el sondeo S1, incluyendo el manto superficial y lentes o estratos delgados de arena, limo y vidrio volcánico. No existe la capa dura típica del subsuelo de la Ciudad de México.

Por el origen geológico, estratigrafía y propiedades de los suelos superficiales, se distinguen dos zonas dentro del predio que difieren entre sí, denominados en este estudio como zona plana y zona de transición. El subsuelo de la primera tiene características semejantes al de la zona del lago. En la segunda zona representada por los sondeos S6 y SM7, existe una capa de arcilla compresible de espesor y profundidad variable, producto de la descomposición del cono volcánico conocido como Cerro del Peñon Viejo,

que yace sobre la arcilla lacustre.

Conforme a observaciones y mediciones realizadas en puntos cercanos, se deduce que también la superficie del predio está sujeta a hundimientos regionales, desconociéndose la magnitud precisa de estos.

En la zona plana se observan grietas de tensión. En la zona de transición también existen grietas, que se atribuyen a hundimientos regionales diferenciales, debidos a la explotación de agua en el subsuelo y al espesor variable de la arcilla compresible que va aumentando al alejarse del Cerro del Peñon Viejo.

En esta zona de grietas deberá evitarse la construcción de viviendas ya que es prácticamente imposible impedir los daños que ocasionarían, en cualquier tipo de cimentación. Estos daños consisten en fuertes agrietamientos en muros, elementos estructurales y pisos y han sido observados en el sitio de estudio y en otros como el Cerro del Peñon de los Baños, en el que algunas viviendas han quedado dañadas de tal forma, que debieron ser deshabitadas.

Atendiendo a las características del subsuelo y a factores económicos y de construcción, se concluye que para las casas de uno y dos pisos, es conveniente la utilización de una losa de

cimentación desplantada en la superficie del terreno previamente preparado. Esta solución es aplicable tanto en la zona plana como en la de transición. La utilización de materiales ligeros -- que cumplan con los diferentes requisitos del proyecto y el diseño óptimo de los elementos estructurales, son factores fundamentales en el presente caso para el comportamiento y costo de la cimentación.

En este estudio es difícil concluir sobre el tipo de cimentación más apropiado para los edificios de cuatro pisos por no contar con datos precisos de proyecto y de descargas al subsuelo. Sin embargo, en forma preliminar, con base a las consideraciones hechas en el inciso 7.2, puede anotarse que un cajón de cimentación que compense el peso total del edificio es más económico que una cimentación que combine una losa o un cajón con pilotes de adherencia, si ambos tipos se diseñan para las mismas condiciones. La alternativa más económica es una cimentación -- parcialmente compensada en la que se admitan asentamientos que sean tolerables para el comportamiento de la estructura y su funcionamiento, dadas las limitaciones impuestas por el costo de las viviendas que planean construirse. Sin embargo, para llegar a una conclusión definitiva al respecto, ésta deberá apoyarse en un estudio económico preciso.

En el presente estudio se presenta el costo de la ci--

mentación de los edificios sea menor que en la zona plana, debido a las características de las capas superficiales. Sin embargo, antes de emprender cualquier proyecto en este sentido, se requiere conocer las fronteras de la zona y la variación de la estratigrafía y propiedades del subsuelo en varios puntos.

8.2 Recomendaciones Generales

Las recomendaciones que se formulan deberán observarse para todo tipo de viviendas sean de uno o varios pisos, aplicándose coordinadamente desde los puntos de vista arquitectónico y de diseño estructural.

- a) Deberán elegirse materiales de construcción ligeros y económicos que cumplan con los requisitos estructurales y arquitectónicos de un diseño óptimo. Esta recomendación es muy importante debido a que buena parte del peso de las viviendas se deberá al peso de muros, entre mayor sea éste mayor será el costo de las cimentaciones y los problemas inherentes. El costo de las cimentaciones es una parte importante del costo total debido a la alta compresibilidad del subsuelo.

- b) Empleo de muros como elementos estructurales para transmitir las cargas a la cimentación de la manera mas uniforme posible, evitando la utilización de columnas que

impliquen concentraciones de cargas. Deberán proyectarse claros mínimos, apropiados al tipo de viviendas económicas de que se trata.

8.2.1 Cimentación de las viviendas de uno y dos pisos.

- a) La cimentación de las casas consistirá en una losa que -- abarcará toda el área proyectada, funcionando a la vez como piso de la planta baja.
- b) La losa se diseñará para una presión de contacto con el terreno igual al peso unitario, el cual incluirá la carga muerta más la fracción de carga viva que actúe premanentemente, restándole el peso de la losa y cargas que en ella actúen.
- c) Por facilidad de construcción es conveniente el empleo de malla de acero.
- d) En todo el perímetro de la losa se construirá una trabe -- de borde.
- e) El diseño de las losas de cimentación deberá uniformizarse dentro de lo posible, para los diferentes tipos de car-gar.
- f) Previamente a la construcción, se despalmará el terreno -- para retirar la capa de suelo superficial que en promedio se estima de 10 cm. de espesor.
- g) En continuación se nivelará y compactará el terreno natu--

ral observando que el grado de compactación mínimo sea de 90 %.

- h) Sobre el terreno preparado se colocará la capa compactada sobre la que se colará la losa. Esta capa estará formada por material de buena calidad como grava cementada observando se logre un grado de compactación mínimo del 95 %.
- i) Los procedimientos de construcción deberán estudiarse para aplicarse eficientemente en serie.
- j) Durante la construcción deberá llevarse un control cuidadoso de la preparación del terreno, compactación y colado de las losas.

En la Fig. 59 están indicados las elevaciones del terreno y del piso de planta baja, considerando 30 cm. de peralte en la trabe perimetral. La Fig. 60 muestra un corte de la losa de cimentación, anotando en ella algunos puntos importantes.

8.2.2. Cimentación de viviendas de cuatro pisos

En vista de que la construcción de edificios dentro de la Primera Etapa aún no está definida y no se cuenta con datos de Proyectos, no es posible proporcionar recomendaciones.

Sin embargo, para la elaboración del proyecto se recomienda observar las conclusiones correspondientes al inciso 8.1 y los comentarios del inciso 7.2.

F I G U R A S

- FIG. 1 Ubicación de la Comunidad Urbana "Ejército de -
Oriente".
- FIG. 2 Lagos del Valle de México.
- FIG. 3 (a) Terrenos de la Comunidad Urbana.
(b) Localización de sondeos en la Primera Eta-
pa de desarrollo.
- FIG. 4 Siembra de casas en la Cédula Vecinal No. 1.
- FIG. 5 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el -
sondeo S1.
- FIG. 6 Carta de plasticidad de suelos del sondeo S1.
- FIG. 7 Estratigrafía y propiedades del Subsuelo en el -
sondeo SM2.
- FIG. 8 Carta de plasticidad de suelos del sondeo SM2.
- FIGS. 9 A 18 Pruebas de compresión no confinada. Sondeo SM2.
- FIGS. 19 A 23 Curvas de compresibilidad. Sondeo SM2.
- FIG. 24 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el -
sondeo SM3.
- FIG. 25 Carta de plasticidad de suelos del sondeo SM3.
- FIGS. 26 A 33 Pruebas de compresión no confinada. Sondeo SM3.
- FIGS. 34 Y 35 Curvas de compresibilidad. Sondeo SM3.
- FIG. 36 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el -
sondeo S4.
- FIG. 37 Carta de plasticidad de suelos del sondeo S4.
- FIG. 38 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el -
sondeo S4.

- FIG. 39 Carta de plasticidad de suelos del sondeo SM5.
- FIGS. 40 A 42 Pruebas de compresión no confinada. Sondeo SM5.
- FIGS. 43 A 48 Curvas de compresibilidad. Sondeo SM5.
- FIG. 49 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el -
sondeo S6.
- FIG. 50 Carta de plasticidad de suelos del sondeo S6.
- FIG. 51 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el -
sondeo SM7.
- FIG. 52 Carta de plasticidad de suelos del sondeo SM7.
- FIGS. 53 Y 54 Pruebas de compresión no confinada. Sondeo SM7.
- FIGS. 55 Y 56 Curvas de compresibilidad. Sondeo SM7.
- FIG. 57 Estratigrafía y propiedades del subsuelo en el -
sondeo S8.
- FIG. 58 Carta de plasticidad de suelos del sondeo S8.
- FIG. 59 Elevación de las obras terminadas.
- FIG. 60 Corte vertical de la cimentación de las casas.

B I B L I O G R A F I A

1. GEOTEC, S. A., Estudio de Mecánica de Suelos en la Comunidad Urbana "Ejército de Oriente", México, D. F., 1971.
2. Juárez Badillo E. y Rico R. A., Mecánica de Suelos, Revista "Ingeniería" 1967, Vol. I y II.
3. Marsal R. J. y Mazari M. El Subsuelo de la Ciudad de México, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1962, 2 Vols. 2a. Edición.
4. Springall C. G., Apuntes de la Clase de Cimentaciones, - Primer Semestre de 1971.
5. Terzaghi K. y Peck R. B., La Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica, Ed. El Ateneo, 1955.

R E F E R E N C I A S

1. Juárez Badillo E., Teoría de Grietas de Tensión, Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, México, D. F., 1959, Vol. 1, pp. 65-83.
2. Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J., Esquivel R., Información Reciente sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México, 1970, Tomo I pp. IV-1 a IV-59.



FIG. 2 LAGOS DEL VALLE DE MEXICO. PRINCIPIOS DEL SIGLO XVI.

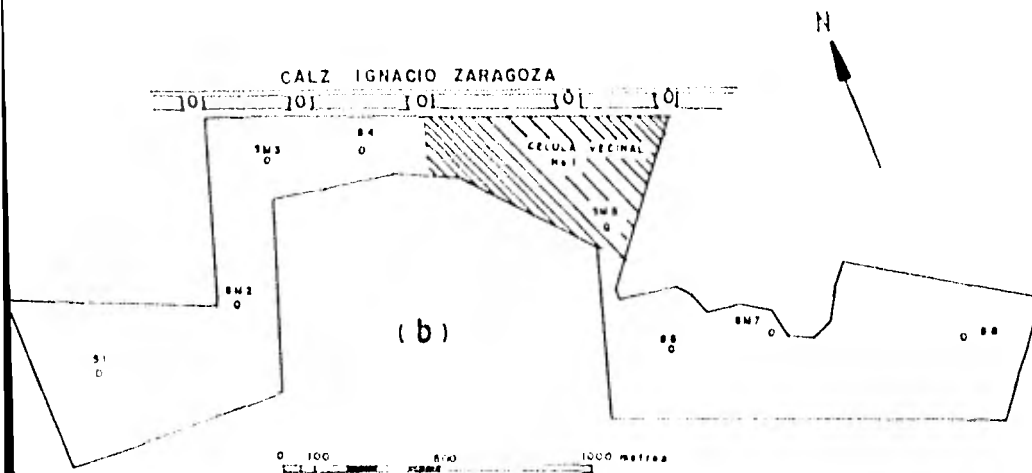
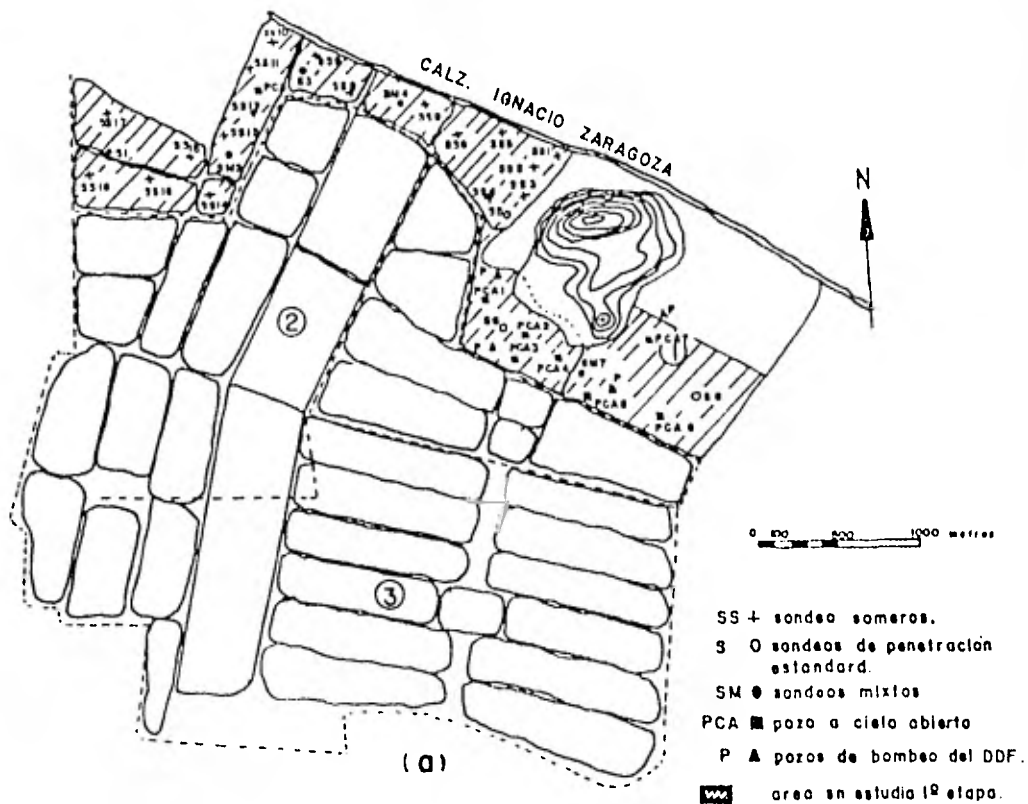


FIG. 2 (a) TERRENOS DE LA COMUNIDAD URBANA; (b) LOCALIZACION DE SONDEOS EN LA PRIMERA ETAPA.

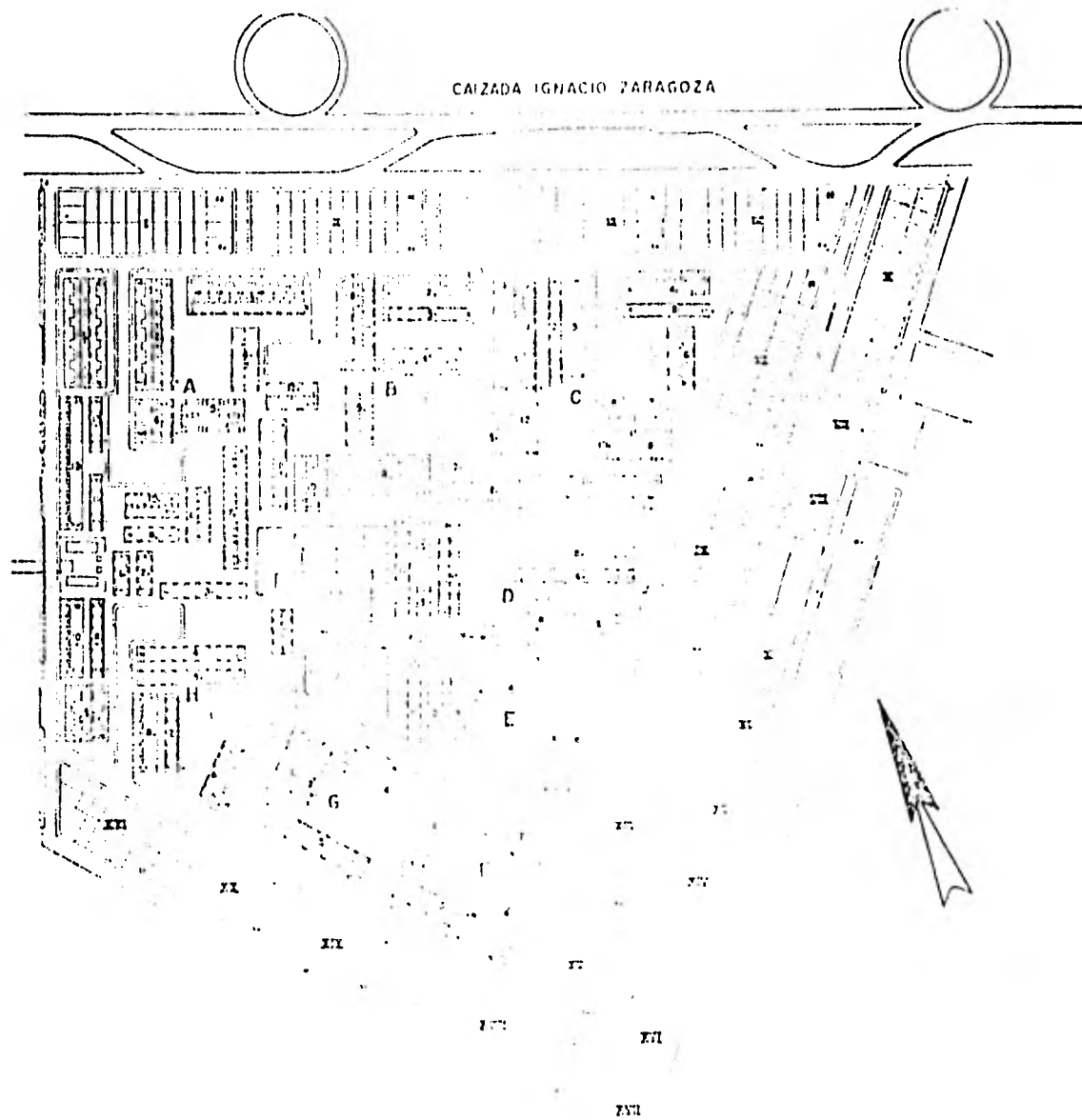


Fig.4 Siembra de casas en la Célula Vecinal N.º 1

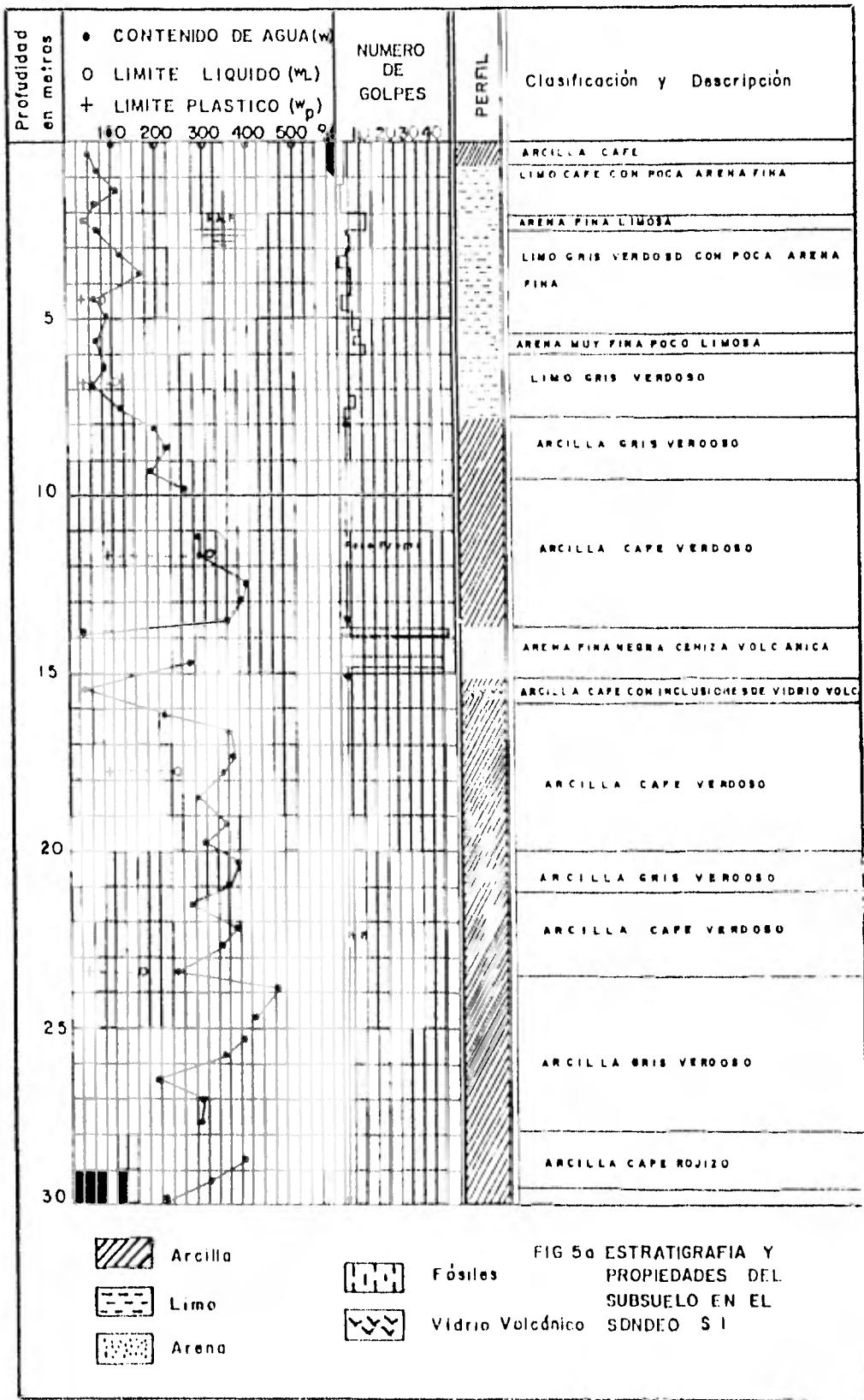
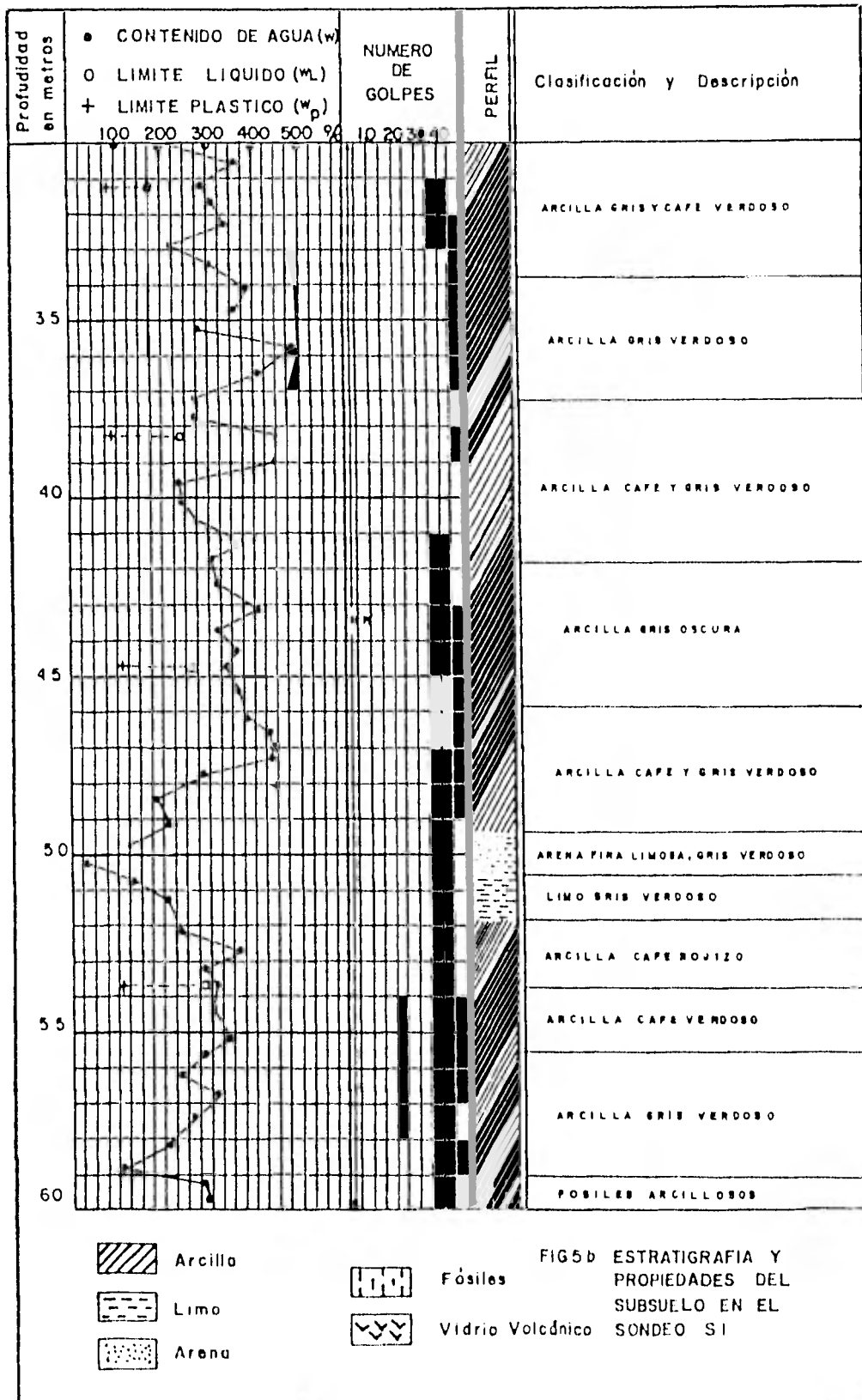
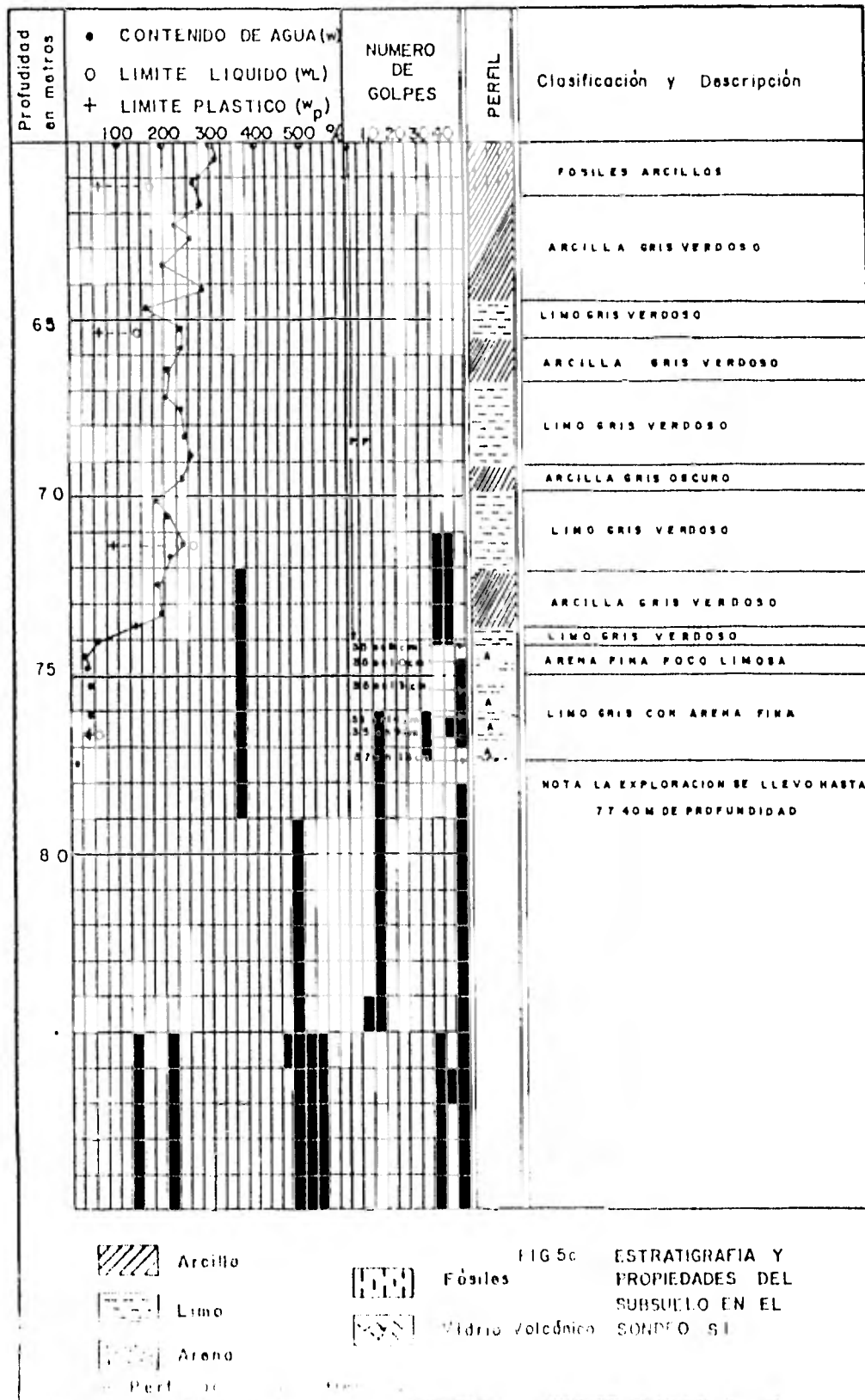


