



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGON

**CIMENTACION DE LA ZONA DE ALMACENAMIENTO
DE UN COMPLEJO PETROQUIMICO EN EL
SURESTE DE LA REPUBLICA**

T E S I S
QUE PARA OBTENER
EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
PRESENTA
JOSE REFUGIO RUIZ GUERRERO



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.

CIV 135

Syst 29499

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGON
DIRECCION

JOSE R. RUIZ GUERRERO
P R E S E N T E.

En contestación a su solicitud de fecha 25 de mayo del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. CARLOS MELGOZA PEREZ pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " CIMENTACION DE LA ZONA DE ALMACENAMIENTO DE UN COMPLEJO PETROQUIMICO EN EL SURESTE DE LA REPUBLICA ", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

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

ATENTAMENTE
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
San Juan de Aragón, Edo. de Méx., junio 3 de 1982.
EL DIRECTOR

LIS. SERGIO ROSAS ROMERO

c.c.p. Coordinación de Ingeniería.
Unidad Académica.
Departamento de Servicios Escolares.
Director de Tesis.

"CIMENTACION DE LA ZONA
DE ALMACENAMIENTO DE UN
COMPLEJO PETROQUIMICO EN
EL SURESTE DE LA REPUBLICA",

A MI MADRE

AMERICA GUERRERO RAMIREZ

POR SU AMOR

Y

ENSEÑANZAS DE TODA UNA VIDA

A MI ABUELITA

LA PROFA. FLORA RAMIREZ LOPEZ

SINONIMO DE BONDAD

Y DE CARIÑO INFINITO

A MIS HERMANOS

JULIO

MANUEL

Y

MA. DOLORES

POR SU APOYO

Y AMISTAD DE SIEMPRE

A MIS QUERIDOS TIOS

VELIO

ROSELIA

Y

AVENTINO

DE QUIENES SIEMPRE RECIBI

AYUDA E IMPULSOS PARA SUPERARME

I N D I C E

CAP.		Pág.
I.	CARACTERISTICAS DEL PROYECTO.....	1
II.	CARACTERISTICAS REGIONALES.....	6
III.	METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO.....	9
IV.	LABORATORIO.....	17
V.	ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES DEL SUBSUELO.....	33
VI.	ANALISIS DE LA CIMENTACION.....	46
VII.	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION.....	55
VIII.	CONCLUSIONES.....	58
IX.	REFERENCIAS.....	61

I. Características del Proyecto.

En 1971 como consecuencia de la limitada actividad exploratoria en años anteriores, se agudizó en el país escasez en cuanto a reservas petroleras y consecuentemente falta de producción, a tal grado que México se convirtió en importador, primero de productos petroleros y posteriormente de petróleo crudo. El efecto de estas importaciones sobre la economía del país, en general, y sobre la balanza de pagos en particular, fué grave, ya que los faltantes no solo fueron en volumen creciente, sino que los precios de los hidrocarburos aumentaron en gran magnitud como resultado de la crisis petrolera mundial en 1973.

Afortunadamente, en ese mismo año (1973) se inició la producción de los primeros pozos en el área Reforma del Mesozoico de Chiapas-Tabasco, cuyos yacimientos permitieron a México alcanzar la autosuficiencia en materia petrolera.

En el año de 1981, las reservas probadas de hidrocarburos eran de 24,700 millones de barriles en la Sonda de Campeche y 43,130 millones de barriles en tierra firme. Cabe señalar que existen estructuras que no han sido cuantificadas y es de esperarse que exista un volumen mayor de los hasta ahora detectados. Así, dada la importancia que tiene dicho energético, es igualmente importante contar con la tecnología adecuada para obtener del petróleo crudo, o del gas natural, compuestos, ya utilizables directamente o en forma de materias primas para la industria. La transformación de estos (petróleo crudo y gas natural) se hace en un complejo petroquímico.

La petroquímica es la actividad industrial que elabora productos para la industria de transformación y brinda materias primas que de alguna manera tuvieron su origen en el petróleo crudo, o en el gas natural.

La importancia de la petroquímica se relaciona con su capacidad de elaborar volúmenes masivos de productos químicos provenientes de materias primas abundantes y de bajo precio, las cuales no obstante incorporárseles un alto valor de transformación, quedan como productos que pueden considerarse baratos por su utilidad y el costo comparativo con otros procedimientos de elaboración.

La depuración de los hidrocarburos brutos se hace con tres fases: 1° separar sus numerosos constituyentes naturales, 2° aumentar la proporción de algunos de ellos, más importantes que los demás y 3° mejorar dichos productos naturales o convertirlos en otros productos diferentes. Las operaciones de filtrado y depuración a que se somete el petróleo crudo en los campos petrolíferos no bastan para eliminar toda el agua, el azufre y otras impurezas que contiene. Así, es necesario proceder a la separación de las impurezas por simple decantación o recurriendo a procedimientos de desalazón química o electrostática.

El petróleo depurado se trata en una serie de torres de fraccionamiento donde, mediante acciones físicas y químicas se descompondrá en numerosas fracciones o productos diferentes.

Así, la transformación que sufre el petróleo para obtener: poliésteres, cauchos, nylon, resinas, gasolinas, etc. es muy compleja, y ésta es tal vez la razón por la cual se le llame complejo petroquímico al lugar en donde se llevan a cabo esas transformaciones.

Muchos de estos complejos petroquímicos, (al menos en México) se localizan en zonas selváticas, pantanosas, con suelos altamente deformables y además en zonas sísmicas. Por lo tanto, es importante hacer un estudio de mecánica de suelos que en cada caso lleve a determinar el tipo de cimentación que permita a una estructura compor-

tarse adecuadamente ante sismo, vientos o deformaciones del terreno, que en un momento dado le impedirían o nulificarían el funcionamiento para el que fueron instaladas.

La finalidad del presente trabajo, es mostrar tanto el estudio de mecánica de suelos que debe hacerse para el área de almacenamiento de un complejo petroquímico localizado en un terreno pantanoso y sujeto a posibles sismos, como de la elección de la cimentación que brinde la mayor seguridad a las estructuras que ahí han de instalarse.

Los equipos que se instalarán en dicha área, almacenarán principalmente gases (Etano, Propano, Butano, Propileno), a excepción de una esfera que almacenará Nafta Ligera. Este producto, es la fracción que se obtiene en la destilación del petróleo sometido a temperaturas entre 100 y 250°C. Además, constituye un producto intermedio entre la gasolina y el queroseno (empleado en motores de aviación). La Nafta es un carburreactor, esto es, carburante especial para turborreactores y turbopropulsores.

El manejo de gases y de Nafta, es delicado. Una fuga del equipo que los contiene podría provocar una catástrofe.

Además de la seguridad que dichos equipos deban brindar, la subestructura que los sustente deberá diseñarse para que todos los posibles fenómenos que pueda presentar el terreno, los resista sin que los resientan las estructuras.

El plano 2 muestra la distribución de las estructuras por instalar y son: una esfera para almacenar Etano, tres para Propano, tres para Butano, con una capacidad de 20,000 BLS (Barriles) c/u. Además existe una para Nafta Ligera con capacidad de 25,000 BLS. También hay dos tanques horizontales para Propileno, un cobertizo de bombas, una casa de bombas y una subestación. Los círculos con línea discontinua indican estructuras que se instalarán en una etapa futura.

Las esferas de 25,000 BLS tienen un diámetro de 19,812 mm. (fig. 1) y estarán apoyadas en 12 columnas. Para estas estructuras se tiene el siguiente desglose de cargas por columna:

W_1	Metal	17.5 ton.
W_2	Producto	219 ton.
W_3	Sismo	170.5 ton.
W_4	Agua para Prueba Hidrostática.	339 ton.

Donde "W" es peso

1^a. Combinación

Condiciones de Prueba Hidrostática

$$W_T = W_1 + W_4 = 17.5 + 339 = 356.5 \text{ ton.}$$

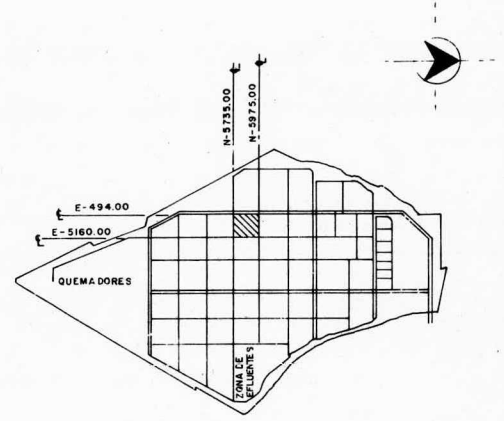
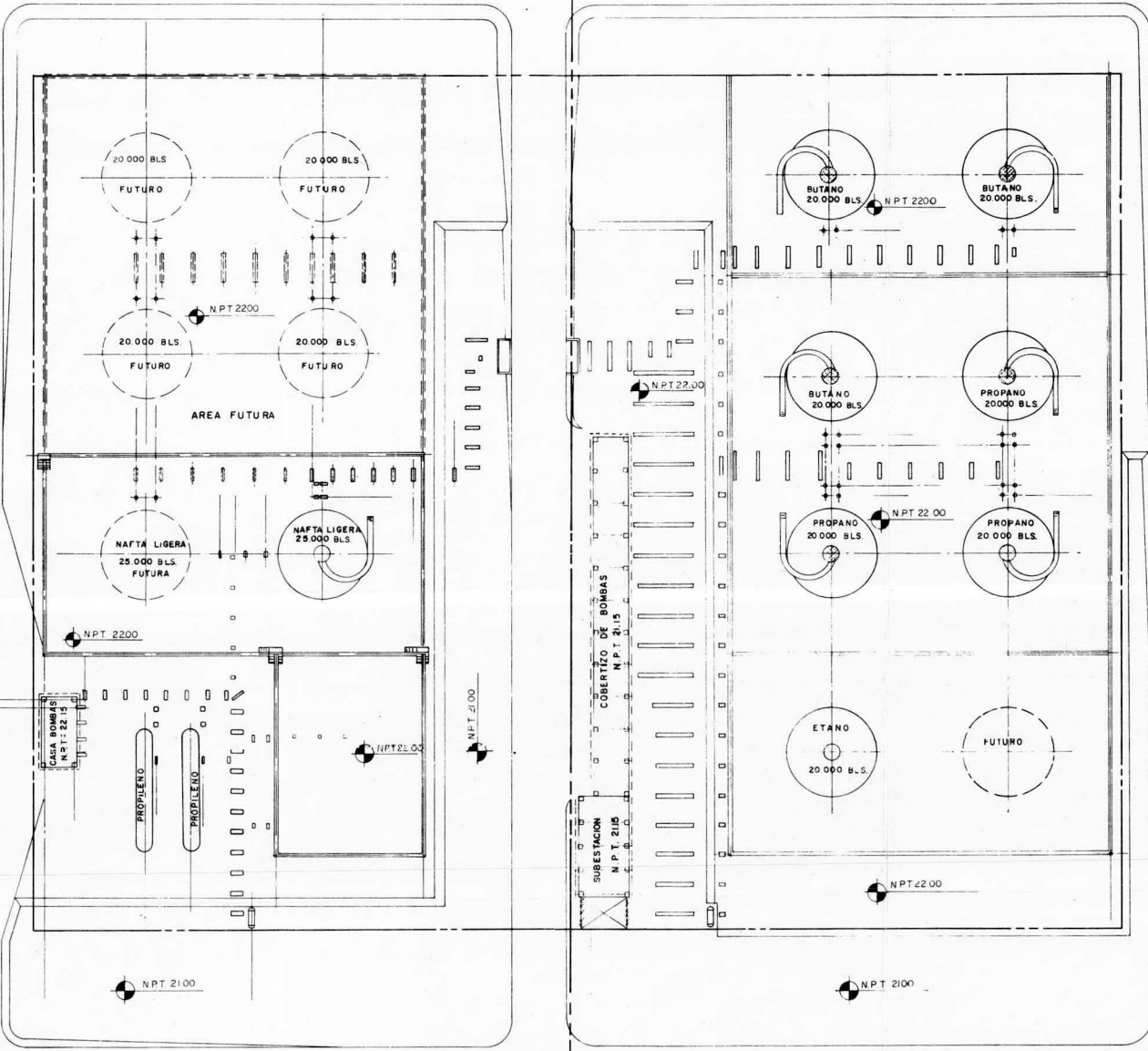
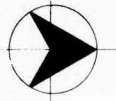
donde W_T = peso total

2^a. Combinación

Condiciones de Sismo Máximo

$$W_T = W_1 + W_2 + W_3 = 17.5 + 219 + 170.5 = 407.0 \text{ ton.}$$

Por lo tanto, se tomará en cuenta la condición de sismo máximo por ser la más adversa. Entonces, la carga por columna es 407.0 ton.



CROQUIS DE LOCALIZACION

Las esferas de 20,000 BLS (fig. 2) con diámetro de 18,440 mm., estarán apoyadas sobre 10 columnas.

El desglose de carga por columna es el siguiente:

W_1	Metal	36 tons.
W_2	Producto	151 tons.
W_3	Sismo	133 tons.
W_4	Agua para Prueba Hidrostática	328 tons.

1^a. Combinación

Condiciones de Prueba Hidrostática

$$W_T = W_1 + W_4 = 36 + 328 = 364 \text{ ton.}$$

2^a. Combinación

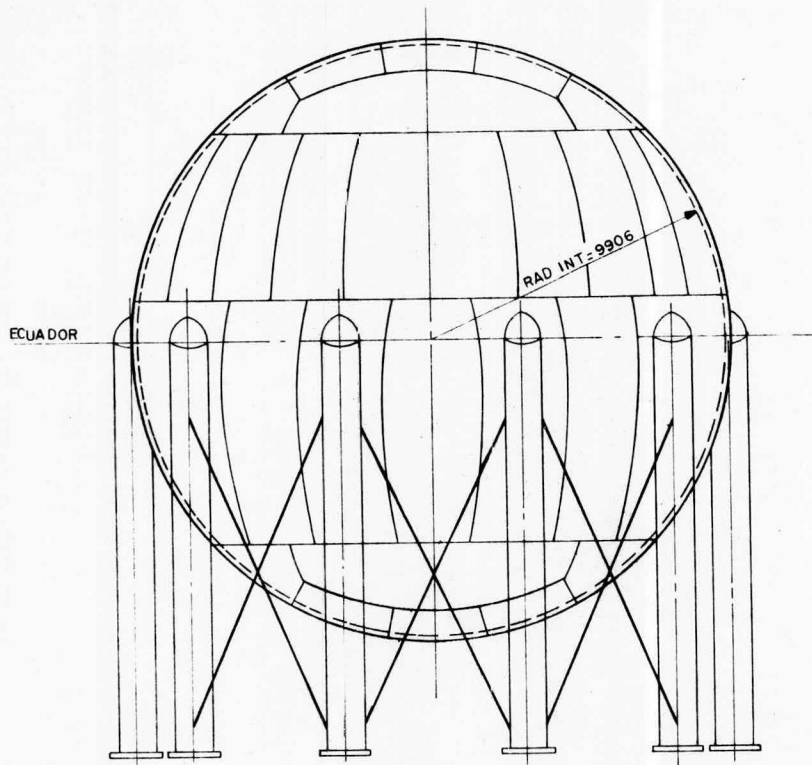
Condiciones de Sismo Máximo

$$W_T = W_1 + W_2 + W_3 = 36 + 151 + 133 = 320 \text{ ton.}$$

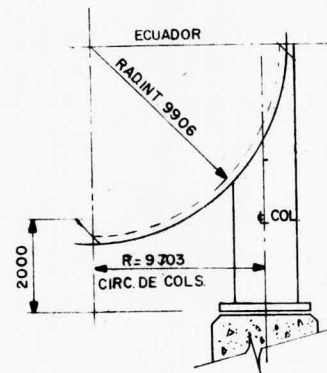
Por lo tanto, la condición de prueba hidrostática será la aplicable, siendo la carga por columna de 364 ton.

Los tanques horizontales (fig. 3) tienen un diámetro de 3,050 mm. y una longitud de 24,500 mm. El peso total aproximado lleno de agua es de 222.50 ton. y lleno de producto 136.45 ton. Tomando en cuenta el valor mayor (en este caso, cuando está lleno de agua) el tanque transmitirá a sus bases (dos) una carga de 111.25 ton.

El cobertizo de bombas (fig. 4) y el techo de casa de bombas (fig. 5) están apoyados en 12 y 6 columnas respectivamente y un espaciamiento de 6.0 m. x 6.50 m. (transversal y longitudinalmente), el techo de la subestación (fig. 6) apoyado en 6 columnas, con un espaciamiento longitudinal de 6.50 m. y transversal de 9.0 m. Estas columnas transmiten (cada una) una carga a nivel de cimentación de 12 ton.



ELEVACION

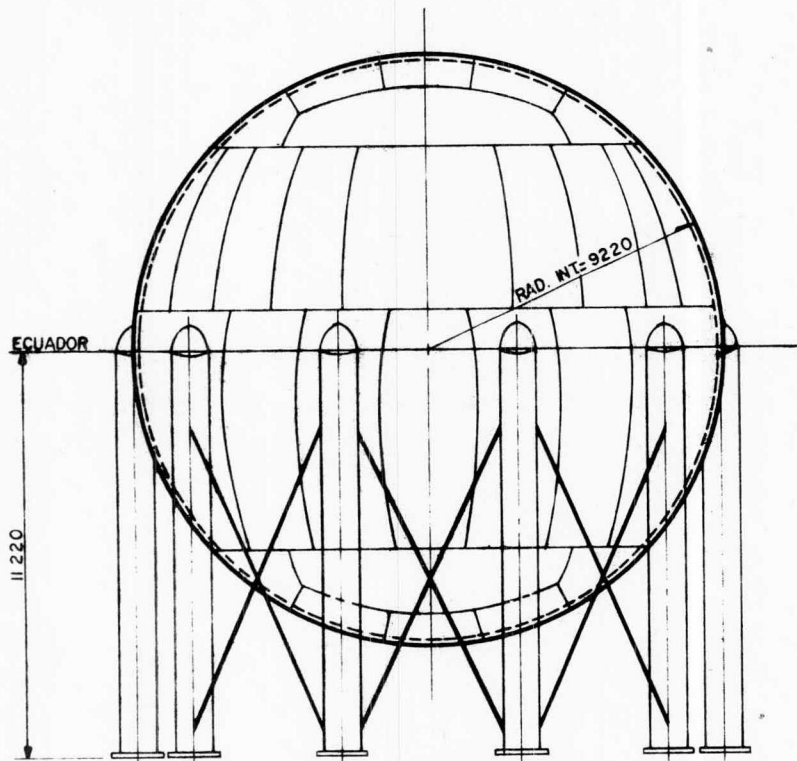


DETALLE

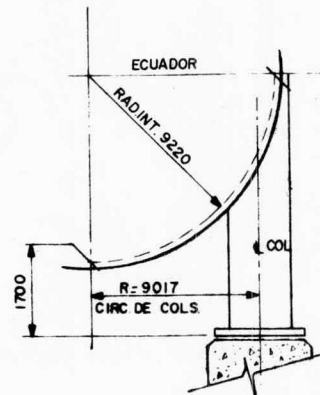
ACOTACIONES EN mm.

ESFERA DE 25000 BLS. 19812 mm DIAM.
INT. APOYADA EN 12 COLUMNAS

FIG.
1



ELEVACION

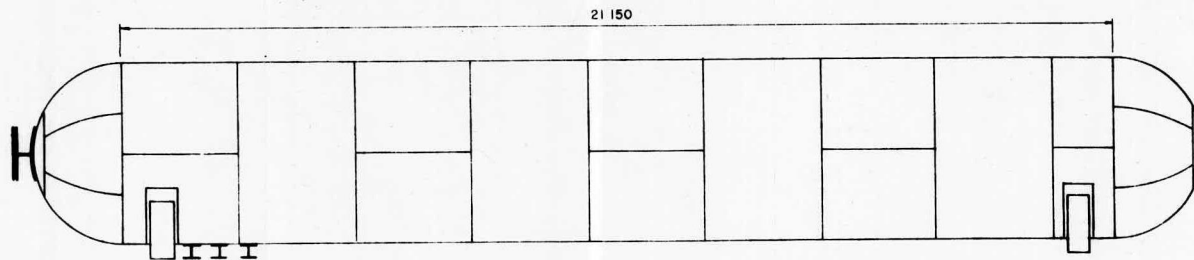


DETALLE

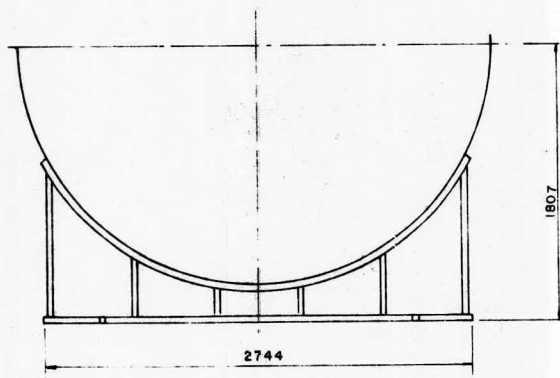
ACOTACIONES EN mm.

ESFERA 20000 BLS. 18440mm DIAM. INT.
APOYADA EN 10 COLUMNAS

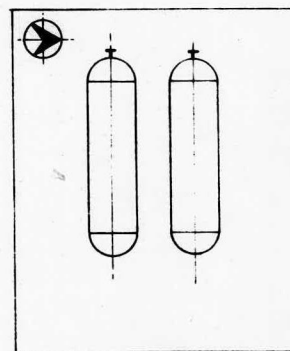
FIG.
2



ELEVACION



DETALLE



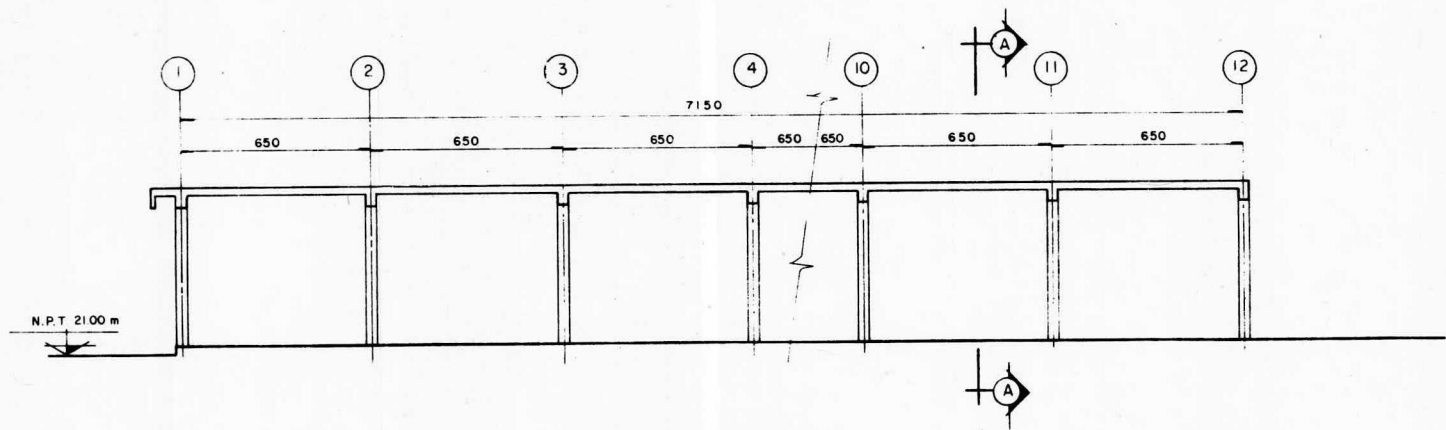
LOCALIZACION

ACOTACION EN mm

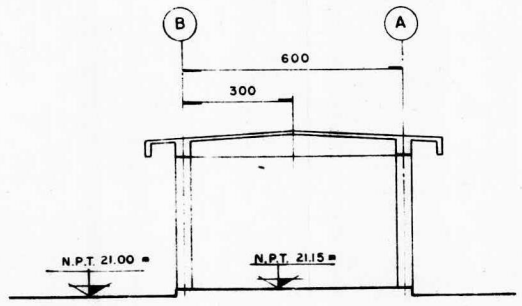
TANQUE HORIZONTAL

FIG.

3



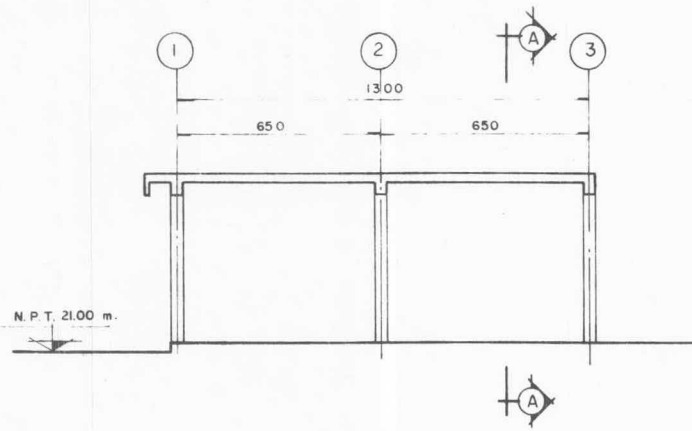
ELEVACION



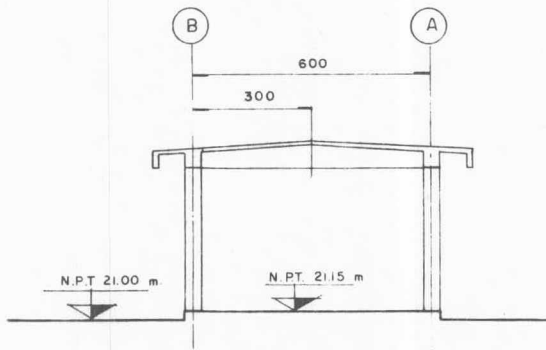
CORTE A A

ACOTACIONES EN mm

COBERTIZO DE BOMBA	FIG 4
--------------------	----------



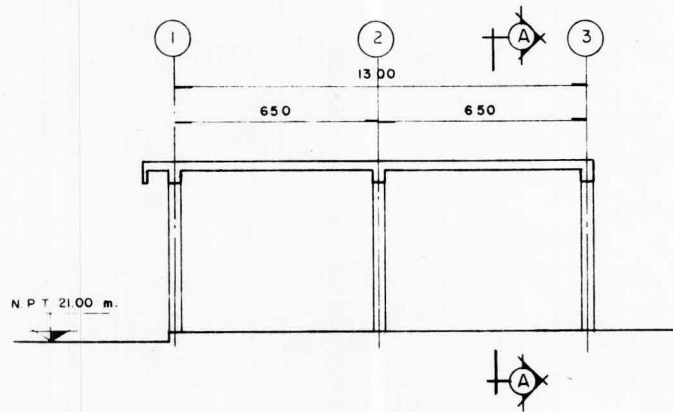
ELEVACION



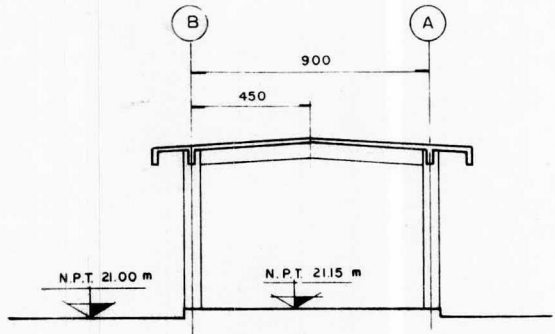
CORTE A-A

ACOTACIONES EN mm.

CASA DE BOMBAS	FIG 5
----------------	----------



ELEVACION



CORTE A-A

ACOTACIONES EN mm.

SUBESTACION	FIG 6
-------------	----------

II. Características Regionales

La zona en donde está localizado el Complejo Petroquímico pertenece a la llamada Llanura Costera del Golfo. La temperatura media anual es de 26.8°C y la precipitación media de 2,010 mm/año.

En la región se encuentran dos formaciones: una constituida por depósitos clásticos del Terciario, formando lomeríos y otro por depósitos fluvio-lacustres del Cuaternario.

Los depósitos clásticos del Terciario son de color café rojizo y café amarillento. Son arcillosos superficialmente y arenoso con gravas redondeadas de 2 a 3 cm. de diámetro y ocasionalmente boleas de 10 a 15 cm. a mayor profundidad. Estos depósitos se usan como material para construcción de terraplenes.

Los depósitos fluvio-lacustres se sedimentaron en el Cuaternario como consecuencia de las inundaciones del río Grijalva. Forman terrenos planos e inundables. En estos depósitos el nivel freático es superficial con variaciones anuales. Estos materiales son de color oscuro, constituido por capas alternadas de limos arenosos y arcillas que presentan a menudo un alto contenido de materia orgánica.

En los sedimentos observados en la zona, no se manifiestan señales de movimientos tectónicos. Estas formaciones cubren las rocas cretáceas profundas que seguramente fueron afectadas por los movimientos orogénicos que se sabe se verificaron en el Terciario. Es posible, por tanto, que existan estructuras profundas, aunque existen varios epicentros de sismos cercanos a la zona del Complejo, estos son superficiales y de magnitud no mayor de 5 (Richter). Los sismos que llegan con mayor

intensidad son los que se originan en el estado de Chiapas a más de 100 km de profundidad. A continuación se describen cuatro de los epicentros de más importancia:

<u>Coordenadas</u>	<u>Distancia a la zona</u>	<u>Frecuencia</u>	<u>Fecha del sismo más importante</u>	<u>Magnitud escala Richter</u>
N 17.50° W 92.80°	65 km.	6 veces	Mayo 28, 1937	6.5
N 17.33° W 92.12°	100 km	13 veces	Feb. 5, 1954	6.7
N 16.72° W 93.08°	130 km.	6 veces	Dic. 14, 1935	7.3
N 16.58° W 92.58°	145 km.	7 veces	Sep. 23, 1902	7.8

Existen numerosos depósitos de agua dulce y salada. La región esta incluida en la zona tórrida de baja altura sobre el nivel del mar por lo que su clima es cálido tropical con lluvias intensas en verano, calculándose que en promedio hay 50 días de lluvia.

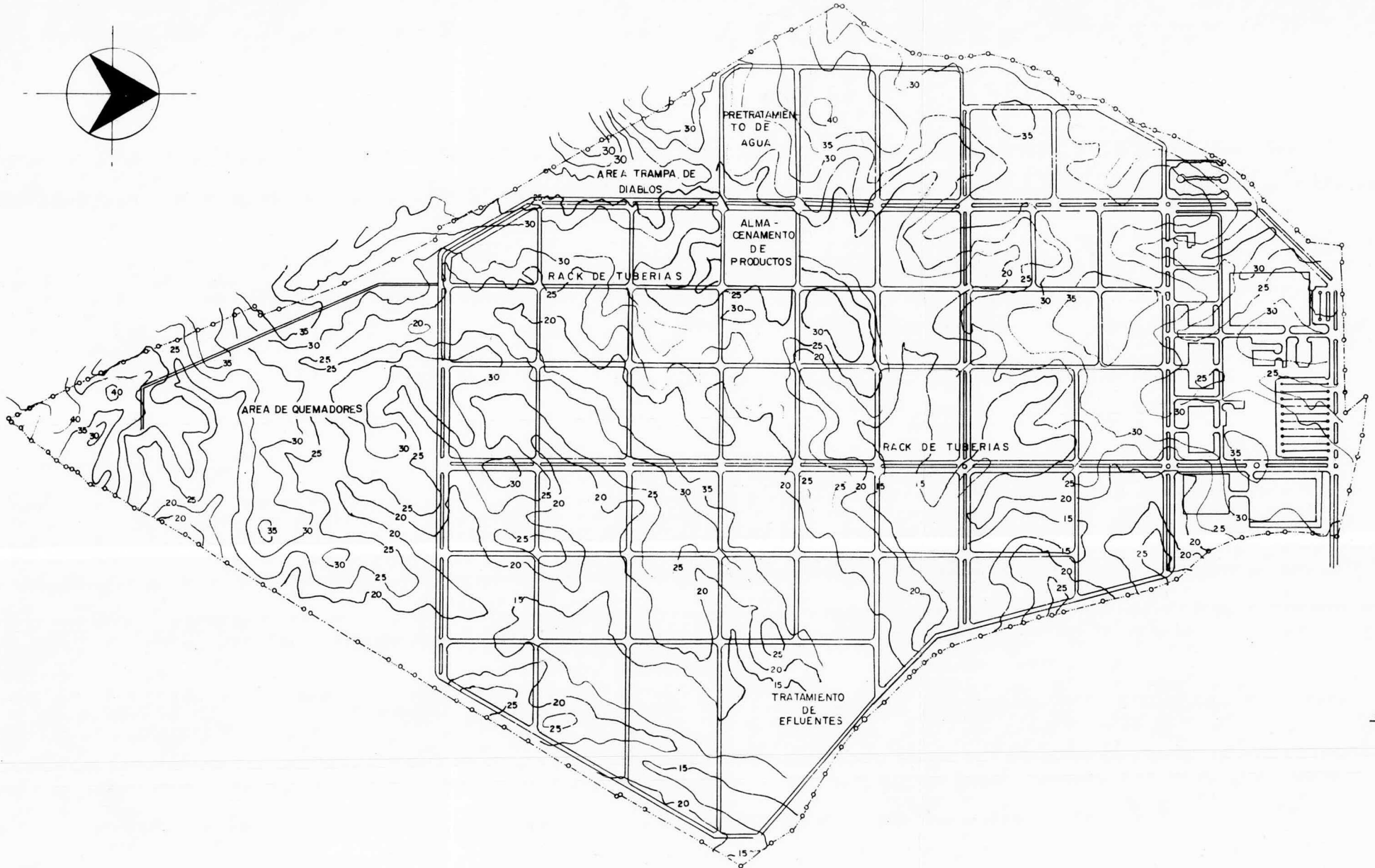
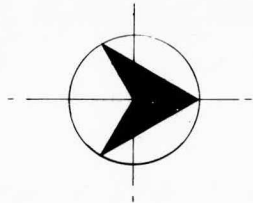
El porcentaje de humedad es muy elevado y la evaporación no es considerable a pesar de las altas temperaturas registradas. El exceso de agua y el suelo plano, con una consistencia impermeable en sus capas superiores, que impide la filtración de aquellas, originan las continuas inundaciones y la formación de lagunas y zonas pantanosas.

La mayor parte del año se registran vientos que en ocasiones se clasifican de violentos. Casi siempre cargados de humedad originan abundantes lluvias. En algunas ocasiones, la zona resulta afectada por los ciclones del Golfo de México.

En cuanto a la topografía del Complejo Petroquímico (plano 1) el nivel más bajo se localiza en la cota 15 m hacia la parte este y el más alto en la cota 40 m hacia la parte sur y en la oeste cercana del área de pretratamiento de agua.

En particular, el área de almacenamiento de productos -- (que es el objeto del presente trabajo), es de lomerío suave, con encharcamientos permanentes. En el plano 3 se observa que la máxima elevación se encuentra en la cota 31 m. en la parte sur y la mínima en la 17 m.

Para conformar la superficie del terreno del área de almacenamiento y establecer el nivel de piso terminado -- (N.P.T.) en la cota 22 y 21, será necesario hacer terraplenes que en algunos casos alcanzarán hasta 5 m. de espesor. Los suelos de estos terraplenes deberán ser granulares e inertes y sus características de compactación, las propuestas en la tabla 1, bajo la condición II y con un peso volumétrico seco máximo de laboratorio de $1,920 \text{ Kg/m}^3$ y un porcentaje de compactación del 95%.

