

870115

19
24°

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL



TESIS CON
FALTA DE CREEN

ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA OBRAS CIVILES.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ANTONIO RODOLFO SCOLAMIERO PINEDA

GUADALAJARA, JAL. DICIEMBRE 1986



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está 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.

I N D I C E

	Página
I.- Introducción	1
II.- Muestreo de Suelos	
2.1. Identificación de suelos en el campo	2
2.2. Equipo	9
2.3. Toma de muestras	10
2.3.1. Alteradas	10
2.3.2. Inalteradas	13
III.- Análisis Granulométrico	
3.1. Método Mecánico	17
3.2. Método del Hidrómetro	22
3.3. Densidad de un suelo fino	39
3.4. Determinación de la Humedad en el suelo	40
3.5. Determinación del Peso Volumétrico seco suelto y seco compacto	42
IV.- Propiedades y Clasificación de Suelos	
4.1. Límites de Atterberg	46
4.2. Permeabilidad	58
4.3. Consolidación	70
4.4. Corte Directo	92
4.5. Prueba Triaxial	101
4.6. Clasificación S.U.C.S.	118
V.- Capacidad de Carga	
5.1. Prueba de Penetración estándar	141
5.2. Determinación del VRS	148
5.3. Teoría de Terzaghi, Meyerhof y Skempton	156
VI.- Compactación	
6.1. Prueba Proctor	181
6.2. Prueba Porter	184
6.3. Pruebas de Campo	189

VII. Aplicaciones	192
Conclusiones	216
Bibliografía	217

CAPITULO I

I N T R O D U C C I O N

El ensayo de suelos que muy frecuentemente está asociado con los proyectos de ingeniería de Tiempo de Paz, representó un importante papel en la Construcción Militar durante la guerra. El principal uso hecho del conocimiento de los suelos fue en la construcción de aeropuertos.

Para construir tales campos de aterrizaje economizando trabajo humano y materiales, se hizo esencial proyectar, basándose en el conocimiento de las propiedades de los suelos que se encontraban; estas mismas técnicas se pueden aplicar fácilmente ahora a la construcción de carreteras, caminos y todo tipo de obra civil.

Fue inquietud mía la de elaborar un pequeño trabajo, el cual contiene las más usuales pruebas de laboratorio y campo, las que los ingenieros civiles omitimos por no contar con una guía o compendio de fácil lectura y entendimiento. Espero sinceramente que este presente trabajo sirva no sólo para los profesionales en su ejercicio, sino para los alumnos de esta H. Escuela de Ingeniería Civil.

CAPITULO II
MUESTREO DE SUELOS

.2.1. Identificación de Suelos en el Campo.

Para un control adecuado de los suelos se necesita su correcta identificación. La falta de tiempo o de medios hace que frecuentemente sea imposible el realizar detenidos ensayos para poderlos clasificar. Así pues, - la habilidad de identificarlos en el campo por simple -- inspección visual y su examen al tacto son importantes ; ya que frecuentemente se deben tomar esenciales decisiones basadas en este reconocimiento, aún cuando el tiempo y los medios permitan ensayos de laboratorio , se hace un examen al tomar la muestra, con el fin de describir el suelo adecuadamente.

Principales Tipos de Suelos.

Para su identificación todos los suelos pueden agruparse en cinco tipos base: grava, arena, limo, arcilla y materia orgánica; y varias de sus combinaciones. En la naturaleza los suelos raramente existen por separado como tipos base, sino que se encuentran como compuestos.

La identificación y clasificación de suelos en el campo se basa en el reconocimiento de los tipos base de suelos y de las características de los compuestos.

Descripción General de los tipos de Suelos.

Grava: Está formada por acumulaciones sueltas de fragmentos de roca; la grava podrá ser gruesa con un diámetro de 30 a 70 mm, la grava media de 5 a 30 mm y la grava fina de 2 a 5 mm. Como material suelto suele encontrarse en los lechos de ríos, en los márgenes y en los conos de deyección de los ríos, la combinación del escurrimiento de aguas y montes y de las fuerzas del campo gravitacional, forma los depósitos de talud; el arrastre de estos materiales hace que disminuyan en tamaño, por el mismo arrastre, llevándolos a depositar la corriente en algunas de las formas anteriormente descritas.

Arena: Es el nombre que se le da a los materiales de granos finos procedentes de la denudación de las rocas o de su trituración artificial; el diámetro de las partículas varía desde la arena gruesa de 1 a 2 mm, la arena media de 0.2 a 1 mm hasta la arena fina con un diámetro de 0.1 a 0.2 mm.