FIG 5a ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S I





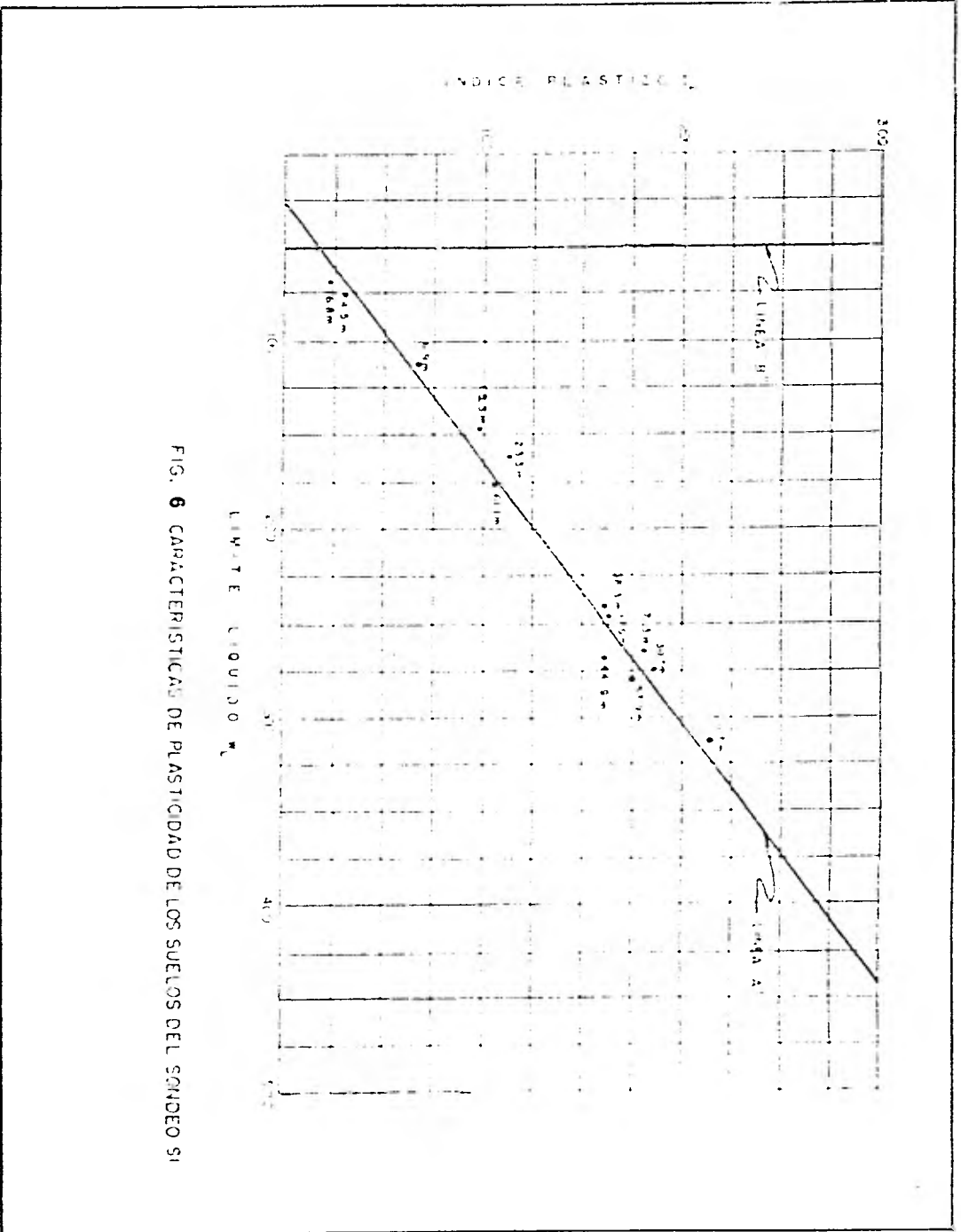
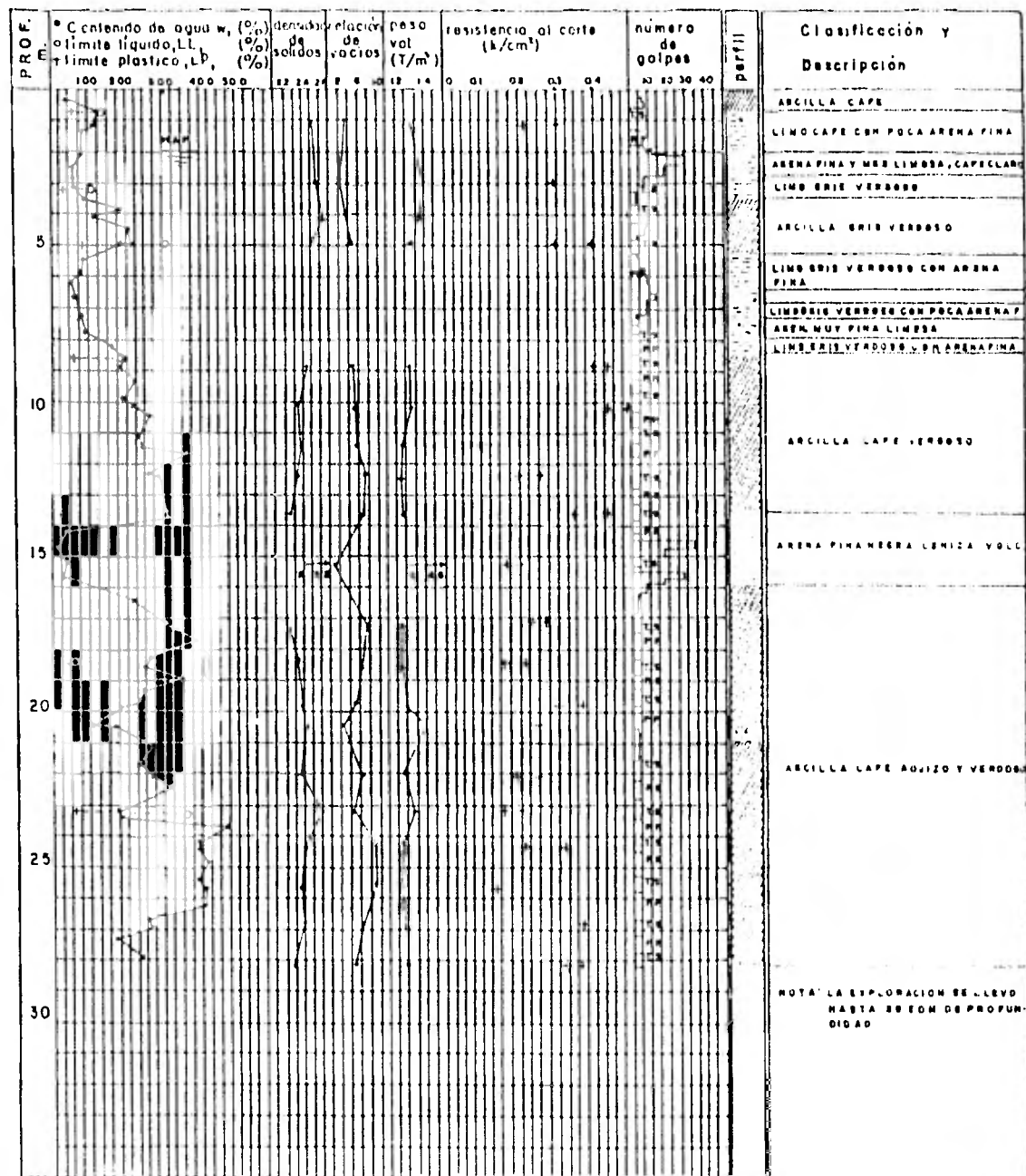


FIG. 6 CARACTERÍSTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO SI



SIMBOLOS

[█] arcilla Sq resistencia al corte en compresión no confinada

[○] limo Sq resistencia al corte en compresión triaxial no consolidada, no drenada

[□] arena

[○] fósiles

[~] vidrio volc

FIG. 7. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONDEO SM2

NOTA: LA EXPLORACION SE LLEVO HASTA 30 COM DE PROFUNDIDAD

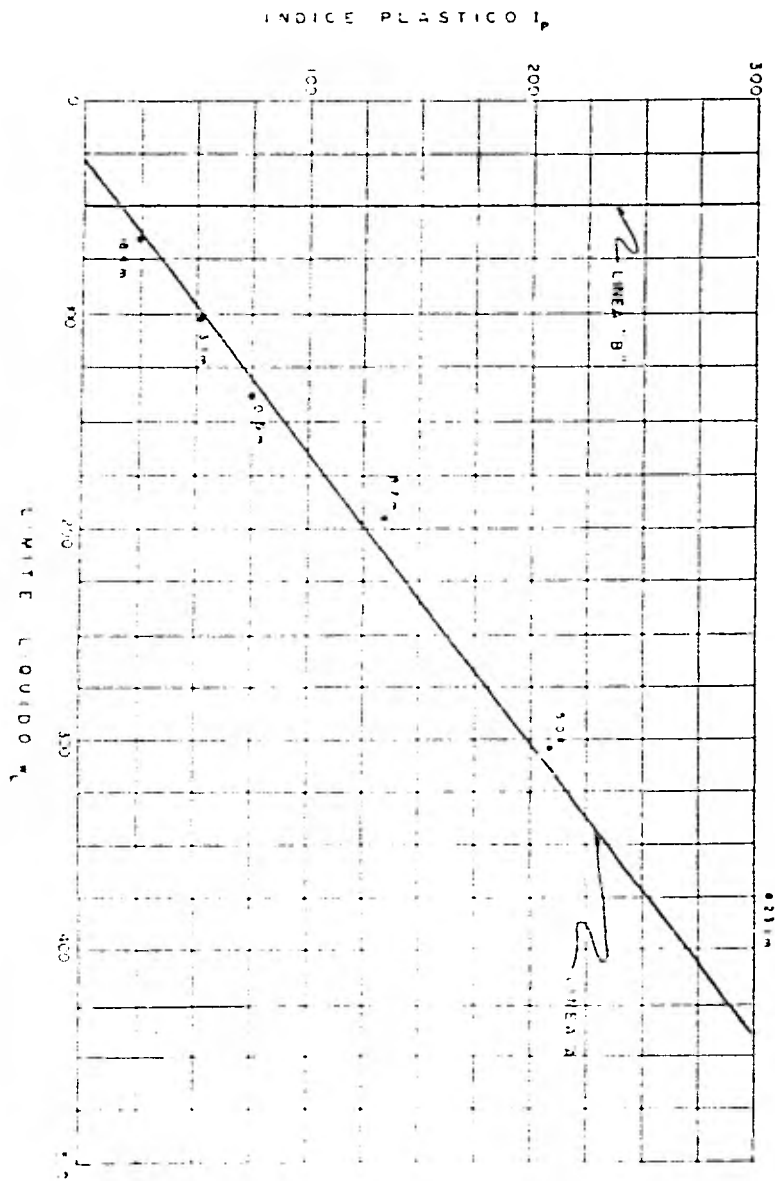


FIG. 8 CARACTERÍSTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL CORREDO SW-2

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI- CON NATURAL	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITA- RIA A LA RUPTURA
No	PROF m	e	w, %	γ_s	S, %	$\gamma_m, kg/m^3$	$\sigma_{m\acute{a}x}, kg/cm^2$	$c, kg/cm^2$	$\epsilon_r, \%$
1	1.1	3.05	111	2.51	91	1311	0.60	0.30	3.29
2	1.1	3.62	126	2.51	37	1231	0.43	0.22	2.27
3	3.0	2.07	68	2.55	84	1396	0.57	0.29	3.04
4	4.1	3.27	117	2.65	95	1345	1.06	0.53	1.85

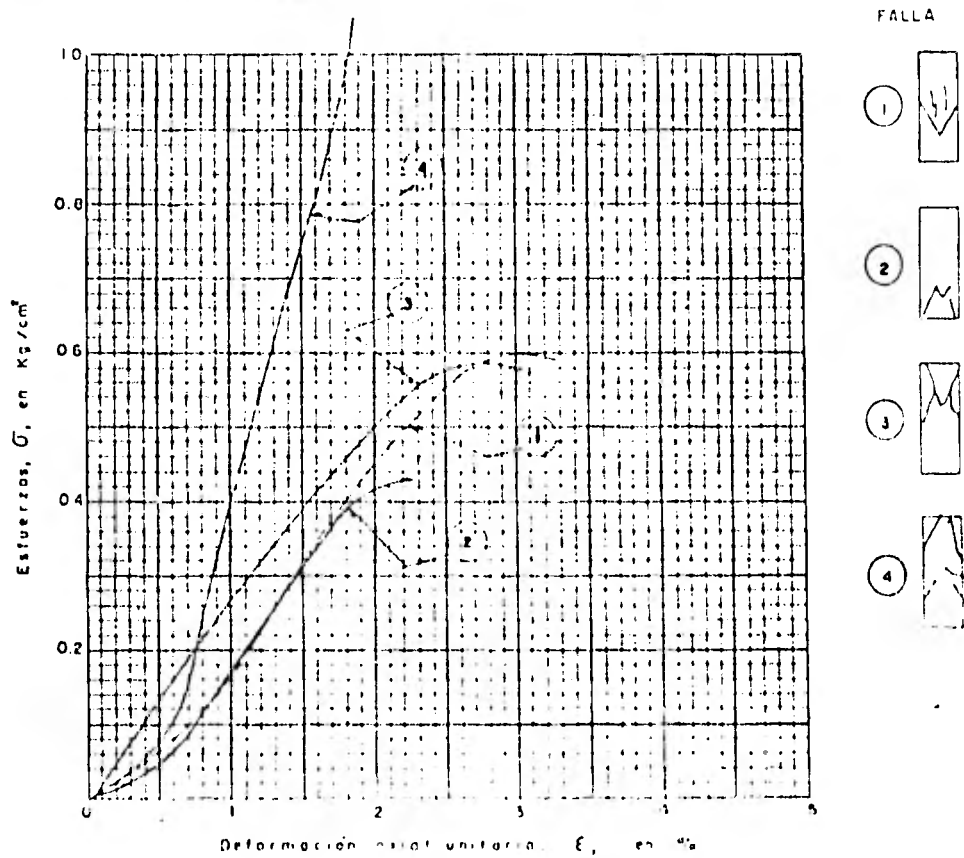


FIG. 9 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SM7

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PESO VOLUMETRICO NATURAL	ESFUERZO DE ESQUEZOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA
No.	Prof. m	e	w, %	S _s	U, %	$\gamma_m, kg/m^3$	$\sigma_{max}, kg/cm^2$	$\frac{\sigma_{max}}{2}$	$\epsilon_r, \%$
5	5.0	4.97	127	2.50	100	1259	0.79	0.40	3.53
6	5.0	4.15	164	2.50	99	1292	0.57	0.29	4.36
7	8.9	4.45	181	2.42	100	1264	0.79	0.40	3.06
8	8.9	4.49	196	2.42	100	1263	0.86	0.43	2.78

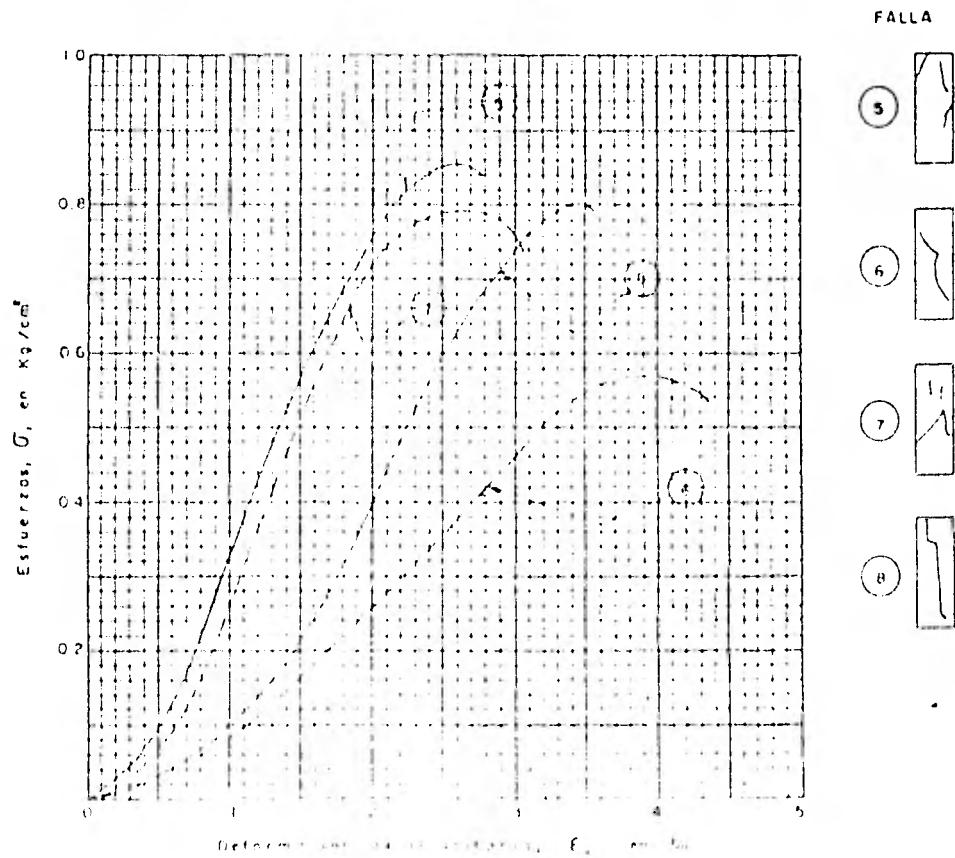


FIG. 10.- CURVAS DE ESQUEZOR A LA COHESION. CONEDO SAG?

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI CON NATURAL	ESFUERZO DE SUELO MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA
No	PROF m	e	$w, \%$	S_s	$G, \%$	$\gamma_n, kg/m^3$	$\sigma_{m\acute{o}x}, kg/cm^2$	$c, kg/cm^2$	$\epsilon_r, \%$
9	10.1	5.57	24	2.31	98	1236	0.86	0.43	2.21
10	10.1	4.70	200	2.33	99	1237	0.95	0.48	2.21
11	11.5	5.83	239	2.39	98	1191	0.30	0.15	4.05
12	11.5	6.02	251	2.32	99	1196	0.33	0.14	3.42

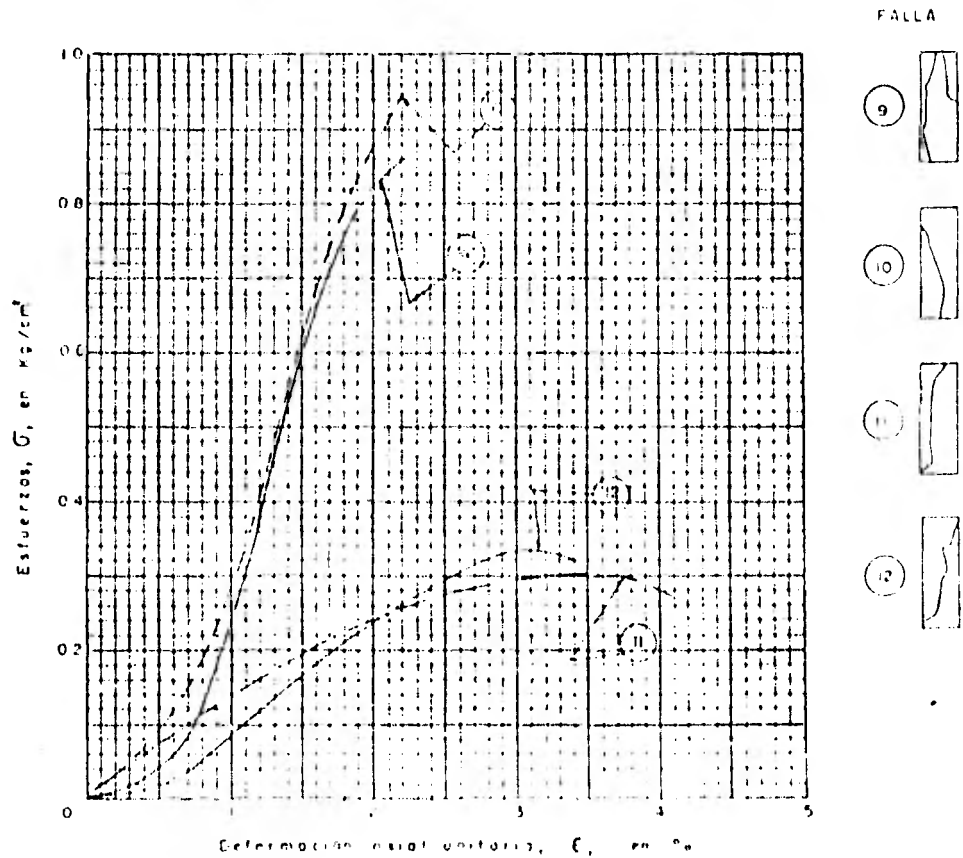


FIG. II PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SUELO S.M.