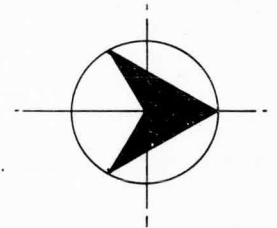
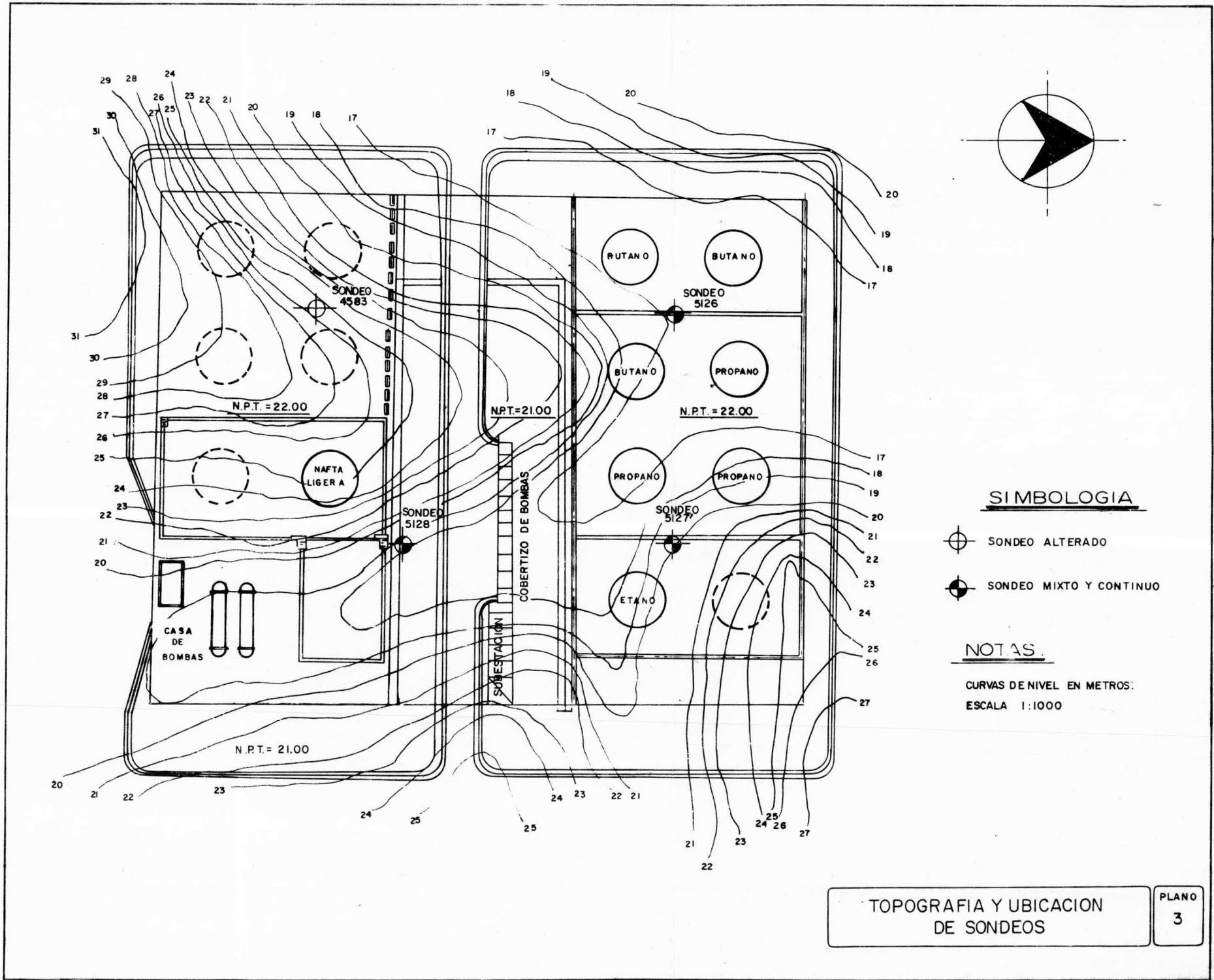


NOTAS

CURVAS DE NIVEL EN METROS
ESCALA 1:8000

LOCALIZACION DE AREAS

PLANO.
1



SIMBOLOGIA

- SONDEO ALTERADO
- SONDEO MIXTO Y CONTINUO

NOTAS

CURVAS DE NIVEL EN METROS:
 ESCALA 1:1000

TOPOGRAFIA Y UBICACION
 DE SONDEOS

PLANO
 3

CONDICION I		CONDICION II	
Terraplenes hasta 3 m. de altura no sometidos a inundaciones de larga duración		Terraplenes de más de 3 m. de altura, o de menor altura sujetos a períodos largos de inundación	
Peso vol. seco máximo ₃ de laboratorio, en kg/m ³	Exigencias mínimas de compactación en el terraplén (porcentaje de peso vol. seco de laboratorio)	Peso vol. seco máximo ₃ de laboratorio, en kg/m ³	Exigencias mínimas de compactación en el terraplén (porcentaje de peso vol. seco de laboratorio)
1 439 o menos	*	1 519 o menos	**
1 440 - 1 649	100	1 520 - 1 649	102
1 650 - 1 759	98	1 650 - 1 759	100
1 760 - 1 919	95	1 760 - 1 919	98
1 920 y más	90	1 920 y más	95

* Los suelos con peso vol. seco máximo menor de 1 410 kg/m³ se considerarán inadecuados y no se utilizarán en terraplenes.

** Los suelos con peso vol. seco máximo menor de 1 520 kg/m³ se considerarán inadecuados y no se utilizarán en terraplenes bajo condicion II.

Además de las condiciones indicadas anteriormente, los suelos tendrán un límite líquido menor de 65. El índice de plasticidad de los suelos con límite líquido comprendido entre 35 y 65 no será menor del valor que resulta de aplicar la fórmula $I_p = 0.5 W_L - 9$, siendo W_L el contenido de agua en el límite líquido.

El máximo peso volumétrico se determinará por el ensaye Proctor estándar.

Condiciones de compactación de suelos para terraplenes

III.- METODOS DE EXPLORACION Y MUESTREO

Siendo el suelo el elemento de sustentación de una estructura, se hace necesario, lógicamente, explorarlo, muestrearlo y determinar sus propiedades.

El muestreo permite conocer las propiedades del subsuelo a distintas profundidades. El espécimen obtenido del muestreo estará afectado, esto es, no contará con las cualidades que inicialmente tenía. Los equipos y herramientas lo alterarán. Además, las presiones que soportaba a la profundidad a que se encontraba ya no existirán. Sin embargo, habrá muestras tales que su grado de alteración sea tan pequeño que se podrá despreciar y se les considerará "inalteradas". Ese grado de "inalteración", es posible obtenerlo con ciertas herramientas que más adelante se enunciarán.

Por el contrario, existen las muestras alteradas y son aquellas que no conservan las cualidades que tenían "in situ".

A continuación se exponen los métodos para la obtención de muestras alteradas.

III.1. Muestreo Alterado.

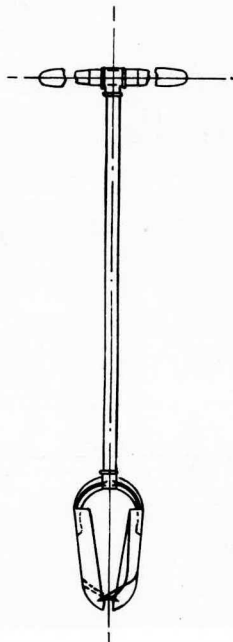
Posteadora y Barrenos Helicoidales

Las posteadoras, fig. 7, son herramientas que se hacen penetrar en el terreno ejerciendo un giro sobre un maneral adaptado a la tubería de perforación.

Los barrenos, fig. 7, son de distintos tipos, de acuerdo al tipo de suelo por atacar y al igual que las posteadoras se hacen girar y penetrar manualmente en el terreno, quedando la muestra atrapada en el "paso de hélice", que debe ser muy cerrado para suelos arenosos y mucho más abierto para suelos plásticos.



BARRENOS HELICOIDALES



POSTEADORA

HERRAMIENTAS PARA SONDEOS
EXPLORATORIOS

FIG.

7

REF.

1

Pico y Pala

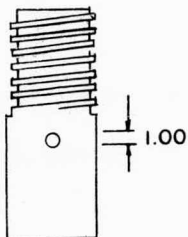
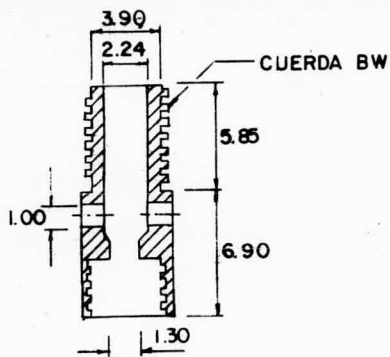
Este método consiste en excavar un pozo con las dimensiones suficientes para que una persona descienda y obtenga una muestra, practicando una cavidad en la pared del pozo: la muestra se guardará en una bolsa de plástico y se identificará (número del pozo, profundidad, etc.). El método tiene sus dificultades, por ejemplo, el nivel de aguas freáticas (NAF) y el consecuente flujo de agua hacia el pozo, o bien, la excavación a ciertas profundidades (10 mts. p.e.) o la localización de materiales duros y cementados.

Prueba de Penetración Estándar

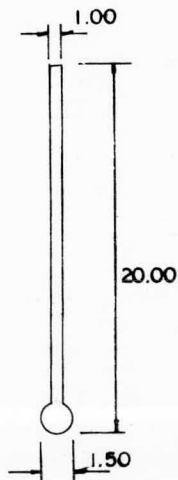
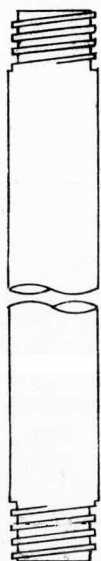
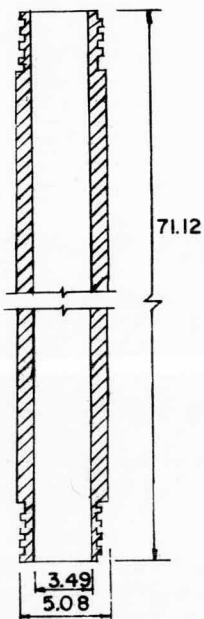
El equipo necesario para aplicar el procedimiento, consta de un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de 800 mm. de longitud y 51 mm. de diámetro exterior fig. 8

El penetrómetro es de media caña para permitir la extracción de la muestra y va enroscado a la tubería de perforación. El muestreador penetrará el terreno por los golpes de un martinete de 63.5 Kg. (140 libras) que cae, libremente de una altura de 76 cm. (30 pulgadas). Primero se introduce 15 cm. para evitar errores ocasionados por la perforación misma. Después, se hincará 30 cm. llevando un registro del número de golpes (N). Acto seguido, se extrae el muestreador y se remueve el suelo, que forma la muestra.

La fig. 9 muestra la correlación entre el número de golpes "N" y la compacidad relativa y el ángulo de fricción interna ϕ , esto en cuanto a los suelos granulares. La tabla 2 relaciona a "N" con la consistencia del suelo y su resistencia a la compresión simple "qu",

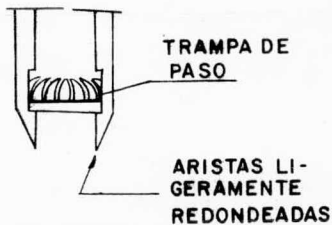
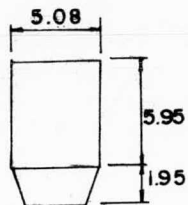
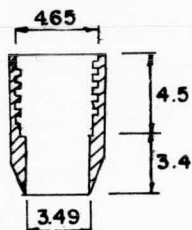


VALVULA ESFERICA



VALVULA DE VARILLA

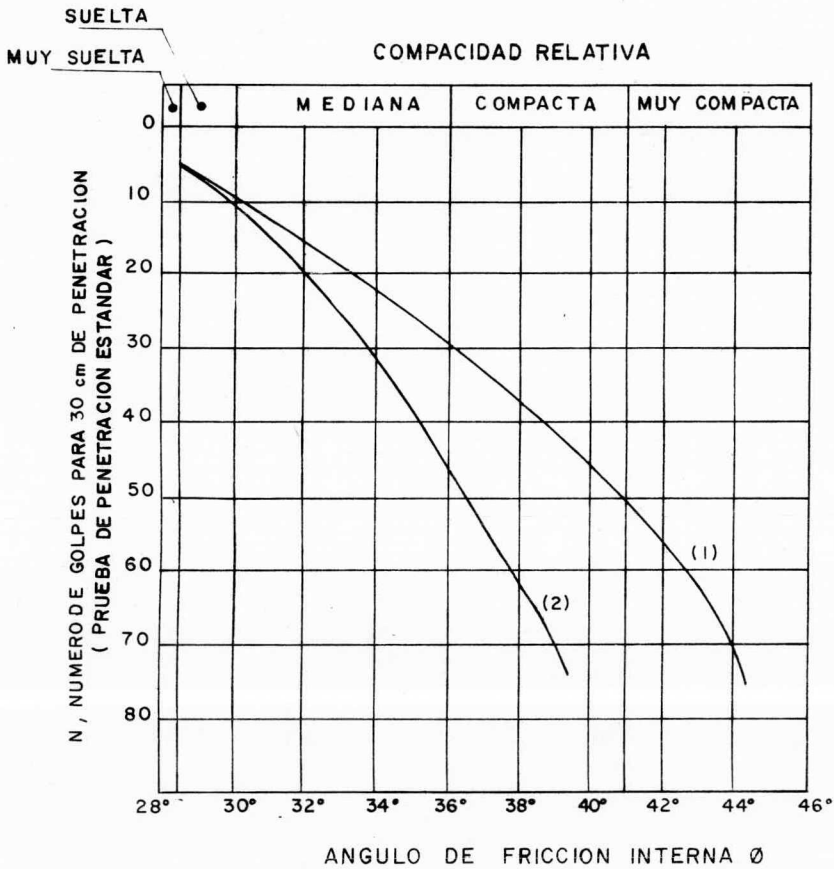
ACOTACIONES EN cm.



PENETROMETRO ESTANDAR

FIG.
8

REF.
3



- (1) RELACION PARA ARENAS DE GRANO ANGULOSO O REDONDEADO DE MEDIANO A GRUESO
 (2) RELACION PARA ARENAS FINAS Y PARA ARENAS LIMOSAS.

CORRELACION ENTRE EL NUMERO DE GOLPES PARA 30 cm DE PENETRACION ESTANDAR Y EL ANGULO DE FRICCION INTERNA DE LAS ARENAS

FIG.

9

REF.

1

en suelos finos. Los resultados que se obtienen con los procedimientos anteriores, sirven como elementos auxiliares en el proyecto.

A continuación se exponen los métodos para la obtención de muestras inalteradas:

III.2. MUESTREO INALTERADO.

Muestras Cúbicas.

Cuando este método sea posible aplicarlo, será el que aporte los datos más fieles del suelo, en cuanto a muestras inalteradas se refiere. El método consiste en excavar un "pozo a cielo abierto" en el que un técnico descenderá y labrará una muestra cúbica, la cual será cubierta con una manta de cielo para luego protegerla con brea y parafina. Se debe hacer un registro detallado de la excavación, incluyendo la estratigrafía y profundidad a la que se toma la muestra. Las etiquetas se deben colocar en la parte superior de la muestra y con la orientación más importante.

Tubo Shelby

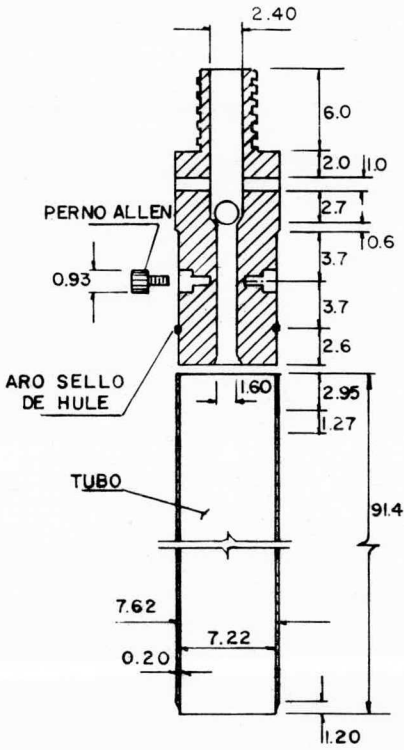
Llamado también tubo de pared delgada fig. 10 , se hince a presión. Este muestreador está constituido por un tubo metálico, usualmente de acero, montado en una cabeza con perforaciones laterales para aliviar la presión dentro del muestreador y una válvula para proteger la muestra de las presiones internas que se generan al extraerlo.

En la fig. 10 se presenta este muestreador con dos tipos de unión entre el tubo metálico y la cabeza; el primero con cuatro pernos "allen" y empaques; en el segundo, la unión se hace con cuerda repujada semicircular tipo "rope" que no requiere de empaque por el ajuste de la cuerda.

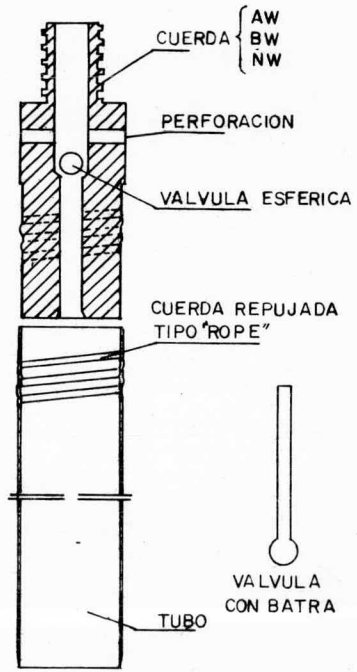
Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_u
_____	_____	kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0 -2.0
Muy firme	15-30	2.0 -4.0
Dura	> 30	> 4.0

" Relación entre la consistencia y el número de golpes N "

Tabla 2 (Ref. 1)



UNION CON PERNOS ALLEN



UNION CON CUERDA

TUBO DE PARED DELGADA

FIG.
10

REF.
4

La punta inferior del muestreador es afilada, con el fin de que la muestra sea cortada más fácilmente. Si el contenido natural de agua es alto y la muestra es blanda, el corte se deberá hacer lentamente y si es necesario se dejará reposar por unos minutos antes de extraer el muestreador.

Una vez que el tubo shelby se ha extraído, deberán taparse los extremos con brea y parafina para evitar las pérdidas de humedad, además se identificará con el número de pozo, profundidad, etc.

Barril Denison

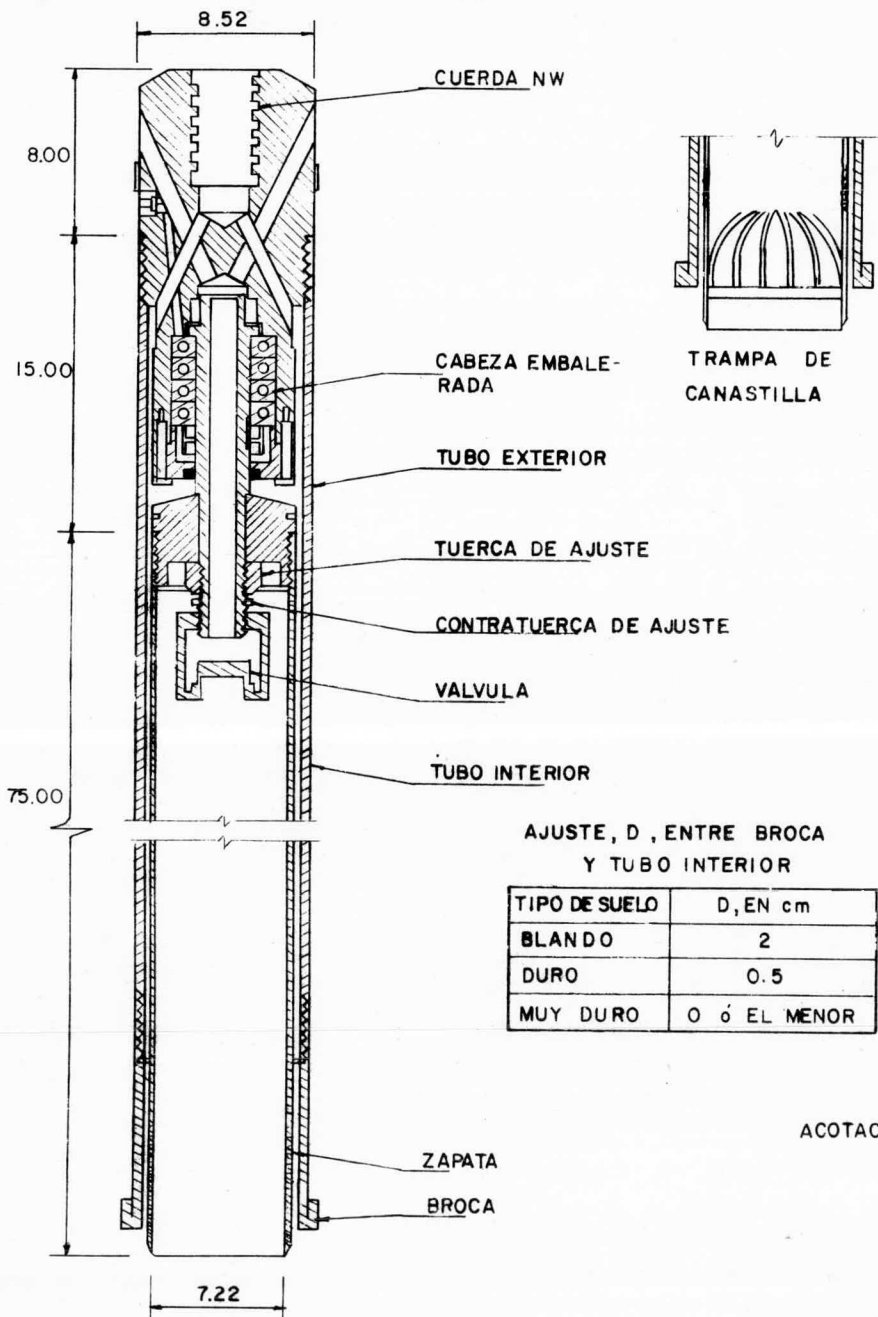
Este muestreador consta de dos tubos concéntricos montados en una cabeza con baleros como se muestra en la fig.

11 El tubo exterior gira para cortar el suelo mientras que el interior permanece sin girar y por presión toma la muestra. Durante el muestreo se inyecta agua o lodo de perforación que circula entre los dos tubos, enfriando así la broca y arrastrando al exterior el material cortado.

El barril denison puede muestrear los suelos en los que el shelby no puede entrar, como el caso de arcillas duras.

Abajo del nivel freático se puede usar agua o lodo como fluido de perforación para disminuir la contaminación que provoca el agua.

Durante el muestreo el tubo interior penetra en el suelo una distancia "D" (fig. 11) antes que la broca, para proteger a la muestra de la erosión y contaminación que le puede ocasionar el fluido de perforación.



AJUSTE, D, ENTRE BROCA Y TUBO INTERIOR

TIPO DE SUELO	D, EN cm
BLANDO	2
DURO	0.5
MUY DURO	0 ó EL MENOR

ACOTACIONES EN cm

MUESTREADOR DENISON	FIG. 11	REF. 3
---------------------	------------	-----------

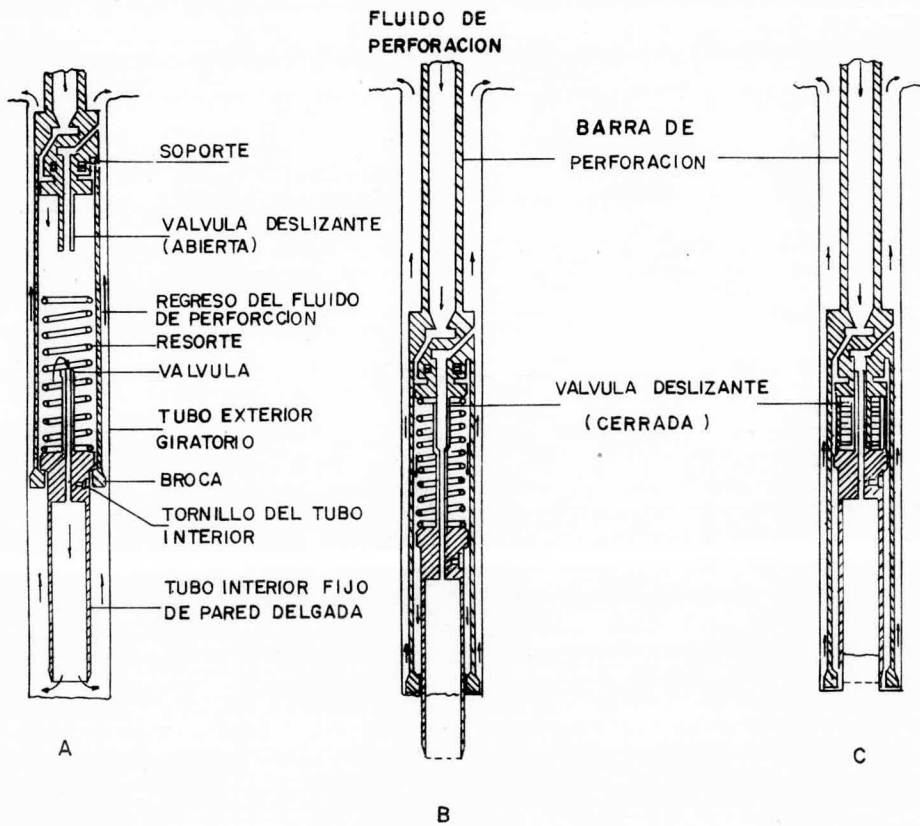
El procedimiento de operación es el siguiente: se baja el muestreador al fondo de la perforación y se hinca unos centímetros para evitar que el tubo inferior gire. Después se inicia la rotación aplicando continuamente presión. La longitud de muestreo debe ser menor que la longitud del tubo para poder alojar los azolves. Los denison usan tubos de pared delgada y éstos pueden obtener muestras de 10 cm. de diámetro y 75 cm. de longitud con tubos de 90 cm. de largo. Una vez alcanzada la profundidad de muestreo, se extrae el barril denison y de él el espécimen. Esta muestra al igual que la obtenida con tubo shelby deberá protegerse contra pérdidas de humedad con brea y parafina, además contra contaminación, golpes y vibraciones.

Muestreador Pitcher

Este muestreador es similar al denison que usa tubos de pared delgada, salvo que tiene un resorte axial en la cabeza para regular automáticamente la distancia entre la broca y el tubo interior. (fig. 12).

El muestreador pitcher tiene dos tubos concéntricos separados por baleros que mantienen sin girar el tubo interior que aloja la muestra, mientras que el exterior, que lleva la broca, gira unido a la tubería de perforación. El tubo interior satisface las características de tubo de pared delgada para asegurar la buena calidad del muestreo: el diámetro de la muestra puede ser 7.5 ó 10 cm. de diámetro y su longitud de 75 cm.

Al introducir el muestreador a la perforación, el tubo interior queda saliendo del exterior y obturando el espacio anular entre los tubos: simultáneamente la válvula deslizante queda abierta. Cuando



MUESTREADOR PITCHER

FIG.

12

REF.

3

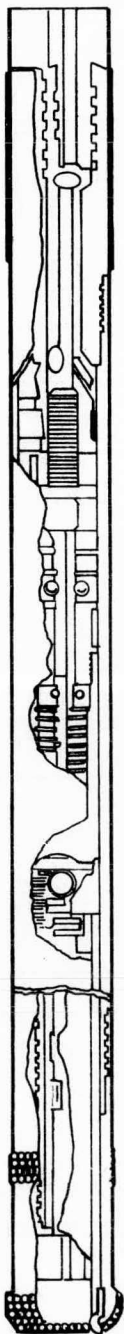
el muestreador está por tocar el fondo de la perforación, se inyecta agua o lodo que sale por el tubo interior eliminando así los azolves. Cuando el tubo interior toca el fondo, queda estático y el exterior sigue penetrando: se abre el espacio cilíndrico y el fluido sale por él. Después, el resorte toca la cabeza transmitiendo la fuerza axial al tubo interior quedando el muestreador preparado para iniciar el muestreo.

En el muestreo de materiales blandos el resorte se comprime (fig. 12 b) poco y el extremo del tubo interior queda fuera de la broca. En éste tipo de suelos, el muestreador pitcher funciona como tubo de pared delgada. Si el material es duro, el resorte se comprime (fig. 12c) quedando el tubo interior por dentro de la broca: en éstos suelos el muestreador pitcher funciona como barril denison logrando con estos mecanismos muestras de buena calidad.

El tubo con muestra se saca a la superficie, se protege contra pérdidas de humedad con cera y brea; además se protege contra contaminación, golpeo y vibraciones, teniendo cuidado con su manejo.

Barriles Muestreadores

El muestreo de suelos muy duros y rocas se elabora con barriles muestreadores que tienen broca de insertos de carburo de tungsteno o de diamantes industriales. Se clasifican en barril sencillo, rígido y doble giratorio. Siendo éste (fig. 13) último el que proporciona muestras de mejor calidad, cuenta con una longitud de 3.0 m, diámetro exterior de 7.62 cm. y un espesor de 0.2 cm. La altura de los "dientes" es entre 0.8 y 1.0 cm. Los factores importantes para la exploración con éste



BARRIL MUESTREADOR
DE DIAMANTE

FIG.

13

REF.

7

tipo de barriles son: la elección correcta del equipo, la velocidad de rotación, la fuerza axial sobre la broca y el gasto del fluido de perforación que se inyecte.

III.3. FLUIDOS DE PERFORACION

Bentonita

La Bentonita es empleada para crear una suspensión coloidal (1), que sirva para sacar los cortes de la barrenadora y debe ser capaz de suspender en su seno los materiales provenientes de la perforación y al mismo tiempo formar una enjarre tal que le dé consistencia a las paredes de perforación, disminuyendo la pérdida de fluidos hacia las formaciones alrededor del agujero.

III.4. CARACTERISTICAS DE LA EXPLORACION PARA EL PROYECTO.

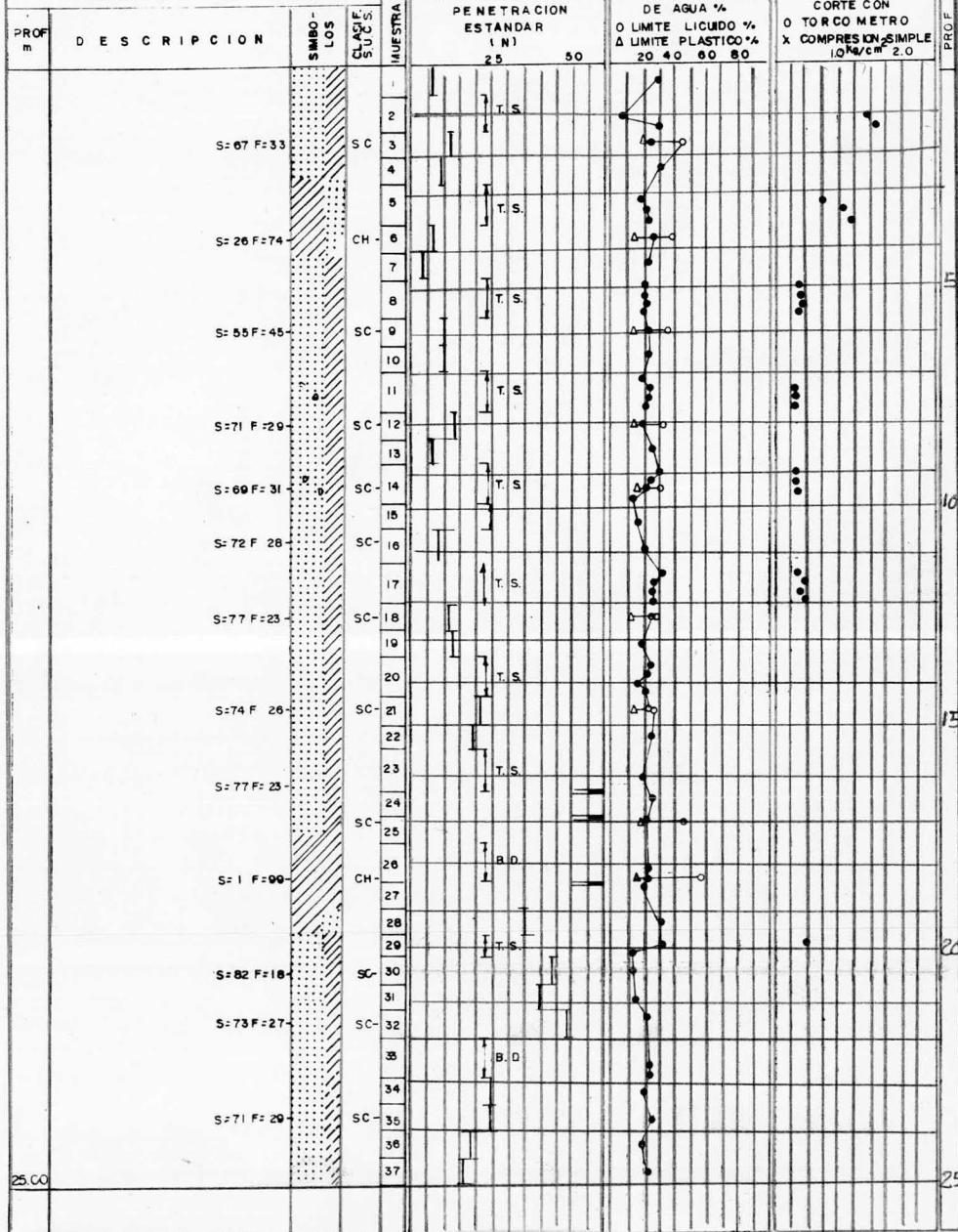
Para conocer las características del subsuelo, se hicieron cuatro sondeos empleando el método de penetración estandar. El plano 3 muestra la distribución de estos. Tres fueron mixtos y continuos, esto es, se emplearon diversos muestreadores (tres) para obtener los especímenes. El sondeo restante fué alterado. Para obtener muestras inalteradas se empleó tubo shelby y barril denison y para las alteradas penetrómetro estandar. A continuación se detallan dichos sondeos.

El sondeo 5126 (fig. 25) está localizado en la parte norte, fué mixto y continuo. Se obtuvieron 11 muestras inalteradas. (9 con tubo shelby y 2 con barril denison). Las muestras alteradas fueron 26. La profundidad de exploración alcanzó los 25 m. La cota del brocal se localizó en 16.959 m. El sondeo 5127' (fig. 36) también se encuentra en la parte norte y también fué mixto y

(1) Cuerpo que al disgregarse en un líquido se divide en partículas tan pequeñas que parece disuelto.

COTA DEL BROCAL 16.959 m

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO



SIMBOLOGIA

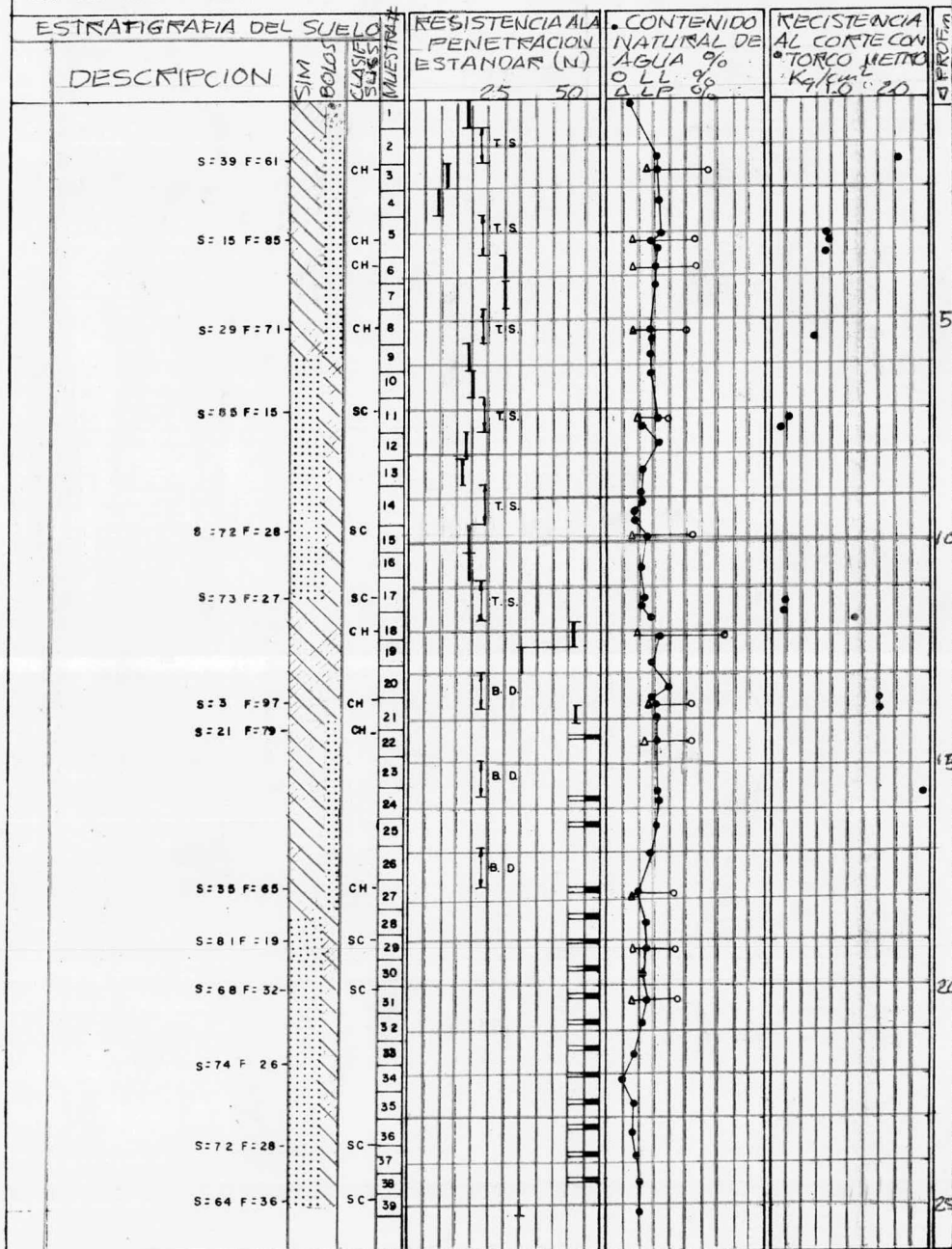
-  RELLENO
-  ARENA
-  ARCILLA
-  GRAVA
-  LIMO

MAS DE 60 GOLPES = ■ F= % DE FINOS
S= % DE ARENA

SONDEO 5126

FIG

25



SIMBOLOGIA

-  RELLENO
-  ARENA
-  ARCILLA
-  GRAVA
-  LIMO

MAS DE 60 GOLPES = F = % DE FINOS
S = % DE ARENA

SONDEO 5127'

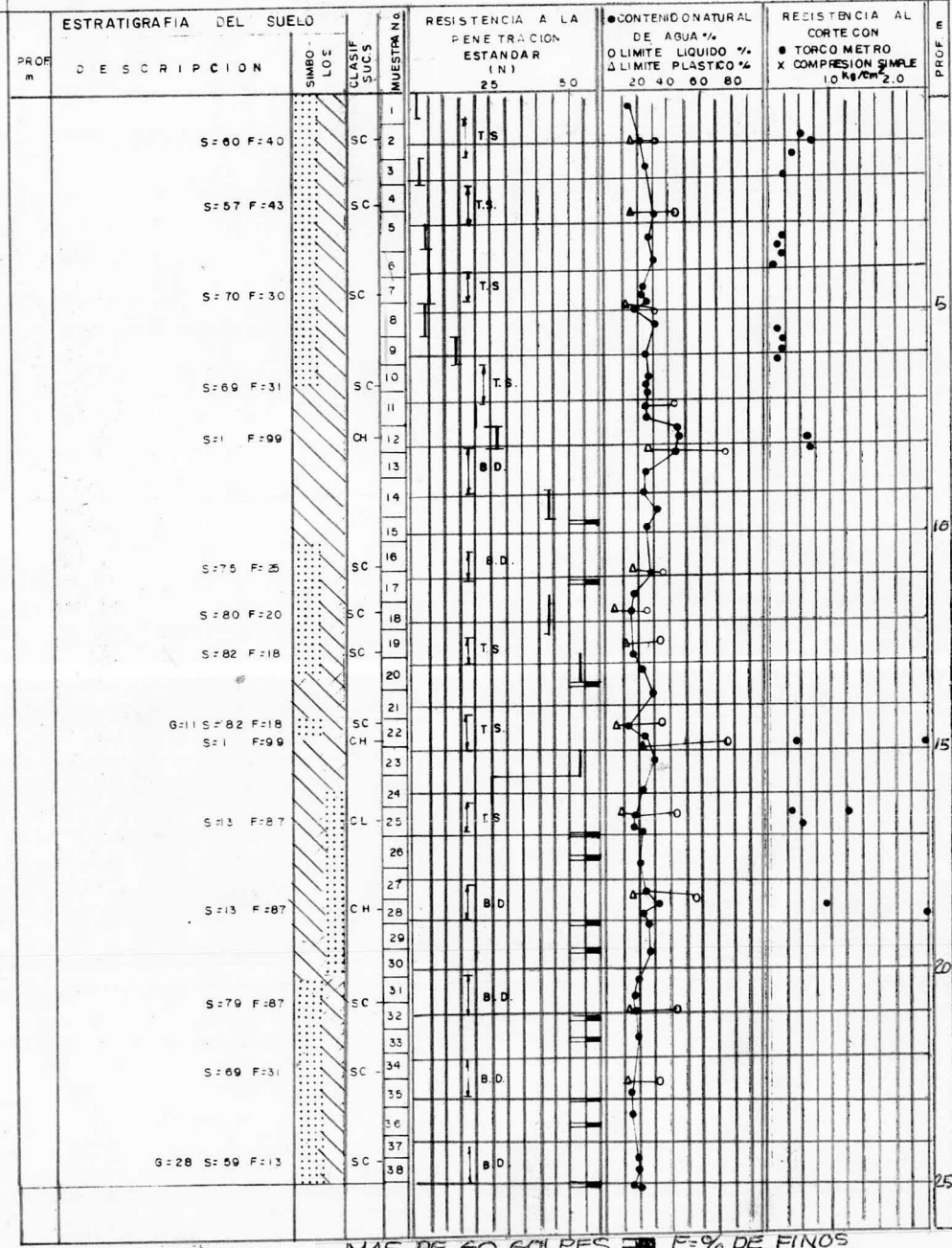
FIG.