El origen y también la existencia de las arenas , es análoga a la de las gravas; las dos suelen encontrarse juntas en el mismo depósito. La arena de río contiene muy a menudo proporciones relativamente grandes de grava y arcilla.

Las arenas son materiales que estando limpias, no se contraen al secarse, no son plásticas siendo éstas mucho menos compresibles que la arcilla.

Limo: Son suelos de grano fino con poca o ninguna plasticidad pudiendo ser limo inorgánico como el producido en canteras o limo orgánico como el que se puede localizar en los ríos; el diámetro puede ser para la fracción gruesa de 0.006 a 0.02 mm y la fina podrá variar de 0.002 a 0.006 mm de diámetro.

Su principal característica es que son completamente inadecuadas para soportar cargas por medio de zapatas debiéndose evitar totalmente cuando se debe emplazar estructuras en suelos limosos.

Arcillas: Son partículas coloidales con un diámetro para la arcilla gruesa de 0.0006 a 0.002 mm y la arcilla fina varía de 0.0002 a 0.0006 mm. Esta tiene la propiedad de volverse plástica al ser mezclada con agua. La plasticidad y resistencia en seco, están afectadas por la forma y la composición mineral de las partículas.

La materia orgánica consiste, bien en vegetales parcialmente descompuestos, como sucede con la turba, o en material vegetal finamente dividido, como sucede con los limos orgánicos y en las arcillas orgánicas.

A continuación se detallan algunos ensayos que podrían ser útiles para nuestra identificación de suelos - en campo.

Inspección Visual.

Forma del grano, se observan y clasifican las partículas de arena y grava en cuanto a su grado de angulosidad y redondez.

Tamaños y graduación de los granos:

Para conocer la granulometría de suelos de grano grueso se extiende una muestra representativa sobre una superficie plana y se observa la distribución o la uniformidad de los tamaños de las partículas.

Para la granulometría de suelos de grano fino se agita la muestra en una jarra de agua y se le deja sedimentar. La granulometría aproximada se ve por la separación de las partículas en la jarra, desde arriba hasta el fondo.

El limo permanece en suspensión al menos durante un minuto, la arcilla una hora o más.

Ensayo de Sacudimiento.

Este ensayo es útil para la identificación de suelos de grano fino; se prepara una pequeña porción de suelo húmedo y se agita horizontalmente sobre la palma de la mano (Probar con varias porciones con diferentes con-

tenidos de humedad).

Se observa si el agua sale a la superficie de la muestra dándole una apariencia blanda y satinada. Luego se aprieta la muestra entre los dedos haciendo que la humedad desaparezca de la superficie; la que cambia de una apariencia brillante a otra mate. Al mismo tiempo la -- muestra se endurece y finalmente se desmenuza bajo la -- creciente presión de los dedos. Se vuelven a agitar las piezas rotas hasta que fluyan otra vez juntas. Hay que distinguir entre reacción lenta, rápida y media al ensayo de sacudimiento.

Una reacción rápida indica la falta de plasticidad, tal es el caso del limo inorgánico típico, polvo de roca o arena muy fina.

Una reacción lenta indica un limo o arcilla-limo ligeramente plásticos.

Si no hay reacción es índice de una arcilla o material turboso (orgánico).

Ensayo de Rotura.

Este ensayo puede usarse para determinar la resistencia en seco de un suelo, y es una medida de cohesión. Se deja secar una porción húmeda de la muestra y se ensaya la resistencia en seco desmenuzándola entre los de -- dos. Se debe aprender a distinguir entre ligera, media y alta resistencia en seco. Antes de secar la muestra -- se quitan todas las partículas gruesas que pudieran en -- torpecer el ensayo.

Una resistencia en seco ligera, indica un limo - inorgánico, polvo o roca, o una arena limosa; sin embargo, la arena da su tacto característico al pulverizar la muestra.

Una resistencia en seco media, denota una arcilla inorgánica de plasticidad entre baja y media; se requiere una considerable presión de los dedos para pulverizarla.

Una resistencia en seco alta indica una arcilla - inorgánica altamente plástica. La muestra seca puede ser rota pero no pulverizada bajo la presión de los dedos.

NOTA: Una cohesión o resistencia en seco alta -- puede ser ocasionada por algún material - aglutinante tal como carbonato cálcico u óxido de hierro; por ejemplo, la roca caliza no plástica o el coral puede desarrollar una gran resistencia en seco.

Ensayos de Plasticidad.