PROBETA		RELACION	CONTENIDO	DENSIDAD	GRADO	PESO	ESFUERZO	COHESION	DEF. UNITA-
No	PROF m	NATURAL	NATURAL	DE	DE	VOLUMEN	DE	AFERENTE	RIA A LA
		u	DE AGUA	SOLIDOS	SATURACION	CONSTANT	MAXIMO	c max. kg/cm ²	RUPTURA
			w, %	S _s	0, %	γ ₀ kg/cm ³	(γ ₀ max. kg/cm ³)		ε _r , %
13	12.5	4.81	27.6	2.24	98	1154	0.50	0.20	2.81
14	12.5	4.77	28.6	2.31	92	1162	0.45	0.26	3.37
15	13.7	4.95	31.1	2.24	100	1162	0.70	0.35	3.85
16	13.7	6.89	38.8	2.24	100	1162	0.87	0.43	4.74

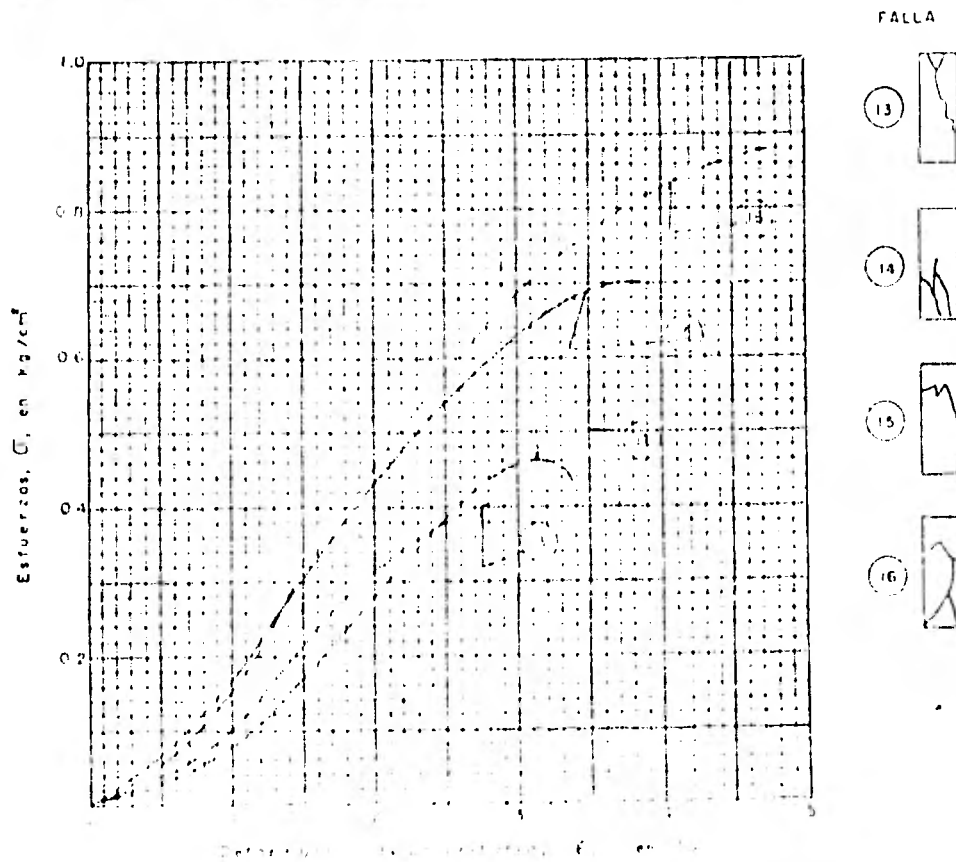


FIG. 12 PROBETA DE COMPRESION DE CARBONADA. MONTEO 542

PRUEBA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL	ESFUERZO DISMORFICO MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA
No	PROF. m	e	w, %	S _s	U, %	(γ_m , kg/cm ³)	(σ , kg/cm ²)	(c , kg/cm ²)	ϵ_r , %
17	15.2	0.93	34	2.74	100	1931	0.39	0.20	4.92
18	15.2	3.99	31	2.74	54	1841	0.34	0.17	4.54
19	17.4	8.20	330	2.25	85	1151	0.55	0.27	3.11
20	17.4	7.35	333	2.25	100	1156	0.46	0.23	3.02

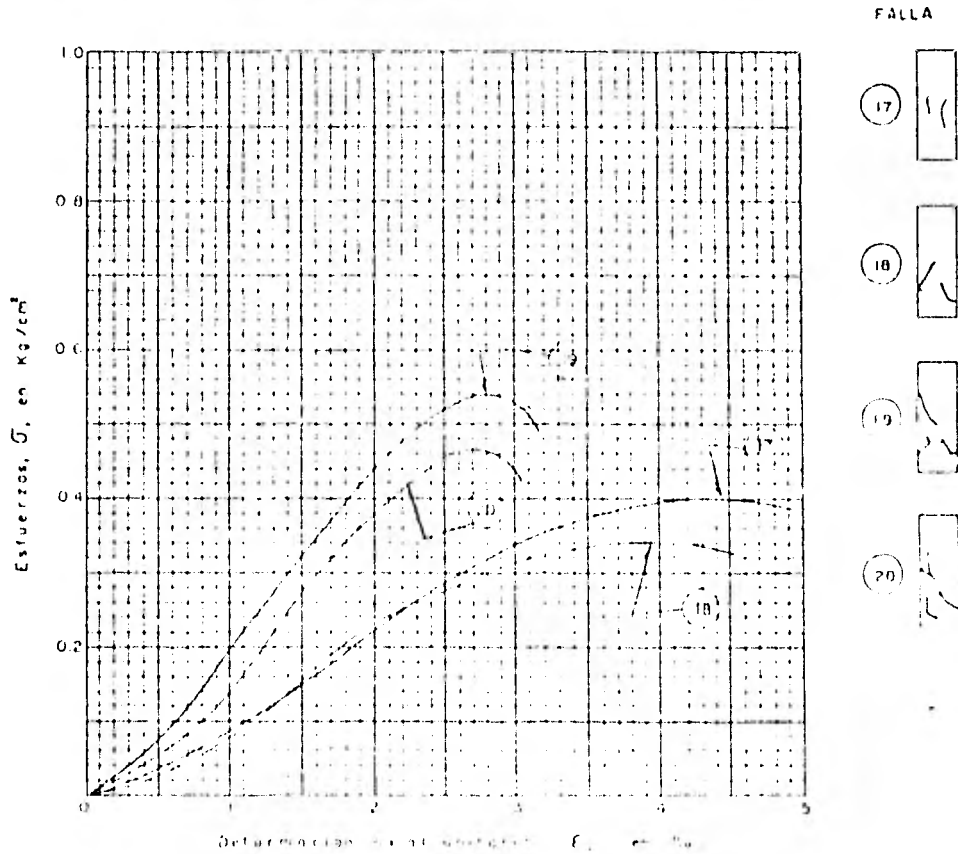


FIG. 13 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONTINUA, CONTEO 242

PROBETA		RELACION	CONTENIDO	GRADUACION	GRADO	PESO	ESFUERZO	COHESION	DEF. UNITARIA
No.	prom.	DE VACIOS	DE AGUA	DE	DE	VOL. RET.	DEL MEJOR	APARENTE	RIA A LA
		NATURAL	w, %	COHESION	COHESION	(γ_{vol} en kg/cm ³)	MAXIMO	(c en kg/cm ²)	RUPTURA
		(e)		(c_u)	(c_v)		(σ_{max} en kg/cm ²)		(ϵ_r , %)
21	18.6	5.72	244	2.33	99	1197	0.31	0.16	3.04
22	18.6	6.32	260	2.33	96	1149	0.41	0.21	4.01
23	19.8	5.73	249	2.36	99	1202	0.60	0.30	3.11
24	19.8	5.51	243	2.38	100	1202	0.72	0.36	3.39

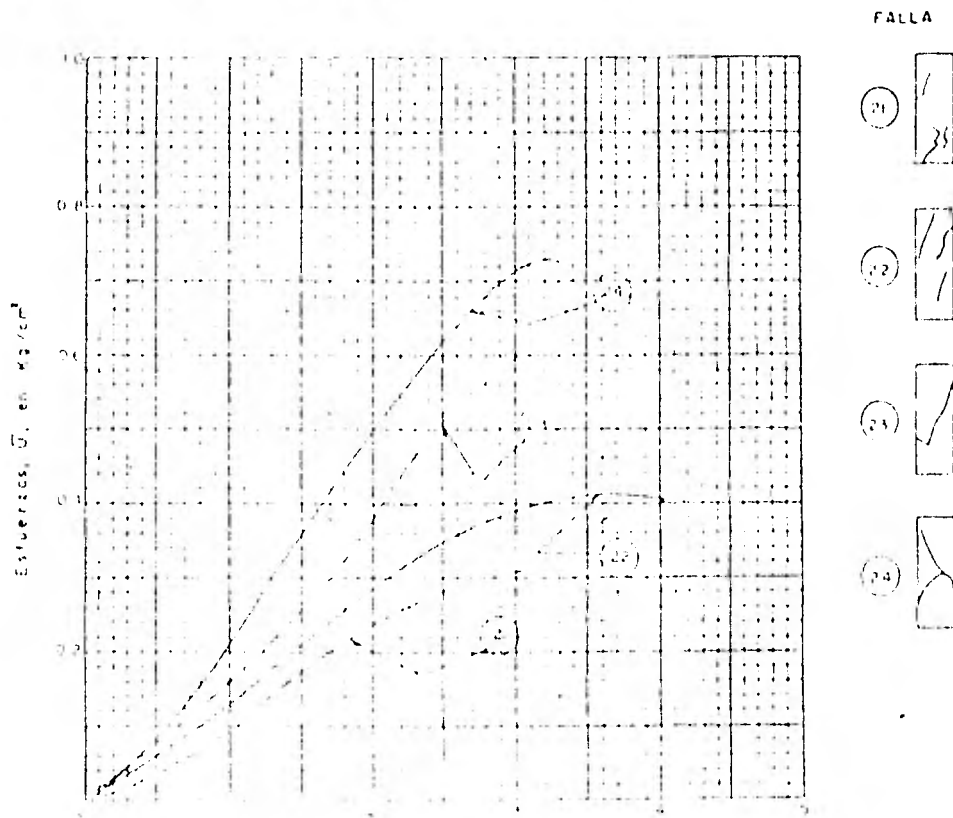


Fig. 14. Relación entre el esfuerzo y la deformación unitaria para el suelo SA-2

PROBETA	RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA $w, \%$	DENSIDAD DE SOLIDOS S_s	GRADO DE SATURACION $U, \%$	PESO VOLUMETRI CO NATURAL $\gamma, \text{kg/m}^3$	ESFUERZO $\sigma, \text{kg/cm}^2$	COHESION AGRENTE $c, \text{kg/cm}^2$	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA $\epsilon, \%$
No	m	a						
25	20.5	2.61	1.09	2.42	1325	0.41	0.25	5.57
26	22.1	6.43	2.73	2.76	1196	0.36	0.19	2.33
27	22.1	2.94	1.26	2.76	1338	0.47	0.25	2.43

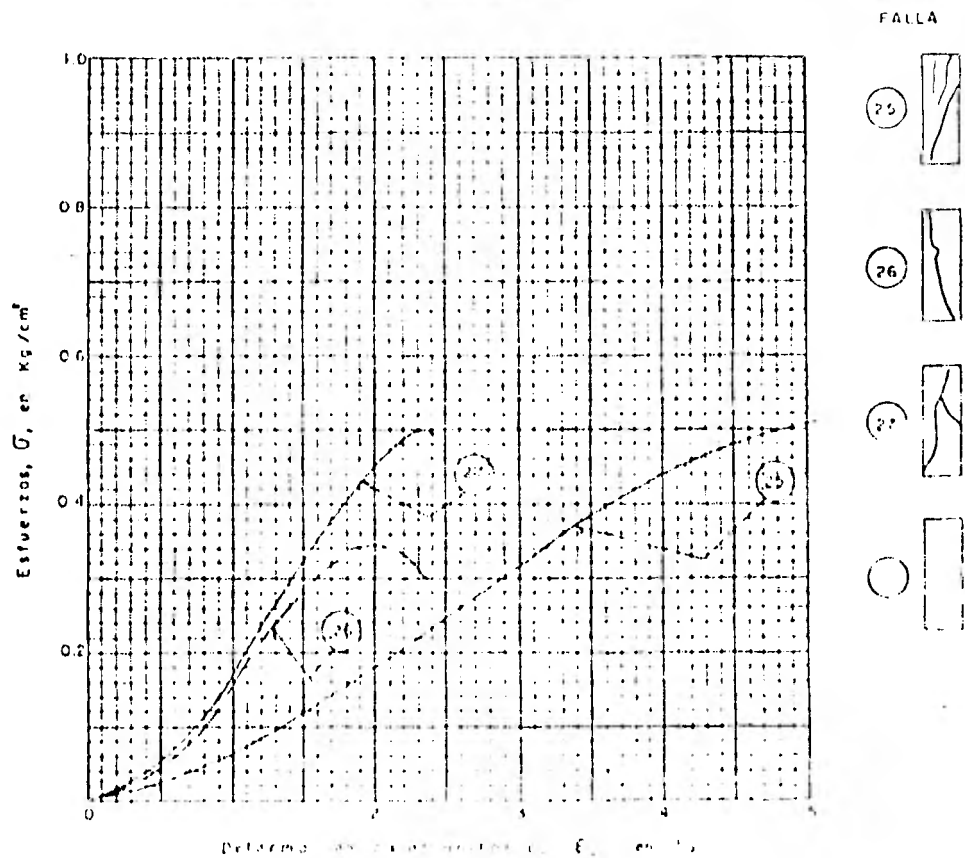


FIG.15 CURVAS DE COMPRESION NO COHESIVA. SONDEO 242

PROBETA	RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION O, %	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL γ _m , kg/cm ³	ESFUERZO DE SVIADOR MAXIMO σ _{máx} , kg/cm ²	COHESION APARENTE c _a , kg/cm ²	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA ε _r , %
No	PROF m							
28	21.3	4.81	182	2.60	92	1265	0.31	0.16
29	23.3	4.70	183	2.60	100	1221	0.39	0.20
30	24.5	2.14	382	2.41	100	1147	0.43	0.21
31	24.5	2.23	422	2.41	92	1127	0.65	0.32

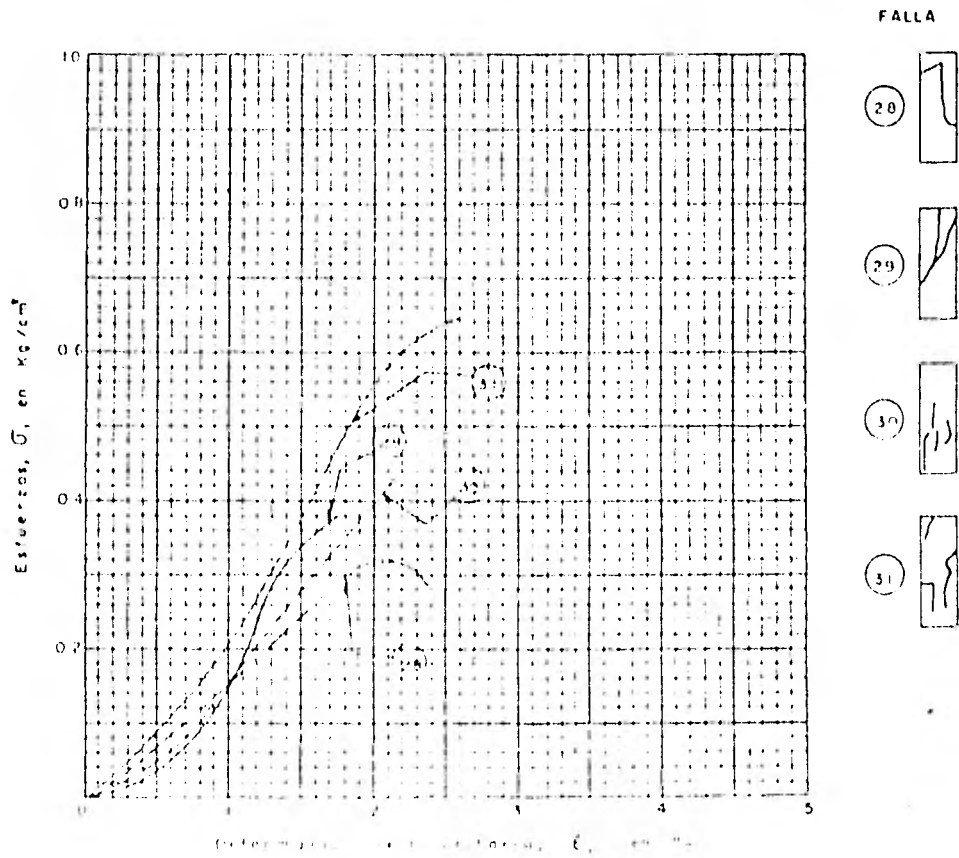


FIG. 16 CURVAS DE COMPRESION UNIAxIAL. SONDEO SA2

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL	ESFUERZO DE SVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	OLF. UNITA-RIA A LA RUPTURA
No	PROF m	e	w, %	S _s	Q, %	$\gamma_m, kg/m^3$	$\sigma_{max}, kg/cm^2$	$c, kg/cm^2$	$\epsilon_r, %$
32	25.7	9.82	406	2.38	99	1115	0.26	0.13	2.28
33	25.7	9.68	406	2.38	100	1129	0.25	0.13	1.98
34	26.9	6.21	258	2.40	99	1185	0.75	0.37	3.21
35	26.9	6.18	261	2.40	100	1207	0.75	0.37	2.75

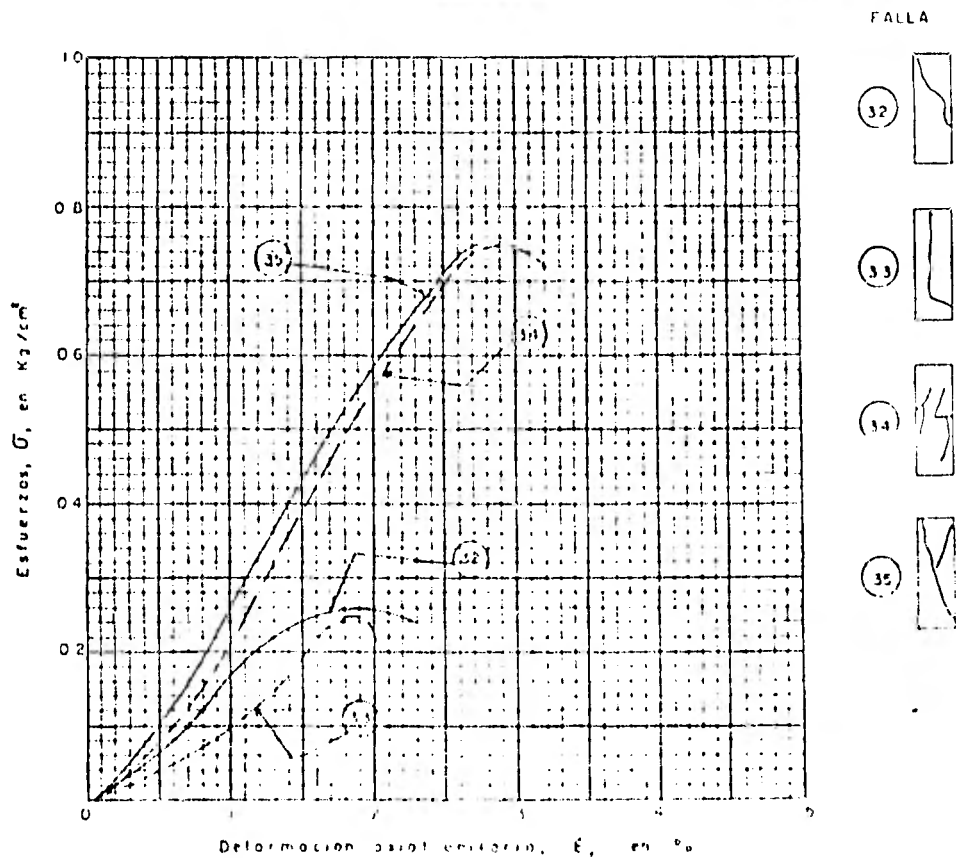


FIG. 17 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA, SONDEO SM2

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI CON NATURAL	ESFUERZO DE VARIACION MAXIMO	COHESION AFADENTE	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA
No	PROF. m	e	w, %	S _s	G, %	$\gamma_m, kg/m^3$	$\sigma_{max}, kg/cm^2$	$c, kg/cm^2$	$\epsilon_r, \%$
36	28.1	5.50	234	2.30	98	1193	0.72	0.36	3.26
37	28.1	5.30	233	2.30	100	1202	0.63	0.32	4.30

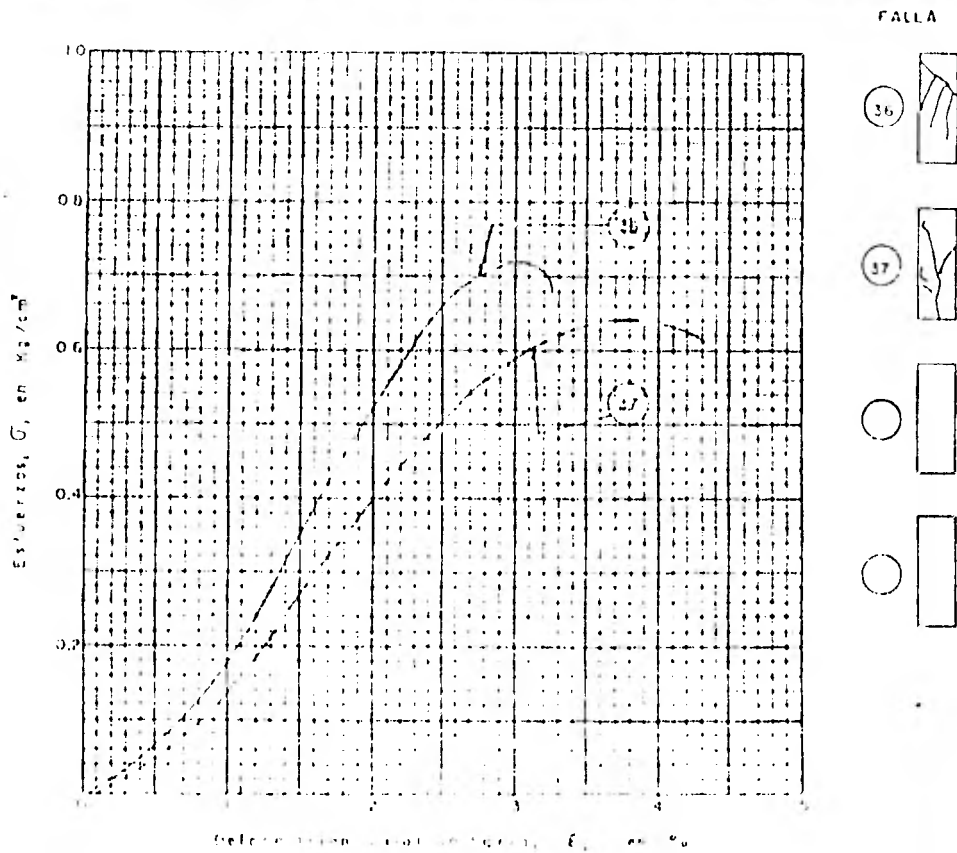


FIG.18 FALTA DE COHESION NO COHESIVA. SONIDO 5M2

SONDLO PROF (m)	S_k	w_i %	e_i	G_i %	
SM2	5.10	2.52	201	5.22	100

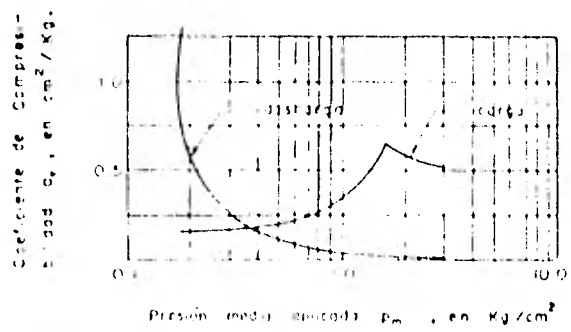
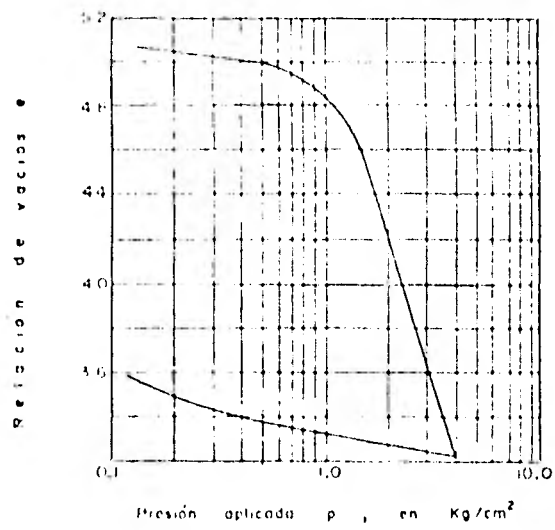


FIG. 19 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	σ_c	w %	e_1	G_s %
SM2	9.00	2.37	144	3.47	98

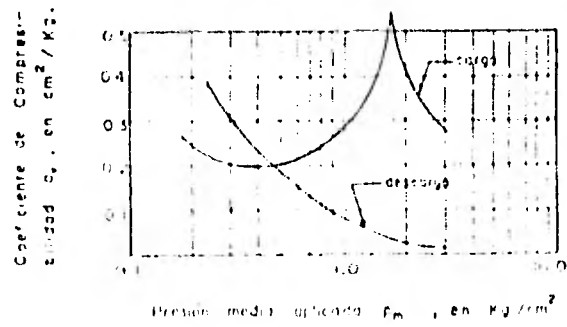
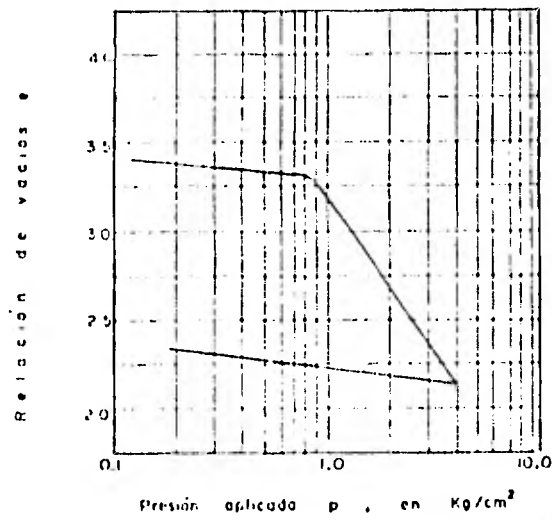


FIG. 2 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S_v	w_L %	e_1	G_L %
SM2	10.65	2.43	220	5.40	99

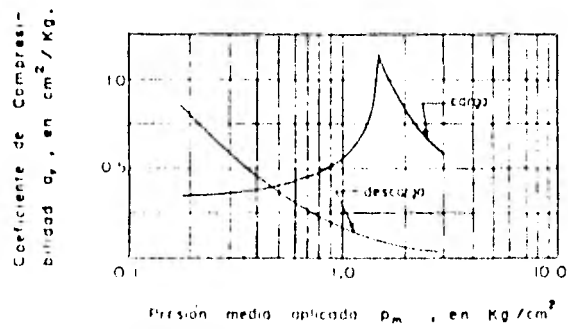
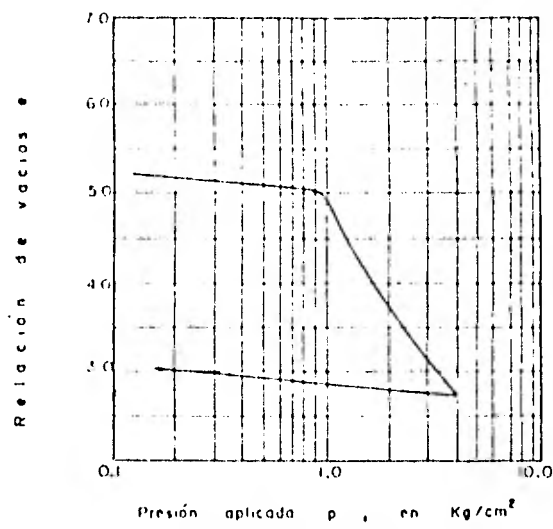