36


continuo. Se obtuvieron 9 muestras inalteradas (6 con tubo shelby y 3 con barril denison) y 30 alteradas. La profundidad máxima de exploración fué de 25.30 m. La cota del brocal se localizó a 20.047 m.


El sondeo 5128 (fig. 50) está en la zona sur. Al igual que los dos anteriores, también fué mixto y continuo. El total de muestras inalteradas fué de 13 (7 se obtuvieron con tubo shelby y 6 con barril denison). El número de muestras alteradas fué de 25. La profundidad máxima de exploración fué 25 m. La cota del brocal se estableció en 18.404 m. En estos tres sondeos el nivel freático se localizó a 0.20 m. El sondeo 4583 (fig. 67), localizado en la parte sur, fué el único alterado y como se dijo anteriormente se usó únicamente penetrómetro estandar para la extracción de muestras. Se encuentra entre las cotas 25 y 26. Se estudiaron las propiedades del subsuelo hasta una profundidad de 25 m. La cota del brocal esta a 26.80 m. esto indica que para esta zona será necesario hacer cortes para que el nivel de piso terminado sea establecido a 22.0 m., tal como se indica en el plano 3.

Algunas de las muestras que se obtuvieron se llevarán al laboratorio en donde se les harán pruebas que aportarán dos tipos de propiedades del suelo: una la que indicará su contenido natural de agua, su granulometría, etc. y otra la que muestre el comportamiento del suelo bajo presiones distintas a las que tiene "in situ". El siguiente capítulo trata de esas propiedades y de las pruebas necesarias para conocerlas.



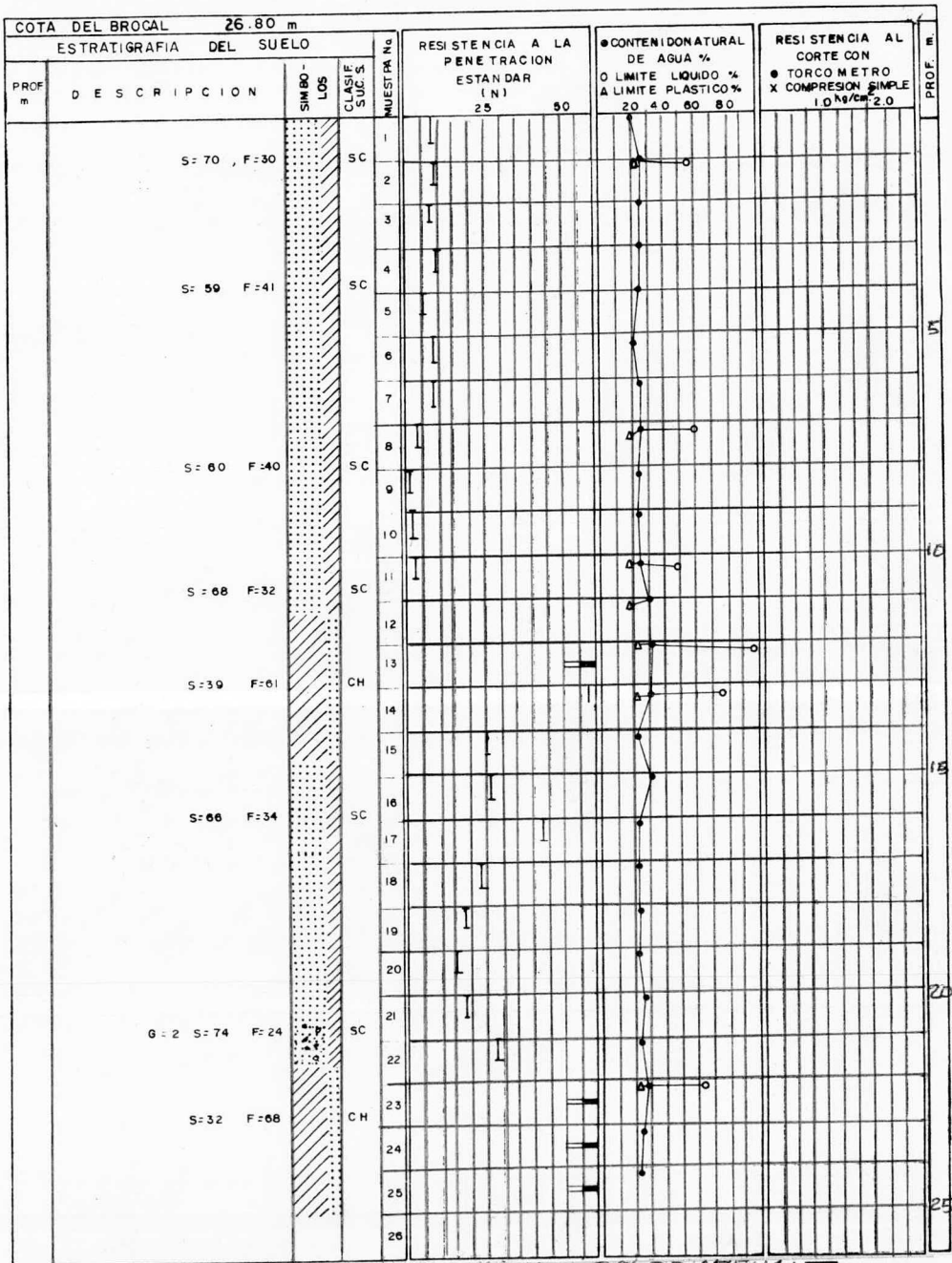
SIMBOLOGIA

-  RELLENO
-  ARENA
-  ARCILLA
-  GRAVA
-  LIMO

MAS DE 60 GOLPES  F=9% DE FINOS
S=4% DE ARENA

SONDEO 5128
PRESENTACION GRAFICA DE LOS ENSAYES

FIG.
50



F = % DE FINOS; S = % DE ARENA; MAS DE 60 GOLPES

SONDEO 4583

FIG. 67

Los métodos de exploración y muestreo se ven complementados con los trabajos hechos en el Laboratorio. Es aquí donde se determina finalmente las propiedades del terreno; los parámetros que se necesitan para el Análisis de la Cimentación (Capítulo VI) se obtienen del trabajo cuidadoso y bien programado que en el laboratorio se haga.

En este capítulo se expondrán algunas de las pruebas más importantes, su procedimiento y los resultados que de ellas se obtienen. También se hablará de los aparatos necesarios y de su funcionamiento.

Las propiedades de los suelos se dividen en dos:

1. Índice: son las que indican que tipo de suelo es, su contenido natural de agua y en general todas las características del suelo en su estado natural y 2. Mecánicas son las que muestran como se comporta cuando se le aplican presiones principalmente. A continuación se hablará de las propiedades Índice.

IV.1 Propiedades Índice

Dilatancia

Después de quitar las partículas mayores que la malla 40, prepárese una pastilla de suelo húmedo aproximadamente igual a 10 cm^3 , si es necesario añadiendo agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.

Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente golpeando vigorosamente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en la aparición de agua en la superficie de la pastilla, la cual cambia adquiriendo una apariencia de "higado" y se vuelve lustrosa. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos el agua y el lustre desaparecen de la superficie, la pastilla se vuelve tiesa y finalmente se agrieta o se

desmorona. La rapidez de aparición de agua durante el agitado y de su desaparición durante el apretado, sirve para identificar el carácter de los finos en un suelo.

Las arenas limpias muy finas, dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan reacción rápida moderada.

Tenacidad

Después de eliminar las partículas mayores de la malla N^o 40, moldéese un espécimen de aproximadamente 10 cm³ hasta alcanzar la consistencia de masilla. Si el suelo está muy seco debe agregarse agua, pero si está pegajoso debe extenderse el espécimen formando una capa delgada que permita la pérdida de humedad por evaporación. Posteriormente el espécimen se rola a mano sobre una superficie lisa o entre las palmas hasta hacer un rollito de 3 mm de diámetro aproximadamente, se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Durante estas operaciones el contenido de humedad se reduce gradualmente, y el espécimen se empieza a poner tieso, pierde finalmente su plasticidad y se desmorona cuando alcanza el límite plástico. Después de que el rollito se ha desmoronado, los pedazos deben juntarse contnuando el amasado ligeramente entre los dedos hasta que la masa se desmorona nuevamente.

La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor ó menor tenacidad del rollito al acercarse al límite plástico y por la rigidez de la muestra al romperse finalmente entre los dedos. La debilidad del rollito en el límite plástico y la pérdida rápida de la coherencia de la muestra al rebasar éste límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja

plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas. Las arcillas altamente orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto en el límite plástico.

Contenido natural de agua

El contenido natural de agua o humedad de un suelo, es la relación entre el peso del agua contenida en el mismo y el peso de su fase sólida. Suele expresarse como un porcentaje:

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} \times 100$$

Donde w = contenido natural de agua W_w es el peso del agua y W_s el peso de los sólidos, obtenidos a partir de una muestra que se seca durante 24 hrs. en un horno a temperatura constante de $110 \pm 5^\circ\text{C}$.

Varía teóricamente de 0 a ∞ . En la naturaleza la humedad de los suelos varía entre límites muy amplios.

Granulometría por Mallas

Este método consiste en determinar el contenido de partículas finas o gruesas; determinando así si el suelo está bien o mal graduado, entendiéndose por bien graduado un suelo que tiene una gran variedad de tamaños de partículas. Los distintos tamaños se expresan en porcentajes y se obtienen haciendo pasar, por distintos tamizes o mallas, la muestra en estudio. La porción de suelo retenida en cada malla se pesa y se anota en una tabla como la fig.72 y el porcentaje se obtiene de la relación del peso total de la muestra y el peso retenido

ANALISIS GRANULOMETRICO

MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO Kg	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA		OBSERVACIONES
				100.00%		Análisis efectuado con la muestra de _____ Kg. HUMEDAD TESTIGO Grava w = _____ % Tierra w = _____ %
3"						
2"						
1 ½"						
1"						
¾"						
½"						
3/8"						
Nº 4						
	SUMA =					% DE GRAVA
MALLA	ABERTURA EN mm.	PESO RETENIDO gr	% PARCIAL RETENIDO	% ACUMULATIVO QUE PASA		OBSERVACIONES
				MUESTRA Nº4	MUESTRA TOTAL	
				100 %		Análisis efectuado con muestra - de _____ gr. del material menor - que la malla Nº 4.
8						
14						
28						
48						
100						
200						
SUMA =						
CHAROLA						CHAROLA Nº
	SUMA =					

PROCEDENCIA _____ IDENTIFICACION DE LAB. _____
 BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
 MUESTRA _____ EST. _____ FECHA _____

Fig. 72 (Ref. 5)

A partir de los datos de la fig.72 se dibuja la gráfica Granulométrica como la representada en la fig. 14 Se utilizan generalmente 14 mallas como se observa en la fig.72 , siendo las mallas N° 4 y N° 200 de gran importancia pues el material que queda por encima de la N° 4 son las gravas y el que pasa esta malla son las arenas y finos. Así también, el material que es retenido por la malla N° 200 es el porcentaje de arena y el que pasa esta malla son los finos. Por lo tanto, si el material retenido por la N° 4 es mayor del 50% de la muestra total, es grava, o bien, si al contrario, el material retenido por la malla 200 es mayor del 50% del total de la muestra, el suelo será arenoso, con una cierta cantidad de finos.

Material menor que la malla N° 200

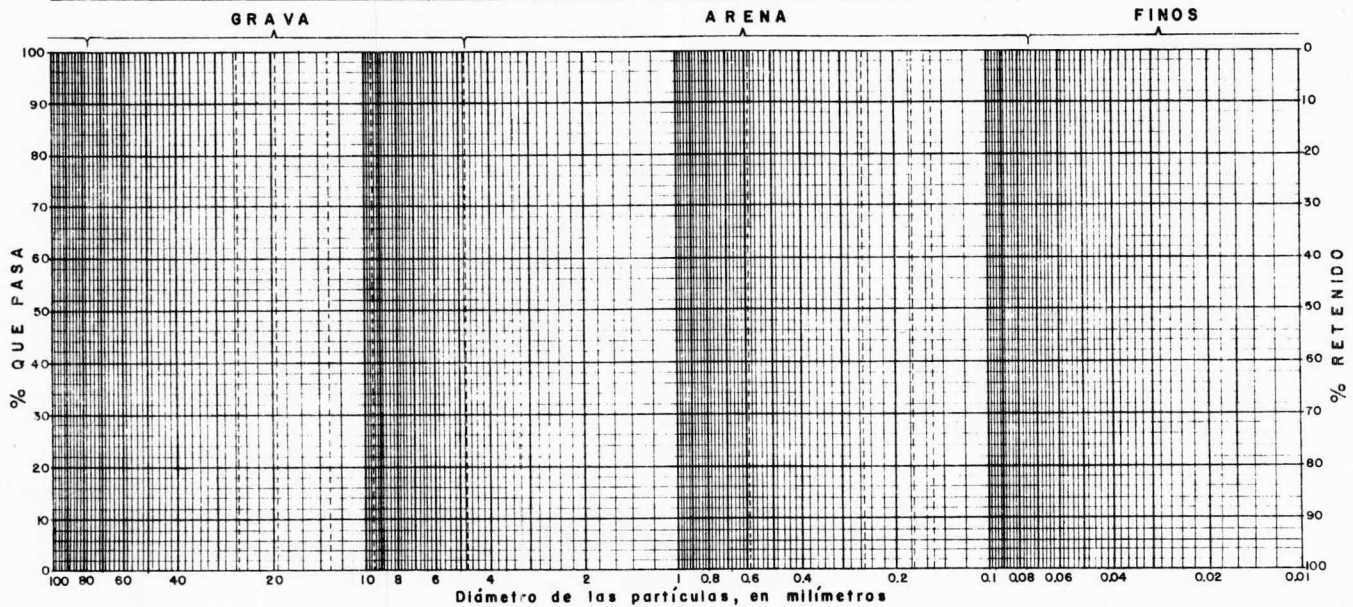
El material que pasa la malla 200 es tan pequeño, que prácticamente es "talco". En el análisis por mallas mucho de éste material "se pierde" y esta es la razón por la cual no se obtiene el 100% cuando se suma el total de todos los pesos retenidos por cada una de las mallas. Siendo tan difícil el paso de éste material por la malla 200, se hace necesario el uso de agua llamando a este procedimiento "método del lavado". Es de notarse que la muestra obtenida por este método debe secarse en un horno a temperatura constante de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$ durante 24 horas.

Límites de Plasticidad

Según su contenido de agua en orden decreciente, un suelo susceptible de ser plástico puede estar en cualquiera de los siguientes estados de consistencia, definidos por Atterberg:

1. Estado líquido, con las propiedades y apariencia de una

SONDEO	PROF.	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	m	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	



GRAFICA GRANULOMETRICA

FIG. 14

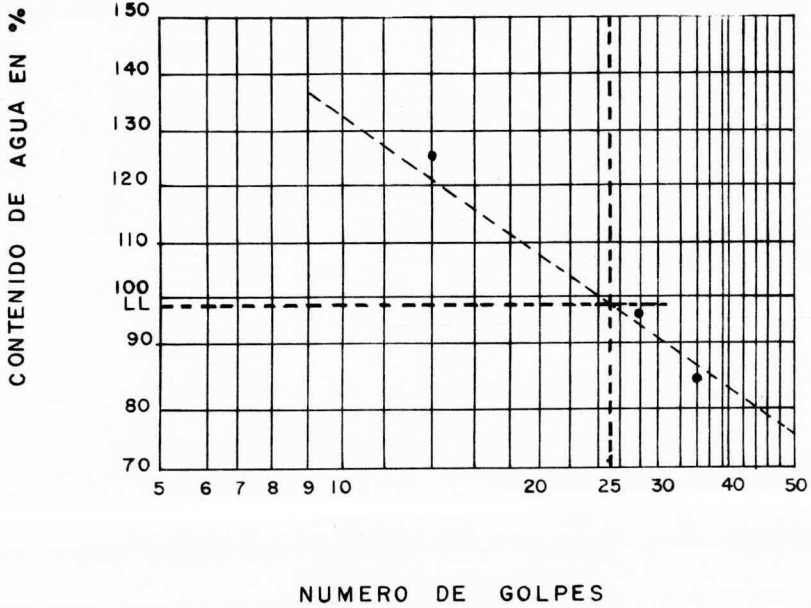
- suspensión.
2. Estado semilíquido, con las propiedades de fluido viscoso.
 3. Estado plástico, en que el suelo se comporta plásticamente.
 4. Estado semisólido, en el que el suelo tiene la apariencia de un sólido, pero aún disminuye de volumen al estar sujeto a secado.
 5. Estado sólido, en que el volumen del suelo no varía con el secado.

Los anteriores estados son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras. El establecimiento de éstas ha de hacerse en forma puramente convencional. Atterberg estableció las primeras convenciones para ello, bajo el nombre general de "Límites de Consistencia".

La frontera convencional entre los estados semilíquido y plástico fue llamada por Atterberg "límite líquido (LL), nombre que hoy se conserva. Además, la frontera entre los estados plástico y semisólido se llama "límite plástico (LP) y por último, a las fronteras anteriores, que definen el intervalo plástico del suelo, se le ha llamado "índice de plasticidad"(IP), donde:

$$I_p = LL - LP$$

Para la obtención del límite líquido Arthur Casagrande ideó la "Copa de Casagrande", que es un recipiente de latón o bronce y un tacón solidario del mismo material: el tacón y la copa giran en torno a un eje fijo unido a la base. Una excéntrica hace que la copa caiga periódicamente, golpeándose contra la base del dispositivo, que es de hule duro o



CURVA DE FLUIDEZ

FIG.
16

REF.
1

micarta 221. Sobre la copa se coloca el suelo y se procede a hacerle una ranura trapecial con las dimensiones mostradas en la fig. 15

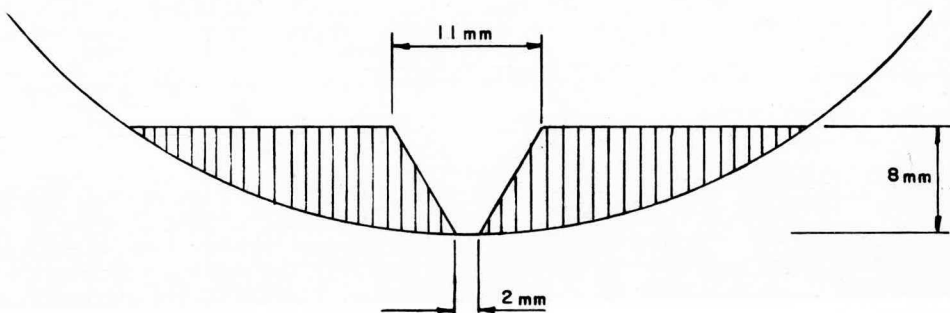
De hecho, el límite líquido se determina conociendo 3 ó 4 contenidos de agua diferentes en su vecindad, con los correspondientes números de golpes necesarios para hacer cerrar la ranura, y trazando la curva contenido de agua- número de golpes. La ordenada de esa curva correspondiente a la abcisa de 25 golpes es el contenido de agua correspondiente al límite líquido. Se encontró que usando papel semilogarítmico (con los contenidos de agua en escala aritmética y el número de golpes en escala logarítmica) la curva anterior, llamada de Fluidez, es una recta cerca del límite líquido. En la fig. 16 aparece esa curva y el modo de determinar el límite líquido.

Por medio de pruebas del laboratorio se determinó que el límite líquido de un suelo plástico corresponde a una resistencia al corte de 25 gr/cm^2 .

El método para la obtención del límite plástico consiste en hacer unos "rollitos" del suelo con un diámetro aproximado de 3 mm. La formación de los rollitos se hace sobre una hoja de papel o vidrio, cuando los rollitos llegan a los 3 mm, se doblan y presionan, formando una pastilla que vuelve a rolarse, hasta que ocurra el desmoronamiento y agrietamiento: en tal momento se procederá a determinar su contenido de agua que es su límite plástico.

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

También llamado S.U.C.S. es la agrupación de los términos antes descritos (Dilatancia, Tenacidad, Límites de Plasticidad, Granulometría por mallas, etc.) que permiten la cla



DIMENSIONES DE LA RANURA EN LA
COPA DE CASAGRANDE

FIG.

15

REF.

1

sificación del suelo. La tabla 4 muestra la secuencia que se debe seguir para la identificación. Esta, divide a los suelos en 2 grandes grupos: los de partículas gruesas (más de la mitad de material es retenido por la malla 200) y los de partículas finas (más de la mitad del material pasa la malla 200). Si por ejemplo, se determinó que el suelo es grueso, el siguiente paso es saber si es grava o arena usando la malla No. 4: si más de la mitad del material es retenido por ésta, es grava, en caso contrario será arena. Después, habrá que indicar si el suelo es arena o grava con finos o "limpia" (poco o nada de partículas finas). Por último, se llega a los "Símbolos de Grupo" que es la clasificación final.

Si por el contrario, se encontró que es un suelo de partículas finas, existen 2 primeras opciones: pueden ser limos y arcillas con límite líquido menor o mayor de 50%. Para la identificación de estos suelos se hace necesario determinar sus Límites de Plasticidad, que permitirán la clasificación final del suelo, haciendo uso de la "Carta de Plasticidad". Esta carta tiene por abscisa el límite líquido y por ordenada al Índice de Plasticidad tabla 4 (ambos valores en porcentaje). Determinados los dos parámetros anteriores, será sencillo encontrar el Símbolo de Grupo al que el suelo pertenece.

Los suelos altamente orgánicos, como la turba, son fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa.

Los símbolos de grupo son siglas que provienen de palabras en inglés. A continuación se definen: G=gravel, grava; S=sand, arena; M=mud, limo; O=organic, suelos orgánicos, C=Clay, arcilla y P_t=peat, turba. estos son los prefijos de los seis principales grupos; los sufijos indican subdivisiones en dichos grupos y son: W=well graded, bien gradua-

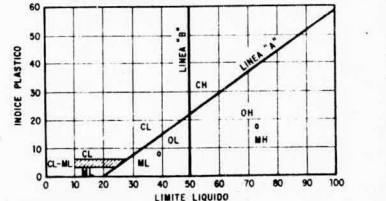
Sistema Unificado de Clasificación de los suelos

PRINCIPALES TIPOS		PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACIÓN EN EL CAMPO (Se excluyen las partículas mayores de 7.6 cm (3pulg) y se basan las fracciones en pesos estimados)	SÍMBOLOS DEL GRUPO (*)	NOMBRES TÍPICOS	INFORMACIÓN NECESARIA PARA LA DESCRIPCIÓN DE LOS SUELOS	CRITERIO DE CLASIFICACIÓN EN EL LABORATORIO	
SUELOS DE PARTICULAS GROSAS Más de la mitad del material es retenido en la malla No. 200 (Ø)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa es retenida en la malla No. 4 (Para clasificación visual puede usarse y en como equivalente a la abertura de la malla No. 4)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno	Dése el nombre típico, indiquense los porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo, angulosidad, características de la superficie y dureza de las partículas gruesas; nombre local y geológico; cualquier otra información descriptiva pertinente y el símbolo entre paréntesis. Para los suelos inalterados, agréguense información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje. EJEMPLO: Arena limosa con grava, con 20% de grava de partículas duras angulosas y de 15 cm de tamaño máximo; arena gruesa a fina de partículas redondeadas o subangulosas; alrededor de 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco; compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial (SM)	Determine los porcentajes de grava y arena de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla No. 200), los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos de 5%: GW, GP, SW, SM, SP. Más de 12%: GM, GC, SM, SC. 5 a 12%: Casos de frontera que requieren el uso de símbolos dobles	
		Predominio de un tamaño o intervalo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena, con pocos finos o ninguno			
		Fracción fina poca o nada plástica (Para identificar véase grupo ML)	GM	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo			
		Fracción fina plástica (Para identificar véase grupo CL)	GC	Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcilla			
		ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa para la malla No. 40 (Para clasificación visual puede usarse y en como equivalente a la abertura de la malla No. 40)	Amplia gama en los tamaños de las partículas y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW			Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno
			Predominio de un tamaño o intervalo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP			Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o ninguno
	Fracción fina poca o nada plástica (Para identificar véase grupo ML)		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo			
	Fracción fina plástica (Para identificar véase grupo CL)		SC	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcilla			
	PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACIÓN EN LA FRACCIÓN QUE PASA LA MALLA No. 40						
	RESISTENCIA EN ESTADO SECO (Característica al rompimiento)		MOVILIDAD DEL AGUA (Reacción al agitado)	TENACIDAD (Consistencia cerca del límite plástico)			
	Nula o ligera	Rápida a lenta	Nula	ML Limos inorgánicos, polvo de roca, limos arenosos o arcillosos ligeramente plásticos			
	Media o alta	Nula a muy lenta	Medio	CL Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad; arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres			
Ligera a media	Lenta	Ligera	OL Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad				
Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH Limos inorgánicos, limos micáceos o diatomáceos, limos elásticos				
Alta o muy alta	Nula	Alta	CH Arcillas inorgánicas de alta plasticidad; arcillas francas				
Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH Arcillas orgánicas de media a alta plasticidad; limos orgánicos de plasticidad media				
SUELOS ALTAMENTE ORGÁNICOS	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y, frecuentemente, por su textura fibrosa	PT	Turba y otros suelos altamente orgánicos				

Úsele la curva granulométrica para identificar las fracciones de suelo analizados en el campo.

EQUIVALENCIA DE SÍMBOLOS
 G-Grava M-Limo O-Suelos orgánicos W-Bien graduado L-Bajo compresibilidad
 S-Arena C-Arcilla PI-Turba P-Mal graduado H-Alta compresibilidad

CARTA DE PLASTICIDAD PARA LA CLASIFICACIÓN DE SUELOS DE PARTICULAS FINAS EN EL LABORATORIO



Comparar suelos a igual límite líquido, la tenacidad y la resistencia en estado seco; quíentense con el índice plástico.

*) Clasificaciones de frontera - Los suelos que posean las características de dos grupos se designan combinando dos símbolos, por ejemplo: GW-GC, mezcla de grava y arena bien graduada con cementante arcilloso.
 Ø) Todos los tamaños de los mallas son los U.S. Standard

Tabla 4 (Ref. 9)

do, P=poorly graded, mal graduado, L=low plasticity, baja plasticidad, y H=high plasticity, alta plasticidad.

Hasta aquí las propiedades índice. En cuanto a las propiedades mecánicas se hacen ensayos de distintas características. Algunos proporcionan la resistencia que opone el suelo a ser cortado por una fuerza que se le aplique, -- otros, las deformaciones que sufren bajo la acción de presiones. También dan los parámetros del suelo que servirán para un buen análisis. La determinación de las propiedades mecánicas son muy importantes, por lo que se sugiere que una persona con experiencia vigile del trabajo que se haga, además de que elija las pruebas más importantes para cada caso.

La parte siguiente de este capítulo tratará de dichas propiedades y de algunos ensayos que son necesarios hacer.

V.2. Propiedades Mecánicas

Cuando en un suelo se le añaden nuevas cargas, ya sea por cualquier nuevo tipo de estructura que tenga que soportar, éste se ve afectado en su estructura natural, Su relación de vacíos disminuye, existe expulsión de agua -cantidades que pueden ser pequeñas pero importantes-, los esfuerzos con la profundidad aumentan y si las cargas que producen estos cambios son estáticos y en suelos finos, se presenta el fenómeno llamado "consolidación".

Las características de la consolidación de un suelo son difíciles de predecir con toda exactitud ya que los instrumentos mecánicos para conocer los asentamientos, no los reproducen totalmente. Sin embargo, las "Propiedades Mecánicas" obtenidas con cámaras triaxiales, consolidómetros, etc. nos dan una idea bastante aproximada y confia-

ble de la forma en que un suelo se comportará bajo nuevas condiciones de trabajo.

A continuación se exponen las pruebas de laboratorio necesarias para conocer las propiedades mecánicas del suelo.

Torcómetro

El Torcómetro consta esencialmente de tres elementos: un resorte calibrado, un extremo graduado y en el otro extremo unas laminillas concéntricas. Las laminillas se introducen totalmente en la muestra, después se presiona el torcómetro contra la muestra al mismo tiempo que se gira hasta que falla la muestra y el resultado se lee directamente en la escala graduada. Esta prueba nos permite conocer la resistencia al corte del suelo en forma aproximada.

Prueba de Compresión Simple

En esta prueba, el espécimen no tiene confinamiento y sólo existe la etapa de carga que lleva a la muestra a la falla. Se emplea una cámara de compresión simple que consta de dos micrómetros: uno registra la deformación que sufre un "anillo" bajo la carga aplicada y otra la de la probeta. Se lleva un registro de las lecturas de ambos micrómetros. Existen gráficas o bien tablas, que permiten conocer la carga aplicada conociendo la deformación del anillo. Por último, se elabora una gráfica de deformación porcentual contra esfuerzo normal. La probeta debe estar plenamente identificada con datos como: profundidad, No. de sondeo, orientación, etc. además de sus dimensiones y peso antes de la prueba. Las etapas anteriores se muestran en figura 17.

Compresión Triaxial

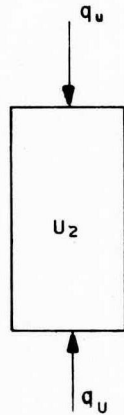
Para elaborar éste ensaye se utiliza una cámara triaxial,

ESFUERZOS TOTALES

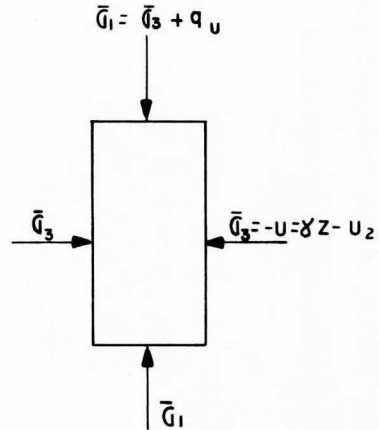
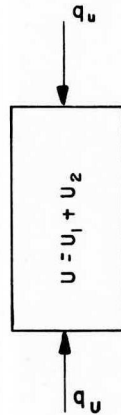
ESFUERZOS EFECTIVOS



+



=



1ª ETAPA

2ª ETAPA

ETAPAS DEL ENSAYE DE
COMPRESION SIMPLE

FIG.
17

REF.
1

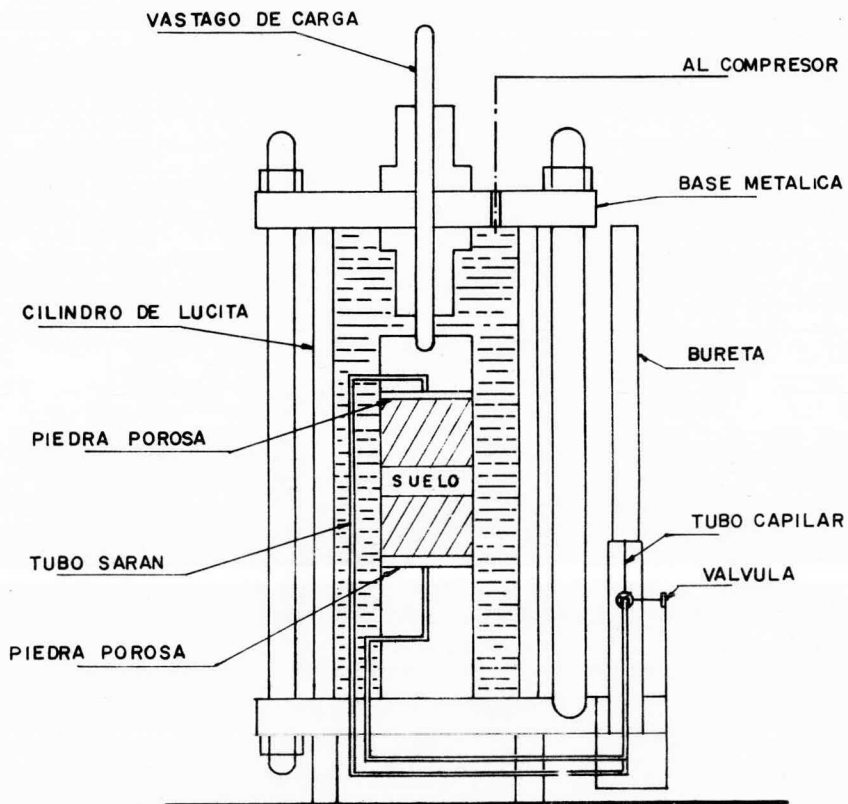
cuyas características principales se muestran en la fig. 18. El espécimen cilíndrico se somete, primero, a una presión de confinamiento denominada σ_c . Después se incrementa el esfuerzo axial, llamado $\Delta\sigma_a$, hasta que la muestra se rompe. Así, el esfuerzo axial $\sigma_c + \Delta\sigma_a$ y la presión de confinamiento son los esfuerzos mayor y menor o sea, σ_1 y σ_3 respectivamente. El esfuerzo desviador es $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$.

Los resultados obtenidos de ésta prueba se representan gráficamente mediante los Círculos Mohr y a partir de éstos es posible conocer los parámetros del suelo como la cohesión (c) y el ángulo de fricción (ϕ). A continuación se exponen algunas características de dichos parámetros.

La resistencia tangencial total (producto de la resistencia de cada enlace que se forma en la cara de contacto entre dos partículas de un suelo) es proporcional a la fuerza normal ejercida entre ambas partículas. Si esta fuerza normal disminuye, se reduce la resistencia o el número de enlaces, con lo cual disminuye la resistencia tangencial total. Puede decirse por esto que la resistencia al deslizamiento tangencial entre partículas es de naturaleza "friccional". Existen algunos casos en los que la resistencia tangencial total es independiente de la fuerza normal aplicada; es decir, que si la fuerza normal se anula, puede medirse aun una resistencia al deslizamiento tangencial. En tales casos se dice que existe una "cohesión verdadera" o real entre partículas. Puede desarrollarse esta cohesión entre partículas que han permanecido en contacto estacionario durante un largo período de tiempo.

La fricción (ϕ) depende de:

1. Procedimiento de prueba triaxial (puede ser una prueba lenta, ó una rápida consolidada o una prueba rápida).
2. Presión a la que ha estado sometido el suelo durante toda su historia geológica.
3. Tamaño del grano y forma.



CAMARA DE COMPRESION
TRIAxIAL

FIG.
18

REF.
1

4. Densidad.
5. Contenido de agua.
6. Composición mineralógica.

La cohesión (c) depende de:

1. Contenido de agua.
2. Método de prueba.
3. Presión a la que ha estado sometido el suelo durante toda su historia geológica.
4. Composición mineralógica.

Como anteriormente se dijo, estos parámetros se conocen haciendo una prueba triaxial. Los resultados de estas pruebas se representan gráficamente con los círculos de Mohr. El valor de la cohesión es la distancia del origen al punto en donde se intersecan la línea llamada "envolvente de Mohr" y el eje de las ordenadas, en donde se colocan los valores del esfuerzo cortante " τ " (en el eje de las abscisas se localizan los valores de los esfuerzos normales σ). El valor de la fricción es la pendiente de la envolvente de Mohr.

Existen tres casos posibles: 1) Cuando el suelo es puramente friccionante ($\phi \neq 0$ y $c = 0$), 2) Cuando el suelo es puramente cohesivo ($\phi = 0$ y $c \neq 0$) y cuando el suelo es cohesivo-friccionante ($\phi \neq 0$ y $c \neq 0$). Los principales ensayos triaxiales son: 1) No Consolidada no Drenada (UU o rápida); 2) Consolidada no Drenada (CU o consolidada rápida); y 3) Consolidada Drenada (CD o lenta). Cada uno de los tres ensayos tiene dos variantes; uno es aumentando el esfuerzo axial (prueba de compresión) y otro es aumentando el esfuerzo lateral.

De lo anterior se deduce que la prueba de compresión comprimirá el espécimen de prueba y la de extensión producirá un alargamiento longitudinal.

A continuación se detallarán algunos de estos ensayos.

Prueba de Compresión (variante con incremento del esfuerzo axial).

En esta prueba se dejó al espécimen -al principio- consolidar totalmente bajo la presión de la cámara $\sqrt{3}$, que llega a ser esfuerzo efectivo: después se lleva al suelo a la falla con la aplicación de un esfuerzo desviador axial actuante con la válvula de salida del agua a la bureta cerrada, de modo que no se permita ninguna consolidación adicional en el espécimen: esto ocasiona, que conforme se aplica el esfuerzo desviador, se vaya desarrollando presión en el agua intersticial con lo que, durante toda la segunda etapa de la prueba los esfuerzos efectivos ya no serán iguales a los totales, sino que se verán disminuidos vertical y lateralmente por el valor de esa presión.

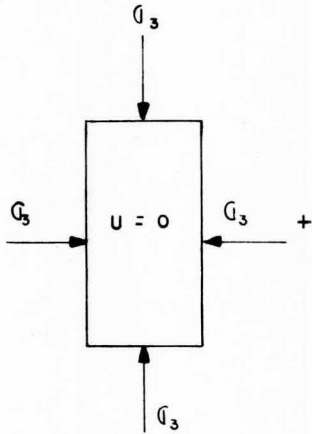
Si se representa por U , el valor que haya alcanzado esa presión neutral en el momento de la falla, esquemáticamente las etapas de la prueba se desarrollarán como indica la fig. 19 a

En la 1ª etapa la muestra es sometida en todas direcciones a la presión de agua ($\sqrt{3}$). La segunda etapa se caracteriza por el desarrollo de presión neutral en el agua de la muestra. Los esfuerzos totales, que son los que el operador aplica sobre el espécimen, son ahora mayores que los efectivos, siendo la diferencia precisamente la presión neutral del agua. La fig. 19.b muestra los círculos de Mohr.

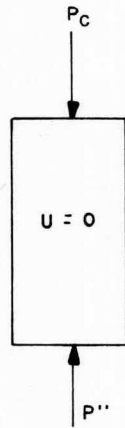
En la fig. 20 se muestran los resultados de una prueba rápida -consolidada hecha a tres especímenes de un mismo suelo, saturado y normalmente consolidado, empleando presiones crecientes en la cámara triaxial (círculos I, II y III): también aparece el círculo de esfuerzos efectivos correspondiente al círculo I (círculo I').

ESFUERZOS TOTALES

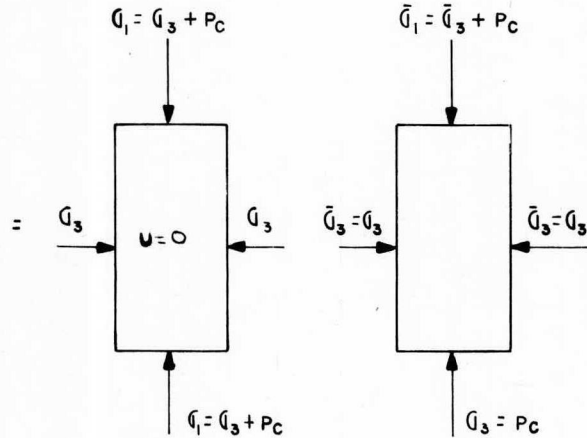
ESFUERZOS EFECTIVOS



1ª ETAPA

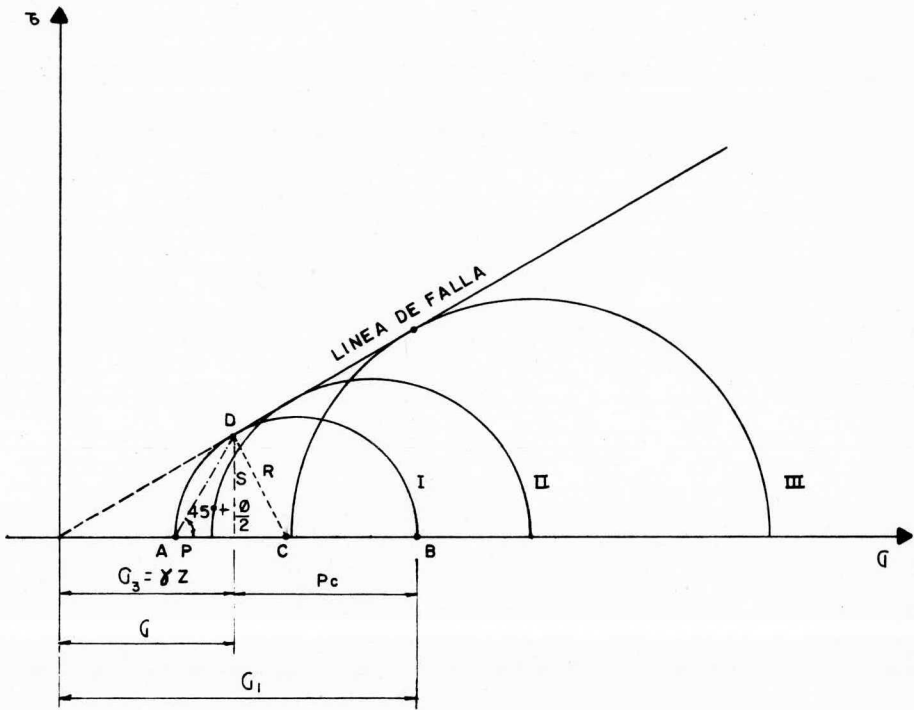


2ª ETAPA



a

ENSAYE TRIAXAL LENTA	FIG. 19	REF. 1
----------------------	------------	-----------

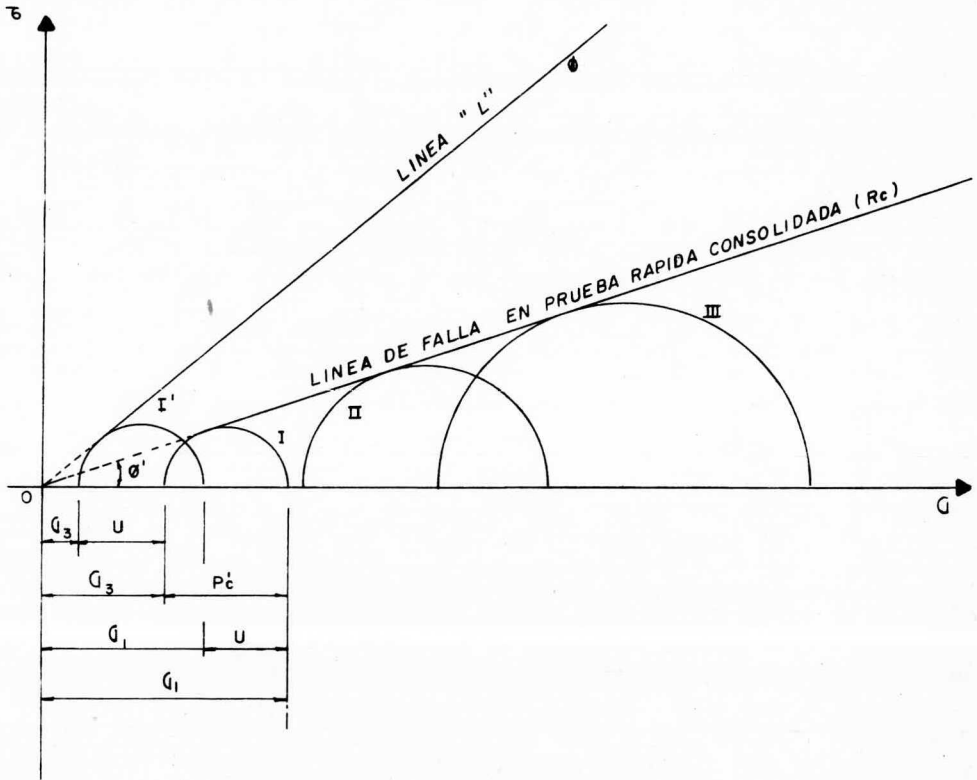


b

LINEA DE FALLA DE ARCILLA SATURADAS
Y NORMALMENTE CONSOLIDADAS EN PRUEBA LENTA

FIG.
19

REF.
I



ENSAYE RAPIDA-CONSOLIDADA

FIG.

20

REF.

1

Prueba Rápida

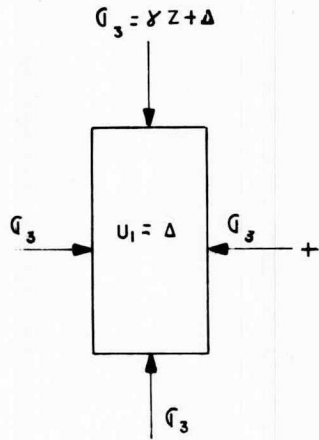
Prueba de Compresión (variante con incremento del esfuerzo axial): Primero, no se permite el drenaje ni en la etapa de presión de cámara ni en la de falla.

Teóricamente la presión a la que se somete inicialmente a la probeta es la misma que el suelo tenía "in situ" (γ_z) y la absorberá el suelo. El exceso de presión será tomado por el agua (en teoría). Por lo tanto, ése incremento de presión Δ , es igual a la presión hidrostática U_1 que el suelo tenía en la naturaleza. Esto sucede en la 1ª etapa. En la 2ª etapa se aplica el esfuerzo desviador p^u con el vástago, desarrollándose una presión neutral adicional U_2 , por estar impedido el drenaje. La fig. 21 a muestra el desarrollo de esta prueba hasta determinar los esfuerzos efectivos, y la fig. 21b muestra los círculos de Mohr correspondientes.

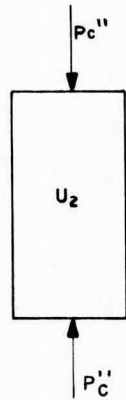
El círculo I corresponde a una prueba ejecutada con presión de cámara igual a γ_z . Para obtener los círculos II y III se usaron en la primera etapa, presiones incrementadas en Δ_1 y Δ_2 respectivamente. El suelo se comporta como si tuviese resistencia al esfuerzo cortante constante: algunos técnicos llaman a esa resistencia "cohesión", pero en forma totalmente indebida: en efecto todos esos círculos tienen al círculo I' como círculo común, que puede, razonablemente, considerarse tangente a la línea "L", de prueba lenta y, por ello, la resistencia debe ser atribuida a la fricción interna entre las partículas sólidas del material.

ESFUERZOS TOTALES

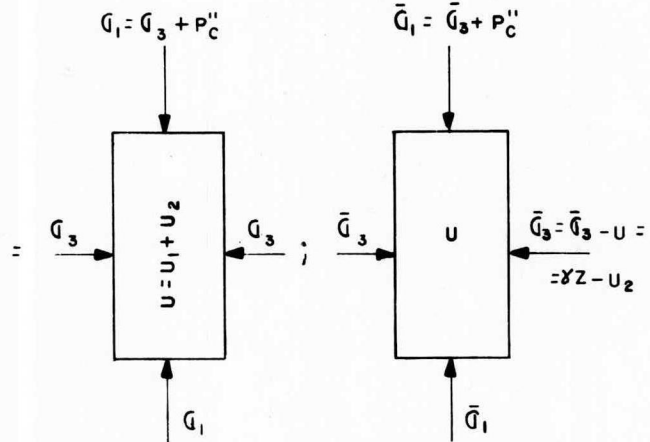
ESFUERZOS EFECTIVOS



1ª ETAPA



2ª ETAPA



a

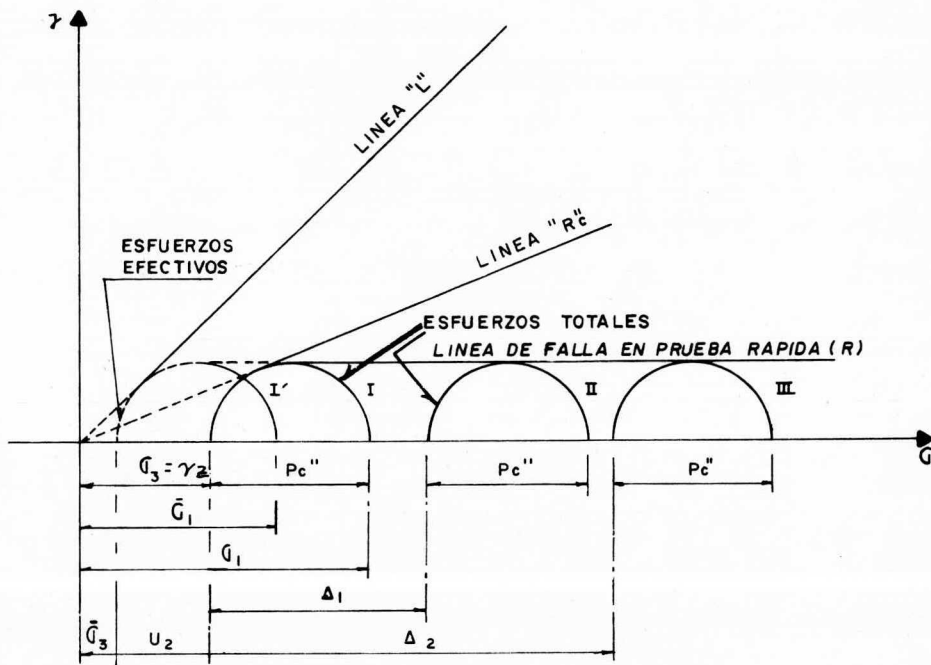
ENSAYE TRIAXIAL RAPIDA

FIG.

21

REF.

1



b

ENSAYE TRIAXIAL-RAPIDA	FIG. 21	REF. 1
------------------------	------------	-----------

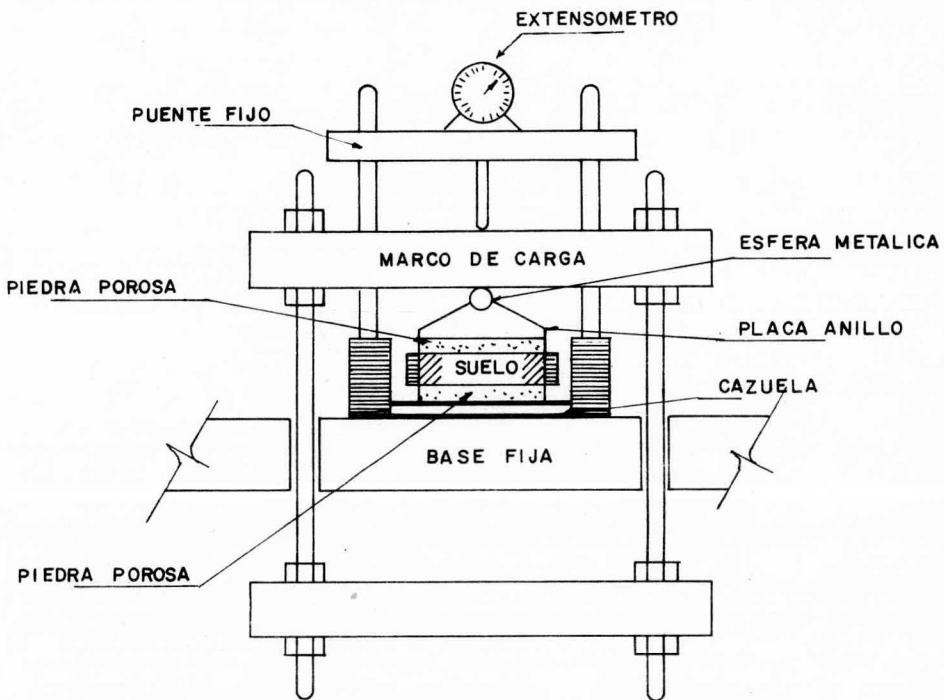
Consolidación

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma: así el movimiento de las partículas del suelo puede ocurrir solo en dirección vertical: esta es la consolidación unidimensional.

Una prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de "pastilla" con un espesor pequeño en comparación con su diámetro. La "pastilla" se coloca en el interior de un anillo como se muestra en la fig. 22 conjuntamente con los otros elementos esenciales que forman un Consolidómetro que sirve para determinar las características de compresibilidad.

Por medio del marco mostrado en la fig. 22 se aplican cargas a la muestra, repartiéndolas uniformemente en toda la superficie de la muestra. Un extensómetro apoyado en el marco de carga móvil y ligado a la cazuela fija, permite llevar un registro de las deformaciones de la muestra. Las cargas se aplican en incrementos, permitiendo que cada incremento obre por un período de tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero.

En cada incremento de carga se hacen lecturas en el extensómetro, para conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos se dibujan en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos, en escala logarítmica y como ordenadas las correspondientes lecturas del extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman de consolidación y se obtiene una para cada incremento de carga aplicado. En la fig. 23 se muestra



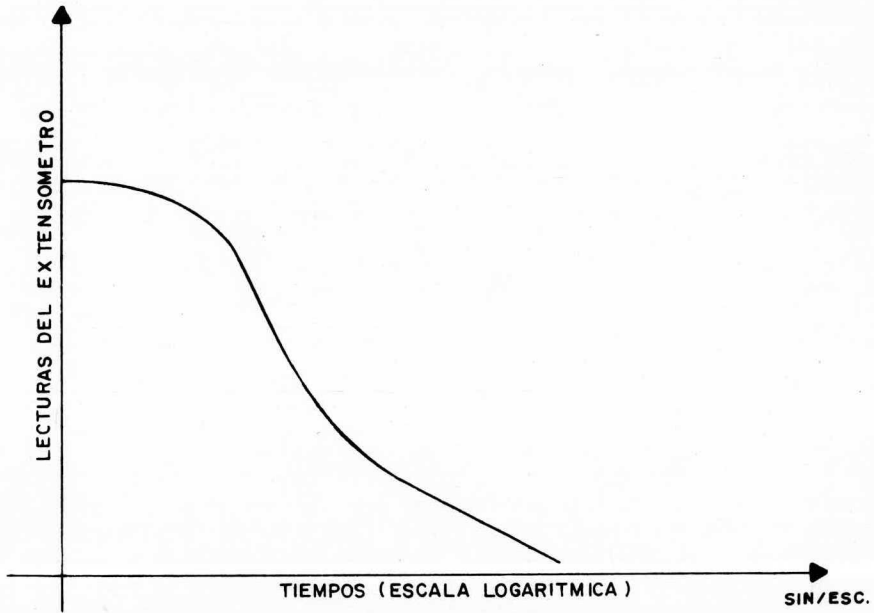
CONSOLIDOMETRO DE ANILLO
FLOTANTE

FIG.

22

REF.

1



CURVA DE CONSOLIDACION
EN ARCILLAS

FIG.

23

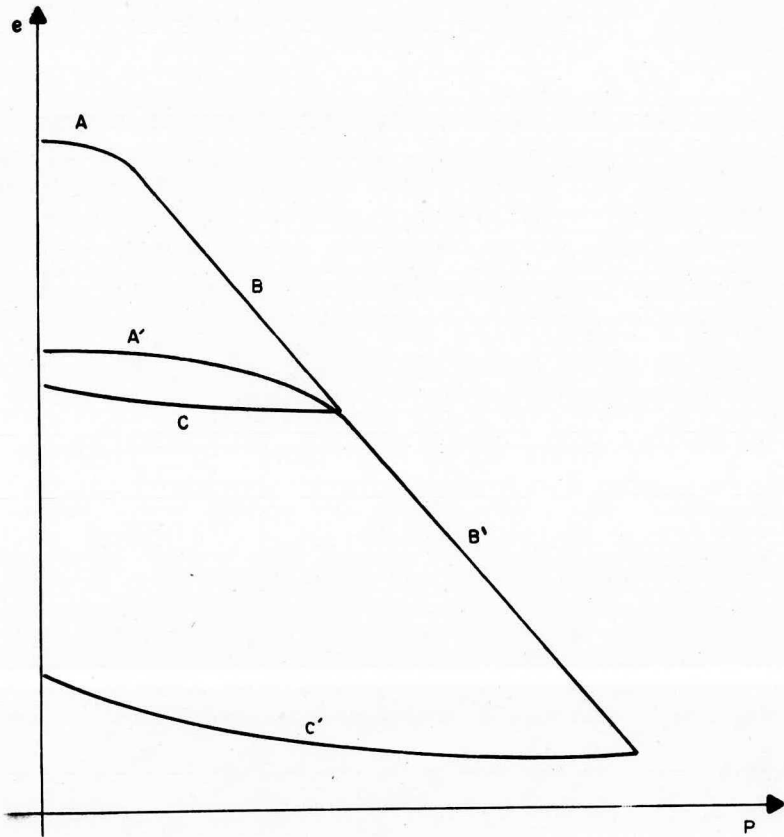
REF.

la forma típica (fuera de escala) de una de estas curvas.

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor evidentemente. Así, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente actuante, sobre el espécimen. Con los datos de la relación de vacíos como ordenada en escala natural y los de la presión actuante como abscisas en escala logarítmica se construyen las curvas de compresibilidad que consta de tres tramos: el tramo "A de recompresión" tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B ó "tramo virgen", que es generalmente recto y con el que se llega al final de la etapa de carga de la prueba. A partir de este punto se somete a una segunda etapa, la de descarga en forma decreciente permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero: en esta etapa se tiene una recuperación del espécimen, si bien este nunca llega a la relación de vacíos inicial. Esta etapa corresponde al tramo C ó "tramo de descarga".

Los tramos anteriores se muestran en la fig. 24

Las pruebas, análisis y ensayos que se hicieron para conocer el tipo de subsuelo que existe en la zona de almacenamiento, fueron las siguientes: se hicieron pruebas con el torcómetro y los resultados obtenidos están en la figura de cada perfil estratigráfico en la columna de resistencia al corte. Se hicieron ocho análisis granulométricos y en todos los casos resultó ser un suelo areno-arcilloso (aunque, como se verá más adelante, existen también otros tipos de suelos). Se encontraron valores máximos de contenido de



(ESCALA LOGARITMICA)

CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

FIG.

2 4

REF.

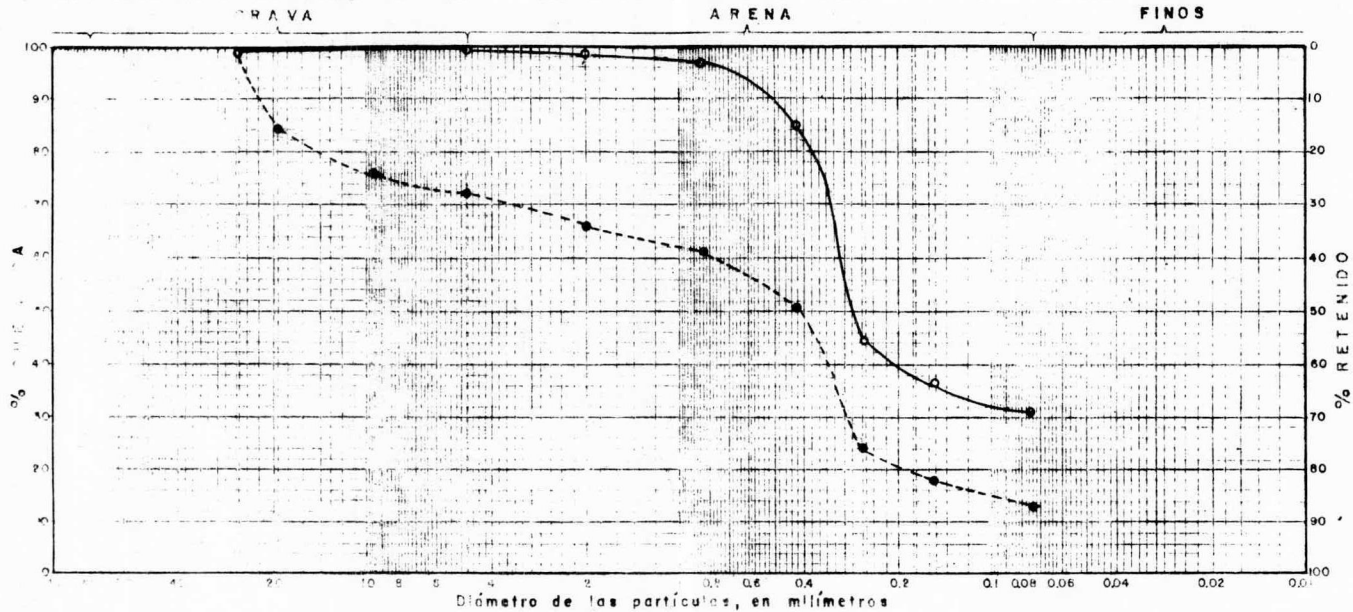
1

arena de 81.40% y de finos de 30.70%. En un análisis (fig. 66), se encontró que a 25.00 m. hay grava en una proporción de 27.60% (sondeo 5128). Ensayes de compresión simple fueron seis (figs. 26, 37 y 51); dos muestras pertenecen al sondeo 5126, una al 5127' y tres al 5128. Para estos ensayos se empleó una cámara de compresión simple. Los ensayos de compresión triaxial rápida fueron seis. En cada una de estas pruebas se hizo la gráfica de esfuerzo normal contra deformación porcentual y la de esfuerzo tangencial contra presión normal. Esta última gráfica es la que proporciona los parámetros de cohesión y ángulo de fricción del terreno. Los valores máximos y mínimos obtenidos de la cohesión y del ángulo de fricción fueron: 4.00 Kg/cm^2 y 0.30 Kg/cm^2 y $27^\circ 0'$ y $3^\circ 0'$ respectivamente. También se hicieron ensayos de compresión triaxial consolidada rápida, estos fueron siete. Los valores de la cohesión y del ángulo de fricción encontrados con esta prueba van desde 0.20 Kg/cm^2 hasta 0.75 Kg/cm^2 y desde $21^\circ 30'$ hasta $36^\circ 0'$ respectivamente. Para estos dos tipos de ensayos triaxiales, se emplearon cámaras de compresión triaxial. Otro tipo de prueba fué la de compresibilidad.

En este caso fueron seis ensayos. En cada uno se dibujó la gráfica de relación de vacíos contra presión y debajo de esta la de coeficiente de compresibilidad contra presión, ambos con etapas de carga y descarga.

En el capítulo siguiente se explicarán de una forma más detallada todas las propiedades del subsuelo que se conocieron a partir de los trabajos en el laboratorio.

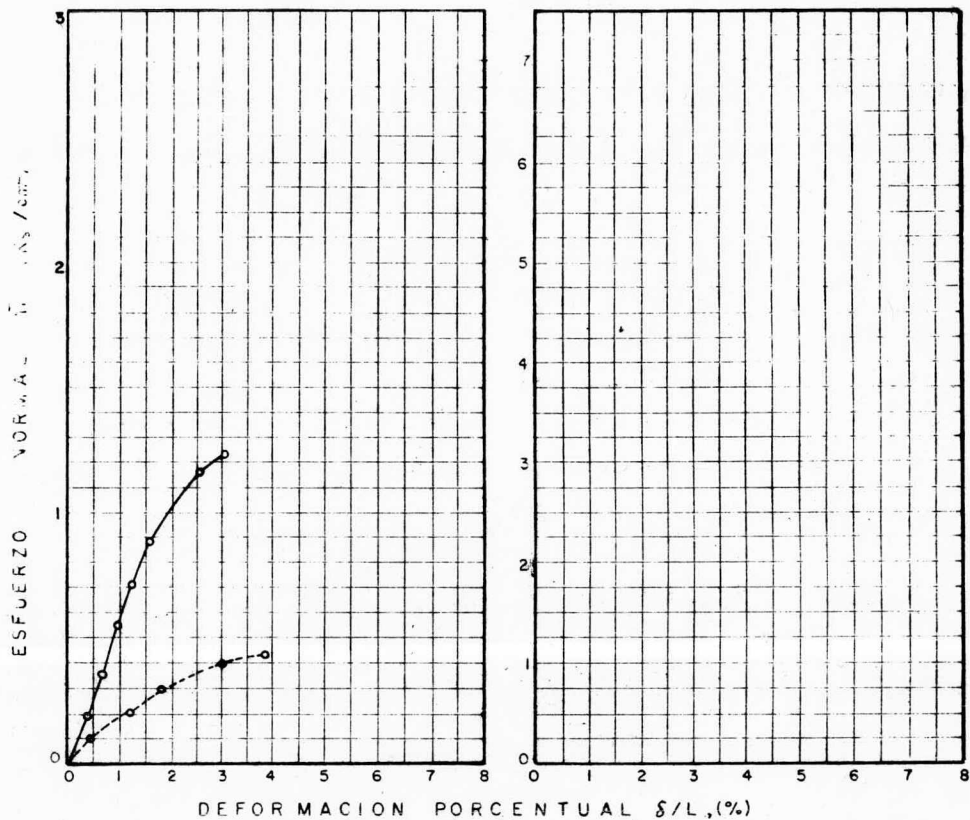
SONDEO	PROF.	d_{10}	d_{30}	d_{60}	C_u	C_c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.T.
	m	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	
5128	22.70	—	—	0.32	—	—	—	69.30	30.70	S C
	25.00	—	0.28	0.78	—	—	27.60	59.40	13.00	S C



ANALISIS GRANULOMETRICO

FIG.

66

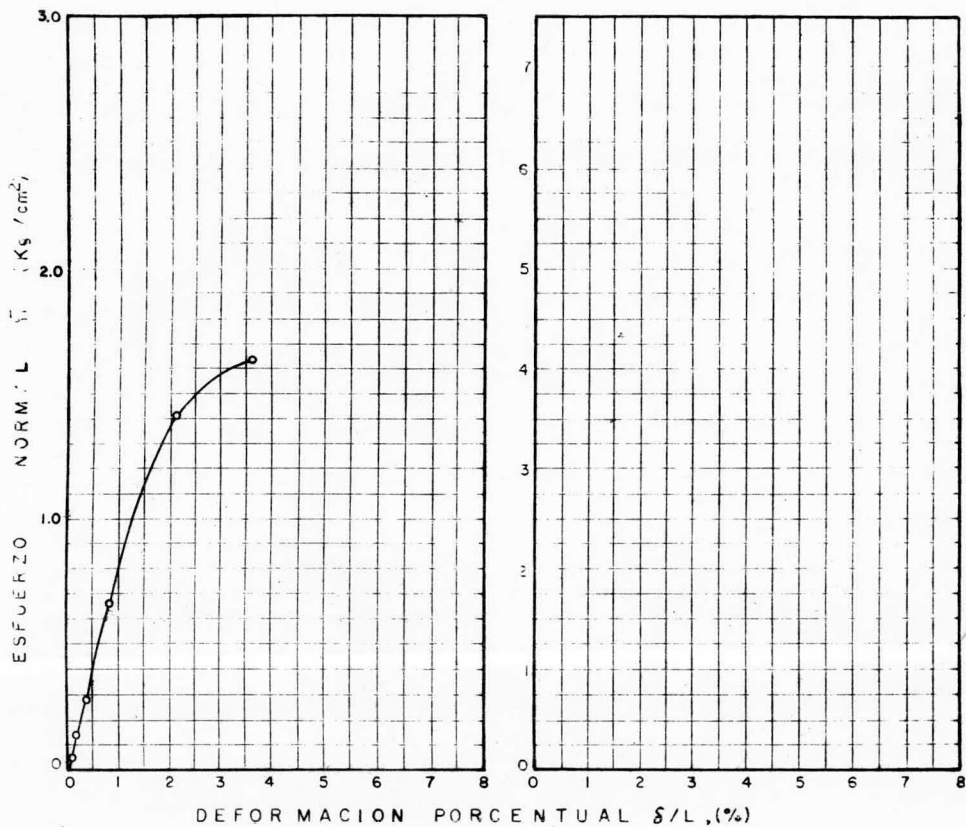


SIMBOLOGIA	PROF. m.
○—○	3.20
○- -○	9.30
△- -△	

SIMBOLOGIA	PROF. m.
○—○	
○- -○	
△- -△	

SONDEO 5126
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

FIG.
 26

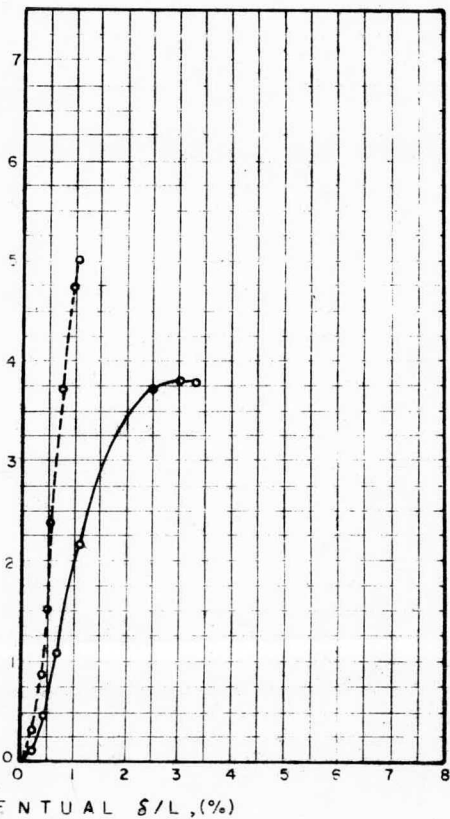
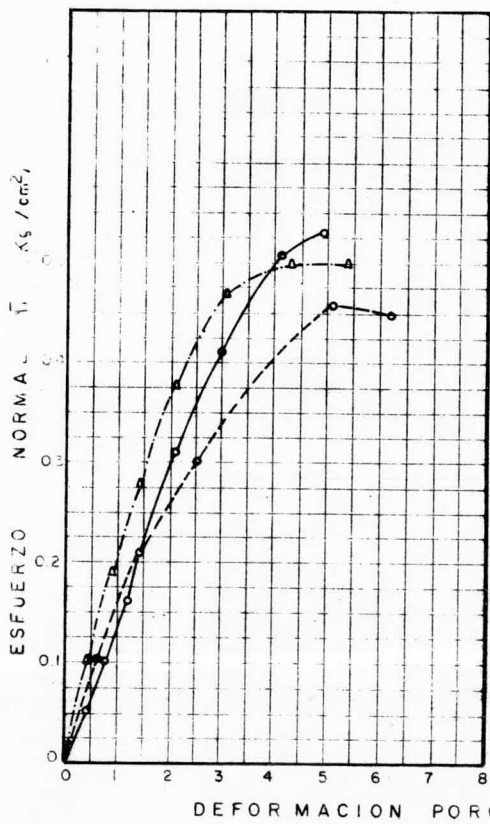


SIMBOLOGIA	PROF. m.
○ ——— ○	3.20
○ - - - - ○	
△ - - - - △	

SIMBOLOGIA	PROF. m.
○ ——— ○	
○ - - - - ○	
△ - - - - △	

SONDEO 5127'
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

FIG
 37



SIMBOLOGIA	PROF. m.
○ ——— ○	1.20
○ - - - - ○	5.00
△ - · - · - △	7.10

SIMBOLOGIA	PROF. m.
○ ——— ○	14.90
○ - · - · - ○	18.42
△ - · - · - △	

SONDEO 5128
 COMPRESION SIMPLE
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION

FIG.

51

V. Estratigrafía y Propiedades del Subsuelo

Es obvio que durante la etapa de proyecto y la de construcción, deba contarse con la información necesaria y correcta del tipo de subsuelo con el que se vaya a trabajar. El conjunto de estos datos permitirá al proyectista tener una idea razonablemente exacta de las propiedades físicas del suelo que considere en su análisis. Es en realidad, en el laboratorio en donde el proyectista obtendrá los datos definitivos para su trabajo. Primero, clasificará al suelo y después decidirá las pruebas más adecuadas que se harán al suelo para conocer la deformación y resistencia a los esfuerzos.

En el presente capítulo se expondrán los resultados que se obtuvieron de las pruebas hechas. Se mostrarán los perfiles estratigráficos que resultan de la prueba de penetración estándar, que son la representación gráfica de los distintos estratos que componen el subsuelo. Estos estratos tienen propiedades semejantes (tal como se indica en cada perfil estratigráfico) tales como la compacidad, consistencia, granulometría y por supuesto el suelo. También se mencionarán los resultados de los ensayos de laboratorio, ensayos que se definieron en el capítulo anterior y que en este se mencionarán los resultados que de ellos se obtuvieron. Con los resultados que aporte tanto este capítulo como los anteriores y conjuntamente con las teorías, apropiadas para cada problema, se procederá a analizar el tipo de cimentación que mayor seguridad proporcione a las estructuras que ahí se instalarán.