FIG. 2 | CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDILLO (cm)	S_v	w_L	e_1	G_1
SA12	19,75	12,35	223	5,21

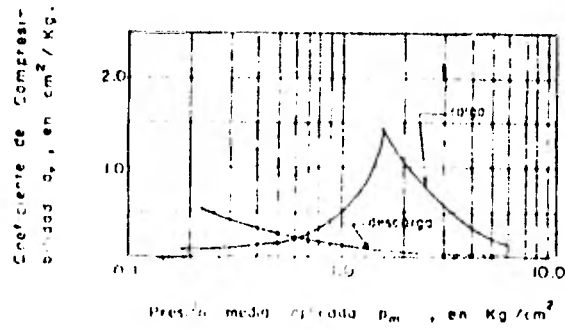
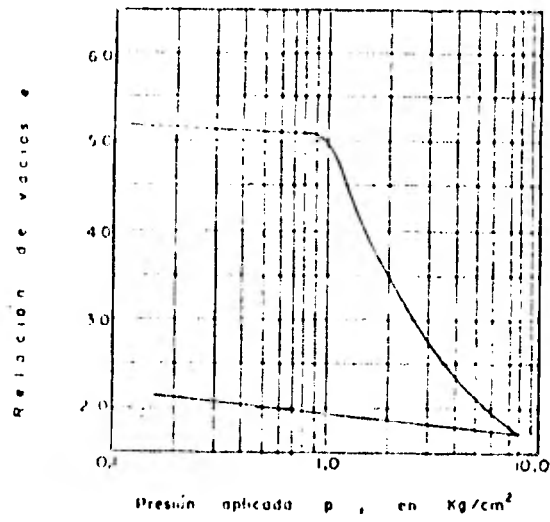


FIG.22 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDLO	PROF (m)	S_g	w_L %	e_1	G_1 %
SM2	26,85	2,26	223	4,97	100

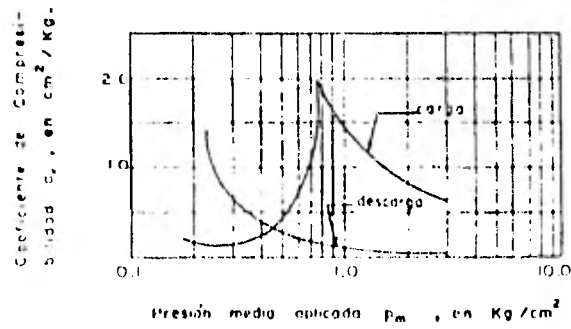
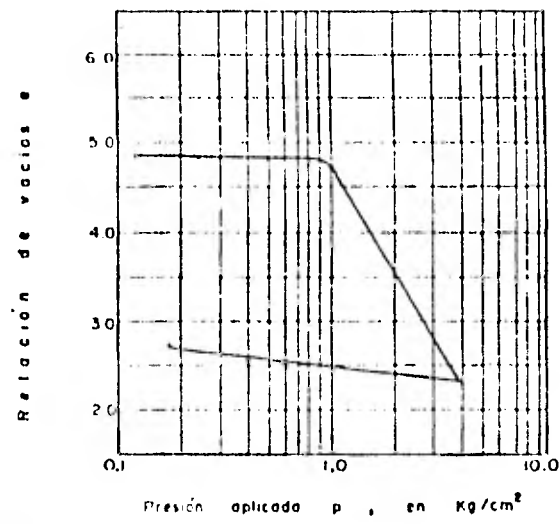
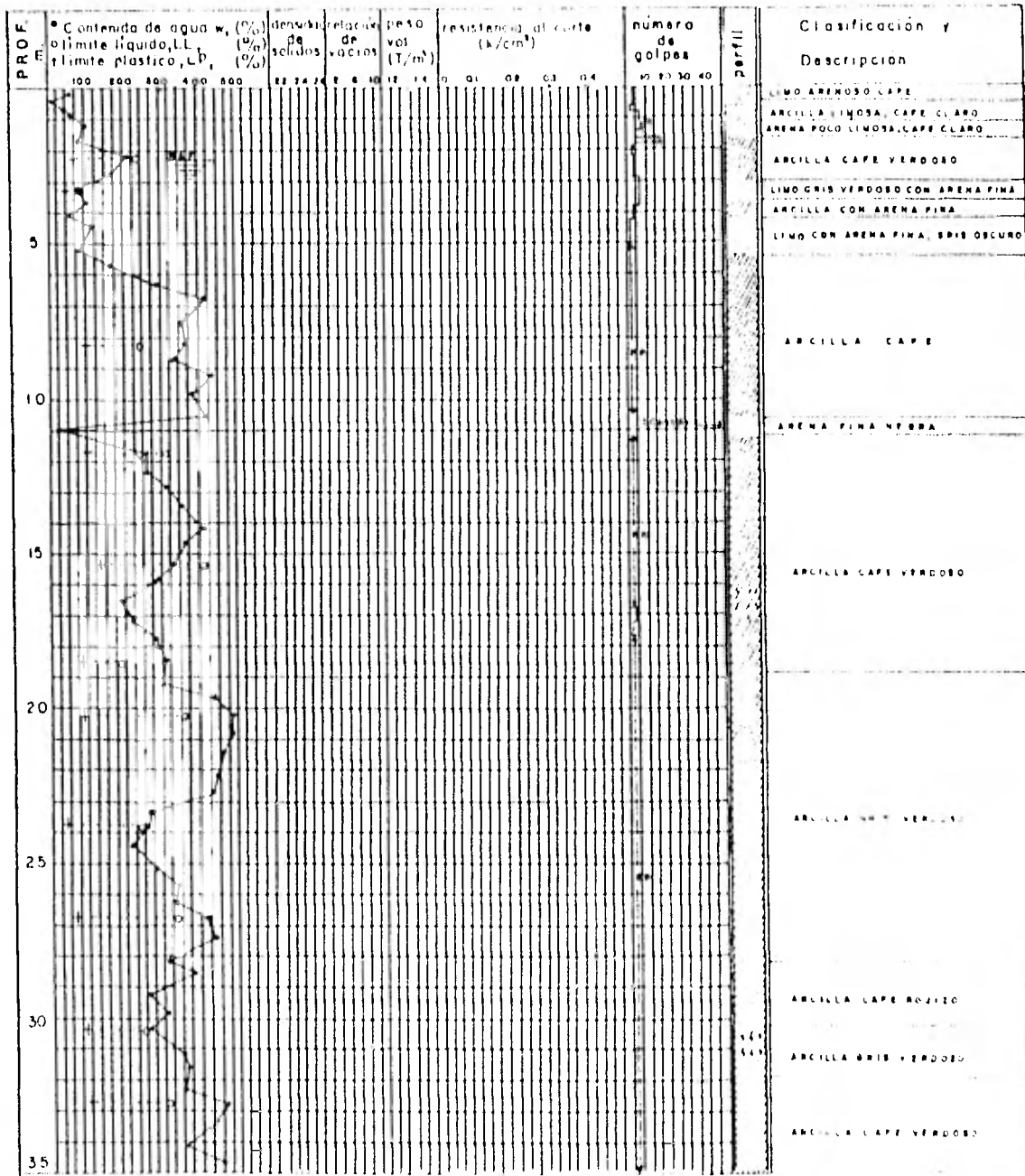
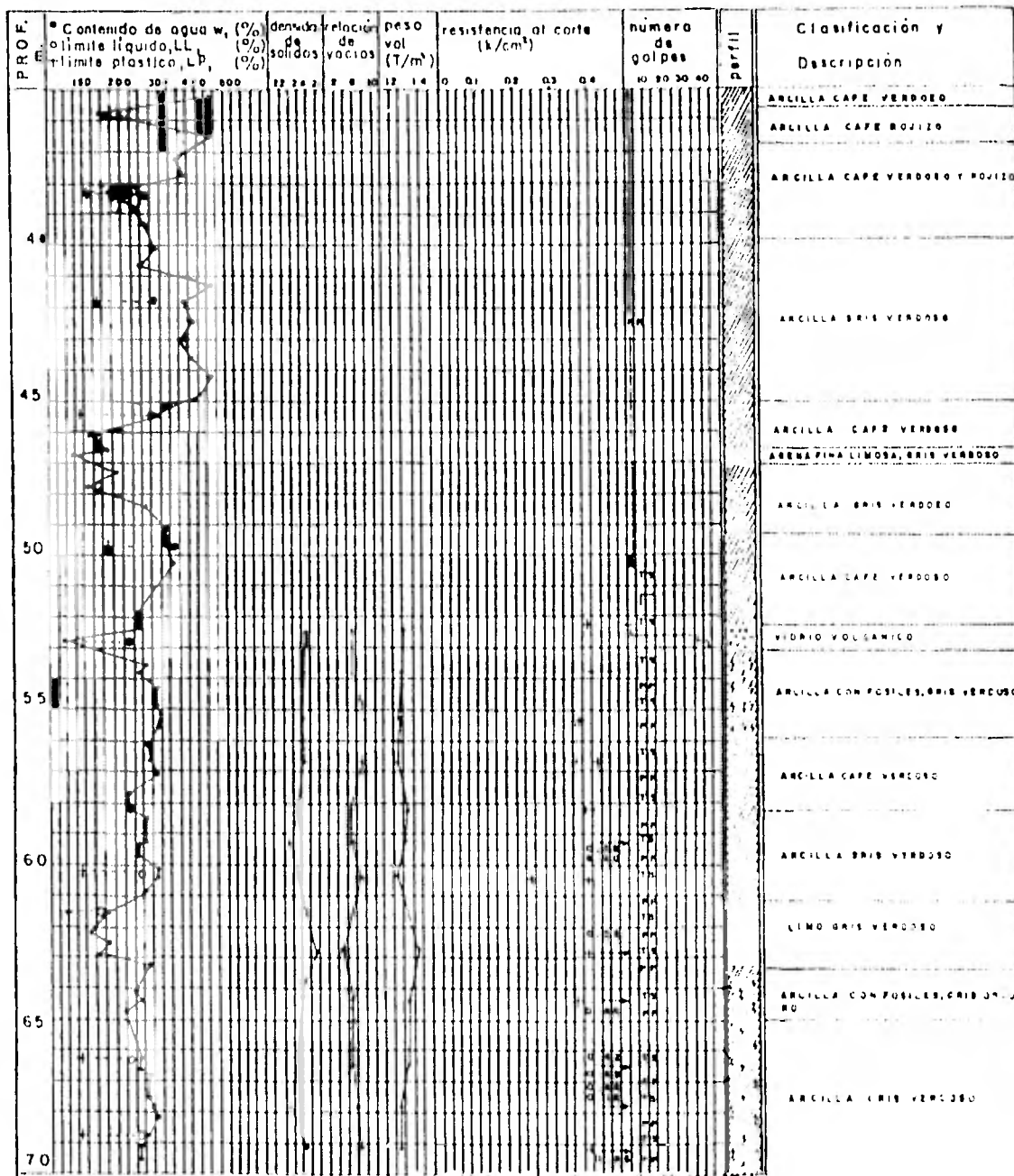


FIG.23 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



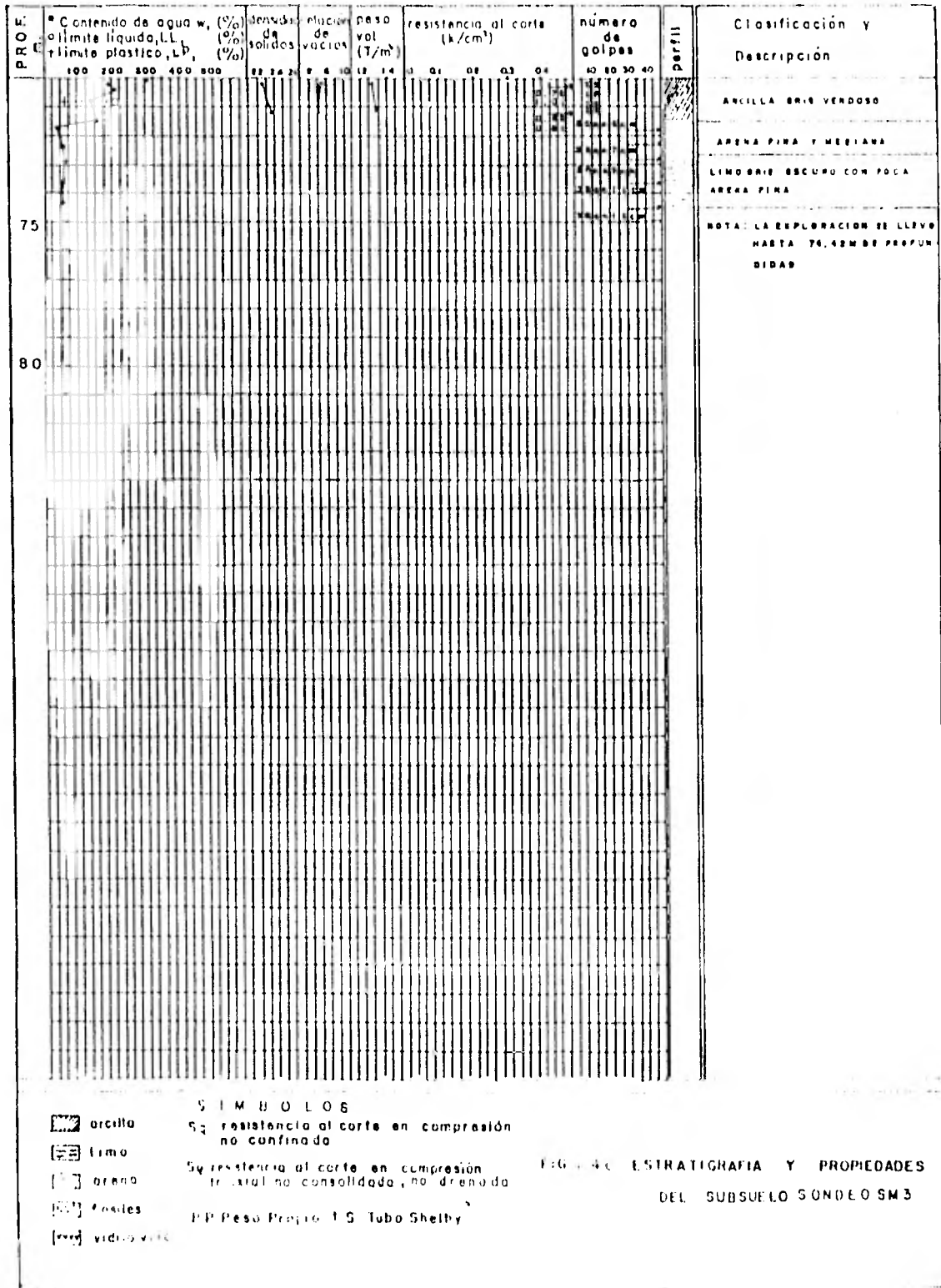
- S I M B O L O S**
- arcilla
 - limo
 - arena
 - fósiles
 - vidrio volc
 - S_q resistencia al corte en compresión no confinada
 - S_q resistencia al corte en compresión triaxial no consolidada, no drenada
 - PP Peso Fropio: 1.5 Tabla Shelby

FIG. 4.5 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONDEO SM 3



- S I M B O L O S**
- arcilla
 - limo
 - arena
 - fosiles
 - vidrio volc
 - Sq resistencia al corte en compresión no confinada
 - Sq resistencia al corte en compresión triaxial no consolidada, no drenada
 - PP Peso Propio T S Tubo Shelby

FIG 2-4 t ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONDEO SM 3



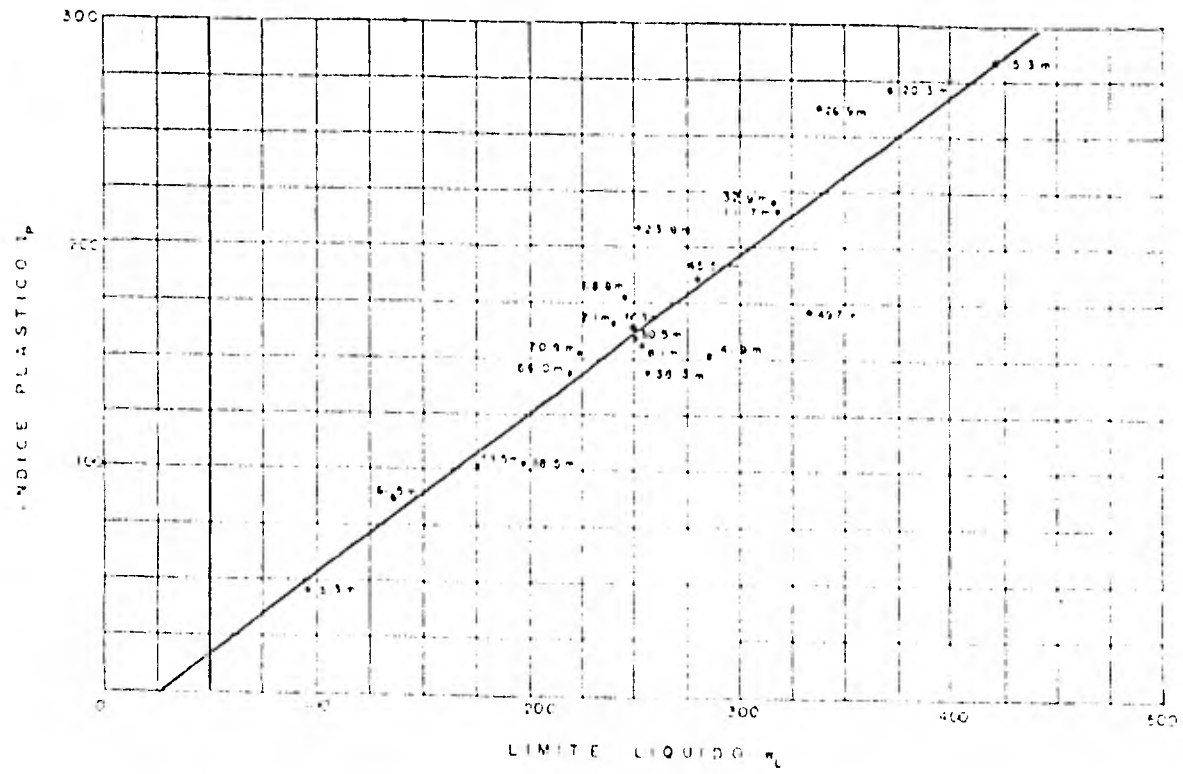


FIG. 25 CARACTERÍSTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO 0173

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION S _r , %	PESO VOLUMETRICO NATURAL γ _n , kg/m ³	ESFUERZO DE DEFORMACION MAXIMO σ _{máx} , kg/cm ²	COHESION APARENTE c, kg/cm ²	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA ε _r , %
No	PROF. m	e	w, %	S _s	S _r , %	γ _n , kg/m ³	σ _{máx} , kg/cm ²	c, kg/cm ²	ε _r , %
1	52.4	5.96	241	2.43	98	1192	1.01	0.50	2.37
2	52.4	6.00	244	2.43	99	1197	0.75	0.38	2.69
3	53.9	5.57	231	2.42	100	1223	0.90	0.45	5.09
4	53.9	6.03	243	2.42	99	1193	0.79	0.40	5.32

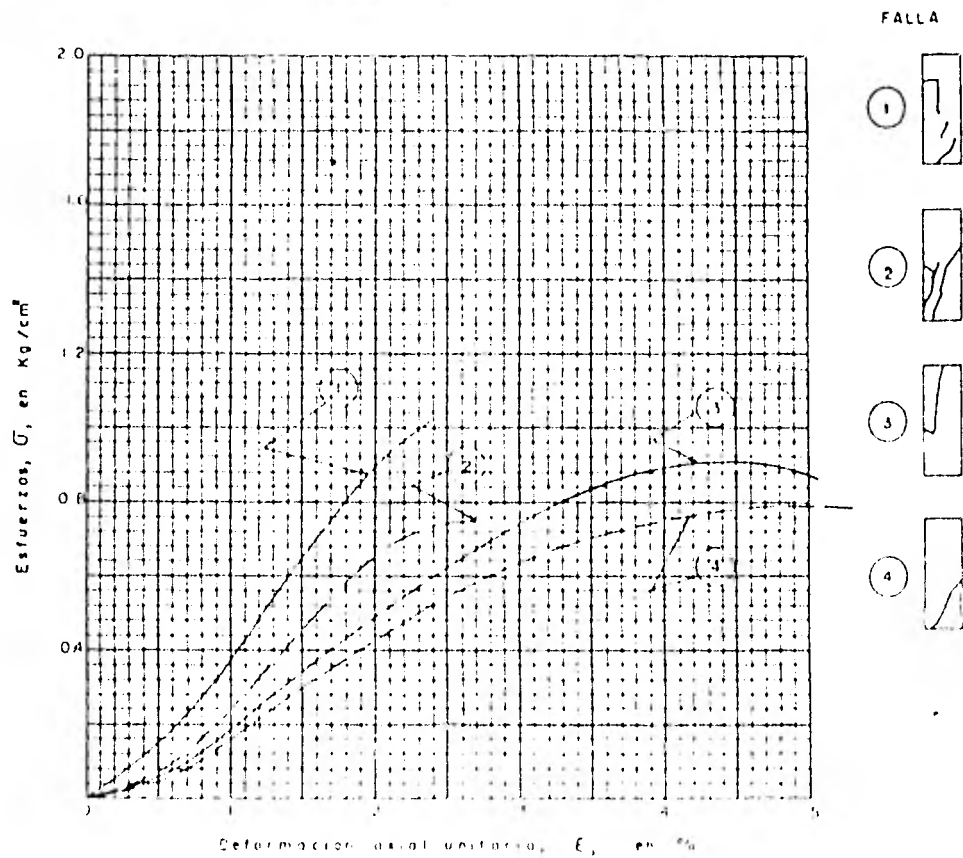


FIG. 26 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SM3

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PESO VOLUMETRI CON NATURAL	ESFUERZO DE SUIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA
No	PROF. m	e	w, %	S _s	U, %	$\gamma_m, kg/m^3$	$\sigma_{m\acute{a}s}, kg/cm^2$	$c, kg/cm^2$	$\epsilon_f, \%$
5	55.2	7.02	292	2.41	100	1178	0.73	0.36	3.73
6	55.2	7.04	293	2.41	100	1180	0.74	0.37	5.07
7	56.7	6.73	272	2.45	99	1181	0.83	0.42	2.31
8	56.7	6.87	275	2.45	98	1183	0.71	0.36	2.09

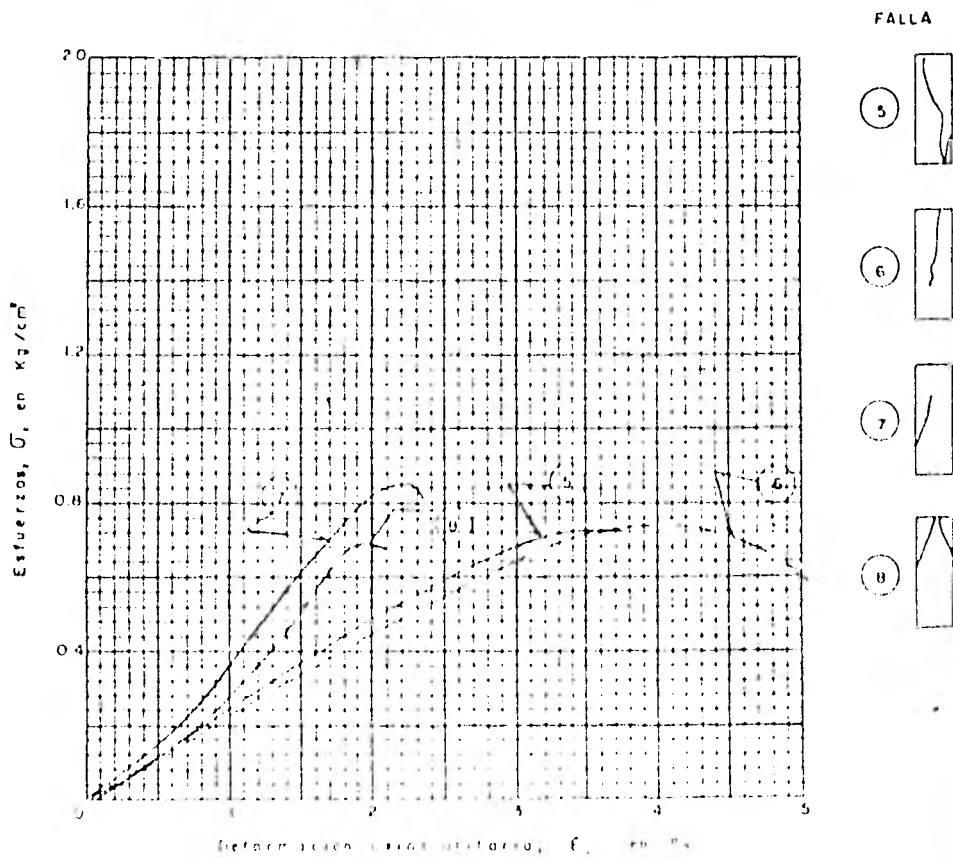


FIG. 27 PRUEBA DE COMPRESI3N NO CONFINADA - SUELO SMA

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION G, %	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL γ _m , kg/m ³	ESFUERZO DESARROLLADO MAXIMO σ _{max} , kg/cm ²	COHESION APARENTE c, kg/cm ²	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA e _r , %
No	PROF m	e							
9	58.2	5.06	207	2.39	98	1214	0.79	0.40	2.69
10	58.2	5.12	210	2.39	98	1211	0.68	0.38	2.51
11	52.3	5.46	240	2.28	100	1213	1.21	0.60	2.51
12	52.3	5.35	238	2.28	100	1213	1.15	0.58	2.39