Cabe señalar, que la estratigrafía y propiedades del subsuelo que se mencionan para el sondeo 4583 son a partir del corte hecho en esa zona para conformar el terreno.

El nivel de aguas freáticas (N.A.F.) se localizó en todos los casos a 0.20 m. de profundidad.

Los distintos estratos están compuestos principalmente por arenas arcillosas (SC) color gris y en ocasiones café claro. Este suelo se encontró a distintas profundidades; desde el nivel superficial, en unas ocasiones, y en otras a partir de los 7 mts, etc. Los sondeos tienen una longitud de exploración de 25 mts. aproximadamente y en todos el último suelo encontrado fué arena arcillosa. La compacidad de éste suelo varía desde muy suelta (con $N=3$, siendo "N" el número de golpes en la prueba de Penetración Estandar) hasta muy compacta (N mayor que 60): el contenido natural de agua (w) medio es 30% aproximadamente. El límite líquido (LL) fué de 40% y 17% el límite plástico (LP) siendo ambos valores anteriores un promedio de los límites plásticos.

Las arcillas de alta plasticidad (CH) en su mayoría de color gris, ocupan el 2o. lugar de los suelos que se encontraron con mayor frecuencia. Estos estratos tienen la característica de encontrarse a profundidades más o menos iguales lo cual muestra que el subsuelo conserva propiedades semejantes, al menos en lo que respecta a el área que cubren los sondeos. La consistencia varía entre blanda ($N=3$) y dura (N mayor que 30). El valor medio del contenido natural de agua (w) es de 26% encontrándose valores máximos y mínimos de 40% y 16% respectivamente. El límite plástico promedio es de 18% y el líquido de 65%, también valor promedio.

A continuación se exponen las propiedades del subsuelo sondeo por sondeo.

Sondeo 5126

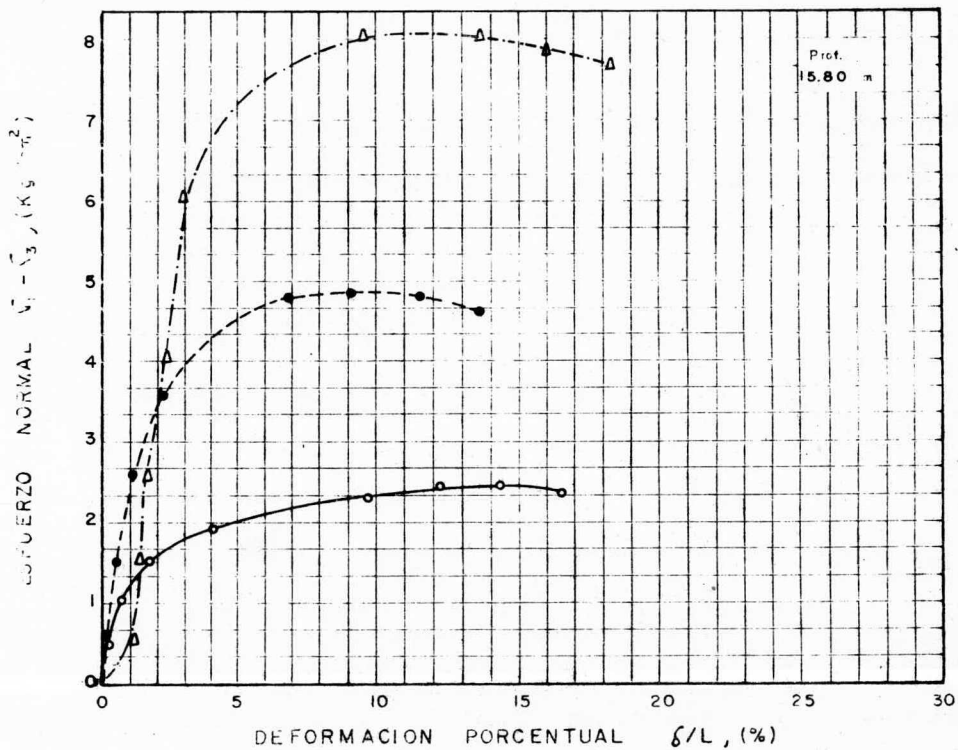
La profundidad máxima de exploración fué 25 mts. (fig. 25) encontrándose principalmente arenas arcillosas y arcillas de alta plasticidad (CH). Desde el nivel 0.0 y 3.40 mts. de profundidad se localizó el primer estrato areno-arcilloso. El contenido natural de agua fué de 30% y el límite plástico y el líquido de 20% y 47% respectivamente.

La compacidad varió entre muy suelta con $N=6$ y mediana con $N=13$. En este estrato se localizó el nivel de aguas freáticas a 0.20 mts. de profundidad. Las pruebas hechas con el torcómetro indican una resistencia al corte de 1.5 kg/cm^2 . El color es gris claro.

Subyaciendo a este estrato se halló otro de arcilla de alta plasticidad localizada desde los 3.40 y hasta los 5.60 mts. El valor medio del contenido natural de agua es de 23% y sus límites líquido y plástico de 40% y 14% respectivamente. La consistencia esta entre blanda con $N=3$ y media con $N=6$.

Con la muestra No. 5 extraída de 3.20 mts. se hizo un ensaye de compresión simple (fig. 26) y los resultados son: el esfuerzo normal máximo aplicado fué de 1.23 kg/cm^2 con una deformación porcentual de 3.1%. El color de la arcilla es gris amarillento.

Después, se encontró un estrato areno-arcilloso localizado desde los 5.60 hasta 17.20 mts. La compacidad varía entre muy suelta con $N=6$ hasta muy compacta con N mayor que 60. Esta característica se localiza a 16.10 mts. por primera vez y



SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.50	1.90	4.10
●—●	2.00	4.80	6.80
△—△	4.00	6.40	3.50

SONDEO 5126
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

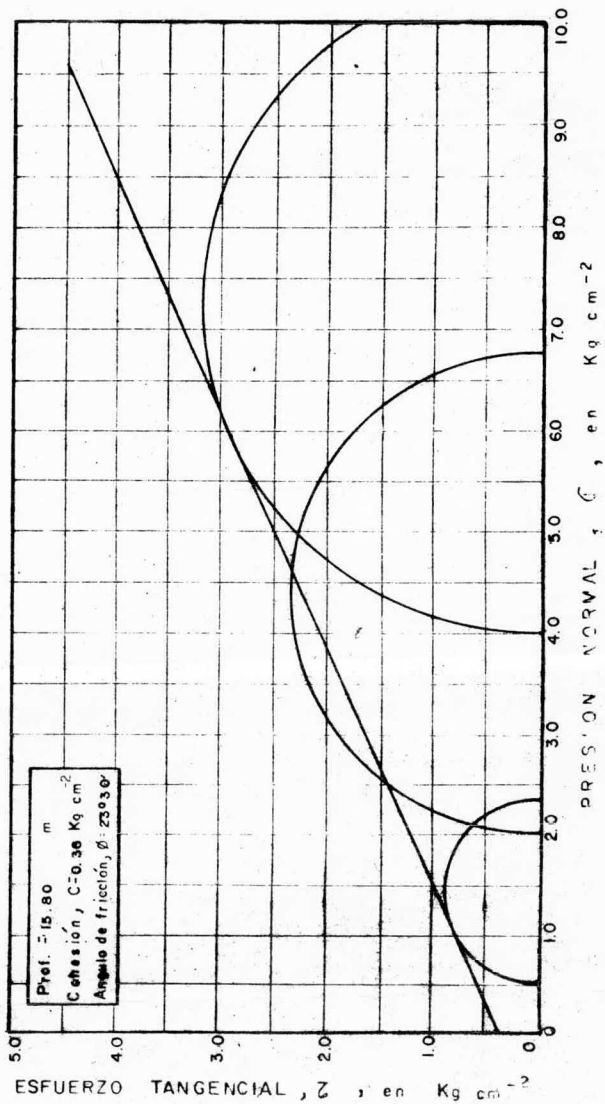
FIG.
 27

a 16.80 mts. por segunda. Su contenido natural de agua (w) promedio es de 24%. El color es gris claro.

La prueba con el torcómetro indicó que la resistencia al corte fué de 0.30 Kg/cm^2 como valor mínimo y 0.50 Kg/cm^2 como máximo. Los límites plástico y líquido medios fueron 15% y 40% respectivamente. Se hizo una prueba de compresión simple (fig.26) a una muestra localizada a 9.30 mts. El esfuerzo normal "a la falla" fué 0.43 Kg/cm^2 . La prueba triaxial consolidada rápida hecha con un espécimen encontrado a 15.80 m. aportó los siguientes resultados: los esfuerzos confinantes (fig. 27) fueron 0.50, 2.00 y 4.00 Kg/cm^2 ; el esfuerzo normal y su deformación porcentual son los siguientes: 1.90 Kg/cm^2 y 4.10%; 4.80 Kg/cm^2 y 0.30%; 6.40 Kg/cm^2 y 3.50%. Con los datos anteriores se construyeron los círculos de Mohr (fig.28) y resultó una cohesión $c = 0.36 \text{ Kg/cm}^2$ y un ángulo de fricción interna $\phi = 23^\circ 30'$.

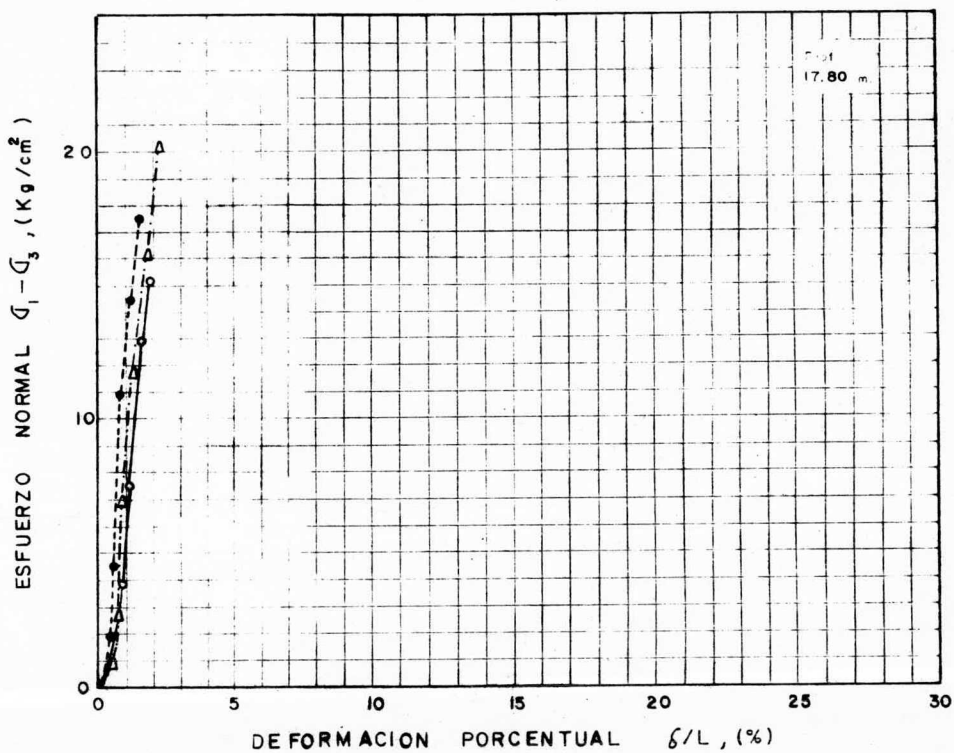
Entre los 17.20 mts. y los 19.30 mts. aproximadamente se encontró arcilla de alta plasticidad (CH) y presentó una consistencia dura con "N" mayor de 60 golpes. Siendo éste estrato el 3º que presentó esta característica. Su color es gris claro. El límite plástico es de 18% y el líquido de 58%: el contenido natural de agua de 25% como valor medio. La fig. 29 muestra las "curvas esfuerzo-deformación" de un ensaye de compresión triaxial-rápida que se le hizo a una muestra encontrada en éste estrato a 17.80 mts. de profundidad. Los resultados estan en la tabla de dicha figura. Con los datos de la fig. 29 se construyeron los "círculos de Mohr" (fig. 30) y se obtuvo una cohesión $c = 4.00 \text{ Kg/cm}^2$ y un ángulo de fricción interna $\phi = 27^\circ 30'$. La compacidad de éste suelo varía entre mediana siendo $N=17$ (esto cerca de los 25 mts. de profundidad) y compacta con $N=46$ en los 21.5 mts. aproximadamente. De los 19.30 mts. a los 25.0 mts. se encontró un estrato areno-arcilloso de color gris, con una compacidad mediana.

PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LÍQUIDO	ÍNDICE DE PLASTICIDAD	GRADUALIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMÉTRICO NATURAL	PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACIÓN AXIAL EN LA BOLA	CLASIFICACION SUCCS.
	NATURAL	W _l				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL		VENOR	MAYOR		
m	%	%	%	%	S_u	e_i	e_f	%	Gr	$K_{y m^{-3}}$	$Kg cm^{-2}$	$Kg cm^{-2}$	%	
15.80	24.6	23.9	—	—	2.54	0.73	0.71	85.60	85.50	1836	0.50	2.40	4.10	
	25.1	23.4	—	—	2.64	0.79	0.74	83.90	83.50	1847	2.00	6.80	6.80	SC
	24.3	21.9	—	—	2.70	0.84	0.80	78.10	73.90	1826	4.00	10.40	3.50	



SONDEO 5126
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA

F15
 28

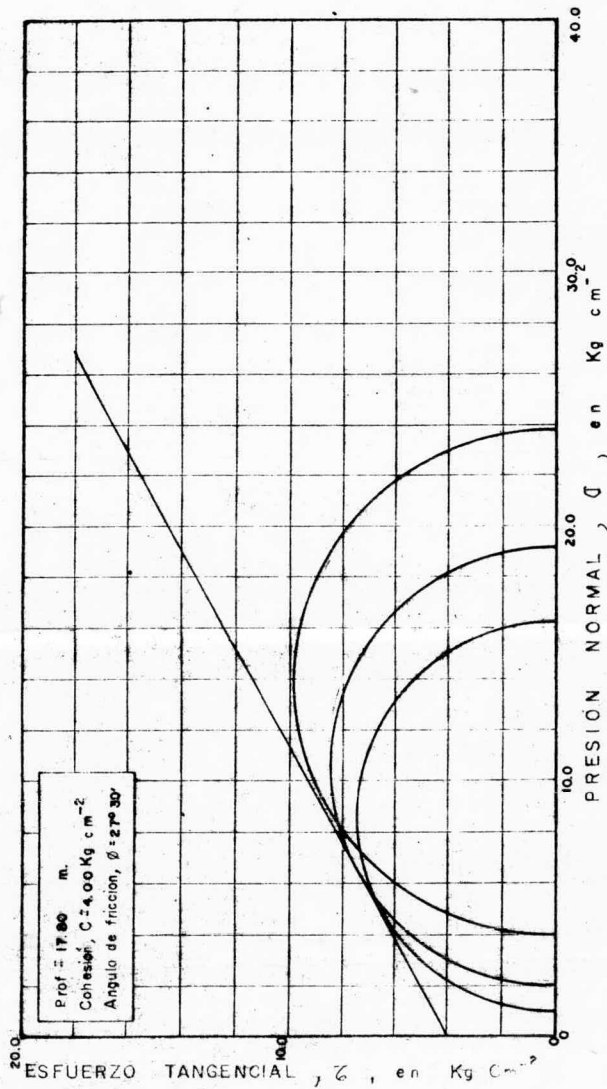


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$, (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L , (%)
○—○	1.00	15.20	1.90
●—●	2.00	17.40	1.50
△—△	4.00	20.05	2.30

SONDEO 5126
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
 29

PROF.	DENSIDAD DE SÓLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL					MEJOR	PEOR	HUMEDO	SECO	
m.	S.	e _i	w _i	w _f	%	G _i	G _f	LL	LP	p	d/L	σ _r	σ _r	Y _h	Y _s	
			%	%	%	%	%	%	%	%	%	Kgcm ⁻²	Kgcm ⁻²	Kg m ⁻³	Kg m ⁻³	
17.80	2.70	0.67	22.9	22.9	92.28	92.28	92.28				1.90	1.00	16.20	1981	1612	
	2.64	0.68	25.7	25.6	99.77	99.38		59.5	19.4	40.1	1.50	2.00	19.40	1974	1571	
	2.69	0.67	23.1	22.8	92.74	91.54					2.30	4.00	24.05	1973	1603	C H



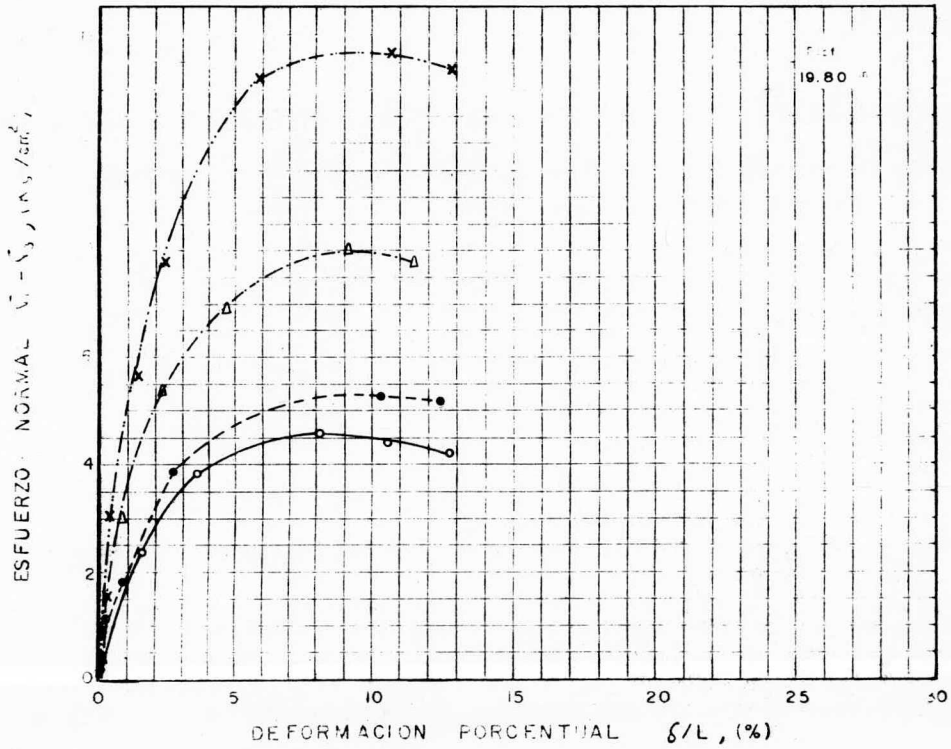
El valor promedio del contenido natural de agua (w) es de 19%. Se encontró una resistencia al corte (prueba con torcómetro) de 0.20 Kg/cm^2 . Las curvas esfuerzo-deformación (fig. 31) son de un ensaye de compresión triaxial consolidada rápida hecha a un espécimen extraído de 19.80 m. Los esfuerzos normal y sus respectivas deformaciones son los siguientes: 3.8 Kg/cm^2 y 3.6%; 3.9 Kg/cm^2 y 2.7%; 6.8 Kg/cm^2 y 4.7%; y 11.2 Kg/cm^2 y 5.8%. Los círculos de Mohr resultantes son los de la fig. 32 cuyo valor de la cohesión es $c = 0.70 \text{ Kg/cm}^2$ y ángulo de fricción $\phi = 31^\circ 30'$.

La fig. 33 muestra las curvas "esfuerzo- deformación" cuyos esfuerzos confinantes fueron 0.50 Kg/cm^2 , 1.00 Kg/cm^2 , 2.00 Kg/cm^2 y 4.00 Kg/cm^2 . Los esfuerzos normales y sus deformaciones respectivas son: 1.85 Kg/cm^2 y 3.60%; 3.2 Kg/cm^2 y 6.1%; 4.6 Kg/cm^2 y 3.6%; y 8.6 Kg/cm^2 y 6.2%. La fig. 34 muestra que la cohesión es: $c = 0.30 \text{ Kg/cm}^2$ y el ángulo de fricción $\phi = 29^\circ 30'$. Esta muestra se extrajo de 22.30 mts. de profundidad.

El análisis granulométrico (fig. 35) muestra que los suelos encontrados a 21.30 Mts. y 23.50 mts. son areno-arcillosos.

Sondeo 5127'

Entre el nivel superficial (fig. 36) y los 6.70 mts. de profundidad existe un estrato de arcilla de alta plasticidad café claro. Su contenido natural de agua es de 16% (a los 0.1 mts. de profundidad aproximadamente) y 33% (en los 4 mts.) valores mínimo y máximo. Los valores medios del límite plástico y el líquido son: 19% y 57%. Los valores extremos de la resistencia al corte encontrados con el torcómetro son: 2.3 Kg/cm^2 y 0.97 Kg/cm^2 . La consistencia varía entre "firme" (N=9) y "muy firme" (N=30). A la muestra No. 5 (extraída de una profundidad de 3.0 m.) se le practicó un ensaye de compresión simple (fig. 37). El esfuerzo normal máximo fué del 6.4 Kg/cm^2 y la deforma-

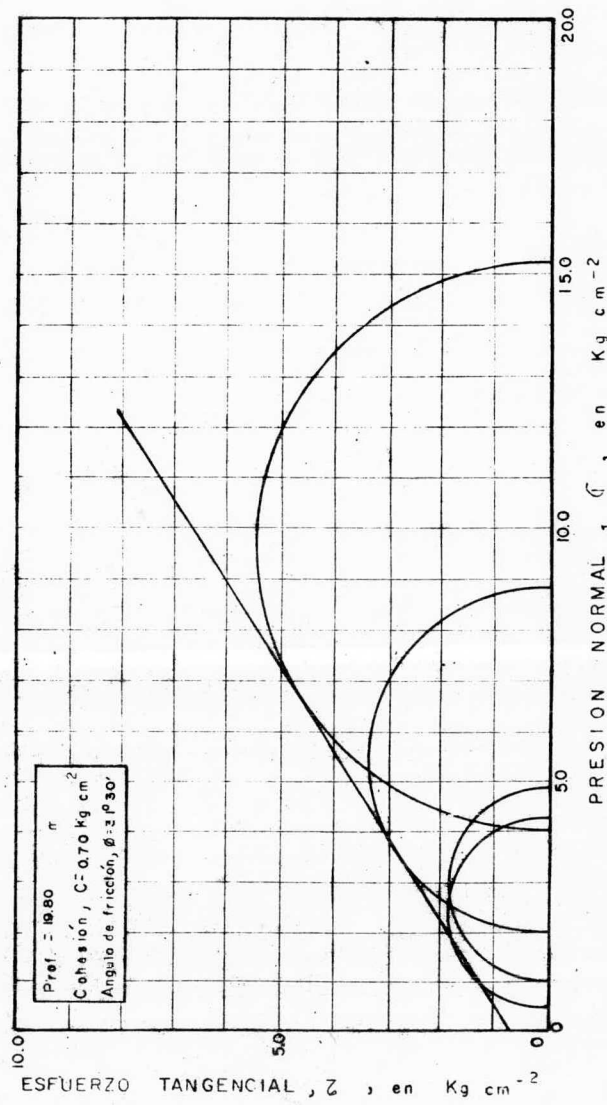


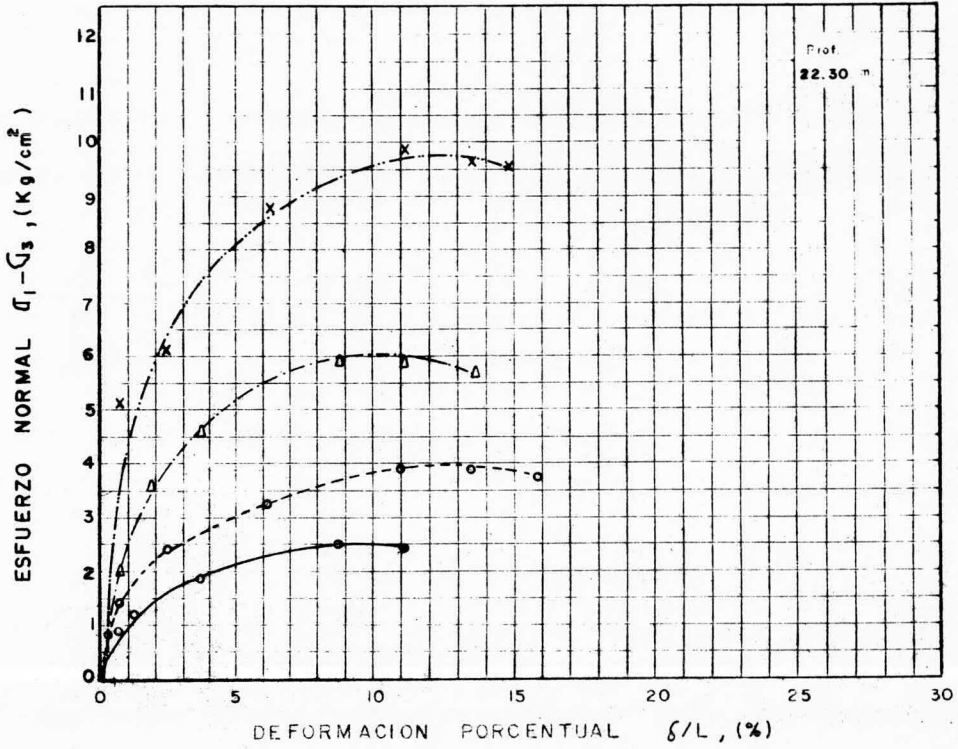
SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE $\bar{\sigma}_3$ (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\bar{\sigma}_1 - \bar{\sigma}_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.50	3.80	3.60
●—●	1.00	3.90	2.70
△—△	2.00	6.80	4.70
×—×	4.00	11.20	5.80

SONDEO 5126
CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
31

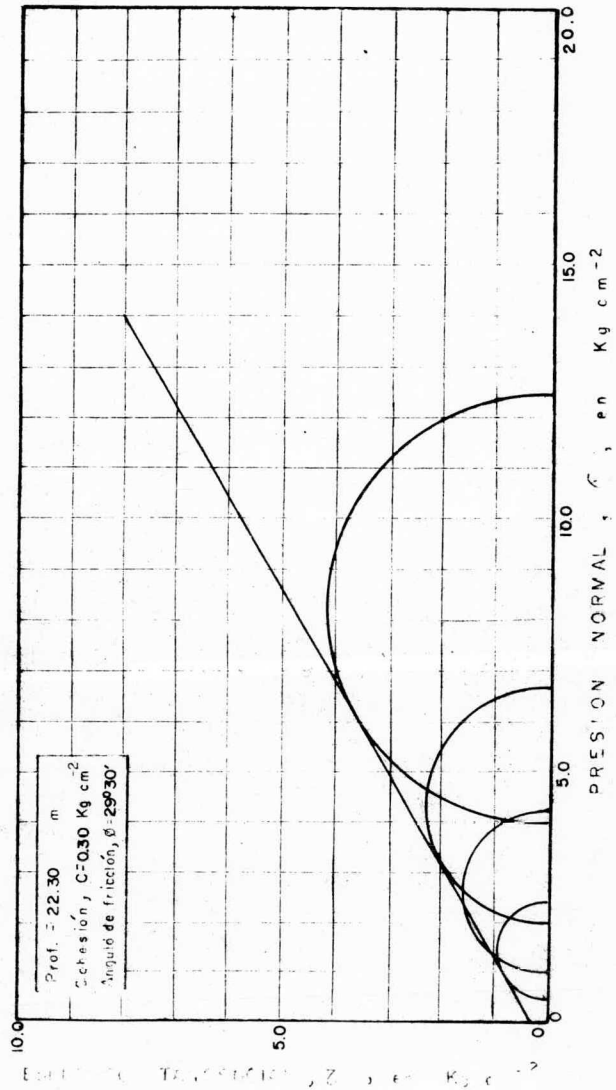
PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRIC	PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNIFORME EN LA FALLA	CLASIFICACION SUCS
	NATURAL	FINAL				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL		MEJOR	PEOR		
m	W_i	W_f	L_L	I_p	S_s	e_i	e_f	G_i	G_f	γ_h	c_{III}	c_I	ϵ	
	%	%	%	%				%	%	$Kg\ m^{-3}$	$Kg\ cm^{-2}$	$Kg\ cm^{-2}$	%	
19.80	15.1	14.6			2.57	0.46	0.44	84.40	85.30	2022	0.50	4.30	3.60	SC
	16.7	15.8			2.69	0.48	0.44	93.60	97.20	2124	1.00	4.90	2.70	
	14.6	15.3			2.62	0.44	0.42	87.50	95.40	2079	2.00	8.80	4.70	
	14.8	14.0			2.53	0.40	0.36	94.20	99.10	2079	4.00	15.20	5.80	





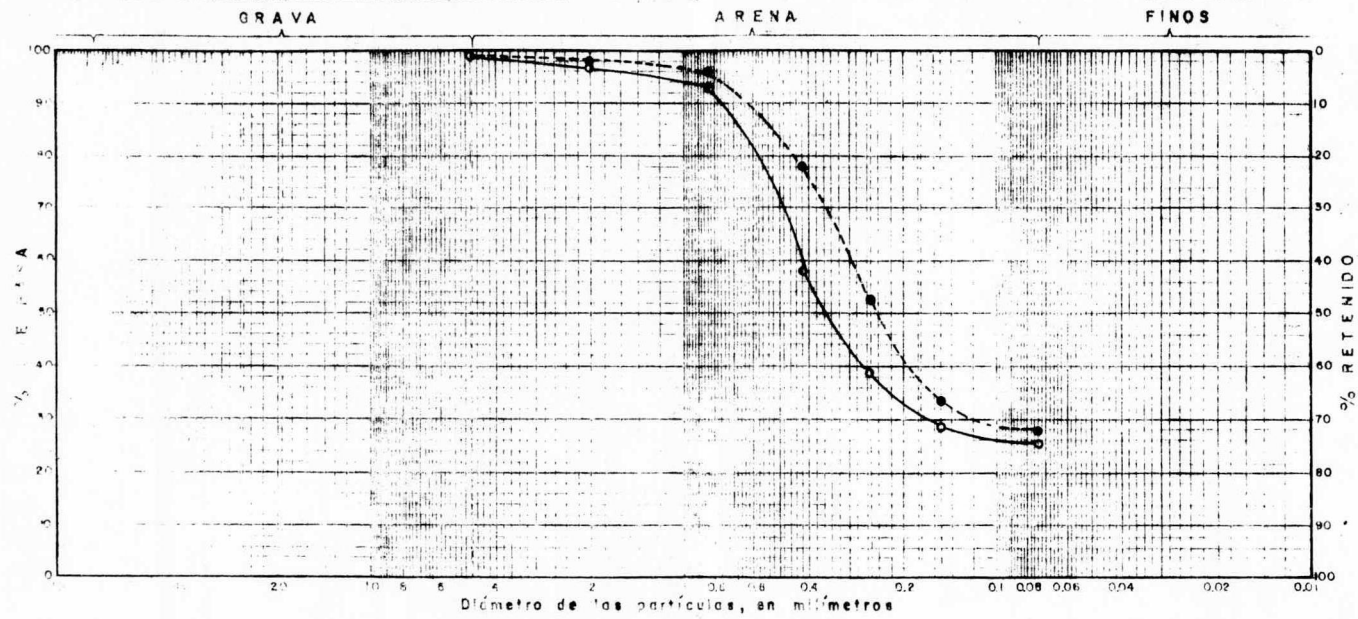
SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DE FORMACION δ/L (%)
○—○	0.50	1.85	3.60
●—●	1.00	3.20	6.10
△—△	2.00	4.60	3.60
×—×	4.00	8.60	6.20

PROFUNDIDAD	GRANULOMETRÍA		LÍQUIDO PLÁSTICO	INDICE DE FLUJIDAZ	GRANULOMETRÍA DE FASOS	GRADO DE SATURACION		PESO VOL. HUMEDOS	PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACIÓN UNIFORME AXIAL EN LA FALLA	CLASIFICACION SUCS.
	MAYOR	Menor				NATURAL	FINAL		Menor	Mayor		
m	%	%	%		NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL	γ_h	C_{II}	C_I	ϵ
					%	%	%	%	$Kg\ m^{-3}$	$Kg\ cm^{-2}$	$Kg\ cm^{-2}$	%
22.30	25.1	24.5			0.63	0.64	105.3	101.8	2004	0.50	2.35	3.60
	24.3	24.4			0.64	0.64	99.5	99.9	1995	1.00	4.20	6.10
	24.2	21.3			0.55	0.47	—	—	2056	2.00	6.60	3.60
	24.7	21.3			0.67	0.56	96.6	99.7	1960	4.00	12.6	6.20



SONDEO 5126
COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA

SONDEO	D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S.U.C.S.
	mm	mm	mm	—	—	%	%	%	
5126	21.30	0.16	0.43				73.40	26.60	S C
	23.50	0.12	0.29				71.30	28.70	S C



ANALISIS GRANULOMETRICO

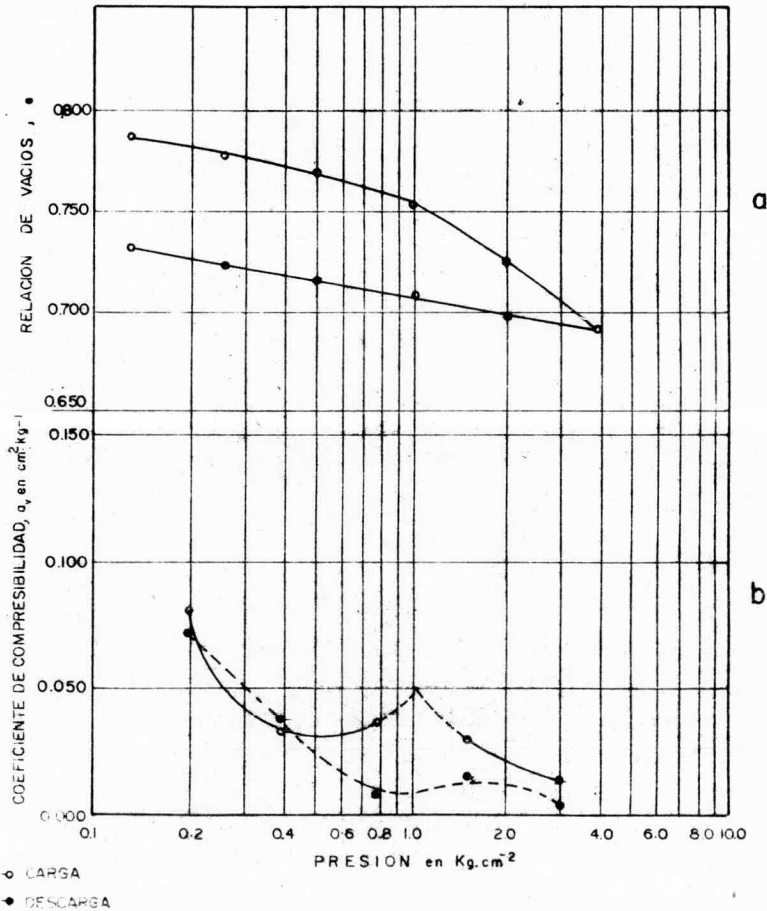
FIG. 35

ción 3.7%. De 5,40 mts. de profundidad se extrajo una muestra a la que se le hizo un ensaye de compresibilidad. Los resultados se encuentran en la fig. 38. La relación de vacíos (e) inicial (fig. 38.a), fué 0.79 y al terminar la etapa de carga 0.690. Al finalizar la descarga la relación de vacíos tuvo un valor de 0.735. El coeficiente de compresibilidad (fig. 38,b) inicial es 0.82 cm^2 y el final (al terminar la etapa de carga) $0.140 \text{ cm}^2/\text{Kg}$. En la descarga, el primer valor es $0.004 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ y al finalizar $0.072 \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

Las curvas esfuerzo-deformación (fig. 39) correspondiente a un ensayo de compresión triaxial-rápida hecho con una muestra extraída de 5,40 mts. Los esfuerzos confinantes son: 0.25 Kg/cm^2 , 0.50 Kg/cm^2 , 1.00 Kg/cm^2 y 2.00 Kg/cm^2 . Los esfuerzos normales y las deformaciones son (para cada uno de los esfuerzos confinantes anteriores): 1.66 Kg/cm^2 , 4.6 %; 1.98 Kg/cm^2 y 4.7%; 2.08 Kg/cm^2 y 4.8%; 2.10 Kg/cm^2 y 4.6%; la cohesión y el ángulo de fricción (fig. 40) valen: $c = 0.91 \text{ Kg/cm}^2$ y $\theta = 3^\circ 0'$.