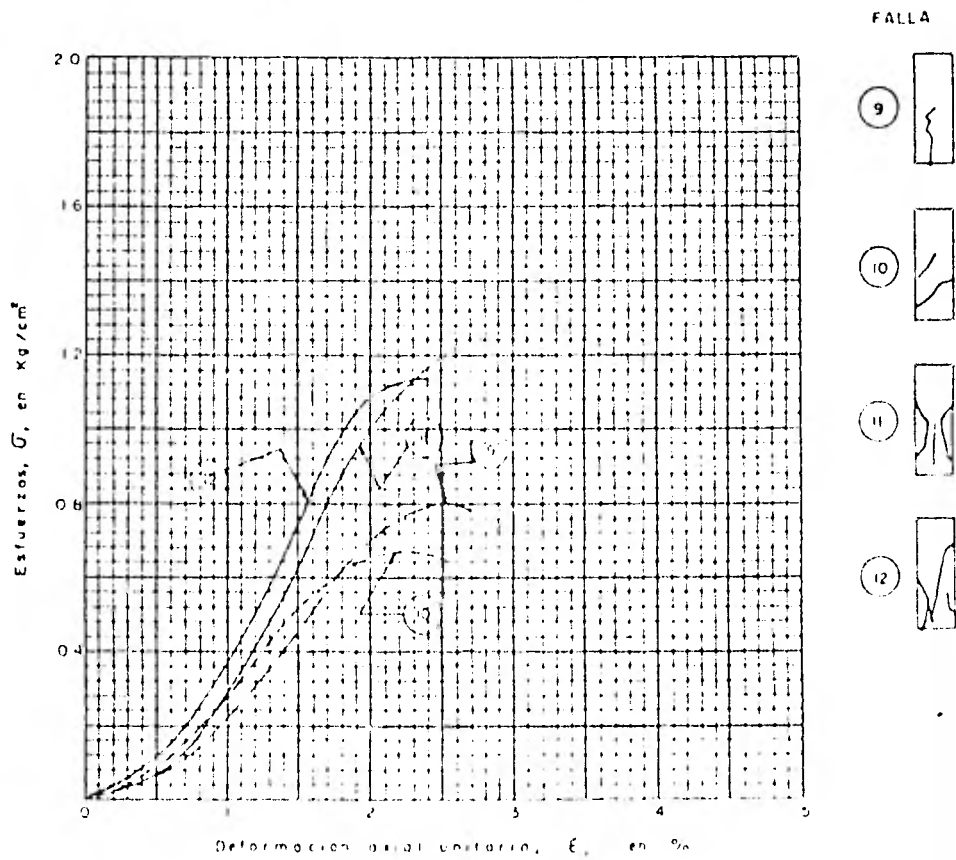


FIG.28 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO 5A3

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION G, %	PE SO VOLUMETRICO NATURAL $\gamma_n, kg/m^3$	ESFUERZO DE SUCESOR MAXIMO $\sigma_{m\acute{a}x}, kg/cm^2$	COHESION APARENTE $c, kg/cm^2$	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA $\epsilon_r, \%$
No	PROF m								
13	60.5	7.34	301	2.38	99	1143	0.49	0.24	3.12
14	60.5	6.80	282	2.38	99	1163	0.77	0.38	4.84
15	62.9	3.65	136	2.59	96	1314	0.77	0.38	2.25
16	62.9	1.57	131	2.59	95	1313	1.05	0.52	3.51

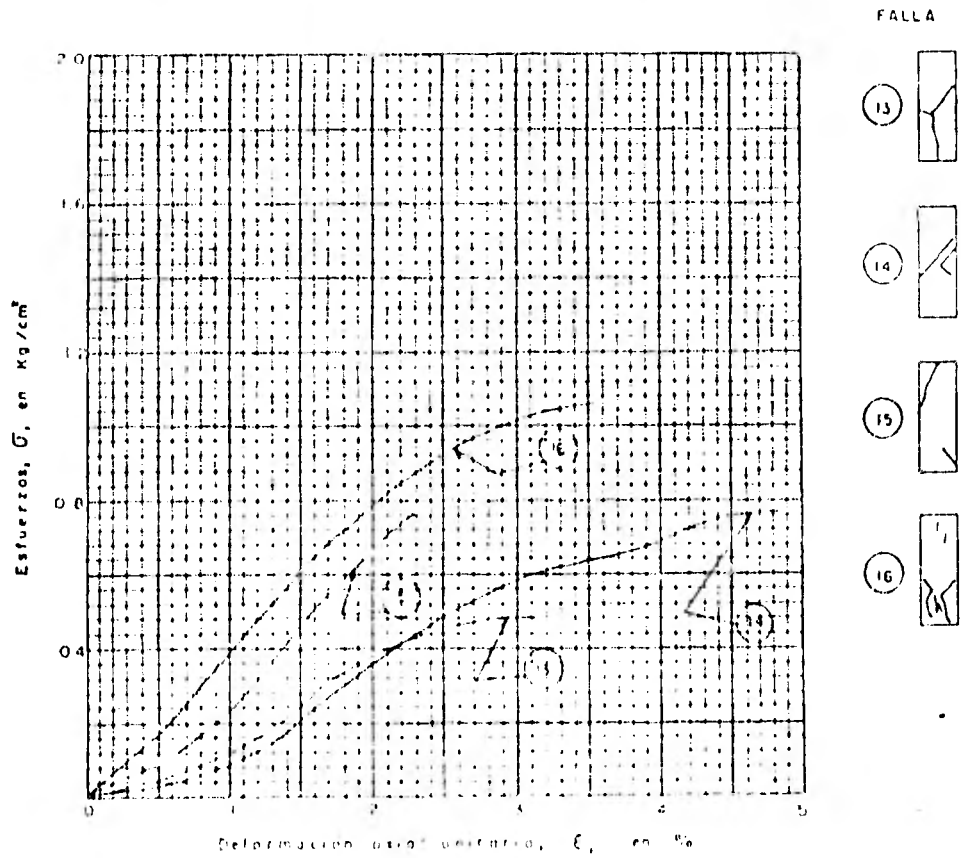


FIG.29 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO 5A3

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTINIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL	ESFUERZO DE SVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITA-RIA A LA RUPTURA
No	PROF m	e	w, %	ρ_s	S, %	$\gamma_n, kg/m^3$	$\sigma_{max}, kg/cm^2$	$c, kg/cm^2$	$\epsilon_r, %$
17	64.4	5.57	232	2.40	100	1214	1.28	0.64	6.27
18	64.4	5.55	230	2.40	99	1211	0.72	0.36	3.30
19	66.5	5.36	230	2.31	99	1201	1.38	0.69	5.53
20	66.5	5.22	229	2.31	100	1224	1.24	0.62	4.84

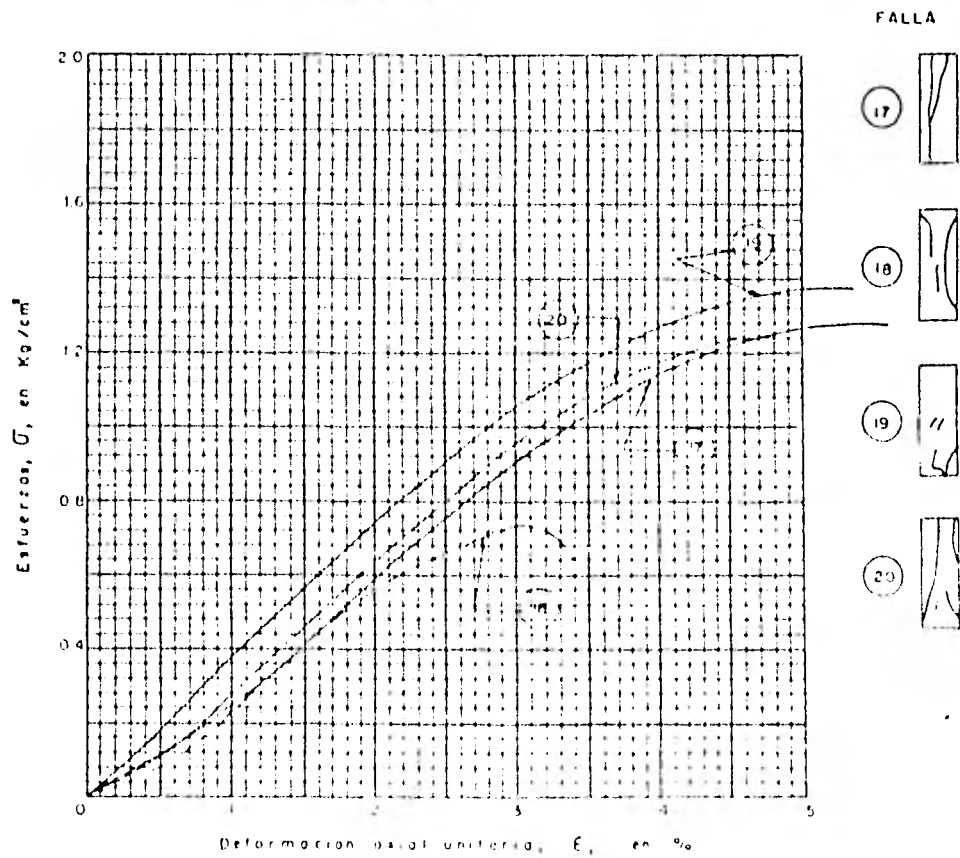


FIG.30 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. BONDÉO 543

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION G, %	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL γ _m , kg/m ³	ESFUERZO DE SVIADOR MAXIMO σ _v máx, kg/cm ²	COHESION APARENTE c, kg/cm ²	DEF. UNITA-RIA A LA RUPTURA ε _r , %
No	PROF m	e							
21	67.8	6.07	263	2.28	99	1173	1.37	0.68	3.05
22	67.8	6.00	263	2.28	100	1183	1.44	0.72	3.98
23	69.0	6.08	249	2.43	100	1200	1.12	0.96	3.54
24	69.0	6.24	250	2.43	97	1177	0.84	0.42	2.98

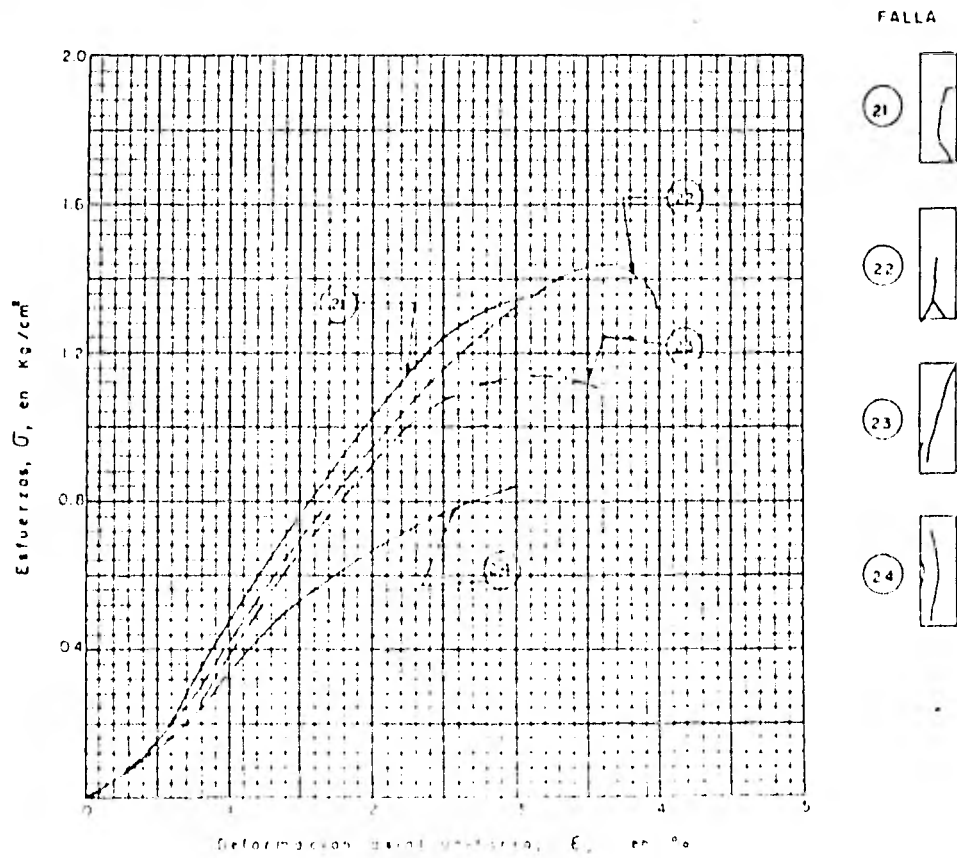


FIG. 31 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA - SONDEO S-13

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION θ, %	PESO VOLUMETRICO NATURAL γ _m , kg/m ³	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO σ _{máx} , kg/cm ²	COHESION APARENTE c, kg/cm ²	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA ε _r , %
No	PROF m	e							
25	70.0	4.45	177	2.26	97	1216	1.58	0.79	2.63
26	70.0	4.37	190	2.26	98	1230	2.03	1.01	2.19
27	71.0	4.05	176	2.34	100	1291	1.64	0.82	3.23
28	71.0	4.05	175	2.34	100	1278	1.61	0.81	2.75

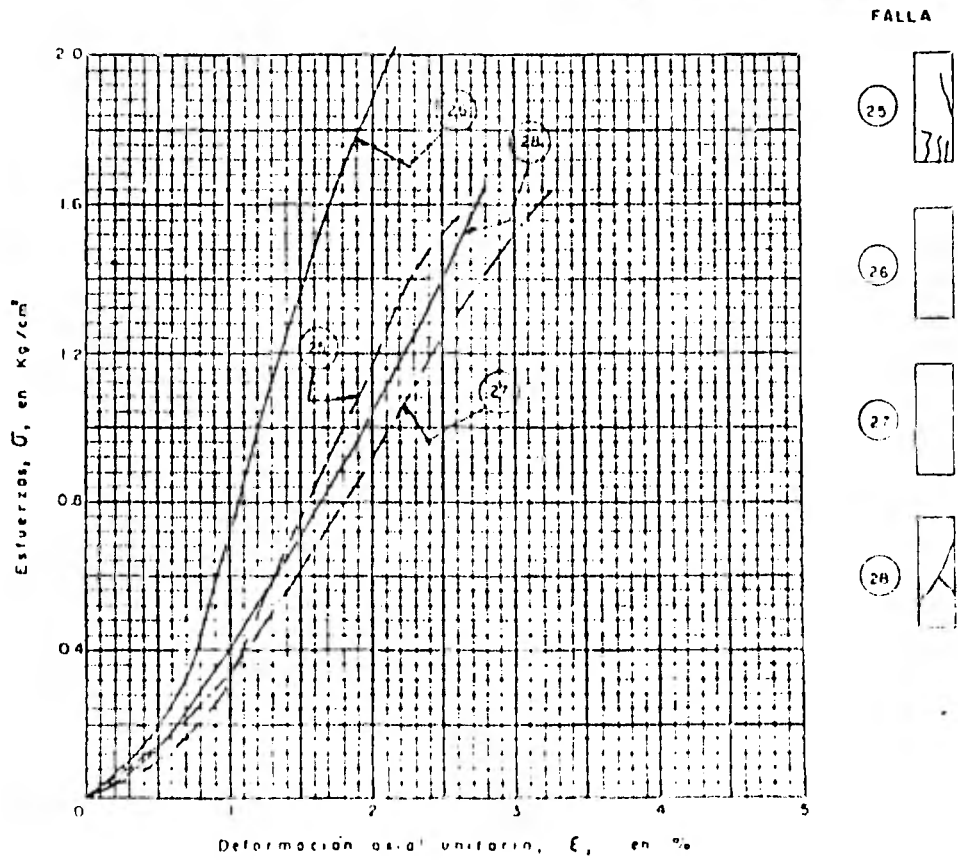


FIG.32 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDULO 5M3

PROBETA No	PROF m	RELACION DE VACIOS NATURAL e	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION 0, %	PESO VOLUMETRI CONATURAL γ _m , kg/m ³	ESFUERZO DESVIACION MAXIMO σ _{max} , kg/cm ²	COHESION APARENTE $\frac{\sigma_{max}}{1}$, kg/cm ²	DEF. UNITA- RIA A LA RUPTURA ε _r , %
29	61,7	3,54	133	2,55	100	1350	1,36	0,68	2,17
30	61,7	3,98	155	2,55	99	1310	1,53	0,76	2,31

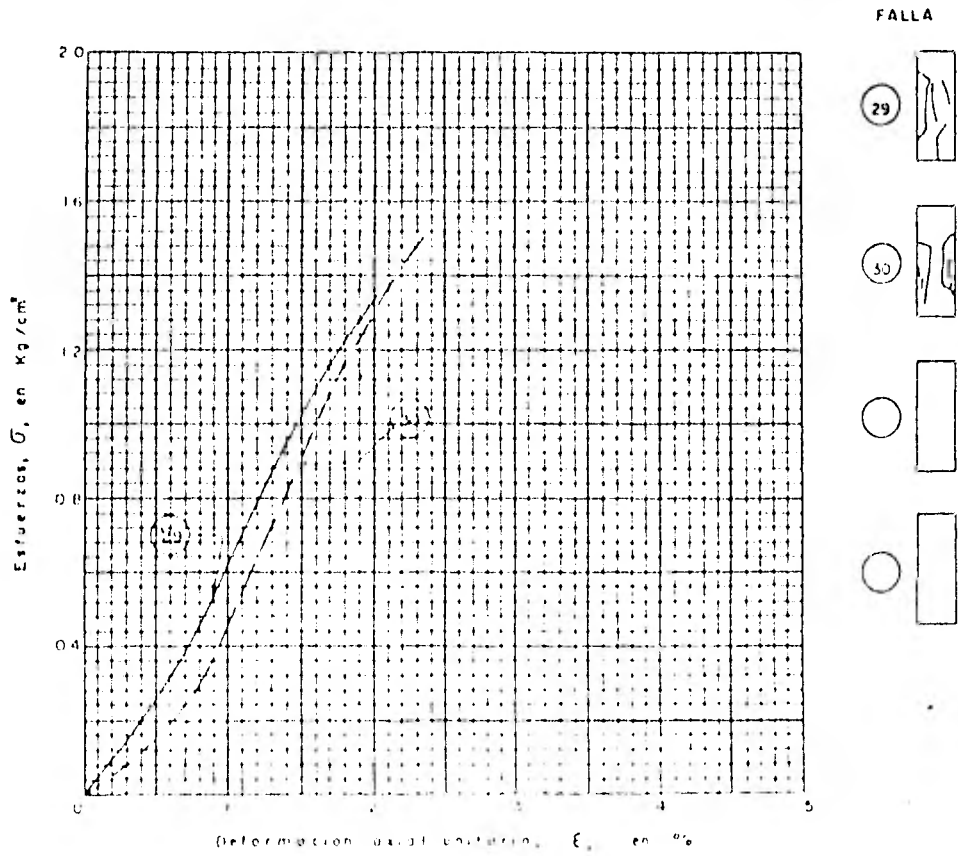


FIG. 33 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA SONDEO 5M3

SONDEO	PROF (m)	S_s	w_i %	e_i	G_i %
SM3	53.95	2.44	275	6.82	98

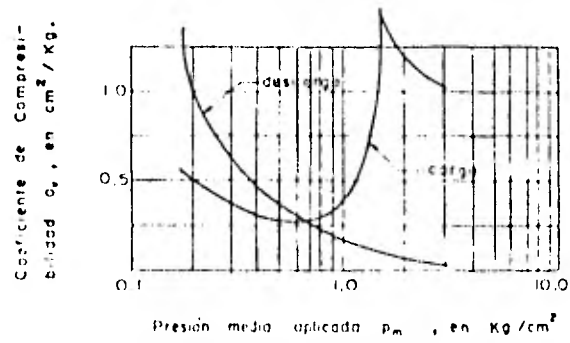
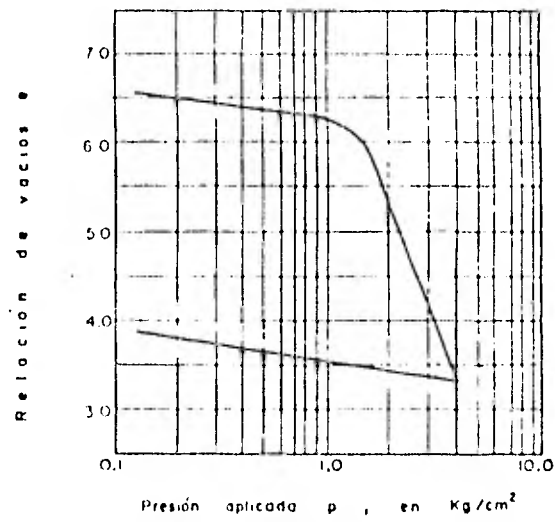


FIG.34 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S_v	w_i %	e_i	G_i %
5M3	61.80	2.68	121	3.31	98

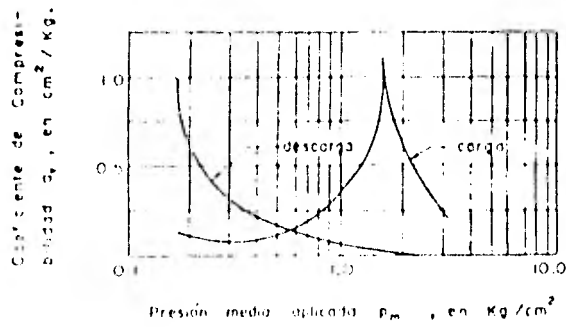
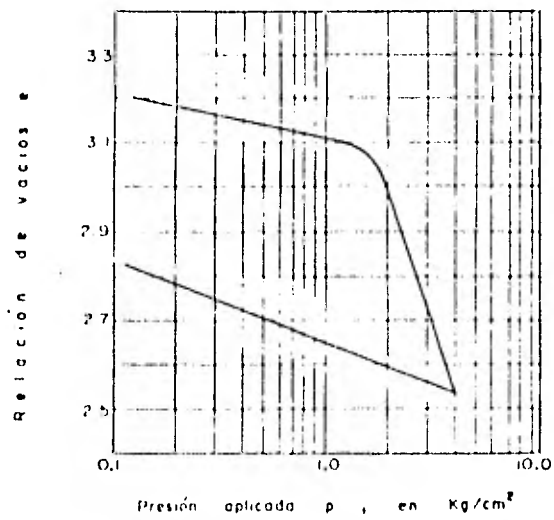


FIG. 35 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

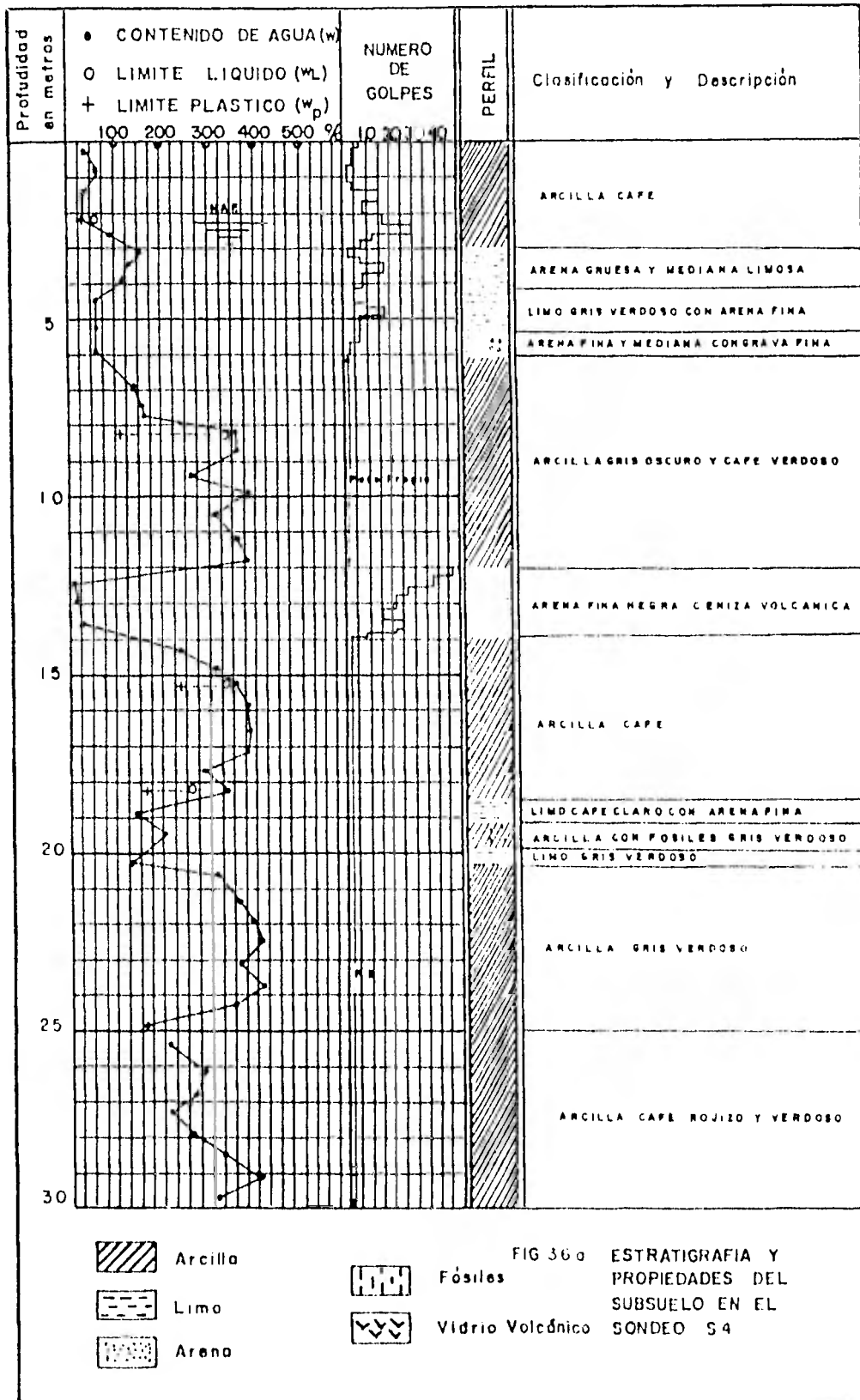
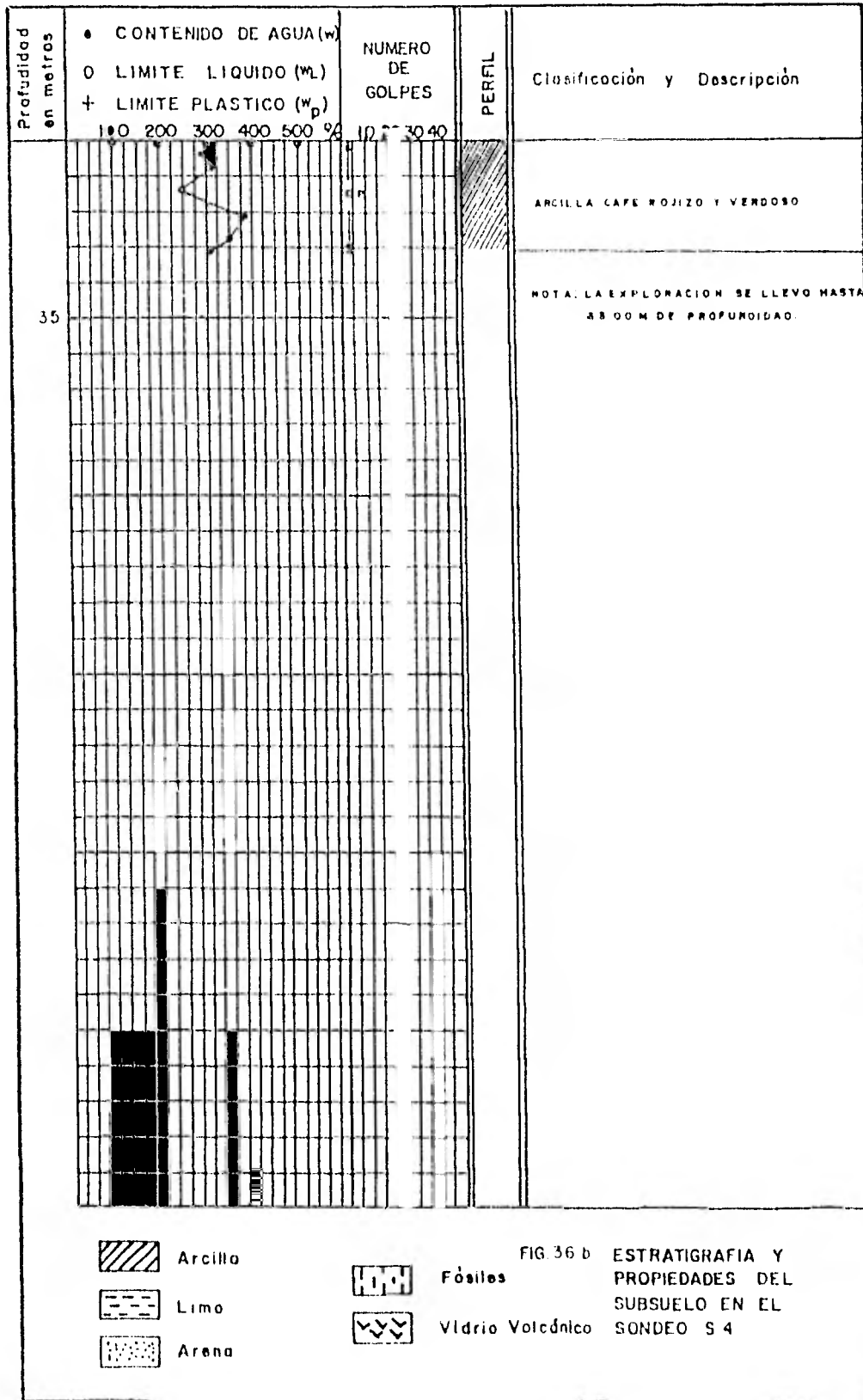


FIG 36a ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S4



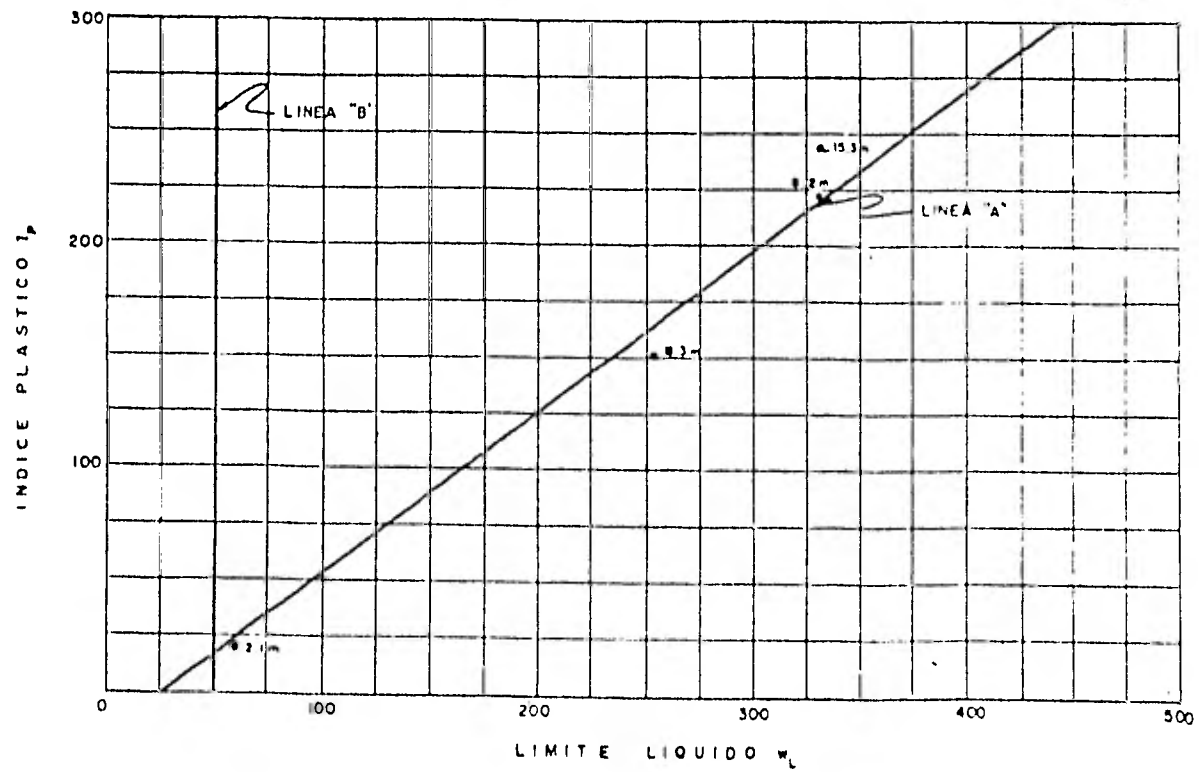
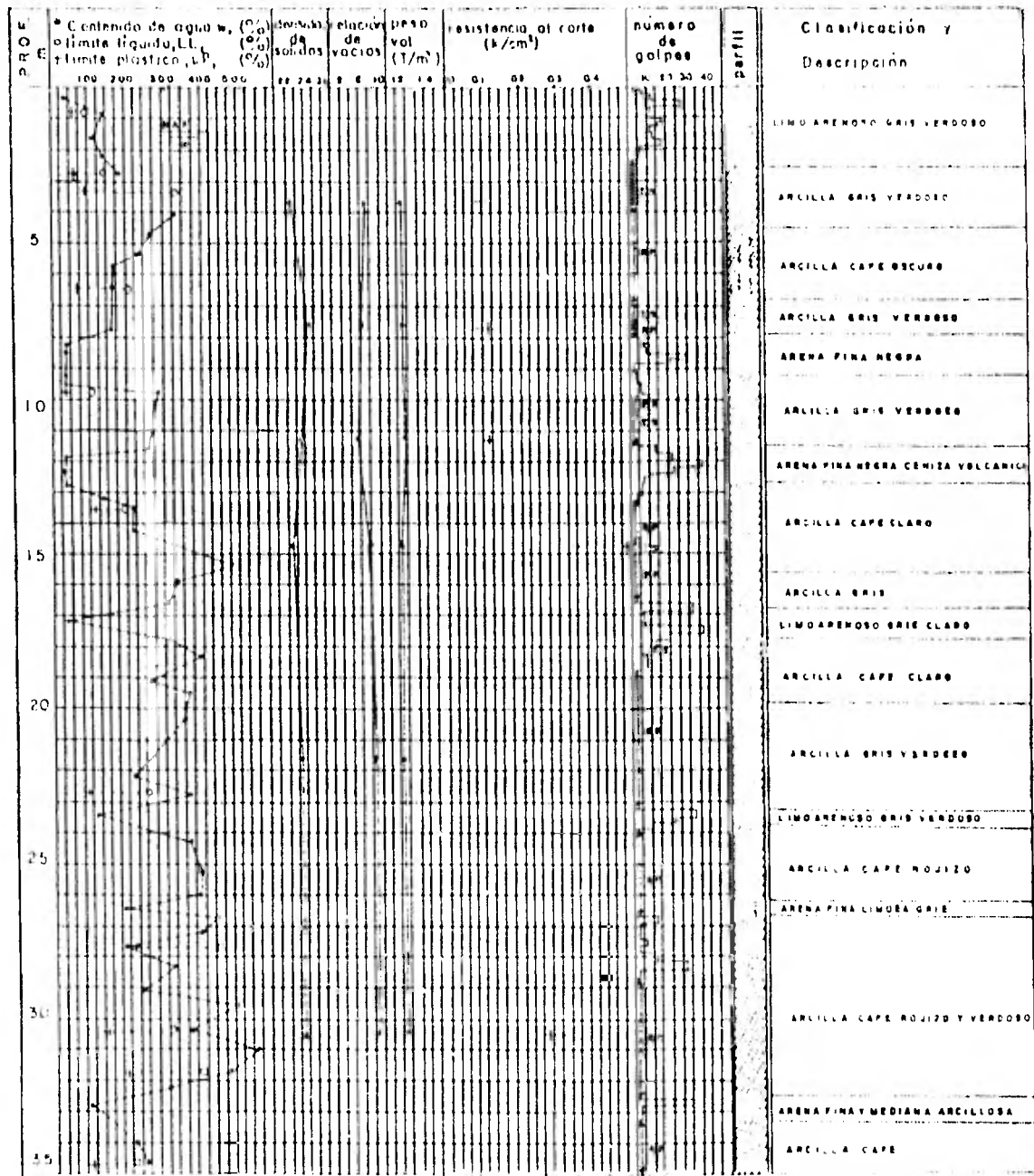


FIG. 37 CARACTERISTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO S4



S I M B O L O S

[] arcilla Sq resistencia al corte en compresión no refinada

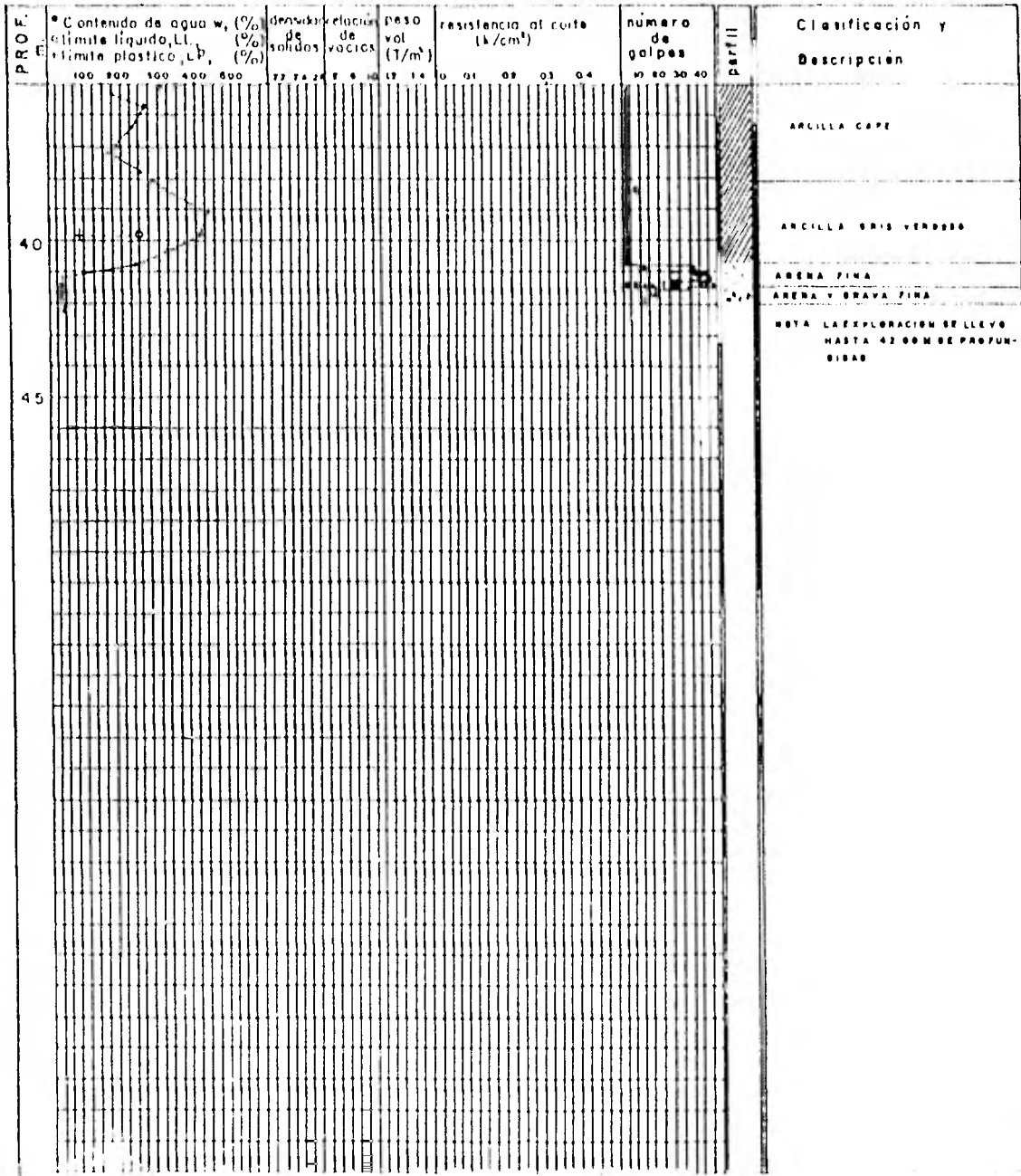
[] limo Sv resistencia al corte en compresión triaxial no consolidada, no drenada

[] arena

[] gravas

[] arena y gravas

FIG. 1. - ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONDEO SM5



S I M B O L O S

[] arcilla S_q resistencia al corte en compresión no confinada

[] limo S_q resistencia al corte en compresión lateral no consolidada, no drenado

[] arena

[] finos

[] arena volc

ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONDEO SM5

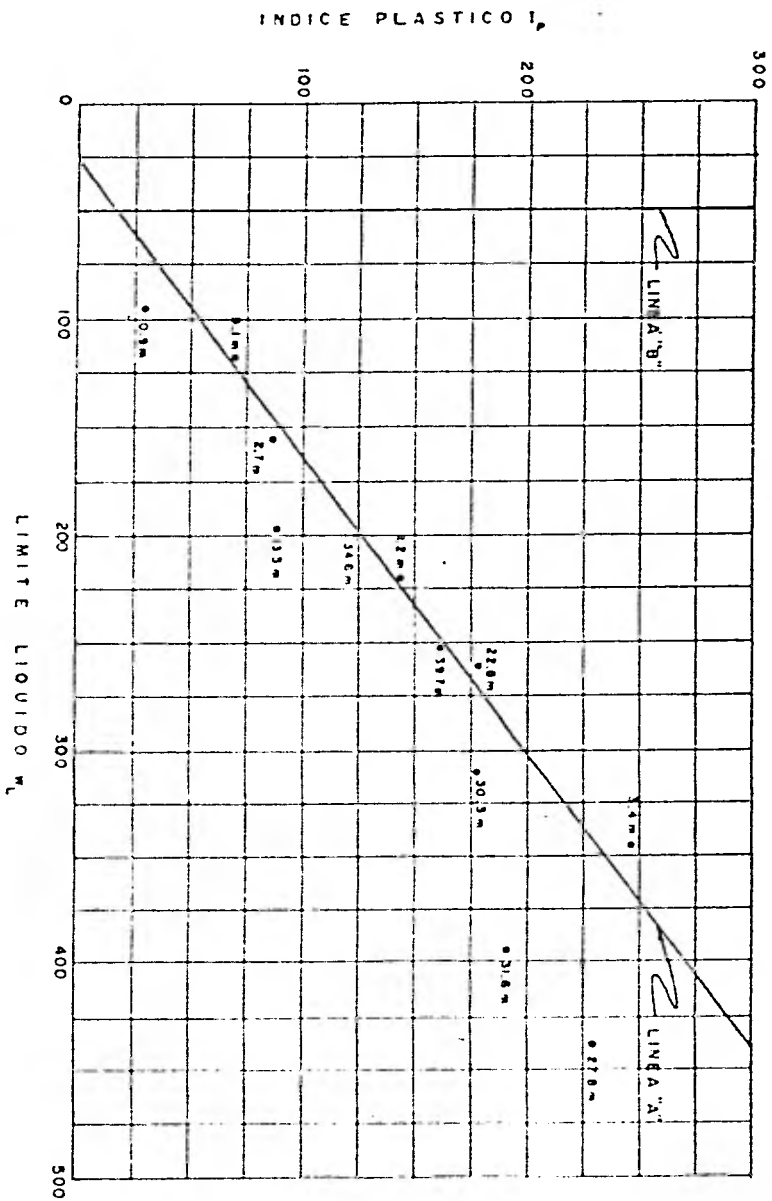


FIG. 39 CARACTERISTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO SMS

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL	ESFUERZO DESMADON MAXIMO	COMPRESION APARENTE	DEF UNITA-RIA A LA RUPTURA
No	PROF m	e	w, %	Ss	G, %	δ_m kg/m ³	σ_{max} kg/cm ²	$\frac{\sigma_{max}}{z}$ kg/cm ²	E_r , %
1	3.7	6.83	298	2.27	99	1155	0.21	0.10	3.4
2	7.5	5.94	243	2.43	99	1195	0.21	0.10	2.4
3	7.5	6.08	248	2.43	99	1204	0.24	0.12	3.3
4	11.3	5.99	251	2.35	98	1181	0.24	0.12	1.5

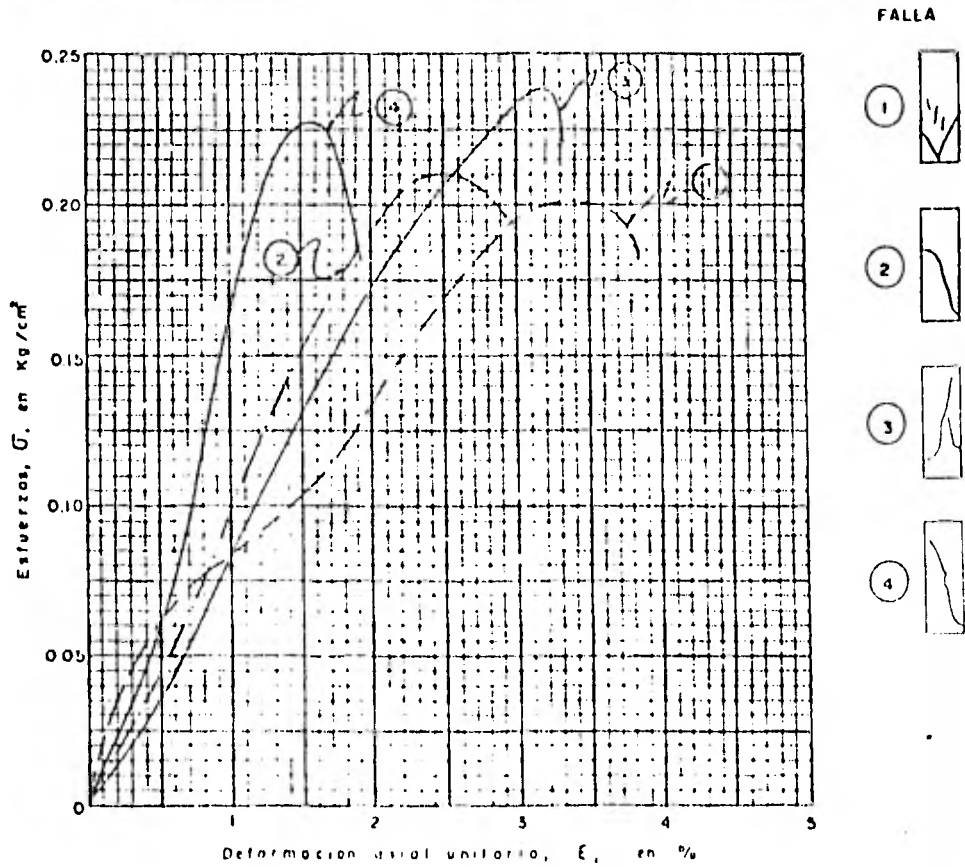


FIG. 40 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SMS

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	GRADO DE SATURACION G, %	PE SO VOLU METRICO NATURAL γ_m kg/m ³	ESFUERZO DE TADOR MAXIMO σ_{max} kg/cm ²	COHESION APARENTE (c'_{mo}) kg/cm ²	DEF UNITARIA A LA RUPTURA E_r , %
No	PROF m	e							
5	14.9	794	362	2.21	100	1145	0.95	0.48	3.75
6	14.9	771	346	2.21	99	1135	0.69	0.35	2.73
7	21.8	816	344	2.36	99	1147	0.41	0.20	3.49

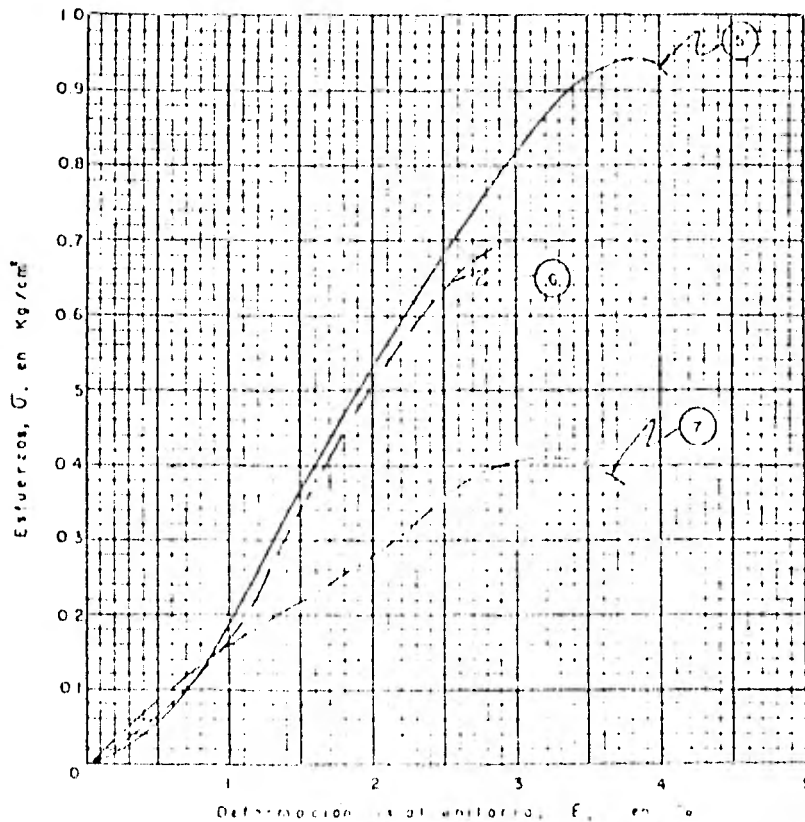


FIG.41 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SMS

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PESO VOLUMETRI- CO NATURAL	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITA- RIA A LA RUPTURA
No	PROF m	e	w, %	S _s	0, %	$\gamma_m, kg/m^3$	$\sigma_{m\acute{o}s}, kg/cm^2$	$\frac{\sigma_{m\acute{o}s}}{z}, kg/cm^2$	c _r , %
8	30.6	8.69	373	2.37	100	1159	0.59	0.30	3.17
9	30.6	8.26	348	2.36	100	1148	0.53	0.27	3.22