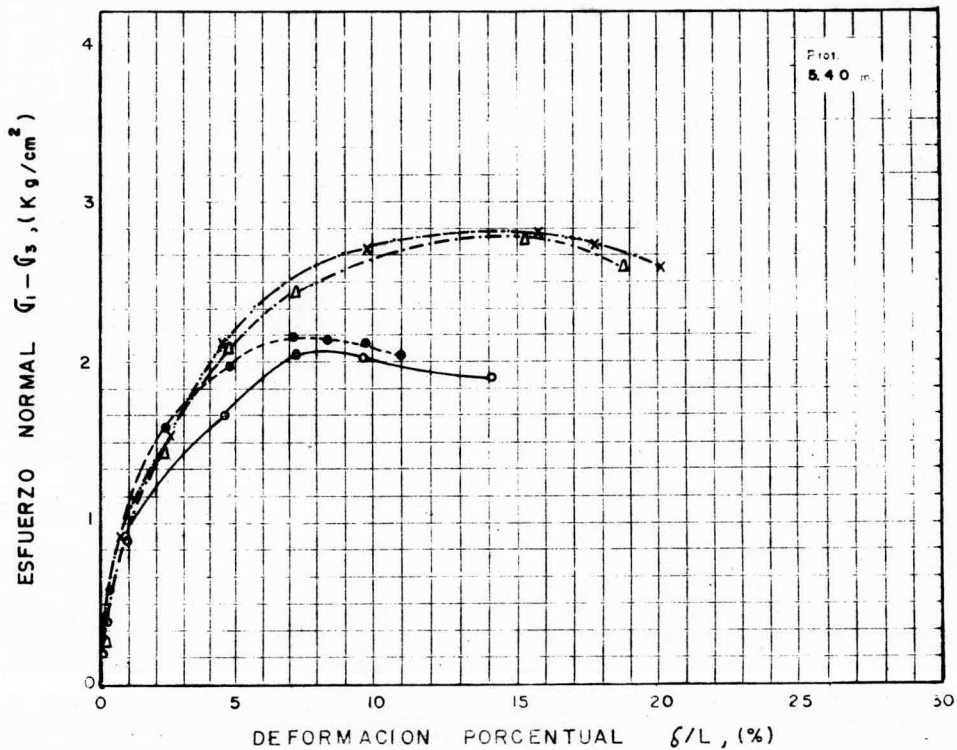
Entre los 6.70 mts. y los 11.90 mts. se encontró un estrato areno-arcilloso color gris verdoso. La compacidad es mediana con valores de "N" entre 16 y 19. Los valores medios para el contenido natural de agua y los límites plástico y líquido son: 24%, 16% y 47%. La resistencia media al corte es de 0.25 Kg/cm^2 (prueba hecha con torcómetro). En un ensaye de compresión triaxial consolidada-rápida hecho a una muestra localizada a 7.20 mts. de profundidad (fig.41) se determinaron los siguientes valores de esfuerzo normal y deformación (con valores de esfuerzos confinantes de 0,25, 0,50, 1,00 y 2,00 Kg/cm^2 , respectivamente): 1.48 Kg/cm^2 , 4.60%; 1.54 Kg/cm^2 , 6.80%; 2.68 Kg/cm^2 , 6.90%; 4.36 Kg/cm^2 , 6.90%; el ángulo de fricción (fig.42) valió $29^\circ 0'$ y la cohesión 0.20 Kg/cm^2 . A un espécimen extraído de 9,2 mts. se le practicó un ensaye de compresión triaxial consolidada-rápida. Las curvas esfuerzo de-

SON- DEO 5127	DENSIDAD DE SÓLIDOS		RELACION DE DEVICORAL DE AGUA		CONTENIDO NATU- RAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	VOLUMEN TRICO	RECOM- PRESION	COMPRESION	PLASTICIDAD	PERMEABILIDAD	TIPO DE CONSOLIDACION
	ρ_s	ρ_i	w_i	w_f	G_i	G_f	LL	IP	V_m	Cr	Cc	P_o	P_c	APC	SUCS.	
3.40	2.83	0.79	28.9	32.5	—	—	51.2	35.6	1788							CH



SONDEO 5127¹
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

FIG.
38

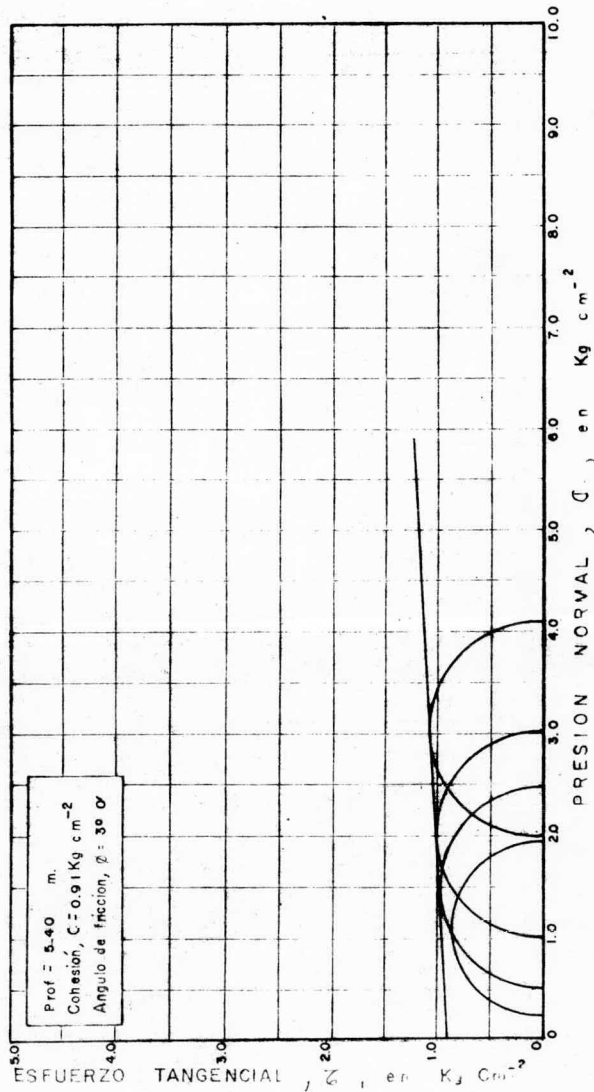


SÍMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L , (%)
○ — ○	0.25	1.66	4.60
● — ●	0.50	1.98	4.70
△ — △	1.00	2.08	4.80
× — ×	2.00	2.10	4.80

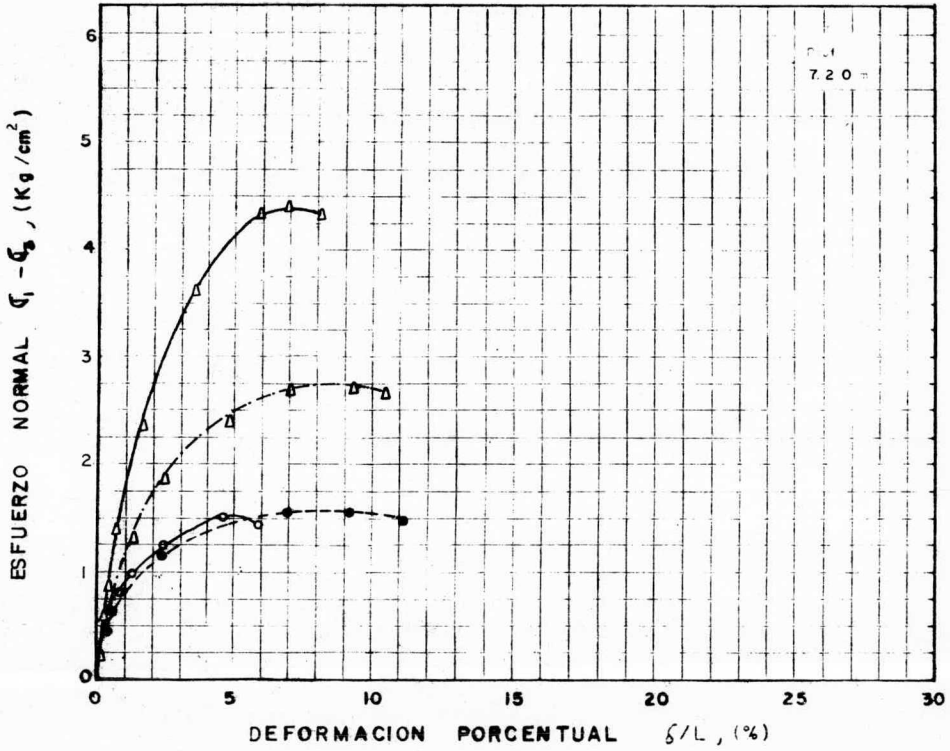
SONDEO 5127'
 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
 39

PROF	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO/PLASTICO		INDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO SECO		CLASIFICACION
	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	LP			Menor	Mayor	Y _h	Y _s	
S	e	W	%	%	G _i	G _f	%	%	Ip	%	σ ₁	σ ₃	Kg cm ⁻³	Kg m ⁻³	S.U.C.S.
m.															
	2.63	0.76	24.9	24.8	86.16	85.82				4.60	0.25	1.91	18.63	1492	
5.40	2.63	0.75	24.5	24.5	85.91	85.91	50.7	15.8	34.9	4.70	0.50	2.48	1865	1498	
	2.57	0.72	27.3	27.3	97.44	97.44				4.80	1.00	3.08	1902	1500	
	2.61	0.74	26.0	25.9	91.70	91.35				4.60	2.00	4.10	1889	1499	CH



SONDEO 5127'
ENSAYES DE COMPRESION TRIAXIAL-RAPIDA

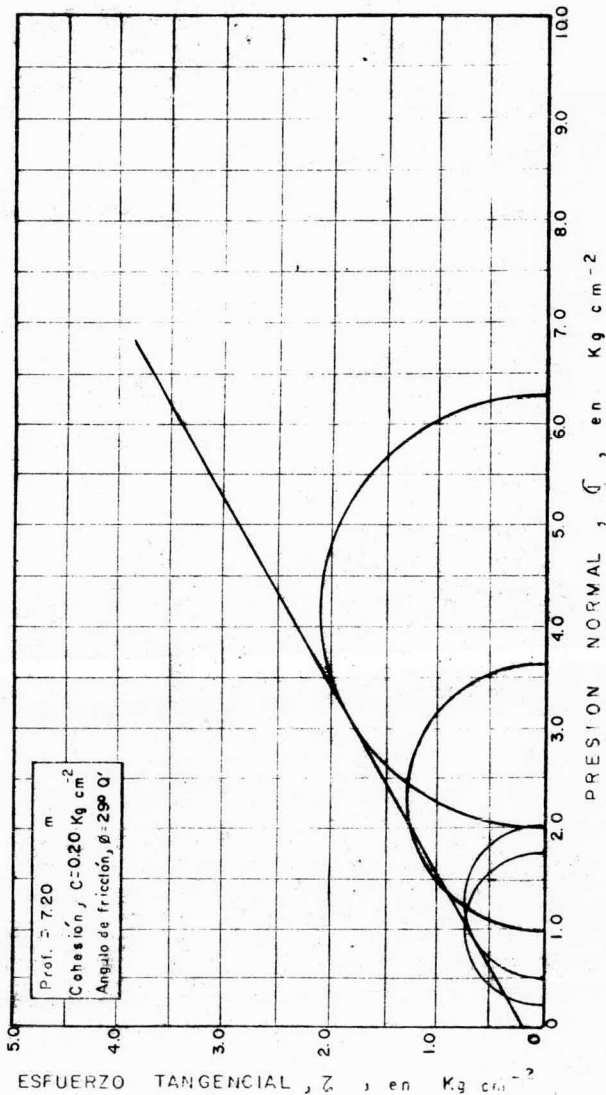


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.25	1.48	4.60
●—●	0.50	1.54	6.80
△—△	1.00	2.68	6.90
△—△	2.00	4.36	6.90

SONDEO 51271
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG
 41

PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO I _p	DIFERENCIAL DE SOLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRIC	PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION AXIAL EN LA FALLA	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL W _n	FINAL W _f				NATURAL e _i	FINAL e _f	NATURAL G _i	FINAL G _f		MENOR c _{III}	MAYOR c _I		
7.20	%	%	%	%	—	—	—	%	%	Kg m ⁻³	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	%	SC
	28.9	28.7	—	—	2.53	0.85	0.84	86.02	86.44	1762	0.25	1.73	4.60	
	30.6	32.6	38.4	18.9	2.55	0.87	0.86	89.68	96.66	1777	0.50	2.04	6.80	
	28.5	28.6	—	—	2.54	0.82	0.81	88.28	89.70	1785	1.00	3.68	6.90	
	30.3	30.1	—	—	2.60	0.92	0.90	85.63	87.00	1764	2.00	6.36	6.90	



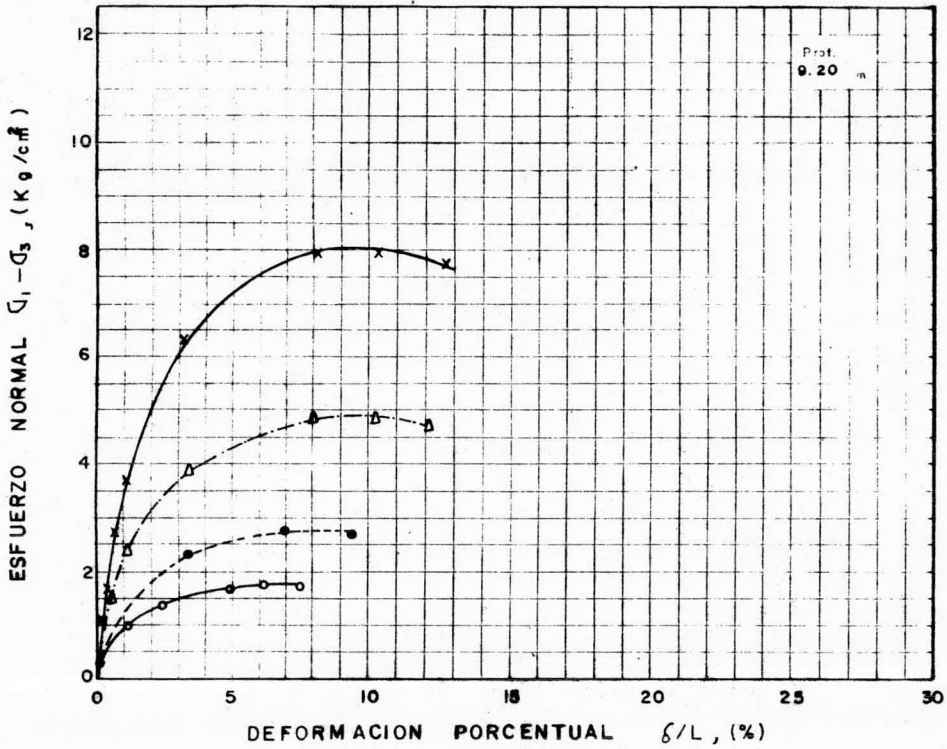
SONDE 51271
COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA

formación (fig. 43) cuyos valores de esfuerzo confinantes fueron 0.50, 1.00, 2.00 y 4.00 Kg/cm², dieron como resultado los siguientes esfuerzos normales y deformaciones: 1.65 Kg/cm², 4.80%; 2.30 Kg/cm², 3.40%; 3.8 Kg/cm², 3.50%; 6.30 Kg/cm², 3.30%. La cohesión y el ángulo de fricción (fig. 44) valieron: 0.32 Kg/cm² y 24°0' respectivamente. El último ensaye, hecho a una muestra de éste estrato en particular, fué de compresibilidad (fig. 45.). La relación de vacíos (e) inicial fué 0.83 y la final (al término de la etapa de carga) fué 0.73. Cuando finalizó la fase de descarga la relación de vacíos alcanzó un valor de 0.78. El coeficiente de compresibilidad (fig. 45.b) vale 0.13 cm²/Kg y 0.022 cm²/Kg; y 0.006 y 0.13 cm²/Kg (valores inicial y final para las etapas de carga y descarga respectivamente).

A partir de los 11.90 mts. y hasta 18.90 mts. se localizó un estrato de arcilla de alta plasticidad gris verdoso en unas ocasiones y café claro en otras. La consistencia es dura pues el valor mínimo de "N" es 35, y el mayor es superior a los 60 golpes. A los 14.30 m. se encontró el primer estrato donde la resistencia a la penetración estandar es mayor de 60 y se conservó con ese valor hasta los 25 mts. en donde dicha resistencia bajo a 30 golpes.

Los valores medios del contenido natural de agua, los límites líquido y plástico y la resistencia de corte hecha con torcómetro son respectivamente: 28%, 57%, 21%, 1.75 Kg/cm². En el ensaye de compresión triaxial-rápida (fig. 46) se aplicaron esfuerzos confinantes de 1.00, 2.00 y 4.00 Kg/cm² y los esfuerzos normales y deformaciones son los siguientes: 4.25 Kg/cm², 5.10%; 6.15 Kg/cm², 4.60%; 6.10 Kg/cm², 5.7%

La cohesión y el ángulo de fricción (fig. 47) valieron: 1.37 Kg/cm² y 14°0'. Se empleó una muestra localizada a 13.40 mts. Con la muestra No. 23 extraída de 15.60 m.

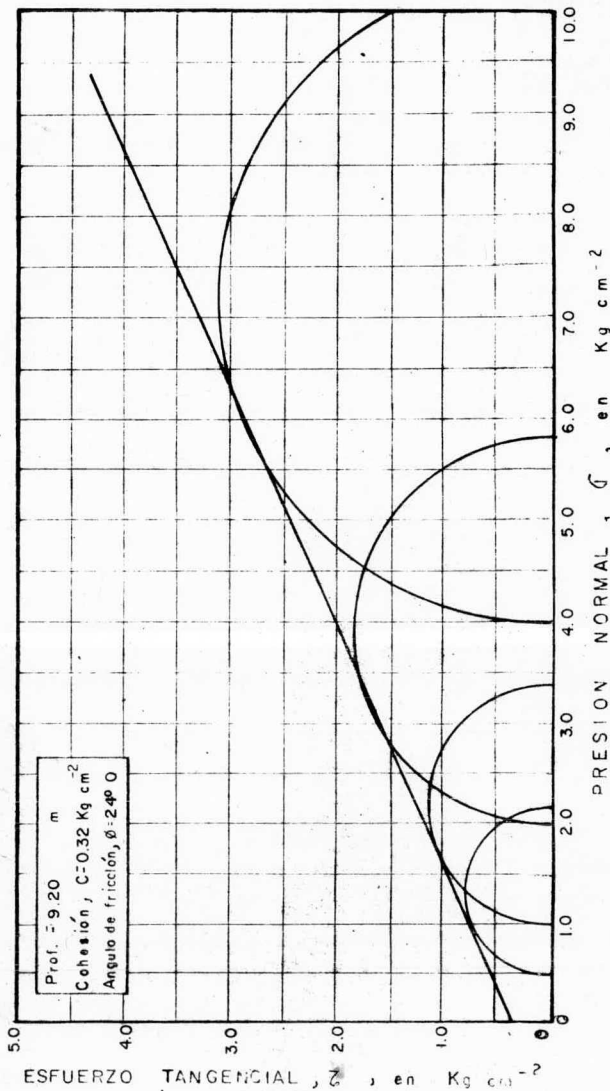


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.50	1.65	4.80
●—●	1.00	2.30	3.40
△—△	2.00	3.80	3.50
×—×	4.00	6.30	3.30

SONDEO 5127'
CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
COMPRESION TRIAXIAL

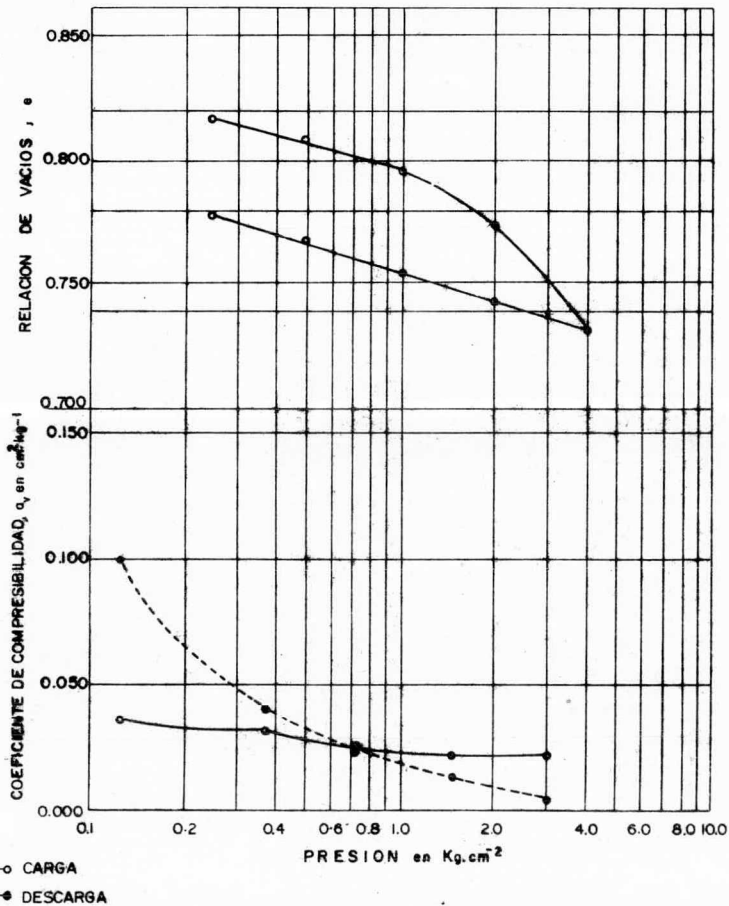
FIG
43

PROF.	CONTENIDO DE AGUA		LÍMITE LÍQUIDO	ÍNDICE PLÁSTICO	DEBIDAD DE SUELOS	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRIC	PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA BARRA	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL	FINAL				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL		MEJOR	PEOR		
m	W	W _f	LL	Ip	S _s	e _i	e _f	U _i	U _f	γ _n	σ _{iii}	σ _i	ε	
9.20	19.0	19.7			2.75	0.73	0.71	71.60	76.30	1895	0.50	2.15	4.80	SC
	18.4	18.7	53.5	37.7	2.81	0.64	0.60	80.80	87.60	2033	1.00	3.30	3.40	
	18.9	19.1			2.74	0.76	0.71	68.10	73.70	1850	2.00	5.80	3.50	
	19.1	17.9			2.75	0.69	0.60	76.10	82.00	1934	4.00	10.30	3.30	



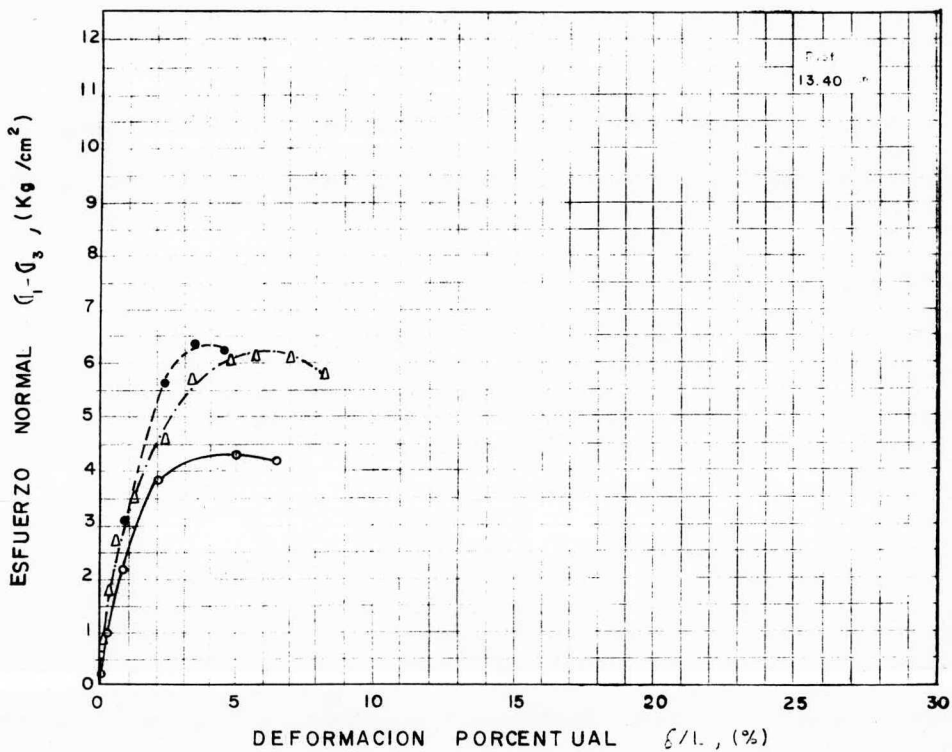
SONDEO 51271
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA

SON- DEO	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO HATU- RAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOLUME- TRICO	INDICE DE RECOM- PRESION	INDICE DE COMPRE- SION	PRESION EFFECTIVA VERTICAL	CARGA DE PRECONSO LIDACION	REL. DE PRECONSO LIDACION	CLASIFICACION S.U.C.S.
			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL									
5127, PROF	Ss	ei	Wi	Wf	Gi	Gf	%	%	Kg-m ⁻³	—	—	Kg-cm ⁻²	Kg-cm ⁻²	—	
m.	—	—	%	%	%	%	%	%							
11.6	2.49	0.83	35.0	35.8	—	—	71.8	53.9	1841						CH



SONDEO 5127
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

FIG.
45

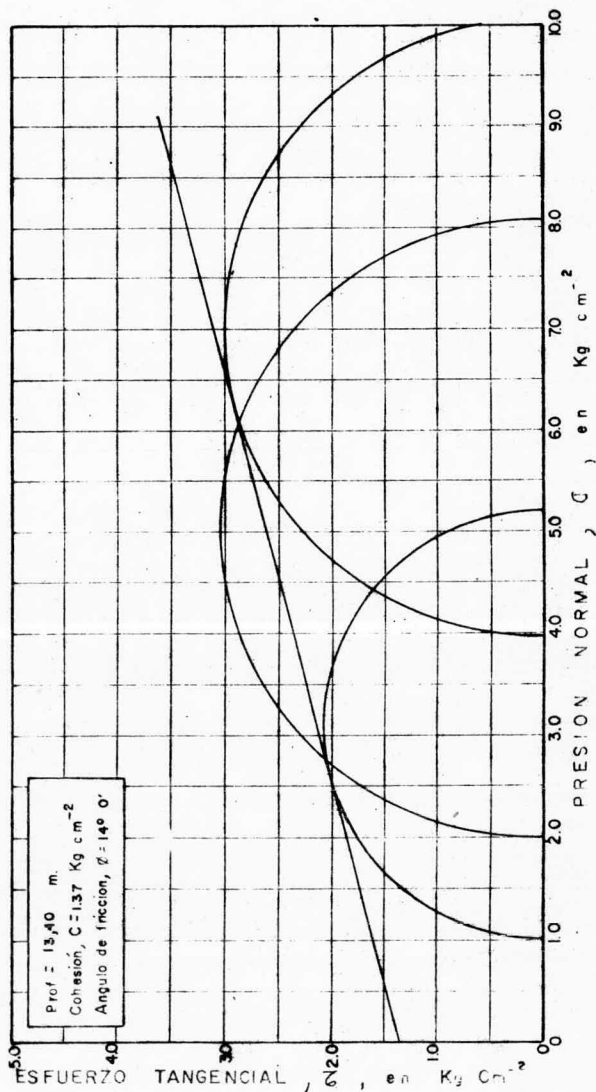


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE (σ_3 (Kg/cm ²))	ESFUERZO NORMAL ($\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²))	DEFORMACION (ϵ/L (%))
○—○	1.00	4.25	5.10
●- - -●	2.00	6.15	4.60
△- · - -△	4.00	6.10	5.70

SONDEO 5127'
 CURVAS ESFUERZO-DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
 46

PROF.	UNIDAD	RELACION DE JUVENES		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO PLASTICO		INDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACION PORCENTUAL		ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	LP		σ_a	σ_f	$\delta\%$	Menor	Mayor	Humido	
m.		e		w	%	Gi	%	%	%	p	%	%	Kg cm^{-2}	Kg cm^{-2}	Kg m^{-3}	Kg m^{-3}	S. U. C. S.
13.40	2.57	0.76	27.9	27.9	101.00	—	—	53.3	25.1	28.2	5.10	1.00	5.25	1923	1504		CH
	2.65	0.79	27.0	26.9	90.60	90.20	—	—	—	—	4.60	2.00	8.15	1877	1478		
	2.60	0.71	26.7	27.9	97.70	—	—	—	—	—	5.70	4.00	10.10	1920	1515		



SONDEO 5127'
ENSAYES DE COMPRESION TRIAXIAL RA PIDA

FIG

47

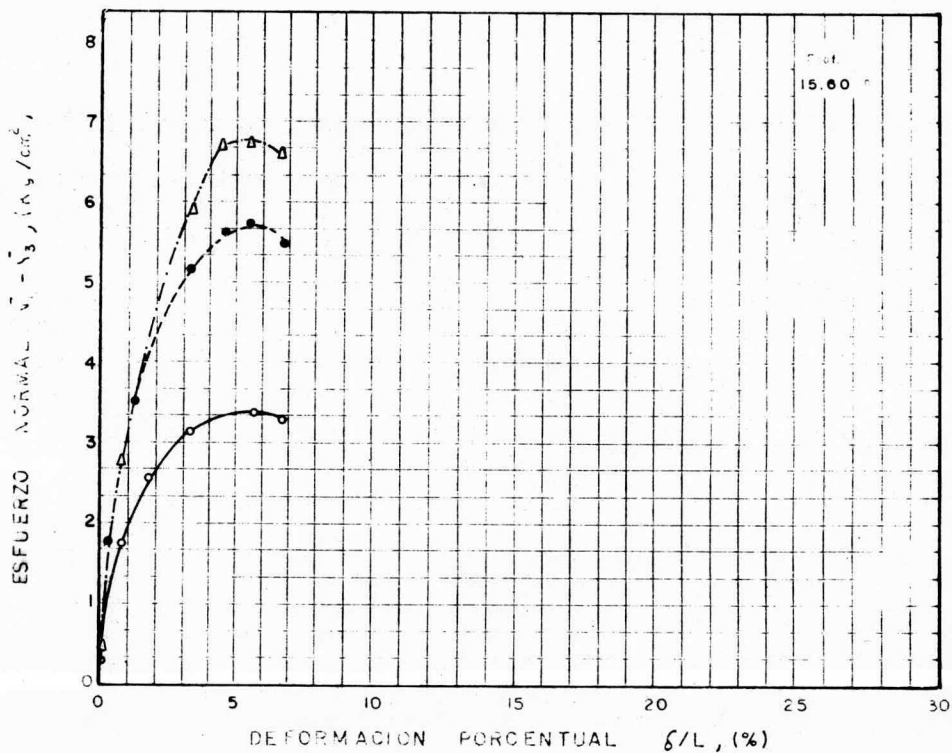
de profundidad se hizo un ensaye de compresión triaxial consolidada-rápida. En las curvas esfuerzo-deformación (fig. 48) se emplearán esfuerzos confinantes de 1.00, -- 2.00 y 4.00 Kg/cm². Los valores de los esfuerzos normal y deformación son: 3.40 Kg/cm², 5.70%; 5.70 Kg/cm², 5.60%; -- 6.74 Kg/cm², 5.60%. Por último se construyeron los círculos de Mohr (fig. 49) y dieron como resultados para la cohesión $c = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$ y el ángulo de fricción $\phi = 21^\circ 30'$.

El último estrato es areno-arcilloso y esta localizado entre 18.90 y los 25.20 mts. de profundidad. La compacidad es "muy compacta" entre los 18.9 y 25.0 m. y "compacta" -- desde los 25.0 m. y hasta los 25.2 m. de profundidad. Los valores medios del contenido natural de agua, los límites líquido y plástico son: 16%, 16% y 43%.

Sondeo 5128

Este sondeo (fig. 50) esta formado, al igual que los otros, por suelos areno-arcillosos y por arcillas de alta plasticidad y además un estrato de arcilla de baja plasticidad (CL) que es el único caso en los cuatro sondeos.

Desde la superficie hasta los 7.80 mts. de profundidad se encontró un suelo areno-arcilloso café claro. La compacidad es muy suelta (N=3) cerca de la superficie y va aumentando hasta ser mediana en los 7.50 mts. de profundidad. Los valores medios del contenido natural de agua, los límites líquido y plástico y el valor de la resistencia al corte con torcómetro son: 23%, 38%, 19% y 37.0 Kg/cm². Se hicieron -- tres pruebas de compresión simple (fig. 51) a muestras sacadas de 1.20 mts. 5.00 mts. y 7.10 mts. de profundidad y se obtuvieron los siguientes valores para esfuerzo normal a la falla y deformación: 0.528 Kg/cm², 5.0%; 0.46 Kg/cm², -- 5.2%; 0.5 Kg/cm² y 5.0%, para cada una de las profundidades anteriores.



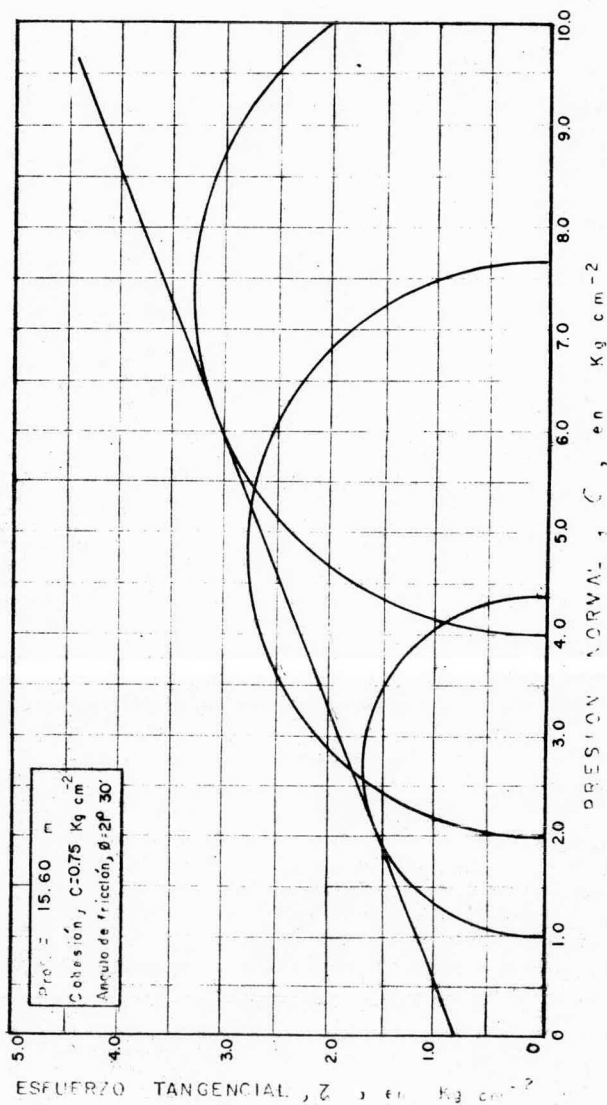
SIMBOLUS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	1.00	3.40	5.70
●—●	2.00	5.70	5.60
△—△	4.00	6.74	5.60

SONDEO 51271
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG.

48

MUESTRA	GRANULOMETRÍA		LÍMITE LIQUIDO	ÍNDICE PLÁSTICO	UNIDAD DE SUELOS	EFECTOS DE VACÍOS		GRADO DE SATURACIÓN		RESQUEBAMEN EN LA FALLA	CLASIFICACIÓN SUCS
	NATURAL	W _L				NATURAL	FINAL	NATURAL	FINAL		
m	%	%	%	%	—	e _i	e _f	%	%	Kg cm ⁻²	%
15.60	29.2	32.1	53.5	31.8	2.75	0.82	0.88	97.92	100.30	1.00	4.40
	28.7	29.9			2.69	0.79	0.81	97.70	99.30	2.00	7.70
	29.1	29.9			2.72	0.81	0.81	97.70	100.40	4.00	10.74



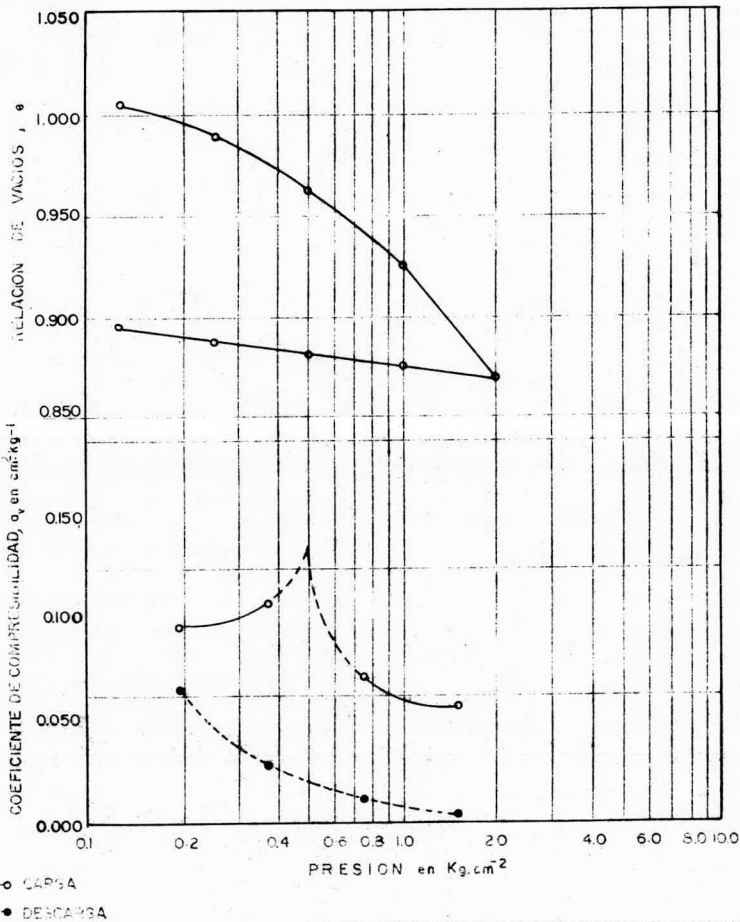
SONDEO 51271
 COMPRESION TRIAXIAL CONSOLIDADA-RAPIDA

En el ensaye de compresibilidad (fig. 52.a) la muestra extraída de 2.9 m. de profundidad se recuperó en un 88%, ya que el valor inicial de la relación de vacíos es 1.01 y al terminar la prueba de 0.896. Al finalizar la etapa de carga dicha relación valió 0.87. El coeficiente de compresibilidad (fig. 52.b) tuvo los siguientes valores inicial y final para las fases de carga y descarga respectivamente: 0.92, 0.058 y 0.065. La profundidad media de la muestra es 2.90 mts. La fig. 53 muestra las curvas esfuerzo-deformación del ensaye de compresión triaxial-rápida hecho a un espécimen encontrado a una profundidad media de 2.90 m. Los esfuerzos confinantes empleados fueron: 0.25, 0.50, 1.00 y 2.00 Kg/cm². Estos dieron como resultado los siguientes esfuerzos normales y deformaciones: 0.77 Kg/cm², 3.39%; 0.93 Kg/cm², 4.52%; 0.96 Kg/cm², 5.6%; 1.27 Kg/cm², 4.53 Kg/cm². La cohesión y el ángulo de fricción (fig. 54) valieron 0.30 Kg/cm² y 7°30' respectivamente. La prueba de compresibilidad hecha con una probeta extraída de 6.50 m. se inició con una relación de vacíos (fig. 55.a) de 1.01. Al terminar la etapa de carga valía 0.83 y la de descarga 0.86. Los coeficientes de compresibilidad (fig. 55.b) fueron 0.80 cm²/Kg y 0.020 cm²/Kg (inicial y final) y 0.005 y 0.14 cm²/Kg (final e inicial), valores también para las fases de carga y descarga.