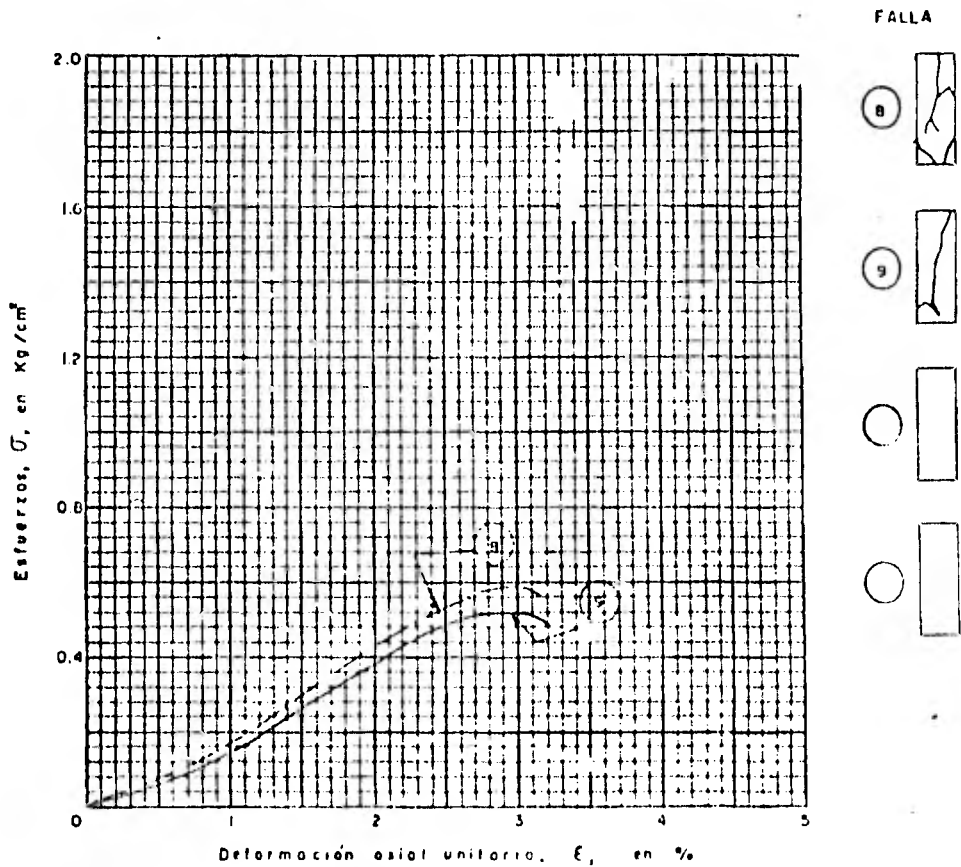


FIG.42 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SMS

SONDEO	PROF (m)	S_v	w_L %	e_1	G_L %
SM5	3.70	2.26	295	6.65	100

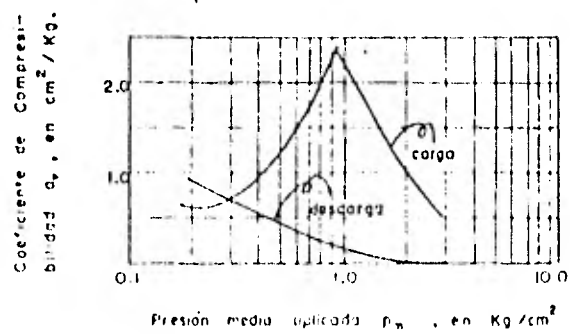
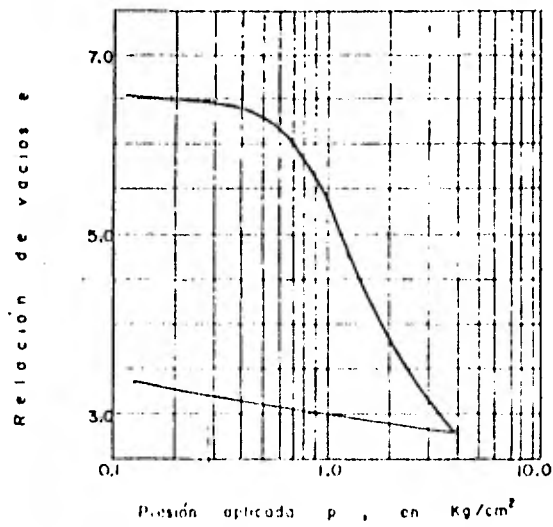


FIG. 43 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S_b	w_l %	e_1	G_1 %
SM5	7.50	2.35	244	5.85	98

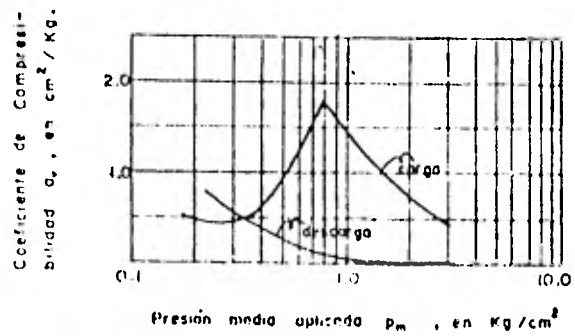
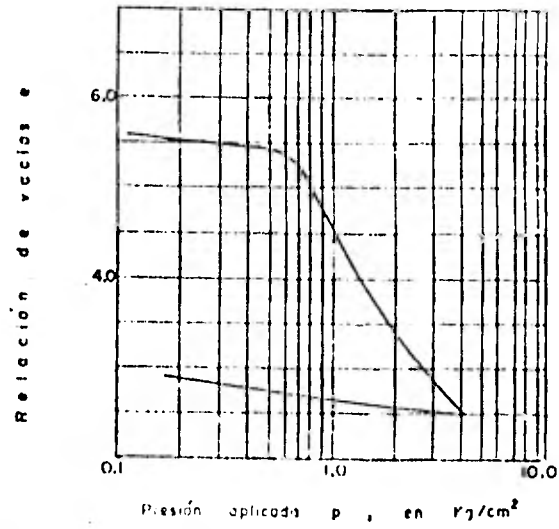


FIG. 4 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S_v	w_L %	e_i	G_L %
SM5	11.30	2.30	269	6.17	100

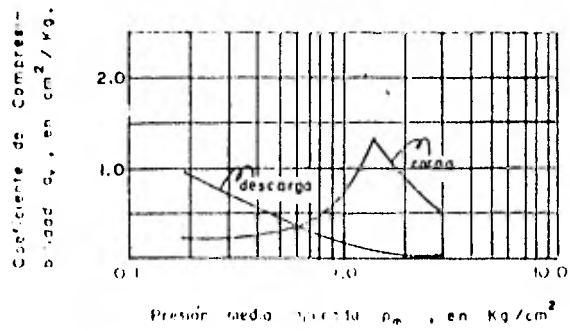
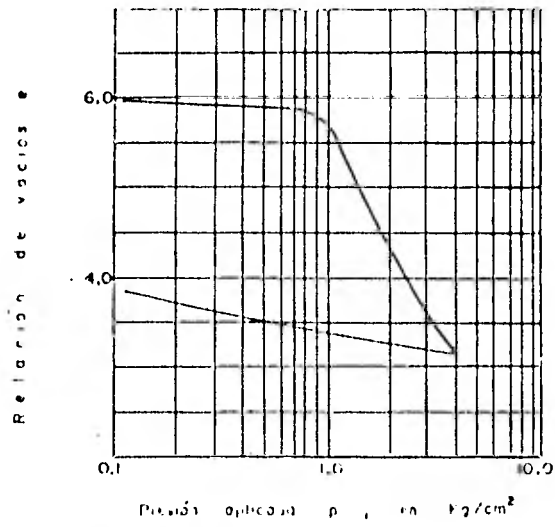


FIG.45 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S_s	w_i %	e_i	G_i %
SM.5	14.90	2.27	352	8.00	100

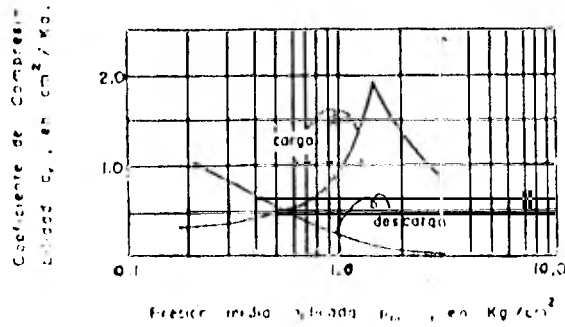
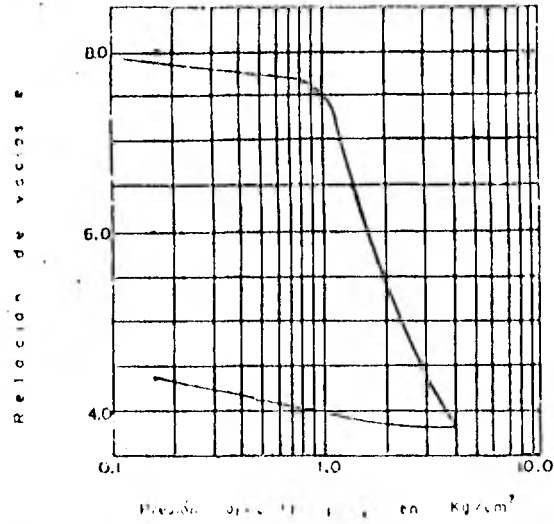


FIG. 46 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S_v	w_l %	e_1	G_l %
SM5	21.85	2.25	428	9.58	100

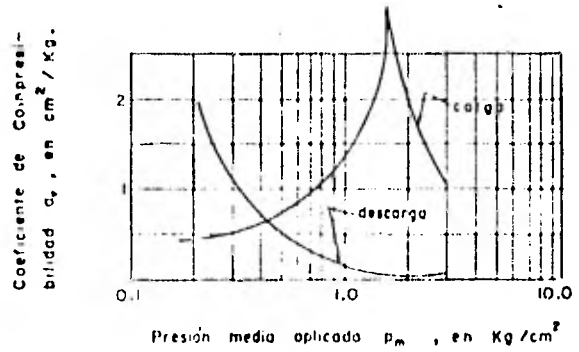
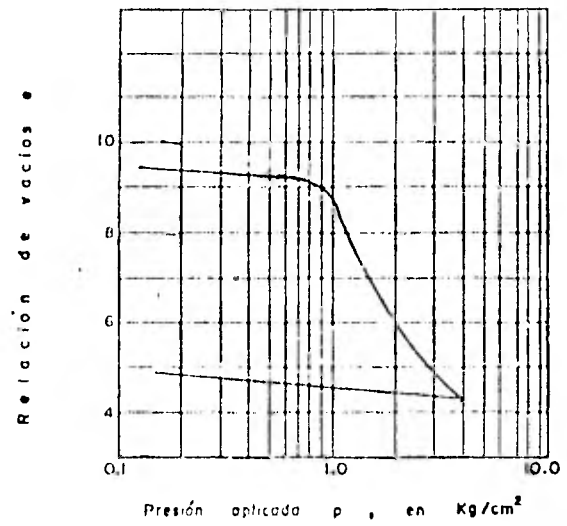


FIG. 47 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S_g	w_l %	e_1	G_1 %
SM5	30.60	2.37	374	8.90	100

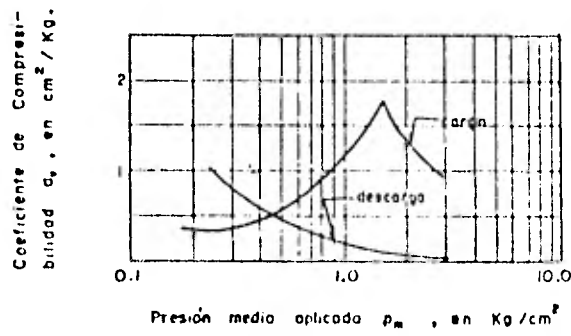
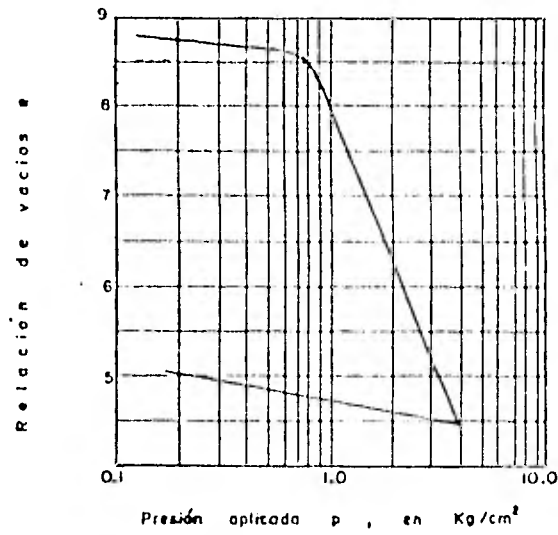
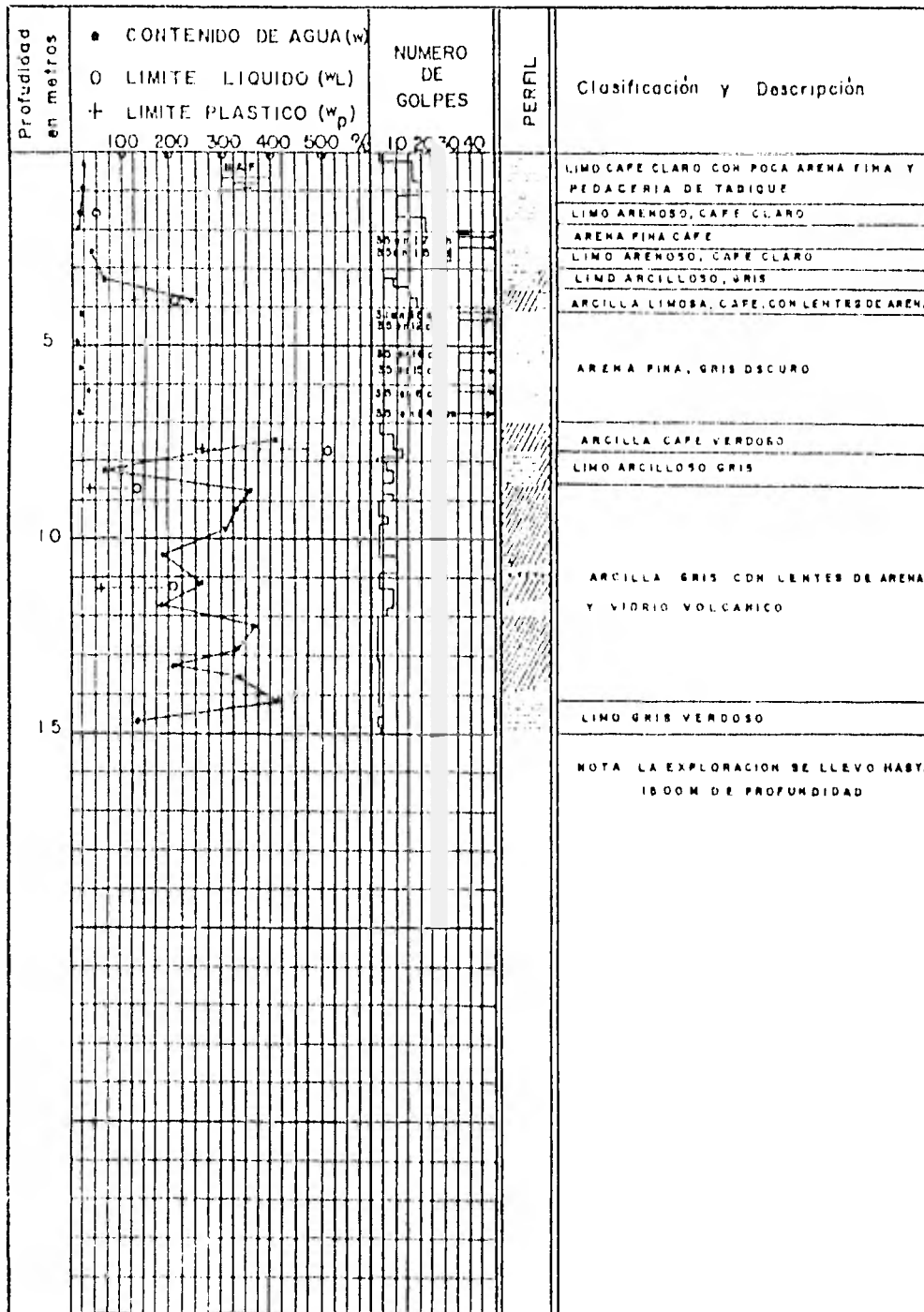


FIG.48 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



Arcilla
 Limo
 Arena

Fósiles
 Vidrio Volcánico

FIG 49 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO S6

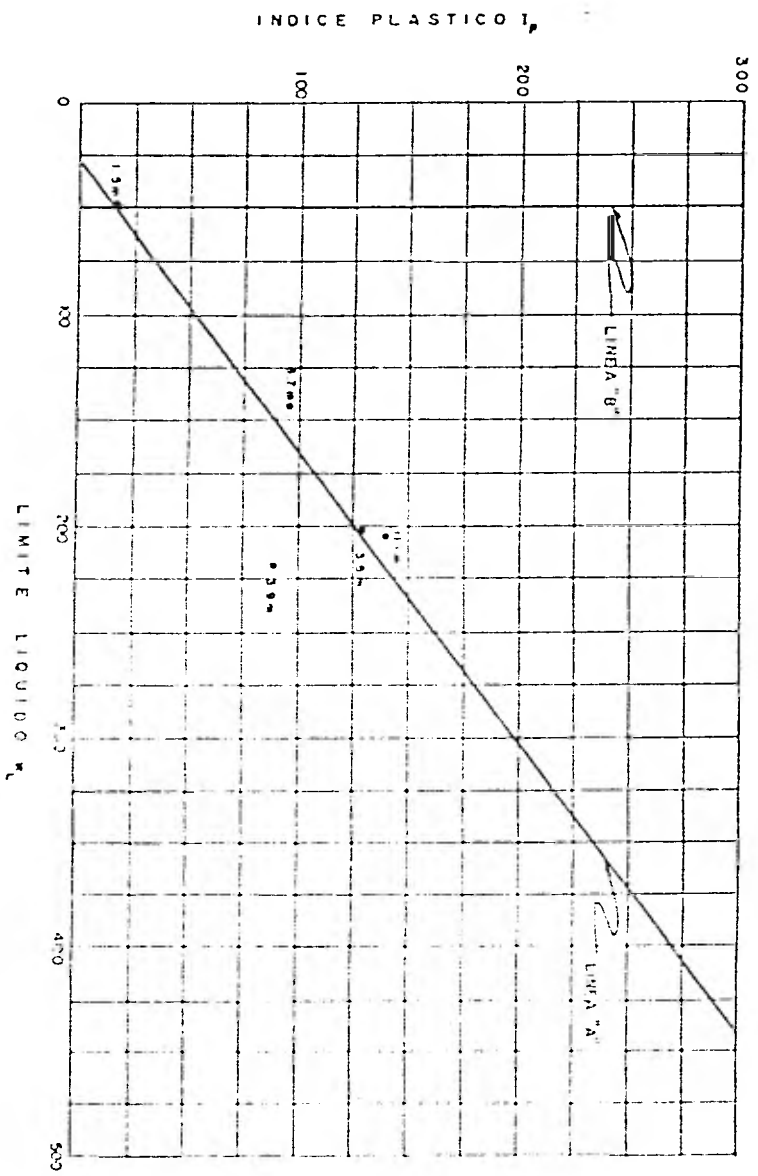


FIG.50 CARACTERISTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO 56

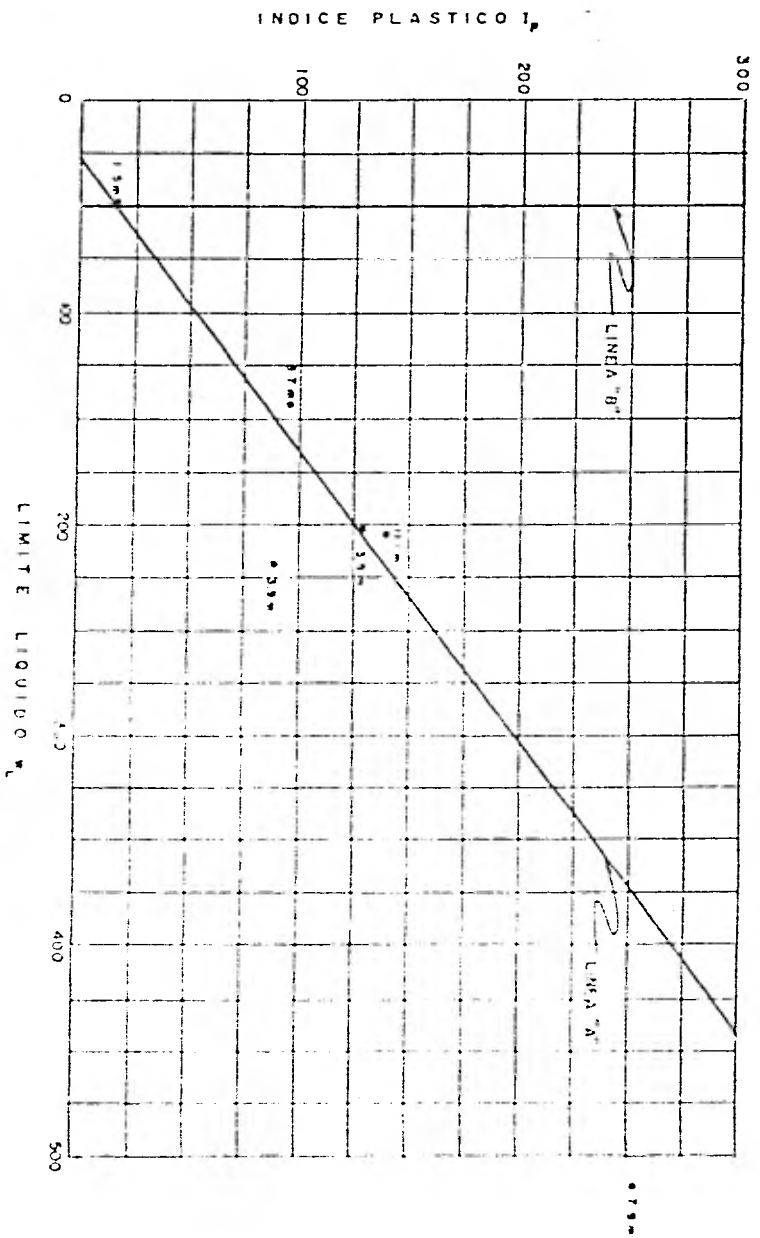
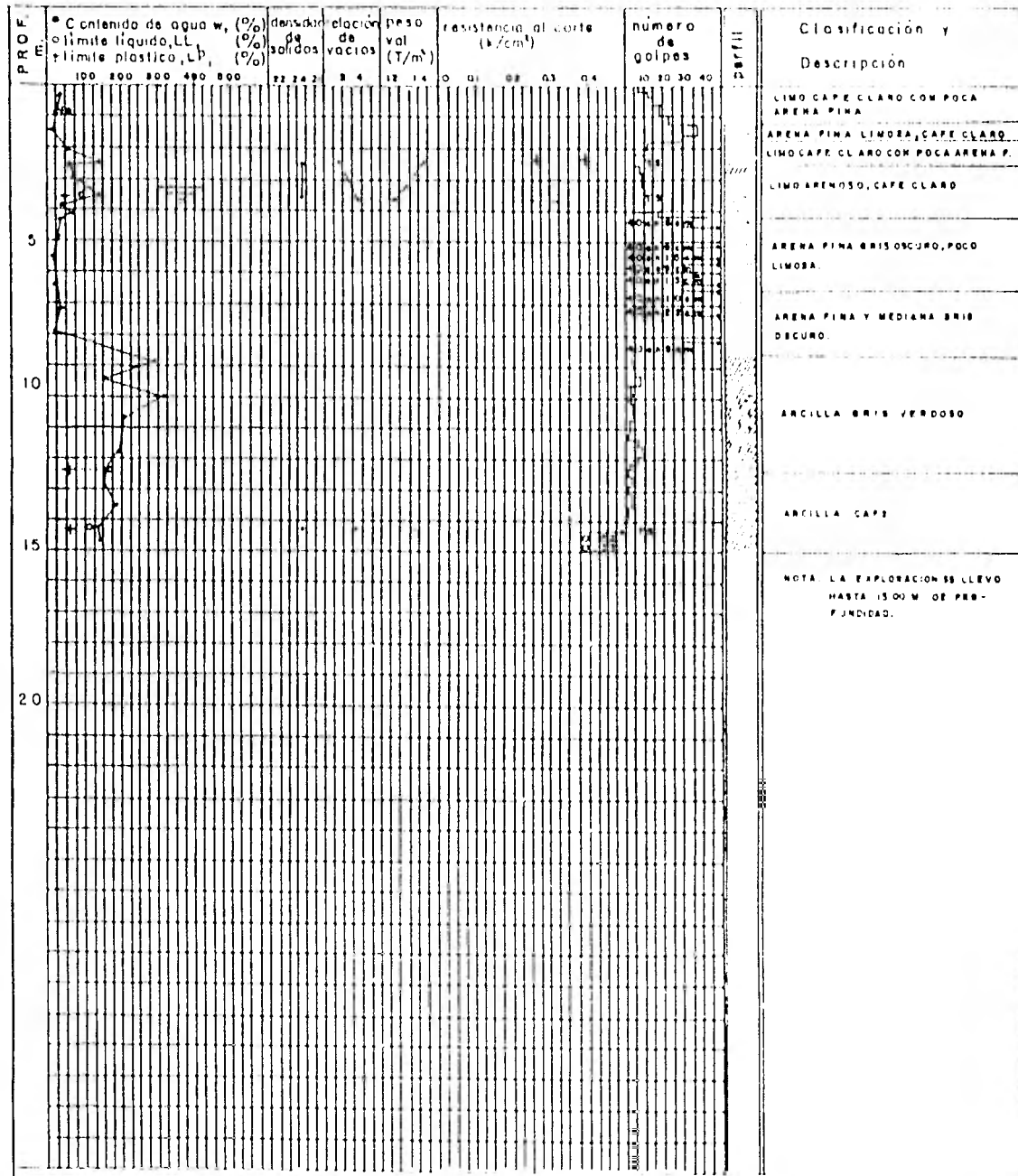


FIG. 50 CARACTERISTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO 56








- S I M B O L O S**
-  arcilla Sq resistencia al corte en compresión no confinada
 -  limo Sq resistencia al corte en compresión triaxial no consolidada, no drenada
 -  arena
 -  fosiles
 -  vidrio volc. P.P. Peso Propio. T.S. Tubo Shelby.