De los 7.80 mts. hasta los 10.30 mts. se encontró un estrato de arcilla de alta plasticidad (CH) color gris.

La consistencia de este suelo es muy firme (N=26)

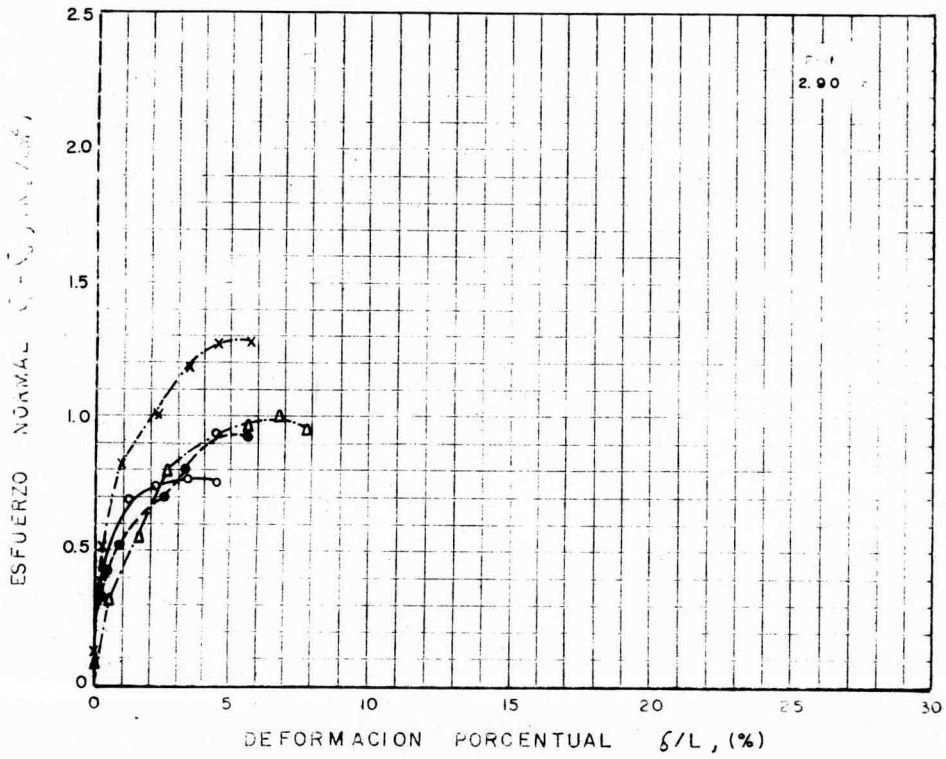
SON- DEO	C	E	ESTADO DE SATURACION				LÍQUIDO		GASEOSO		P	T	V _m	Cr	Cc	P _o	P _c	R _{PC}	S _u
			INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	IP	Y _m	P _o									
5128																			
PROF	S _a	S _i	W _i	W _f	G _i	G _f	LL	IP	Y _m	Cr	Cc	P _o	P _c	R _{PC}					
m.			%	%	%	%	%	%	%	kg·m ⁻³	-	cm ²	cm ²	-					SC
2.90	2.58	1.01	36.1	34.2	91.9	95.3						1755							SC



SONDEO 5128
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

FIG.

52

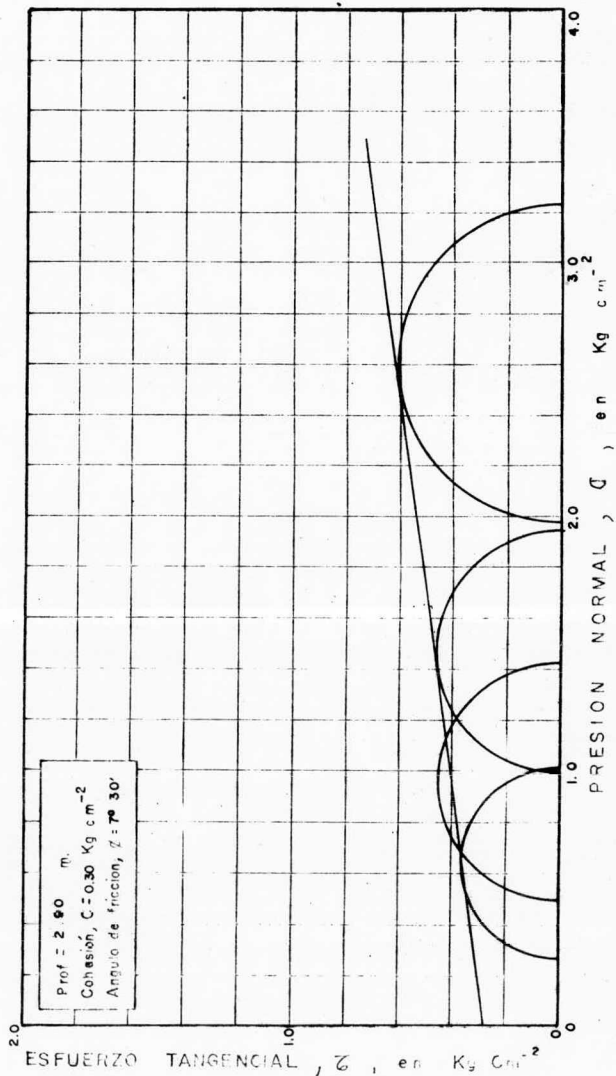


SÍMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○—○	0.25	0.77	3.39
●—●	0.50	0.93	4.52
△—△	1.00	0.96	5.60
×—×	2.00	1.27	4.53

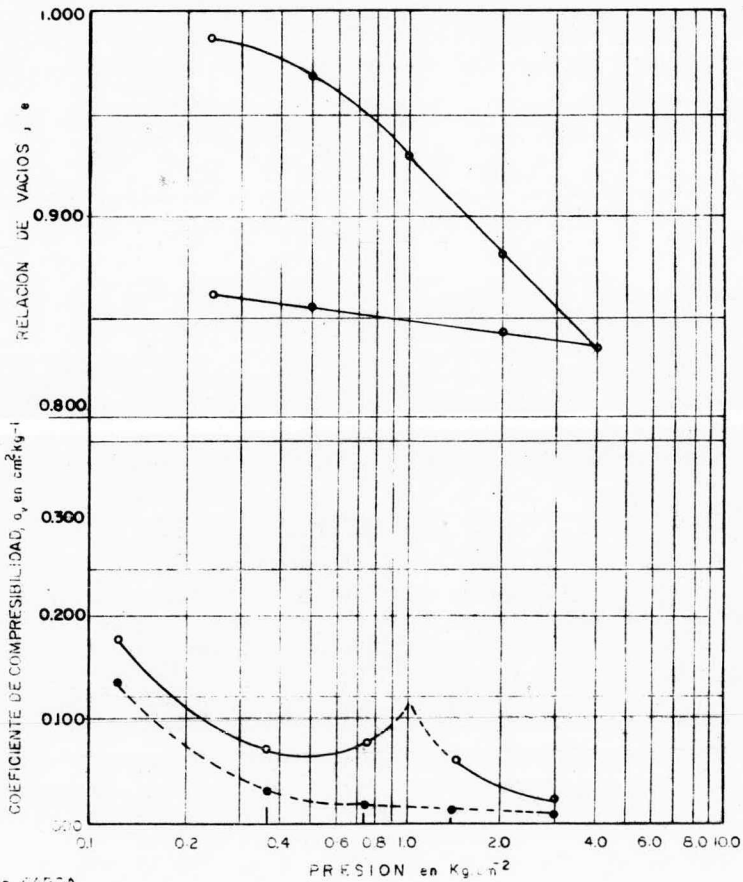
SONDEO 5128
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
 53

PROF.	UNION DE SOLUCIONES	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACION PORCENTUAL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRO		CLASIFICACION
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL					MINOR	MAYOR	Y _h	Y _a	
2.90	2.66	0.94	30.7	29.6	86.90	83.80	%	%	—	%	%	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	Kg m ⁻³	Kg m ⁻³	S. U. C. S.
	2.58	0.86	31.7	30.9	95.10	92.70	%	%	27.6	%	%	0.25	1.02	1796	1374	
	2.68	0.95	33.5	35.8	94.50	101.00	%	%	45.8	%	%	0.50	1.43	1830	1390	
	2.66	0.88	31.7	31.2	95.80	94.30	%	%		%	%	1.00	1.96	1837	1376	
											4.53	2.00	3.27	1867	1418	S. C.



SON- DEO 5128	Ss	Si	Wl	Wf	Sl	Gf	LL	PL	I	Cr	Cc	Do	Pc	RFC	U
PROF.	m.	-	%	%	%	%	%	%	%	---	---	---	---	---	---
6.50	2.69	1.01	33.7	30.6	87.7	91.9			1789						S C



○-----○ CARGA
●-----● DESCARGA

SONDEO 5128
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

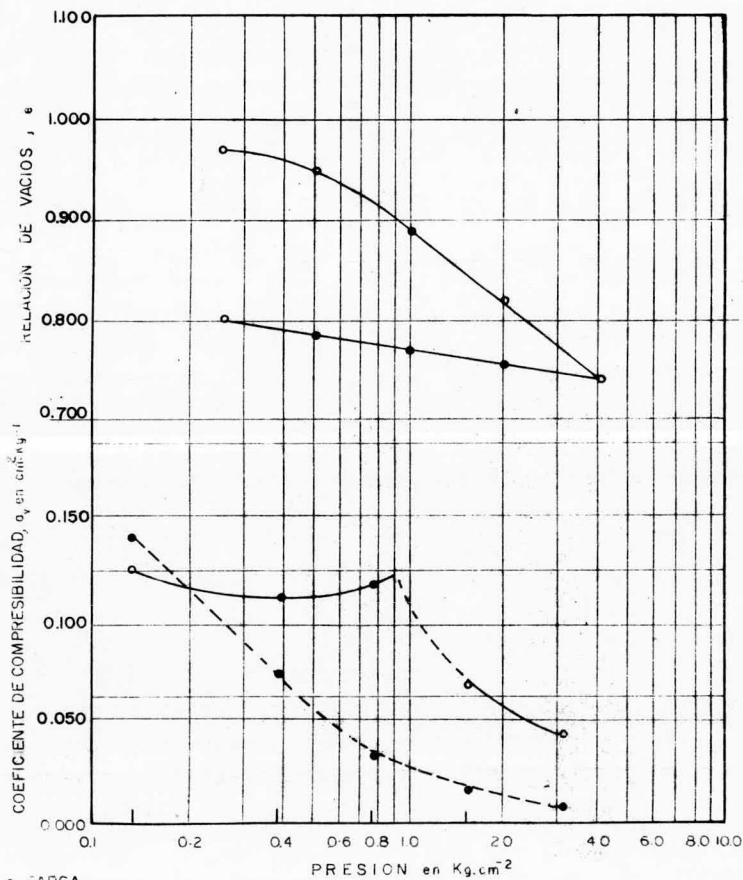
FIG.
55

inmediatamente debajo de los 7.80 mts. A los 9.80 m. el suelo presenta una resistencia a la penetración estándar mayor de 60 golpes, por lo tanto la consistencia en esta profundidad es dura. El valor del límite líquido y plástico es 74% y 24% respectivamente, mientras el valor medio del contenido natural de agua es 28%. A la muestra encontrada a 8.70 m., se le hizo un ensaye de compresibilidad (fig.56). La relación de vacíos se inició con 1.01 y al finalizar la prueba con 0.80. El coeficiente de compresibilidad valió $0.125 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ inicial y $0.045 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ final en la etapa de carga. En la de descarga inició con $0.007 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ y finalizó con $0.14 \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

Entre los 10.30 m. y los 14.20 se localizó arena arcillosa café en unas muestras y gris claro en otras. La compactidad varía entre compacta (N=44) y muy compacta (N=54) y mayor de 60. Los valores medios del contenido natural de agua y los límites líquido y plástico son: 24%, 32% y 13% respectivamente. Las curvas esfuerzo-deformación de la fig. 57 representan los resultados de un ensaye de compresión triaxial rápida hecha con una muestra extraída de 11.0 m. de profundidad y cuyos esfuerzos confinantes fueron: 0.25, 0.50, 1.00 y 2.00 Kg/cm^2 y los esfuerzos normales y deformaciones porcentuales son: 1.02 Kg/cm^2 , 5.71%; 0.87 Kg/cm^2 , 4.48%; 1.51 Kg/cm^2 , 5.69%; 2.25 Kg/cm^2 , 5.66% y la cohesión y el ángulo de fricción (fig. 58) valieron 0.32 Kg/cm^2 y $15^\circ 30'$. El análisis granulométrico (fig. 59) muestra que el suelo arenoso se encuentra en mayores proporciones a profundidades de 11.80 m. y 12.70 m. A un espécimen encontrado a 12.70 m. se le hizo un ensaye de compresión triaxial consolidada-rápida, cuyas curvas esfuerzo-deformación están representadas en la fig. 60, siendo los esfuerzos normales y deformaciones porcentuales de: 1.52 Kg/cm^2 , 4.47%; 1.89 Kg/cm^2 , 5.80%; 3.16 Kg/cm^2 , 4.59%; 6.05 Kg/cm^2 , 5.82%. Para el segundo esfuerzo confinante, el normal valió 0.30 Kg/cm^2 y la deformación 0.2%. Los círculos de Mohr (fig. 61) proporcionaron los valores de la cohesión ($c = 0.14 \text{ Kg}/\text{cm}^2$) y el ángulo de fricción ($\phi = 36^\circ 0'$).

El análisis granulométrico de la fig. 62 muestra que el suelo es areno-arcilloso a profundidades de 14.50 y 21.07 m. A continuación se encontró un estrato pequeño de arcilla de alta plasticidad. Su espesor

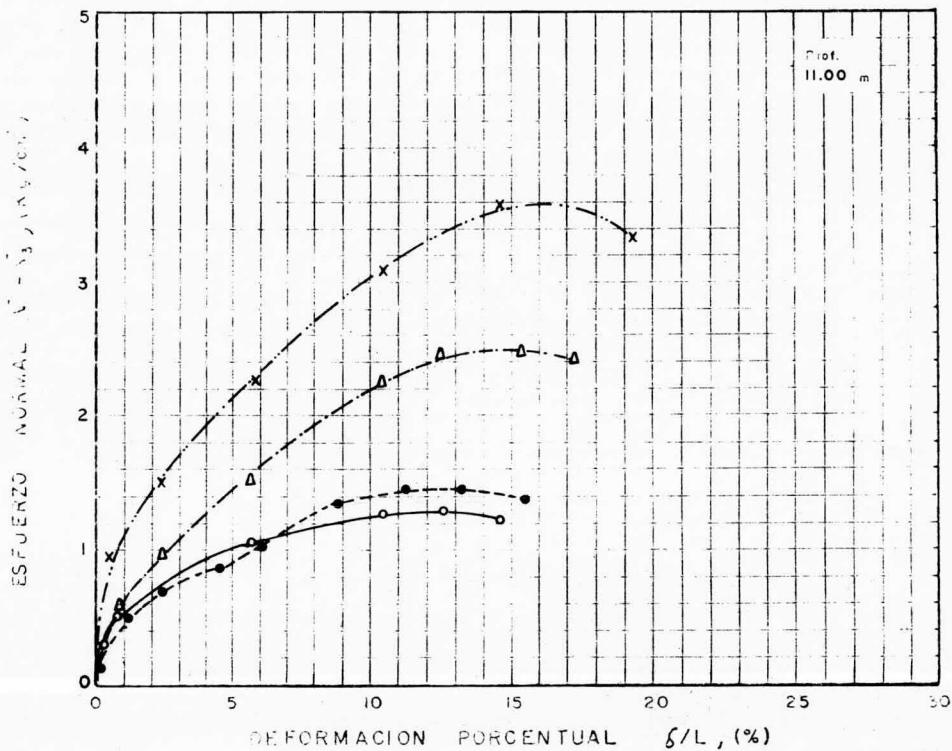
SON- DEO 5128	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS e _v	CONTENIDO NATU- RAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		W _u	W _p	W _l	Y _m	C _r	C _c	P _o	P _c	R _{PC}	UNIDADES
			W _i	W _f	G _i	G _f										
PROF. m.	S _s	e _v	%	%	%	%	%	%	%	Kg m ⁻³	---	---	Kg-cm ⁻²	Kg-cm ⁻²	---	---
8.70	2.74	1.01	34.7	30.4	94.3	99.4				1838						CH



○—○ CARGA
●---● DESCARGA

SONDEO 5128
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

FIG.
56

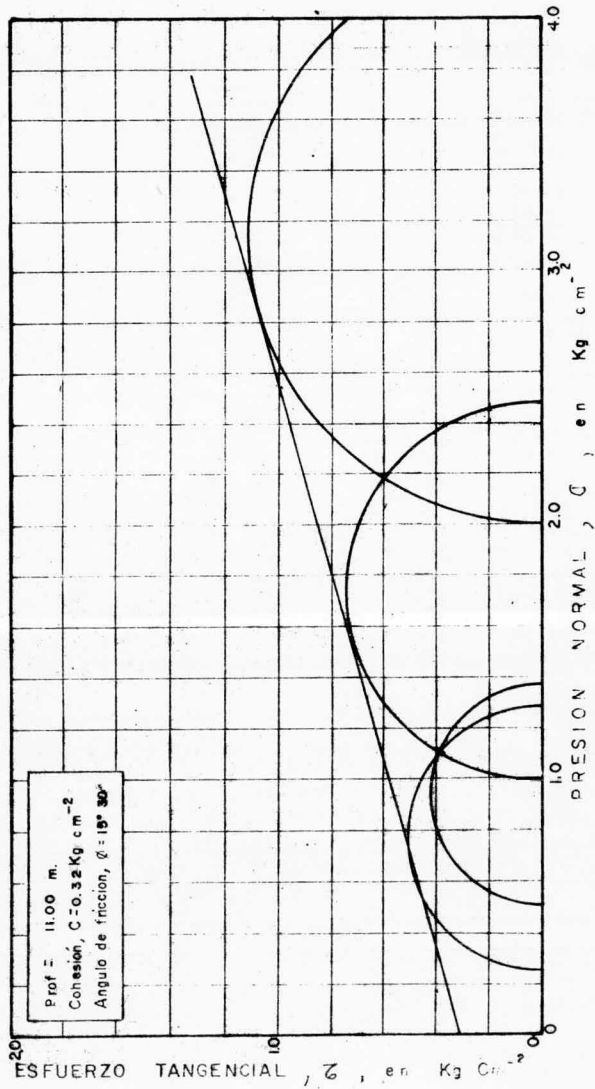


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_2 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION δ/L (%)
○ — ○	0.25	1.02	5.71
● — ●	0.50	0.87	4.48
△ — △	1.00	1.51	5.69
× — ×	2.00	2.25	5.66

SONDEO 5128
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
 57

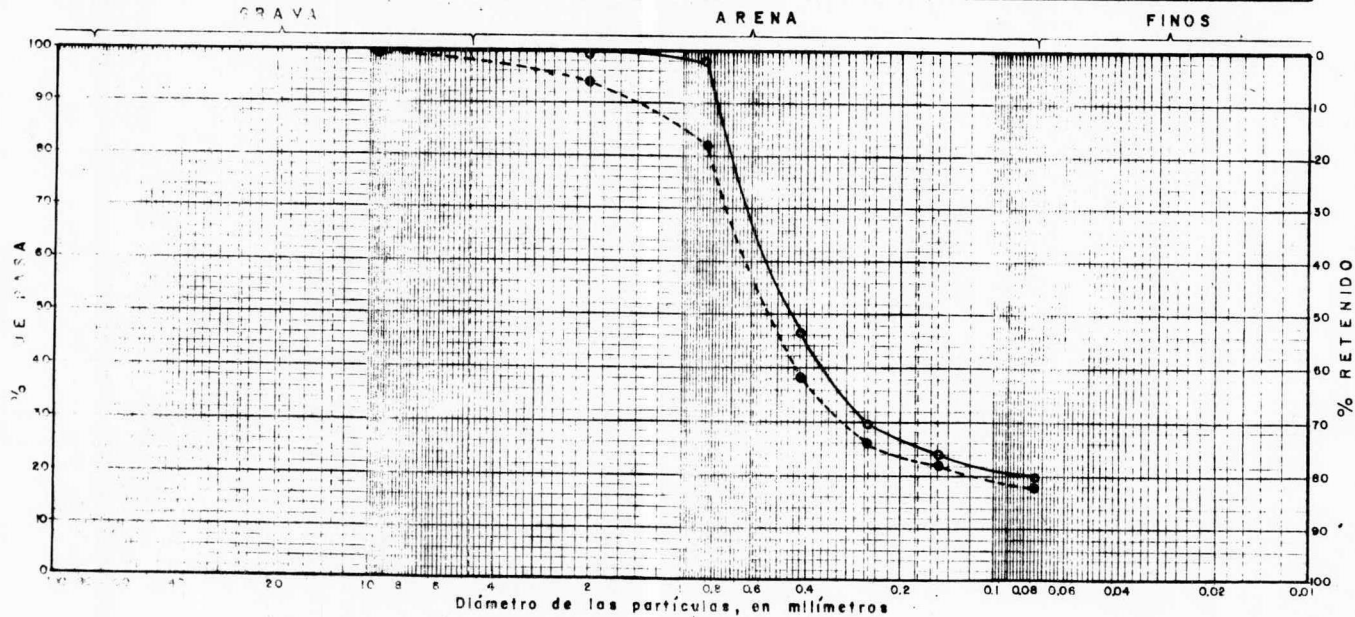
PROF.	UNIDAD	RELACION DE VARIOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO PLASTICO		INDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACION TOTAL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO		CLASIFICACION	
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	LL	LP			MEJOR	PEOR	Y _h	Y _s		
m.	s	e _i	e _f	W _i	W _f	G _i	G _f	%	%	lp	d/L	σ _g	σ _r	Kg cm ⁻²	Kg m ⁻³	Kg m ⁻³	S. U. C. S.
				%	%	%	%	%	%		%						
	2.03	0.80	0.80	27.9	27.1	91.70	89.10				5.71	0.25	1.27	1869	1481		
11.00	2.64	0.92	0.92	28.6	28.0	82.10	80.30	36.1	18.0	18.1	4.48	0.50	1.37	1770	1377		
	2.67	0.81	0.81	28.4	27.4	83.60	80.30				5.69	1.00	2.51	1897	1477		
	2.63	0.84	0.84	28.5	27.5	89.20	86.10				5.66	2.00	4.25	1837	1430		



SONDEO 5128
ENSAYES DE COMPRESION TRIAXIAL-RAPIDA

FIG
58

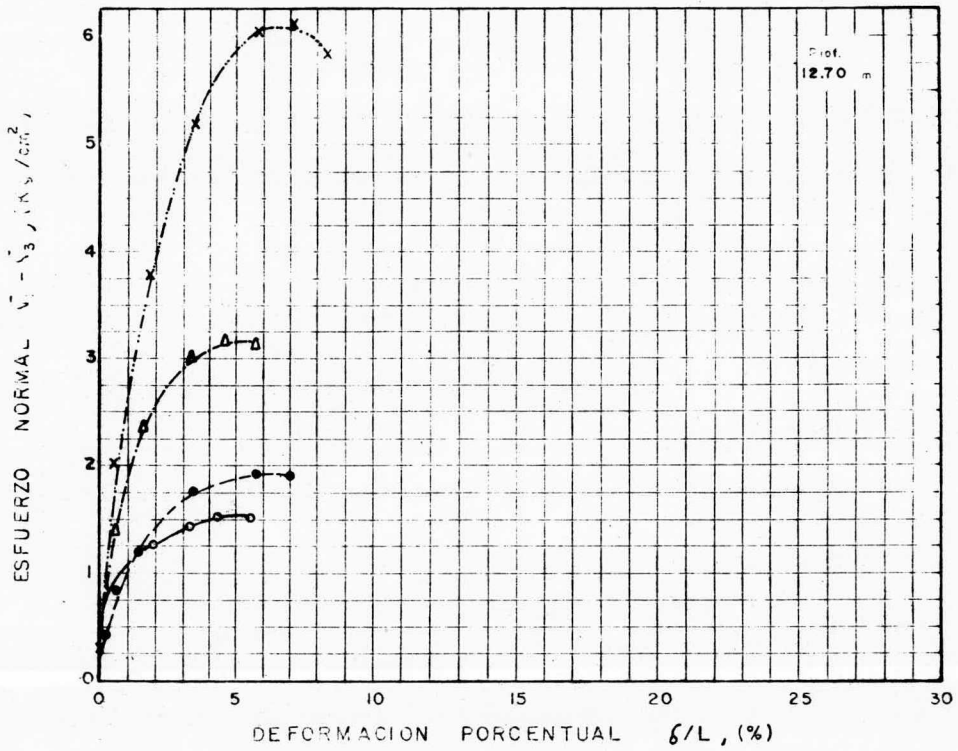
SONDEO	PROF.	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRAVA	ARENA	FINOS	CLASIFICACION S. U. C. S.
	m	mm	mm	mm			%	%	%	
5128	11.80	—	0.25	0.51			—	80.30	19.70	S C
	12.70	—	0.31	0.61			0.50	81.40	18.10	S C



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO

FIG.

59

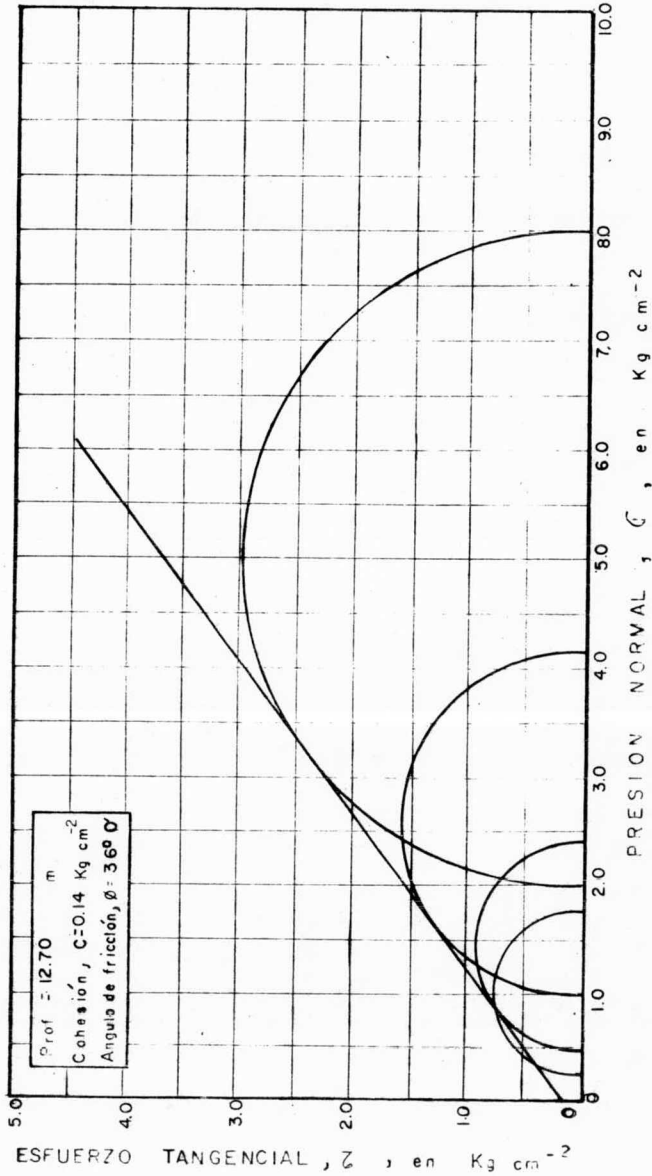


SÍMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$ (Kg/cm ²)	DEFORMACION ϵ/L (%)
○—○	0.25	1.52	4.47
●—●	0.80	1.89	5.80
△—△	1.00	3.16	4.59
X—X	2.00	6.05	5.82

SONDEO 5128
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

FIG.
 60

PROF	CONTENIDO DE AGUA		LIMITE LIQUIDO LL	INDICE PLASTICO I _p	DENSIDAD DE SOLIDOS S _s	RELACION DE VACIOS		GRADO DE SATURACION		PESO VOLUMETRIC NATURAL γ_h	PRINCIPAL EN LA FALLA		DEFORMACION UNITARIA AXIAL EN LA FALLA ϵ	CLASIFICACION S.U.C.S.
	NATURAL W _i	FINAL W _f				NATURAL e _i	FINAL e _f	NATURAL G _i	FINAL G _f		MEJOR σ_{III}	MAYOR σ_I		
m	%	%	%	%	—	—	—	—	Kg m ⁻³	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	%		
12.70	18.6	17.8	32.7	17.3	2.62	0.59	0.57	87.60	79.00	1952	0.25	1.77	4.47	SC
	18.1	17.1			2.64	0.56	0.55	85.30	82.10	1999	0.50	2.39	5.80	
	19.1	18.2			2.65	0.57	0.56	88.80	86.10	2012	1.00	4.16	4.59	
	17.4	15.8			2.62	0.51	0.48	89.40	86.20	2034	2.00	8.05	5.82	



es de 1.70 m. es decir, está localizado entre los 14.50 m. y 16.20 m. Su color es gris verdoso y una consistencia dura ($N = 30$) cerca de lo 16 mts. Sus Límites líquido y plástico valieron 66% y 25% y el contenido natural de agua medio 25%. La prueba de compresión simple (fig. 51) hecha a una muestra (la número 22) de este estrato mostró un esfuerzo normal a la falla de 3.80 Kg/cm^2 , una deformación de 3.0%.

Subyaciendo al estrato anterior se halló una arcilla de baja plasticidad (CL) entre los 16.20 m. y 18,0 mts., caso único para los cuatro sondeos. El color de este suelo es gris y su consistencia dura pues la resistencia a la penetración estandar es siempre mayor de 60 golpes, esto ocurre a los 16.90 mts. y a los 17.40 mts. de profundidad. Sus límites líquido y plástico valieron 42% y 27% y los valores medios del contenido natural de agua y la resistencia al corte con torcómetro fueron 20% y 0.875 Kg/cm^2 respectivamente. De este estrato, se extrajo una muestra de una profundidad de 16.50 m. y se le hizo un ensaye de compresión triaxial-rápida. Las curvas esfuerzo-deformación (fig. 63) surgieron de someter al espécimen extraído de 16.50 m. a esfuerzos confinantes de 0.50, 1.00 y 2.00 Kg/cm^2 . Con esfuerzos normales y deformaciones de 6.37 Kg/cm^2 y 2.15%; 7.73 Kg/cm^2 y 2.17%; 8.10 Kg/cm^2 y 2.68%. Para los dos primeros esfuerzos confinantes, los esfuerzos normales tangenciales fueron iguales ya que el punto tangente es prácticamente el mismo, así tendrán también el mismo valor de deformación porcentual esto es: 2.2 Kg/cm^2 y 0.3% y para el tercer esfuerzo será: 22 Kg/cm^2 y 0.7%. La cohesión y el ángulo de fricción (fig. 64) son 1.96 Kg/cm^2 y $21^{\circ}30'$. El ensaye de compresibilidad hecho a una muestra de este estrato, indica que la relación de vacíos inicial (fig. 65.a) fué 0.59 y cuando terminó la prueba 0.046. Para la etapa de carga los valores inicial y final del coeficiente de compresibilidad (fig. 65.b) fueron 0.45 y $0.010 \text{ cm}^2/\text{Kg}$ y para la de descarga 0.005 y $0.13 \text{ cm}^2/\text{Kg}$.

SONDEO	D ₁₀		D ₃₀		D ₅₀		C _u	C _c	GRAVA		ARENA		FINOS		CLASIFICACION S. U. C. S.
	m	mm	m	mm	m	mm			%	%	%	%	%	%	
5128	14.50	0.19	2.50	0.40	—	—	—	—	11.00	71.00	18.00	79.50	20.50		S C
	21.07	0.22	0.40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		S C

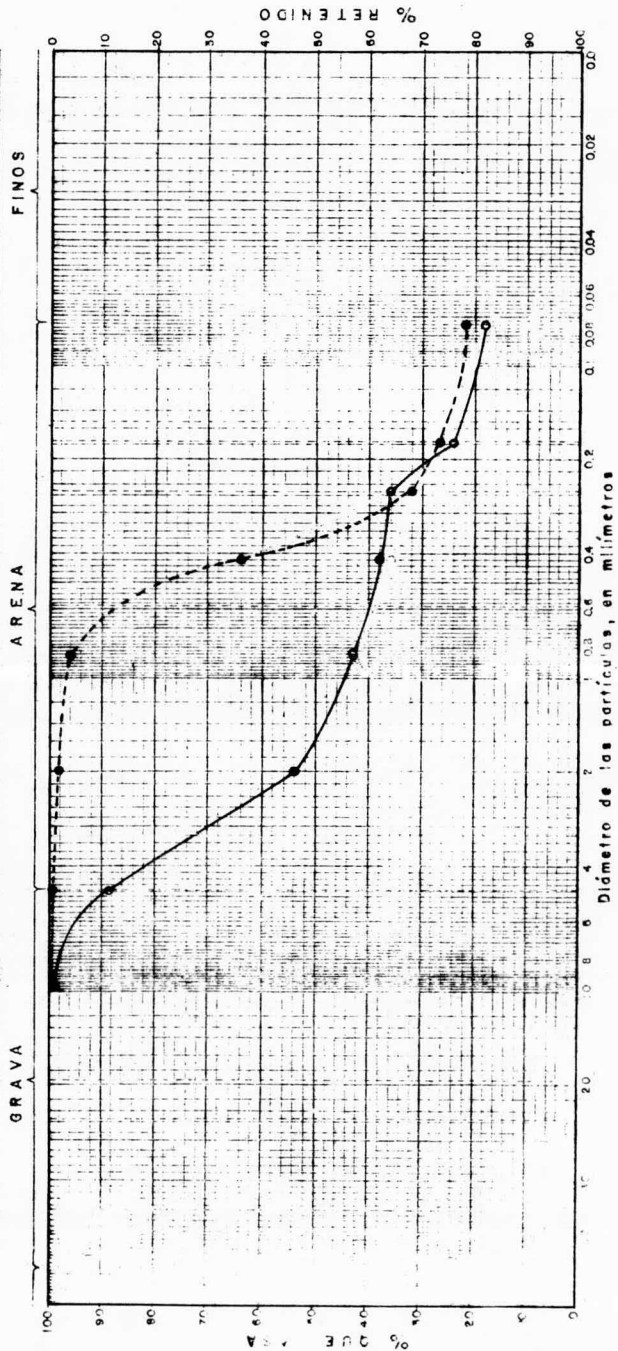


FIG. 62

ANALISIS GRANULOMETRICO

De los 18.0 mts. a los 20.10 mts. se encontró arcilla de alta plasticidad color gris verdoso. Su consistencia es dura pues la resistencia a la penetración estandar es mayor de 60 golpes. El límite líquido y el plástico valen 54% y 20% mientras que los valores medios del contenido natural de agua y la resistencia al corte con torcómetro son: 32% y 1.70 Kg/cm^2 respectivamente.

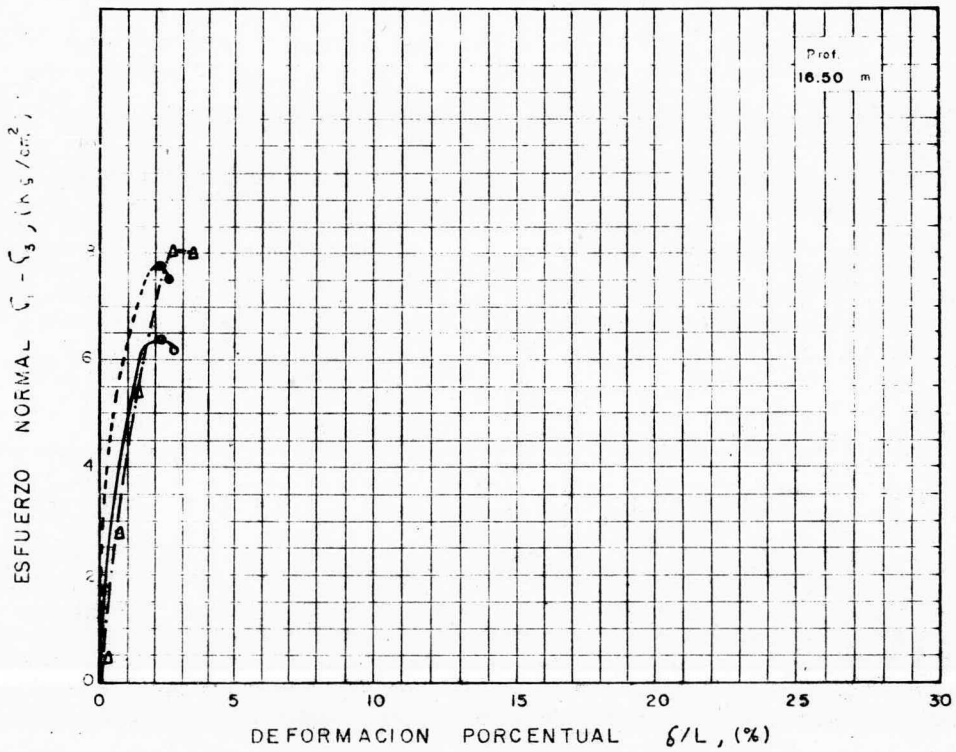
La prueba de compresión simple (fig. 51) mostró que el estrato a la profundidad de 18.42 tiene un esfuerzo normal a la "falla" de 5.1 Kg/cm^2 y una deformación porcentual de 1.0%.

Desde los 21.00 m. hasta los 25.0 m. se halló arena-arcillosa color gris cuya compacidad relativa es muy compacta ya que "N" fué mayor de 60 golpes. Los valores medios de los límites líquido y plástico y del contenido natural de agua fueron: 25%, 14% y 19% respectivamente. El análisis granulométrico hecho a los especímenes de este estrato lo muestra la fig. 66.

Sondeo 4583

Como anteriormente se dijo, para conformar la superficie del terreno se harán cortes o terraplenes. En el caso de este sondeo, la cota del brocal es 26.80 m (fig. 67) y el nivel de piso terminado será 22.0 m. (plano 2). Esto quiere decir, que la superficie alrededor de éste sondeo sufrirá un corte de 5.0 m. Por lo tanto, las propiedades que a continuación se exponen, como las necesarias para el análisis de la cimentación, no toman en cuenta las indicadas en la fig. 67 desde el nivel 0.0 m. hasta 5.0 m. de profundidad.

Así, desde el nivel de piso terminado hasta 7.0 m. de pro

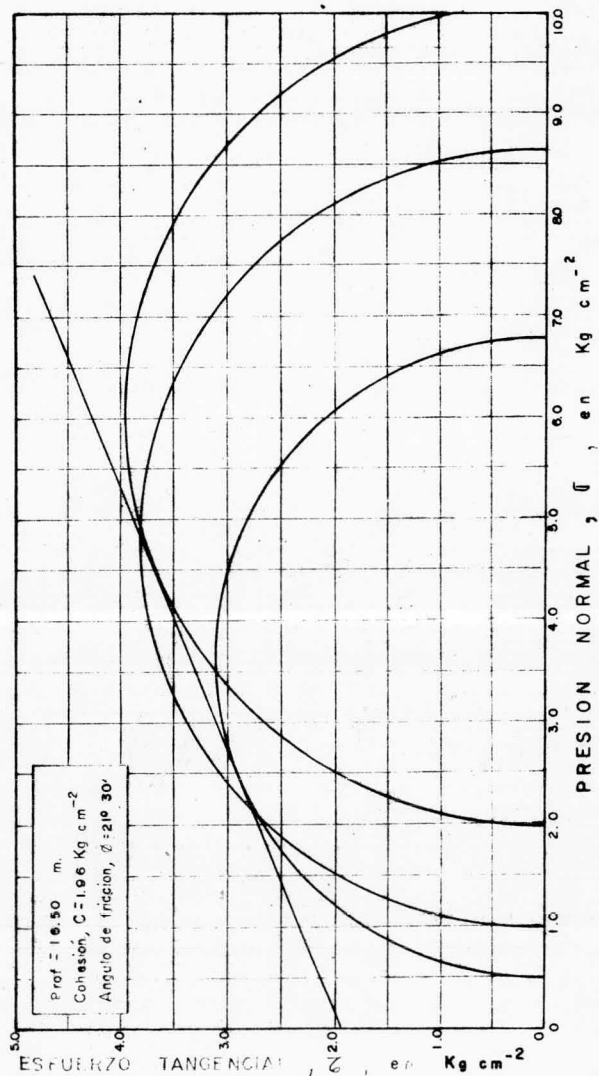


SIMBOLOS	ESFUERZO CONFINANTE σ_3 (Kg/cm ²)	ESFUERZO NORMAL $\sigma_1 - \sigma_3$, (Kg/cm ²)	DEFORMACION ϵ/L , (%)
○—○	0.50	6.37	2.15
●—●	1.00	7.73	2.17
△—△	2.00	8.10	2.60

SONDEO 5128
 CURVAS ESFUERZO DEFORMACION
 COMPRESION TRIAXIAL

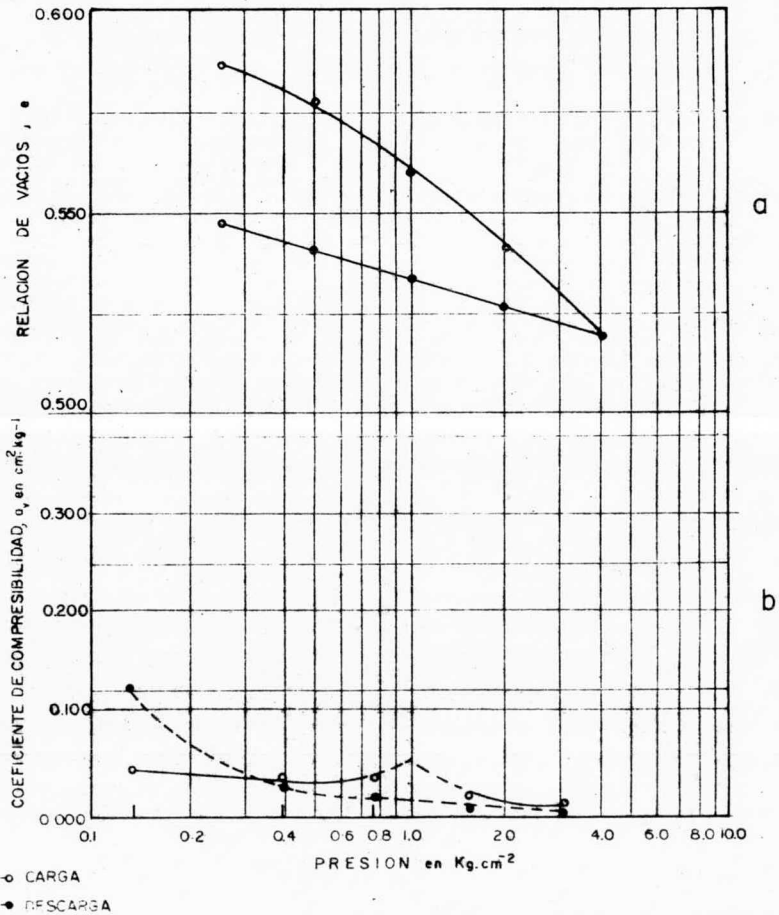
FIG.
 63

PROF.	DENSIDAD RELACION DE SOLIDOS		CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	INDICE DE PLASTICIDAD	DEFORMACION POR CUALQUIER ΔL	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRIC		CLASIFICACION
	σ _v	σ _h	W _i	W _f	INICIAL	FINAL					LL	LP	p	σ _a	
m.			%	%	%	%	%	%	%	%	Kg cm ⁻²	Kg cm ⁻²	Kg m ⁻³	Kg m ⁻³	
	2.64	0.57	20.6	20.5	95.40	94.90			24.6	2.15	0.50	6.87	2024	1678	
16.50	2.66	0.59	21.1	21.0	95.10	94.70	42.2	17.6		2.17	1.00	8.73	2028	1675	C L
	2.63	0.63	21.5	21.4	89.60	89.50				2.68	2.00	10.10	1966	1618	



SONDEO 5128
ENSAYES DE COMPRESION TRIAXIAL-RAPIDA

SON- DEO 5128	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO NATU- RAL DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	ÍNDICE LÍQUIDO	GRUPO PLASTICO	PRESION DE PRENSA	PRESION DE PRENSA	PRESION DE PRENSA	PRESION DE PRENSA	PRESION DE PRENSA	PRESION DE PRENSA	PRESION DE PRENSA	PRESION DE PRENSA		
		INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL	INICIAL	FINAL														
PROF.	ρ_s	e_i	e_f	w_i	w_f	G_i	G_f	LL	IP	γ_m	Cr	σ_c	σ_c	σ_c	σ_c	σ_c	σ_c	σ_c	σ_c	σ_c	
m	—	-	%	%	%	%	—	%	%	Kg-m^{-3}	—	—	Kg-cm^{-2}	Kg-cm^{-2}	Kg-cm^{-2}	Kg-cm^{-2}	Kg-cm^{-2}	Kg-cm^{-2}	Kg-cm^{-2}	Kg-cm^{-2}	
16.5	2.67	0.59	20.6	23.1	92.0	—				2017											CL



SONDEO 5128
ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD

FIG. 65

fundidad, el suelo es areno-arcilloso con una compacidad relativa entre muy suelta y mediana hasta los 6.0 m. de profundidad. A 7.0 m. ésta ya es compacta. El valor medio del contenido natural de agua y de los límites plástico y líquido de éste estrato son: 25%, 20% y 73% respectivamente. Desde los 7.0 y hasta los 10.0 m. de profundidad, existe arcilla de alta plasticidad color gris. La consistencia de este suelo va de muy firme a dura, presentándose ésta última propiedad a 7.5 m., en donde la resistencia a la penetración estándar es mayor de 60 golpes. A partir de los 10.0 m. el estrato es areno-arcilloso hasta los 16.0 m. de profundidad. La compacidad va desde mediana hasta compacta. El valor medio del contenido natural de agua es de 68%. El color de éste estrato es café oscuro. Por último se encontró arcilla de alta plasticidad desde los 16.0 m. hasta los 20.0 m. El contenido de arena es de 32% y el fino de 34%. El límite plástico y el líquido valieron 23% y 65% y el valor medio del contenido natural de agua fué 25%. La resistencia a la penetración estándar fué mayor de 60 golpes, esto indica que éste suelo es duro.

Estas son las propiedades del terreno. Con la información de éste capítulo, la de los anteriores y las teorías para cimentaciones (profundas o superficiales según sea el caso) se dispone de los elementos suficientes para el análisis de la cimentación apropiada en cada caso.

VI Análisis de la cimentación

Como se mencionó anteriormente desde la superficie y hasta 9.80 m. y 14.80 m. de profundidad el subsuelo de la zona estudiada tiene una compacidad de muy suelta a mediana en los suelos arenosos y consistencia blanda y muy firme en los arcillosos; por lo que considerando lo anterior y las cargas que transmitirán las estructuras, se propone utilizar cimentación profunda a base de pilotes de concreto, trabajando por punta, que transmitirán su carga al estrato de apoyo a profundidades de 15.5 a 22 m. para las esferas y los tanques horizontales. Por su parte para el cobertizo de bombas, la casa de bombas y la subestación dado que son estructuras ligeras se propone utilizar cimentación superficial a base de zapatas aisladas o continuas.

Cimentación Profunda

Para lograr el comportamiento adecuado de la cimentación habrá que analizar dos aspectos: capacidad de carga y deformaciones.

Capacidad de Carga

Para valuar la capacidad de carga del suelo de apoyo se empleará el criterio de Meyerhof (ref. 1) para cimentaciones profundas, cuya expresión es la siguiente:

$$q_u = cN'_c + \gamma DfN'_q$$

donde

$$q_u = \text{capacidad de carga última del terreno en } \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$c = \text{cohesión en ton/m}^2$$

$\gamma_h D_f$ = Presión efectiva actuante a la profundidad de desplante, ton/m².

D_f = Profundidad de desplante en m. elegida en función de las propiedades del subsuelo.

γ_h = Peso volumetrico del suelo en ton/m³.

$N'c$ y $N'q$, son factores que son función del ángulo de fricción interna del suelo de apoyo y de la profundidad de empotramiento del pilote en el manto de apoyo (Ref. 6.) Se obtienen de la fig. 70.

Los valores de $N'c$ y $N'q$ se obtienen cuando el pilote penetra el estrato de apoyo como mínimo una cierta profundidad llamada "profundidad crítica, D_c "; la cual está en función del ángulo de fricción del suelo y del lado o diámetro "B" del pilote y se calcula con la siguiente expresión.

$$D_c = 4B \sqrt{N\phi}$$

donde

D_c = profundidad crítica en m.

B = ancho del pilote en m.

$N\phi$ es un factor que está en función del ángulo de fricción del suelo y se obtiene como sigue:

$$N\phi = \text{tg}^2 \left(45 + \phi/2 \right)$$

Por otra parte si el pilote no penetra en el estrato de apoyo, o sea el empotramiento es igual a cero, entonces en lugar de $N'c$ y $N'q$ se usarán con los factores de Terzaghi que son Nc y Nq . Estos se obtienen de la fig. 69 (ref. 6).

Cuando por razones económicas el pilote sólo penetra una fracción del empotramiento en el estrato de apoyo, los factores $N'c$ y $N'q$ se pueden determinar interpolando entre la curva de cimiento superficial cuadrado y la del pilote en la fig. 70 (Ref. 6)

Debido a las incertidumbres que se acumulan durante el proceso de cálculo, por ejemplo, la homogeneidad de las propiedades mecánicas del suelo, la aplicabilidad de las teorías, el procedimiento constructivo, etc. se empleará un factor de seguridad (F.S.) igual a tres.

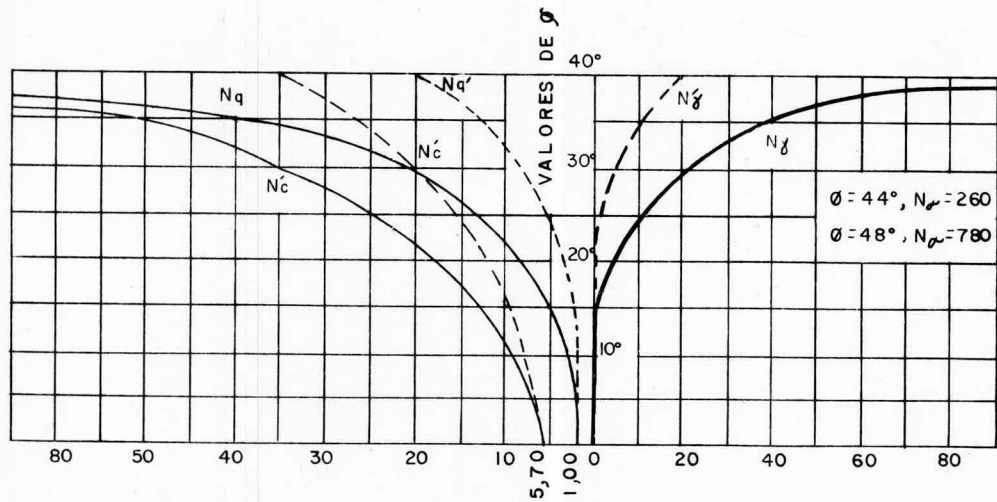
Una vez que la capacidad de carga última del terreno, es suficiente se determinará la capacidad de carga admisible (q_a), dividiendo la capacidad de carga última (q_u) entre el factor de seguridad (F.S.) esto es:

$$q_a = \frac{q_u}{F.S.} \quad (\text{ton}/\text{m}^2)$$

Con el valor anterior y el del área transversal (A) en m^2 del pilote, la carga admisible del pilote se conoce a partir de la siguiente expresión:

$$Q_a = q_a \cdot A \quad (\text{ton})$$

Esta carga puede estar afectada por la fricción negativa (F.N.) existente, debido a la construcción de los terraplenes en la superficie. Estos harán que los estratos superficiales se consoliden y provocarán una carga adicional, al "colgarse" el suelo sobre los pilotes. Esta carga se evaluará con la



VALORES DE N_c Y N_q

VALORES DE N_g

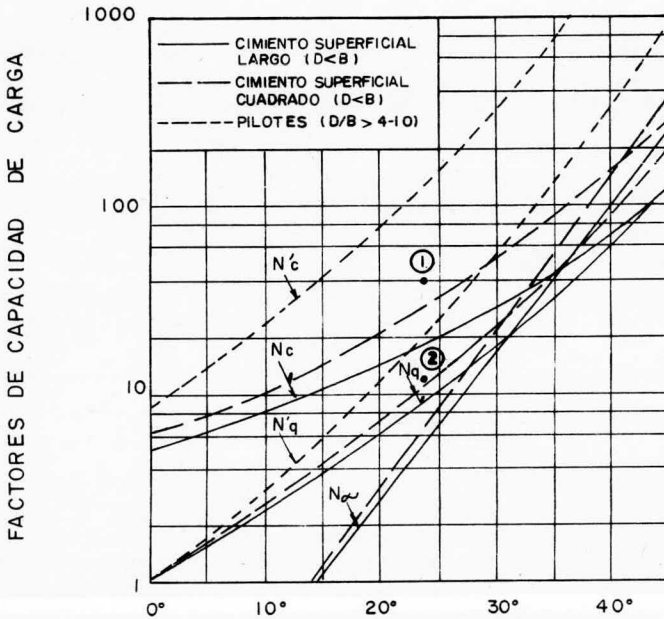
FACTORES DE CAPACIDAD
DE CARGA SEGUN TERZAGHI

FIG.

69

REF.

6



ANGULO DE FRICCIÓN INTERNA, ϕ

siguiente ecuación

$$F.N. = p \cdot Ca \cdot z$$

donde

$$F.N. = \text{Fricción negativa en ton.}$$

$$p = \text{perímetro del pilote en m.}$$

$$Ca = \text{adherencia suelo-pilote, considerada } 1 \text{ ton/m}^2$$

$$z = \text{espesor del estrato sujeto a consolidación en m.}$$

Así, la carga admisible por punta es disminuida por la fricción negativa, por lo que se restarán, llamando a la carga resultante "carga de trabajo Q_t " del pilote, esto es:

$$Q_t = Q_a - F.N.$$

Asentamiento Elástico.-

Toda masa de suelo al someterla a un incremento de carga se comprime y deforma, pudiendo ocurrir la deformación a corto o largo plazo, o bien, bajo ambas condiciones.

El asentamiento elástico ocurre a corto plazo y se presenta inmediatamente después de aplicar la carga. Como su nombre lo indica, es de tipo elástico. Este tipo de asentamiento se calculará a partir de la siguiente expresión:

$$\delta = m \cdot C_s \cdot f_p \frac{Q_t}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu^2) \quad \text{Ref. 8}$$

donde

$$\delta = \text{asentamiento elástico de un pilote en cm.}$$

m = factor de forma = 0.95 (cimiento cuadrado o circular)

C_s = factor de rigidez = 1.0 (cimiento flexible)
= 0.9 (cimiento rígido).

f_p = factor de profundidad

f_p = 1.0 si $D_f/B < 1$

f_p = 0.5 si $D_f/B > 5$

Q_t = capacidad de trabajo del pilote en Kg.

E = módulo de Young en Kg/cm^2

A_b = Sección transversal del pilote en cm^2

ν = Módulo de Poisson, obtenido de la tabla 3
Ref. 3

Cimentación Superficial

Los cobertizos de bombas, casa de bombas, y la subestación (plano 2) estarán apoyados en columnas que transmitirán cargas a nivel de cimentación de 12.0 ton. cada una.

Los cobertizos de bombas (fig. 4) tienen claros de 6.0 m. X 6.5 m.; la casa de bombas (fig. 5) de 6.0 X 6.5 y la subestación (fig. 6) de 9.0 m. X 6.50 m. La cimentación de estas estructura estará apoyada en los terraplenes antes descritos.

Una vez que se han definido las teorías que se usarán en el análisis, se escogerán los parámetros necesarios para el desarrollo de las mismas. Además se propondrá una profundidad de desplante de acuerdo a las características del suelo.

Tipo de suelo	ν
Arcilla saturada	0.4-0.5
Arcilla no saturada	0.1-0.3
Arcilla arenosa	0.2-0.3
Limo	0.3-0.35
Arena densa	0.2-0.4
Arena gruesa (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.15
Arena fina (relación de vacíos = 0.4-0.7)	0.25
Loess	0.1-0.3

Intervalos de valores de la relación de Poisson,
 ν , para suelos típicos

Tabla 3 (Ref. 3)

Ahora se presenta el análisis de la cimentación profunda. Los parámetros "c, ϕ y δ " y la profundidad de desplante "Df" que se utilizarán son los valores promedio tal como se indica en la siguiente tabla.

Sondeo	c ton./m ²	ϕ	δ ton./m ³	Df (m)
5126	40.0	27°30'	1.888	21.8
5127'	7.5	21°30'	1.894	15.4
5128	19.6	21°30'	1.914	18.6
4583	22.2	23°30'	1.898	17.2
Promedio	22.32	23°30'	1.898	18.25

Los valores del peso volumétrico en cada sondeo son el promedio de todos los pesos volumétricos desde la superficie (considerando el terraplén o corte) hasta la profundidad de desplante.

La profundidad de desplante elegida, se consideró empotrando el pilote 1 m. dentro del estrato resistente. La profundidad crítica será la siguiente:

$$N\phi = \text{tg}^2 (45 + \phi/2)$$

$$N\phi = \text{tg}^2 (45 + \frac{23.5}{2})$$

$$N\phi = 2.3$$

$$Dc = 4.B \sqrt{N\phi}$$

El lado "B" del pilote se propone 0.5 m.

$$Dc = 4 \times 0.5 \sqrt{2.3}$$

$$Dc = 3.0 \text{ m.}$$

Como anteriormente se dijo, se consideró 1 m. de empotramiento dentro del estrato resistente y la profundidad crítica indica 3.0 m. Por lo tanto se empotrará 1 m. de 3 m. esto es, el 33% solamente, por lo que será necesario interpolar entre las curvas de cimiento superficial cuadrado y pilotes en la fig. 70, para obtener los valores de $N'c$ y $N'q$ (puntos 1 y 2 en dicha fig.) Así se tiene

$$N'c = 40 \quad \text{y} \quad N'q = 13$$

Con los datos anteriores, la capacidad de carga admisible del terreno será:

$$q_a = \frac{1}{FS} [cN'c + \gamma DN'q]$$

$$q_a = \frac{1}{3} [(22.52 \times 40) + (0.898 \times 18.25) \quad 13]$$

$$q_a = 371.0 \text{ ton}$$

y la carga admisible del pilote

$$Q_a = q_a \cdot A$$

$$A = B^2 = (0.5 \text{ m})^2 = 0.25 \text{ m}^2$$

$$Q_a = 371.0 \text{ ton.} \times 0.25$$

$$Q_a = 92 \text{ ton.}$$

En el sondeo 5126 (fig. 25) existe un estrato de arcilla de alta plasticidad desde 2.7 m. hasta 4.8 m. de profundidad. Este suelo es medianamente compacto. En la superficie de este sondeo se construirán terraplenes que alcanzarán un espesor de 5.0 m. Por lo anterior, se estima que dicho estrato se consolidará. Esa consolidación provocará una carga adicional (Fricción Negativa) en los pilotes. El valor de ésta será:

$$F.N. = 2 \times 1 \times 2.1$$

$$F.N. = 4.2 \text{ ton.}$$

El valor de la carga de trabajo será aplicable para la zona cercana al sondeo 5126.

Así, la carga de trabajo es:

$$Q_t = 92 - 4.2 =$$

$$Q_t = 87.8 \text{ ton.}$$

Para el cálculo del módulo de Elasticidad, será necesario primero encontrar el valor de la presión efectiva horizontal $\bar{\sigma}_h$ a la profundidad de desplante y compararla contra los esfuerzos normales determinados en los ensayos triaxiales correspondientes. Esta presión efectiva se calcula a partir de la siguiente expresión.

$$\bar{\sigma}_h = K_o \cdot \gamma D_f$$

donde "K_o" es una constante de proporcionalidad, entre la presión vertical efectiva (γD_f) y la horizontal, denominada "coeficiente de presión de tierra en reposo" y es igual a 0.5. Por lo tanto:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_h &= 0.5 \times 1.898 \times 18.25 \\ \bar{\sigma}_h &= 17.31 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

El valor del módulo de elasticidad "E" es la relación entre el esfuerzo normal (σ_1) y la deformación porcentual (δ / l) ambos tangenciales iniciales de la curva cuyo valor de esfuerzo normal es el más semejante a la presión efectiva horizontal calculada. Para cada sondeo se tiene el siguiente valor de "E"

Sondeo	E. (ton/m ²)
5126	4,000
5127'	2,600
5128	4,000
4583	3,500

el valor promedio es 3,525 ton./m²

Empleando la expresión de asentamientos elásticos y un factor de rigidez "Cs" de 0.9 (puesto que el pilote es un cimiento rígido) y un factor de profundidad "fp" de 1.0 (ya que la relación Df/B es menor de 1) y un módulo de Poisson $\nu = 0.3$, se obtiene:

$$\delta = 0.95 \times 0.9 \times 0.5 \frac{92}{3,525 \sqrt{0.25}} (1 - 0.3^2)$$

$$\delta = 0.020 \text{ m.}$$

$$\delta = 2.0 \text{ cm}$$

Para la cimentación superficial se empleará la teoría de Terzaghi considerando que las características de compactación (especificadas en la tabla 1) aportarán un peso volumétrico de 1.92 ton./m^3 , una cohesión de 2 ton/m^2 y un ángulo de fricción de 20° . Se propone una profundidad de desplante de 1.0 m. y un ancho de zapata (fig. 71, de 1 m. x 1 m. Así, utilizando:

$$q_a = \frac{1}{3} \left[cN_c + \gamma DfN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \right]$$

y

$$N_c = 18, N_q = 8 \text{ y } N_\gamma = 2$$

$$q_a = \frac{1}{3} \left[2 \times 18 + 1.92 \times 1 \times 8 + \frac{1.92}{2} \times 1 \times 2 \right]$$

$$q_a = 17.0 \text{ ton/m}^2$$

VII. Procedimiento Constructivo de la Cimentación

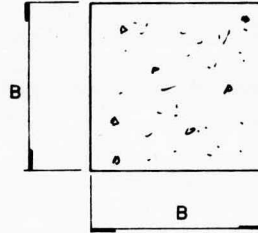
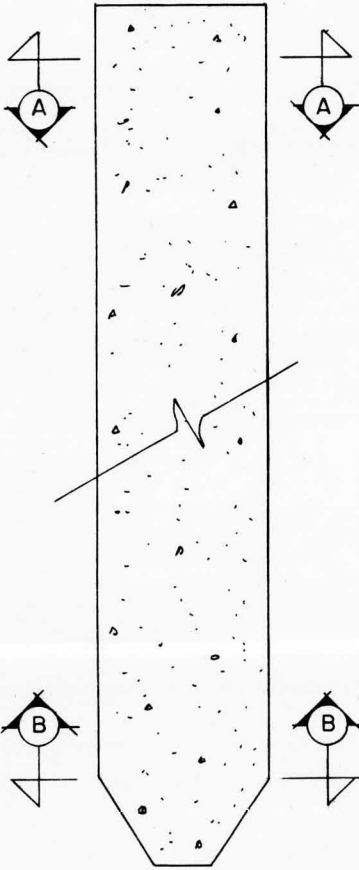
Los pilotes serán precolados y fabricados en tramos de 10, 8 y 7 m. de longitud y un área de 0.25 m^2 (fig. 68) no variando ésta, en más de 1 cm. de las propuestas.

Desde la etapa de manejo y hasta la de hincado, se requiere de una estricta supervisión. Se llevará un registro que incluya: la fecha de colado y colocación, su longitud y di mensiones, el número de golpes por minuto y por metro de perforación así como por cada 3 cm. en los últimos 15 cm. de perforación, el nivel de la cabeza del pilote después de la hinca. Se suspenderá el hincado al alcanzar 20 golpes/3 cm. Los pilotes deberán ser hincados inmediatamente después de la perforación y se podrá hacer (el hincado), con martillo de caída libre o de doble acción y/o una combinación de martillo y chiflón de agua. Cuando sean hincados con martillo de doble acción con o sin chiflones, se deberán observar las siguientes recomendaciones:

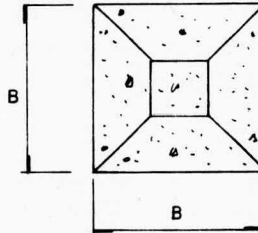
Los martillos desarrollarán una energía por golpe en cada carrera del pistón no inferior a tres décimos (0.3) de kilogramo-metro por kilogramo de peso de pilote que se hinque.

Si se usa un martillo de caída libre, éste tendrá un peso no menor de 50% de los pesos de la suma de la cabeza para el hincado y el pilote, pero en ningún caso será inferior a 1,360 kg. y la altura de caída no será mayor de 2.50 m.

Previamente al hincado se hará una perforación de un diámetro tal que, por lo menos, circunscriba la sección trans



CORTE A-A



CORTE B-B

PILOTES DE CONCRETO

FIG.

68

versal del pilote y hasta una profundidad que alcance como mínimo 50 cm. por arriba del nivel de apoyo propuesto. La perforación se ademarará con lodo bentonítico.

En el hincado se tomará en cuenta lo siguiente:

- A) Se usarán bloques de protección en la cabeza de los pilotes con el objeto de que no se dañen durante el hincado.
- B) Las guías para hincado del pilote se fijarán en su lugar por medio de tirantes o brazos rígidos, permitiendo libertad de movimiento al martillo y dando apoyo lateral al pilote.
- C) Previamente a la soldadura para unir dos tramos de pilote, se tendrá especial cuidado en el alineamiento.

Para dar por terminado el hincado de los pilotes, se verificarán su alineamiento y elevaciones de acuerdo con lo fijado en el proyecto y dentro de lo indicado a continuación:

- A) La separación mínima entre pilotes será de dos y medio diámetros centro a centro.
- B) En ningún caso se permitirá que dos o más pilotes se toquen.
- C) Durante el hincado, los pilotes no deberán sufrir desviaciones mayores de 1.5% con respecto a la vertical.

Además, se propone colocar referencias de nivel en las estructuras y realizar nivelaciones periódicas; diarias durante la etapa de la prueba hidrostática y posteriormente podrán ser mensuales durante sus dos primeros años después de su instalación.

Pruebas de carga en pilotes

Se propone pruebas de carga que indiquen las condiciones de hinca que se encontrarán y que proporcionen información para desarrollar criterios de trabajo.

Una prueba de carga consiste en aplicar incrementos de carga estática midiendo la deflexión o asentamiento del pilote. La carga se aplica generalmente mediante gatos hidráulicos, bien utilizando un gran peso muerto o una viga unida a dos anclajes, trabajando a tracción, para servir de reacción al gato.

Se proponen tres pruebas de carga, con pilotes contruídos e hincados en la misma forma que los de cimentación. La carga máxima de prueba será de dos veces la carga útil del pilote, aplicada en 8 incrementos. El dispositivo para aplicar la carga, será diseñado para soportar 1.2 veces la carga máxima de prueba. Los incrementos de carga se aplicarán después de que la velocidad de deformación bajo el incremento sea menor de 1 mm/20 min. o cuando hayan transcurrido por lo menos dos horas. En la descarga, la recuperación de la deformación se medirá para 50%, 25%, -- 10% y 0% de la carga máxima de prueba. Se presentará un informe incluyendo: registro de hincado del pilote, descripción del sistema de carga y método de prueba, tabla de cargas y deformaciones en etapas de carga y descarga, gráfica de curva-tiempo de asentamiento para cada incremento de carga e incidentes durante la prueba.

VIII. Conclusiones

El Complejo Petroquímico está localizado en la Llanura Costera del Golfo. La temperatura media anual es de 26.8°C y la precipitación media anual de 2,100 mm/año.

Existen epicentros de sismo cercanos a esta zona con una magnitud no mayor de 5° en la escala de Richter.

Se calcula que existen 50 días de lluvia al año. La humedad es muy elevada pero no así la evaporación a pesar de las altas temperaturas. La consistencia impermeable y lo plano del terreno permiten que existan inundaciones continuas.

En particular, la zona de Almacenamiento es de lomerío suave, con una elevación máxima localizada en la cota 31 y la mínima en la 17.

Los sondeos muestran que los suelos areno-arcillosos con una compacidad de muy suelta a muy compacta predominan. Después le siguen las arcillas de alta plasticidad con una compacidad de muy blanda a dura. Solo en el caso del sondeo 5128 desde los 16.20 m. hasta 18.0 m. de profundidad se encontró arcilla de baja plasticidad con una consistencia dura. También se hizo un sondeo alterado.

Para conocer la capacidad de carga admisible del terreno, se utilizó el criterio de Meyerhof. Esta capacidad de carga resultó de 371.0 ton/m² y la carga admisible de trabajo del pilote de 92 ton. Recordando que las esferas de 25,000 BLS estarán apoyadas en 12 columnas y que estas transmiten una carga a nivel de cimentación igual a -- 407.0 ton., la carga total será de

$$Q_t = 407.0 \times 12 = 4,884 \text{ ton.}$$

El número de pilotes "P" necesarios se calculan a partir de la siguiente expresión:

$$P = \frac{Q_T}{Q_a}$$

donde

Q_T = carga/col. total que transmite la estructura en ton.

Q_a = carga admisible de trabajo del pilote en ton.

El número de pilotes necesario por columna es el siguiente:

$$P = \frac{407}{92} = 4 \text{ pilotes}$$

Las esferas de 20,000 BLS estarán apoyadas en 10 columnas y cada una transmitirá 320 ton. entonces el número de pilotes necesario es

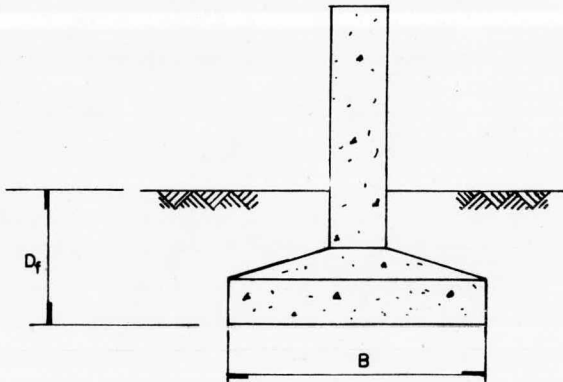
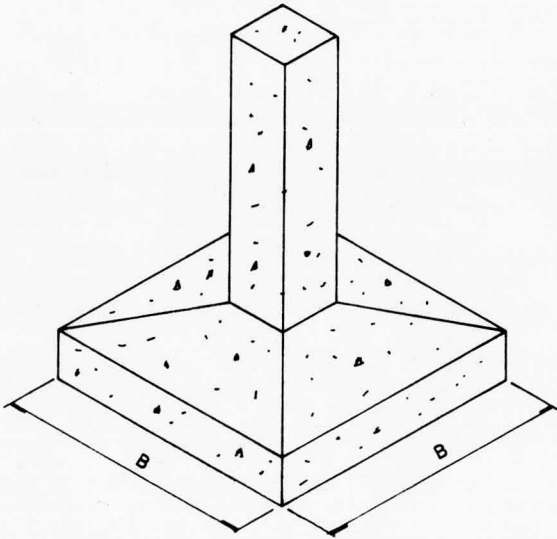
$$P = \frac{320}{92} = 3 \text{ pilotes/columna}$$

El tanque horizontal transmitirá a cada una de sus dos "silletas" (o apoyos) una carga de 111.25 ton., por lo tanto, el número de pilotes necesario por apoyo es

$$P = \frac{111.25}{92} = 1 \text{ pilote}$$

Para el análisis de la cimentación superficial se empleó el criterio de Terzaghi e indicó que la capacidad de carga admisible del terreno es de 17.76 ton/m^2 . La carga por columna del cobertizo de bombas, la subestación y la casa de bombas es de 12.0 ton y la base de las zapatas es de 1.0 m^2 , o sea que transmitirán una presión de 12.0 ton/m^2 . Al ser mayor el valor de la capacidad de carga admisible del terreno que la presión que transmite la zapata, el suelo soportará sin fallar esa presión.¹⁴

La figura 71 muestra los detalles de una zapata aislada.



ZAPATA DE CONCRETO
ISOMETRICO

FIG.

71

REFERENCIAS

- 1.- MECANICA DE SUELOS TOMO I
EULALIO JUAREZ BADILLO
ALFONSO RICO RODRIGUEZ
MEXICO 1978
- 2.- MECANICA DE SUELOS
LAMBE Y WHITMAN
- 3.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES
B.2.1.
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD
- 4.- CIMENTACION DE TANQUES
NORMAS PARA PROYECTOS DE OBRAS
No. 2.214.61
PEMEX
- 5.- MECANICA DE SUELOS
INSTRUCTIVO PARA ENSAYES DE SUELOS
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
- 6.- MECANICA DE SUELOS TOMO II
EULALIO JUAREZ BADILLO
ALFONSO RICO RODRIGUEZ
MEXICO 1979
- 7.- CATALOGO LONGYEAR (1981)
- 8.- "ESTIMATING THE SETTLEMENTS OF
FOUNDATIONS ON SAND"
CIVIL ENGINEERING AND PUBLIC WORKS
REVIEW LONDRES 1964 pp 1415-1418.

9.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES.
SECCION B.2.2
COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

Esta Tesis se imprimió en Agosto de 1983
empleando el sistema de reproducción Foto-Offset
en los Talleres de Impresos Offsali-G, S. A.,
Av. Colonia del Valle No. 535 (Esq. Adolfo Prieto),
Tels. 523-21-05 523-03-33 03100 México, D. F.