FIG. 51 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO SONLEO SM7

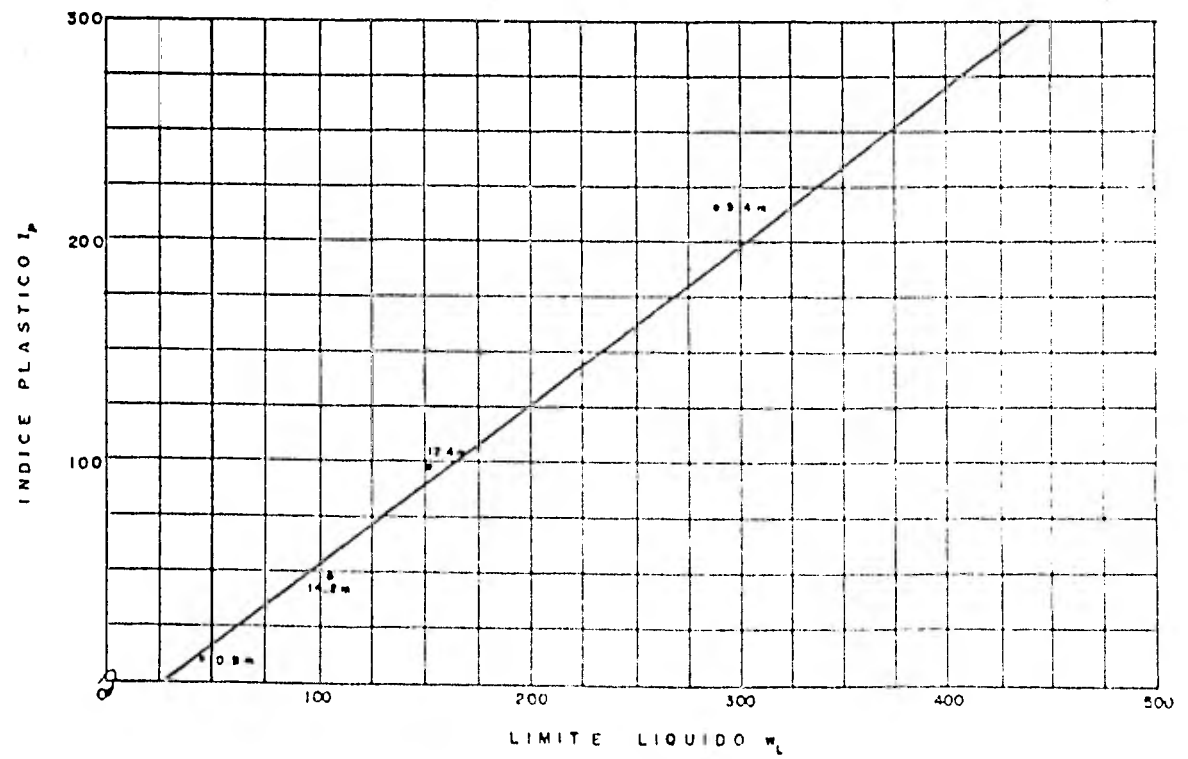


FIG. 52 CARACTERISTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO SM 7

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	DENSIDAD DE SOLIDOS	GRADO DE SATURACION	PE SO VOLUMETRI CO NATURAL	ESFUERZO DESVIADOR MAXIMO	COHESION APARENTE	DEF. UNITA-RIA A LA RUPTURA
No	ni	e	w, %	S _s	Q, %	$\gamma_m, kg/m^3$	$\sigma_{m\acute{a}x}, kg/cm^2$	$\frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{\gamma_m}$	$\epsilon_f, \%$
1	2.50	1.80	65	2.45	88	1447	0.79	0.35	1.48
2	2.50	1.85	63	2.45	83	1409	0.54	0.27	1.10
3	3.35	3.56	130	2.37	87	1200	0.51	0.25	1.85
4	3.35	3.64	120	2.37	78	1126	0.63	0.31	2.30

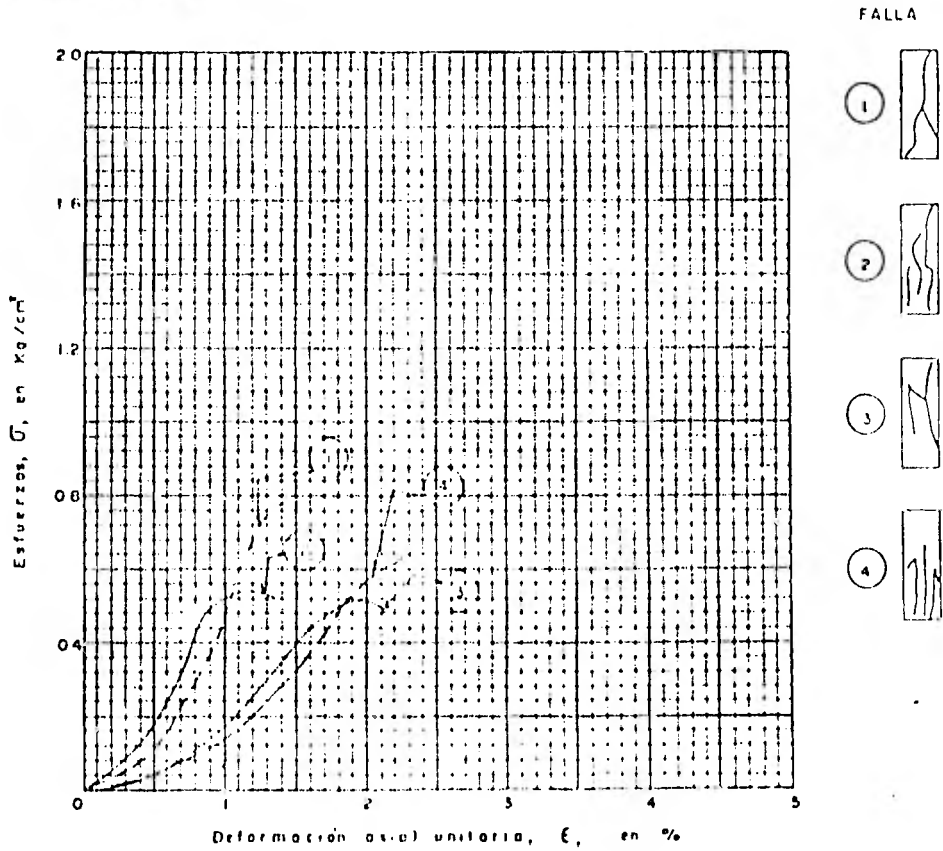


FIG. 5.3 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SM7

PROBETA		RELACION DE VACIOS NATURAL	CONTENIDO NATURAL DE AGUA w, %	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	GRADO DE SATURACION S _r , %	PESO VOLUMETRICO NATURAL $\gamma_m, \text{kg/m}^3$	ESFUERZO DE SVIADOR MAXIMO $\sigma_{\text{máx}}, \text{kg/cm}^2$	COHESION APARENTE $\frac{\sigma_{\text{máx}}}{\epsilon}$, kg/cm^2	DEF. UNITARIA A LA RUPTURA ϵ_r , %
No	PROF m	e		S _s	S _r , %				
5	14,20	3.20	128	2.48	99	1345	1.14	0.57	2.85
6	14,20	2.50	100	2.48	99	1422	1.05	0.52	2.71

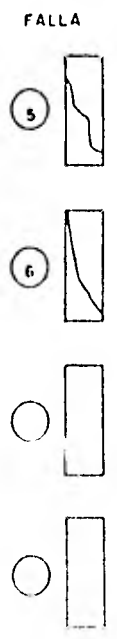
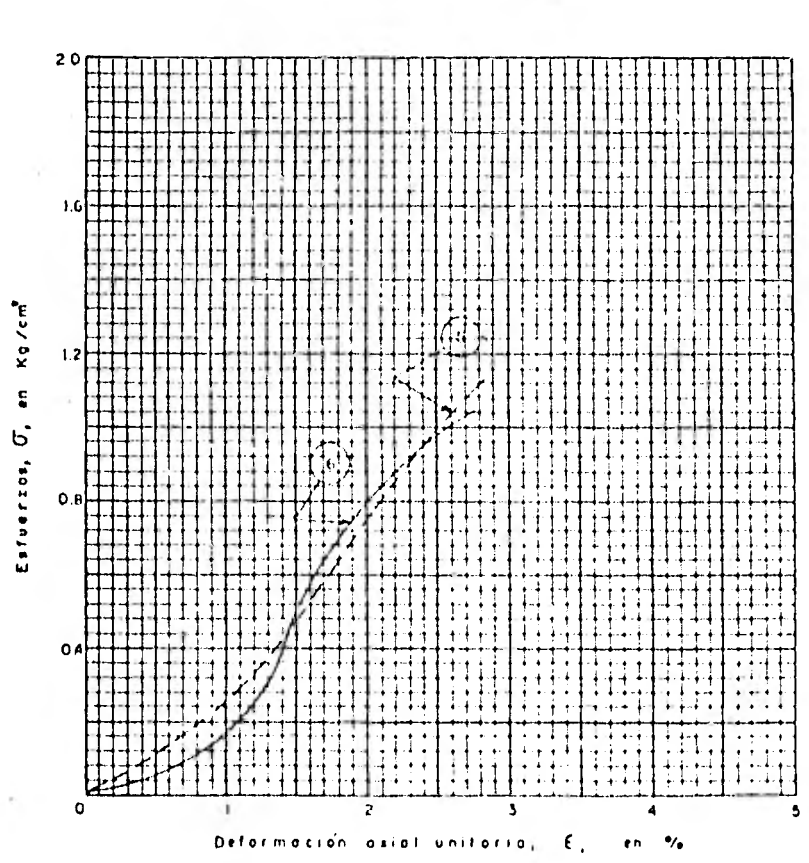


FIG.54 PRUEBAS DE COMPRESION NO CONFINADA. SONDEO SM7

SONDIO	PROF (m)	S_s	w_L %	e_1	G_s %
SM7	2.50	2.52	61	1.8	86

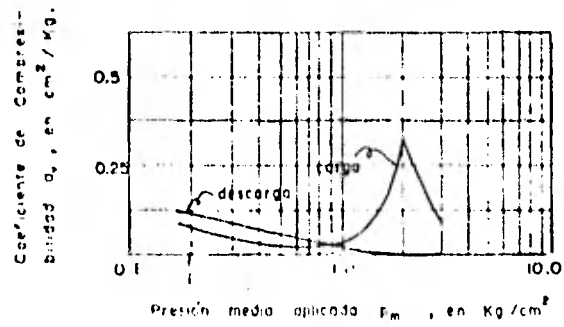
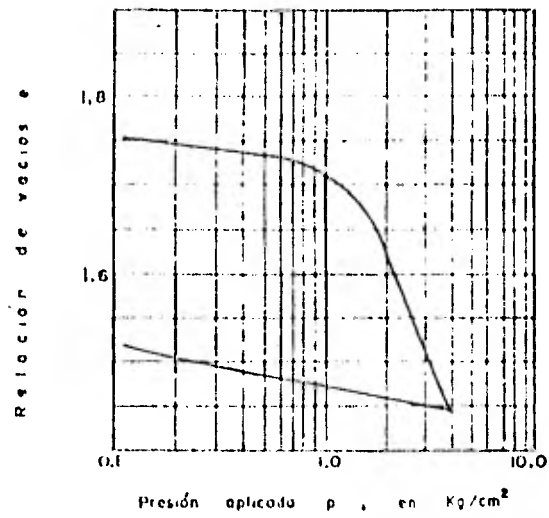


FIG. 55 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

SONDEO	PROF (m)	S _s	w _i %	e _i	G _s %
SM7	14.30	2.48	109	2.8	98

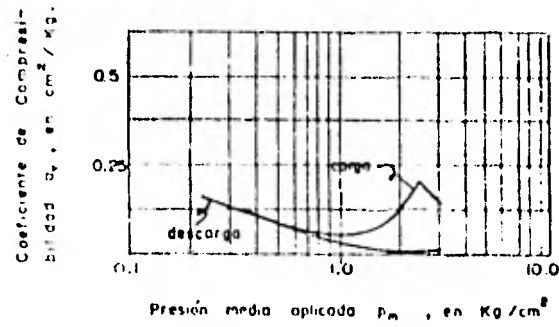
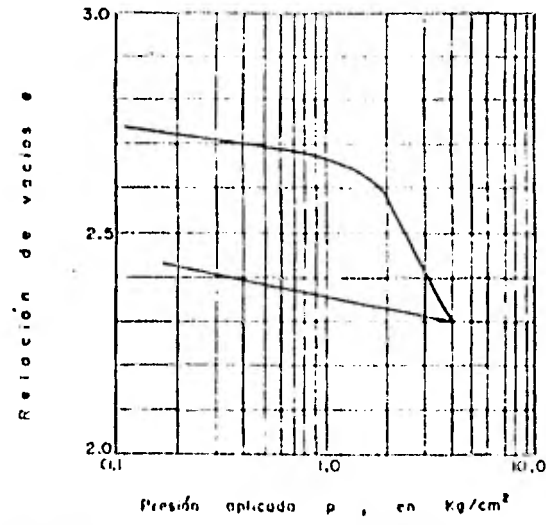
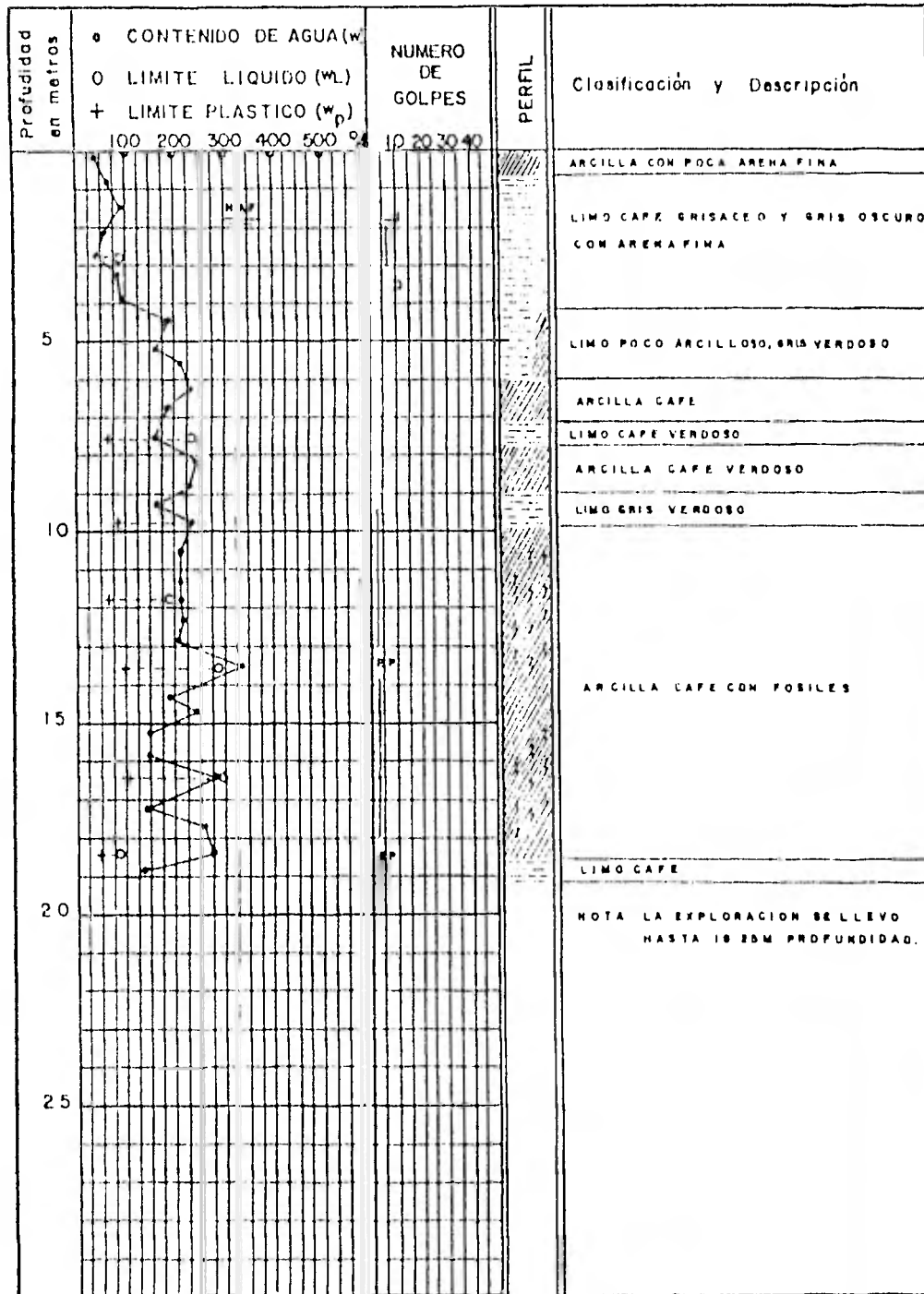





FIG.56 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD



 Arcilla
 Limo
 Arena



 Fósiles
 Piedra Volcánica

FIG. 57 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO EN EL SONDEO 58

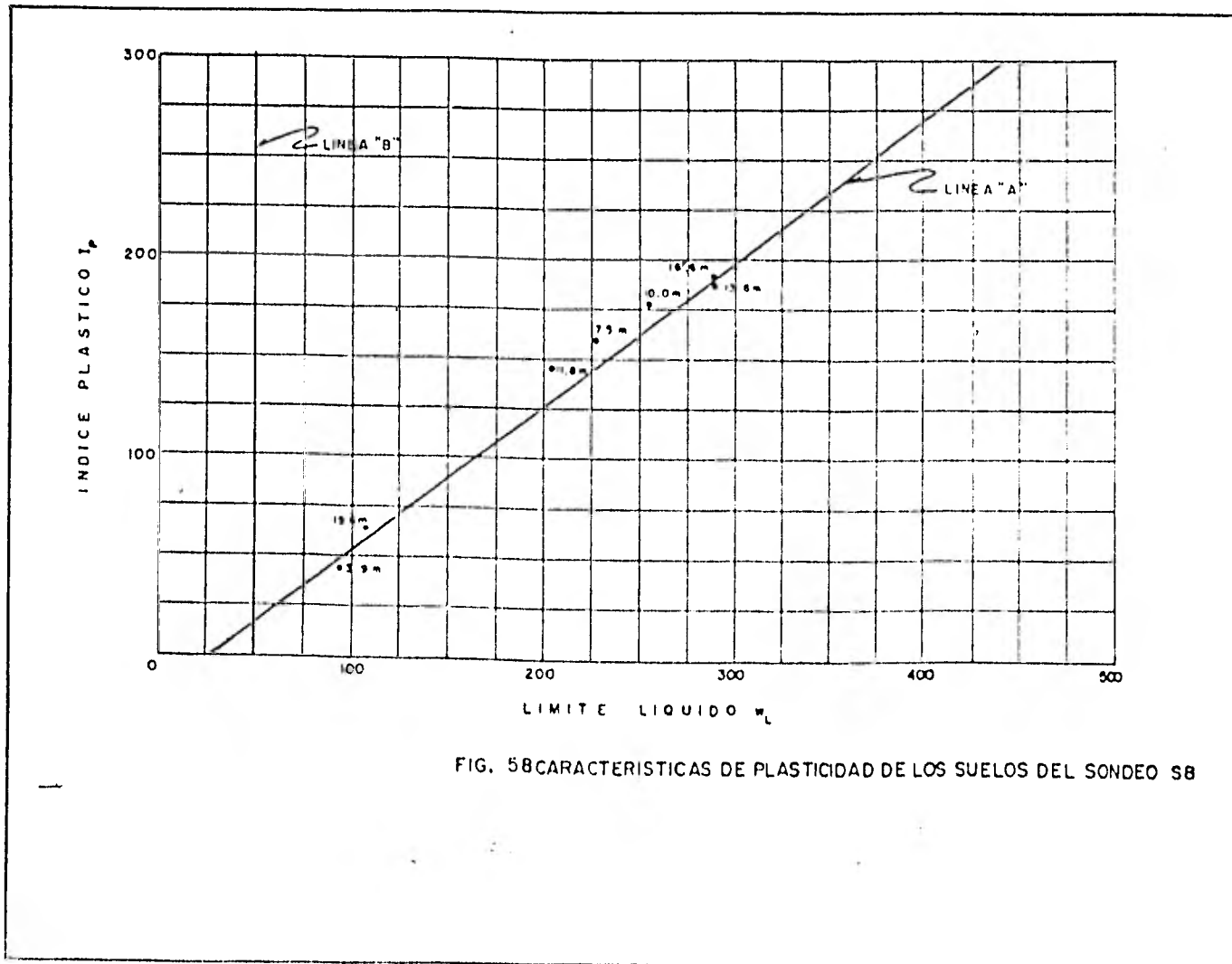
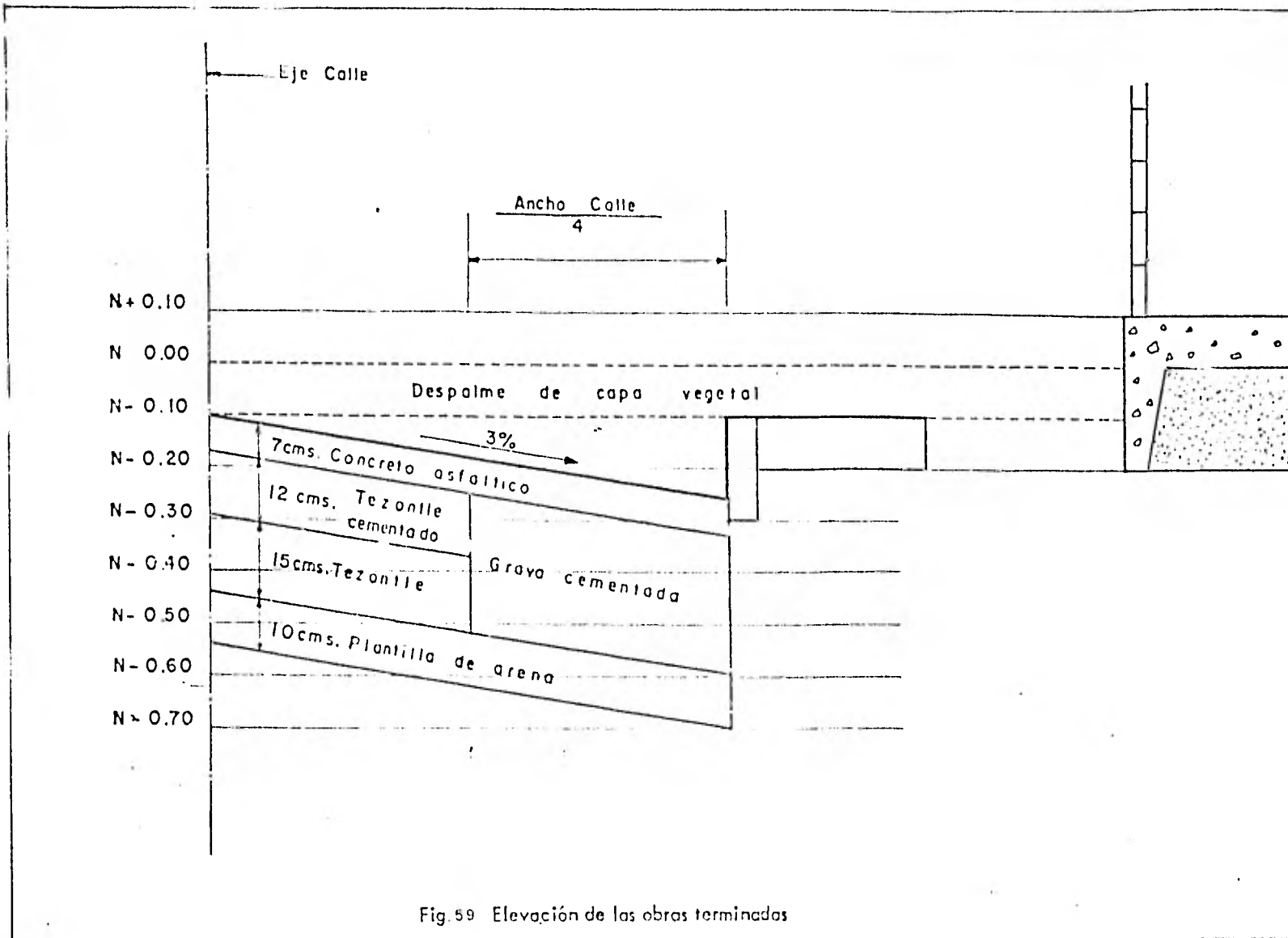
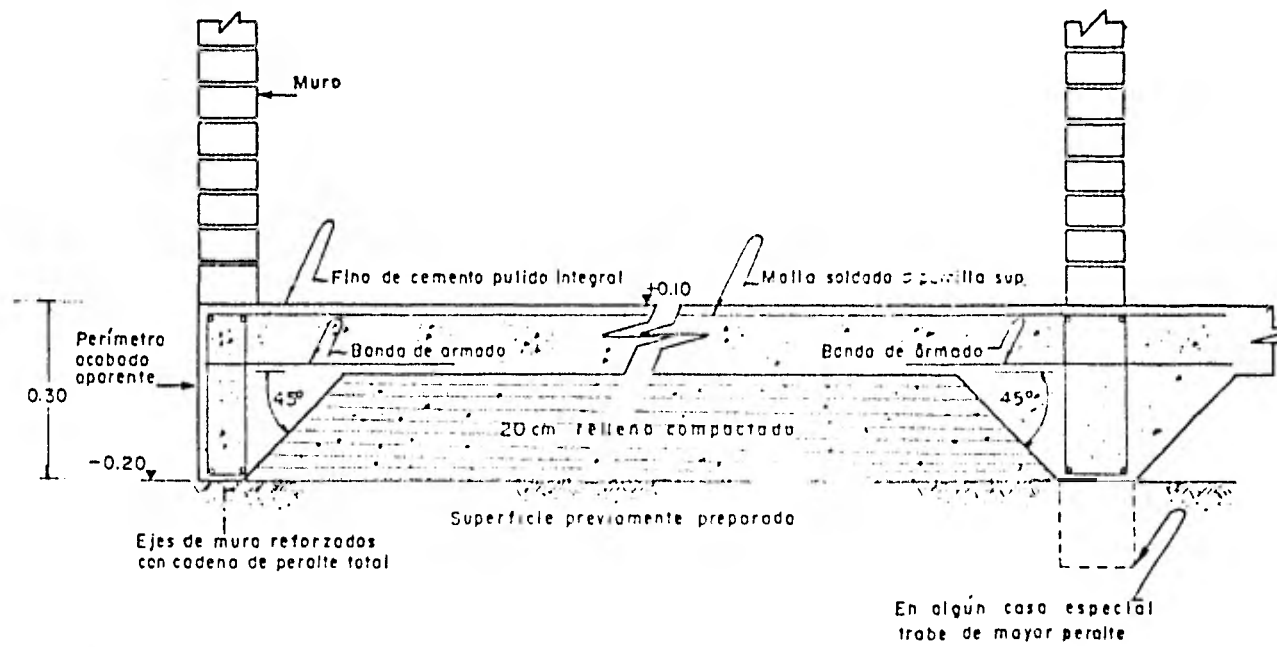


FIG. 58 CARACTERISTICAS DE PLASTICIDAD DE LOS SUELOS DEL SONDEO S8





Nota:
 La instalación sanitaria se colará dentro del relleno.
 Conexión bajo la cadena.

Fig. 1. Corte vertical de la cimentación de las casas