Plasticidad es la propiedad física de un suelo de grano fino que, con un adecuado contenido de agua, le permite ser amasado hasta darle consistencia de una masa lla.

Para ensayar la plasticidad de un suelo, se prepara una porción húmeda, quitándole las partículas gruesas, se empieza rodándola con la palma de la mano sobre una superficie llana formando cilindros de 1/8" aproximadamente.

Se pliegan los cilindros formando una bola y se -

vuelven a rodar otra vez, repitiendo el proceso hasta - que la pérdida de humedad hace que el cilindro se desmenuce cuando se rueda. La humedad contenida en este punto se llama límite plástico.

Cualquier suelo que puede ser enrollado fácilmente en forma de cilindro, sin desmenuzarse, es plástico.

La arcilla de gran plasticidad forma un tenaz cilindro que puede ser remodelado en una masa por debajo del límite plástico, y deformarse presionando fuertemente con los dedos sin que se desmenuce.

El suelo de plasticidad media forma un cilindro de moderada tenacidad, pero la masa se desmenuza pronto, después que el límite plástico es alcanzado.

El suelo de baja plasticidad forma un débil cilindro que no puede ser amasado junto, por debajo del límite plástico. Los suelos plásticos que contienen material orgánico o mucha mica forman cilindros que son muy blandos y esponjosos.

Ensayo al Olor.

Las muestras recientes de suelos orgánicos tienen un olor distintivo que ayuda a su identificación. El olor puede hacerse más manifiesto calentando una muestra húmeda.

Ensayo al Acido.

Se vierte a gotas un poco de ácido clorhídrico so

bre una muestra de suelo: una reacción efervescente, indica carbonato cálcico.

Ensayo al Brillo.

Se frota una muestra seca o ligeramente húmeda -- con la uña del dedo o con una hoja de navaja. Una superficie brillante, indica una arcilla muy plástica; una -- superficie mate indica un limo o una arcilla de baja - plasticidad.

Un aparato que ha probado ser muy útil para clasificar rápidamente los suelos cohesivos, es el penetrómetro de bolsillo. Se basa en el principio de penetración, y es práctico para evaluar la resistencia al esfuerzo -- cortante del suelo, tanto en la exploración de campo o - en su construcción, como en estudios de laboratorio preliminares.

2.2. Equipo.

El equipo de ensayo de suelos en el laboratorio - se ha concebido para usarlo en el campo y se construye - tan robusto como es posible sin sacrificar la indispensable precisión. De cualquier modo, negligencia y falta - de cuidado pueden producir ensayos erróneos más engañosos que no hacer ninguno.

El equipo de laboratorio es muy variado pudiendo ir desde equipos algo sofisticados hasta numerosas herramientas manuales.

- Molde Porter.
- Molde proctor, collarín, pisón metálico.
- Serie de tamices.
- Balanza de tres escalas.
- Copa de casagrande.
- Hornos.
- Estufas.
- Posteadora con sus extensiones.
- Penetrómetro.
- Consolidómetro.
- Cámara triaxial.
- Compresor.
- Numerosas herramientas menores como navajas, cuchillos, etc.

2.3. Toma de Muestras.

La cantidad de material que constituye una muestra debe ser suficiente para realizar todas las pruebas de laboratorio y aún repetir los incorrectos o aquellos cuyos resultados sean dudosos. En general conviene formar muestras de 40 a 50 Kgs.

2.3.1. Alteradas.

El muestreo debe realizarse por capas, si la explotación se piensa hacer con escrepas; y en caso de utilizarse palas mecánicas o dragas, el muestreo debe ser integral, o sea abarcando todo el espesor del material utilizable.

Se puede hacer por medio de pozos a cielo abierto

y sondeados con pala de postear.

Los pozos a cielo abierto se llevan a cabo abriendo un pozo de aproximadamente 1.00 Mt. por 1.50 Mts. o - 2.00 Mts., es decir, lo suficientemente amplio como para que pueda estar una persona efectuando las pruebas; la profundidad será variable y casi siempre hasta encontrar material no excavable con pico y pala tales como tepetate, roca, o hallar agua freática; el muestreo se puede llevar a cabo de dos formas:

a) Muestreo por capas:

La muestra de cada capa se vacía en un cajón que esté protegido en su interior con un forro de papel o un costal de malla cerrada para evitar pérdidas de material fino; el envase deberá estar plenamente identificado indicando el número de pozo, profundidad, fecha, lugar, y número de muestra.

b) Muestreo integral:

El producto de varias capas debe colocarse en un solo envase con su debida identificación. Cuando el material extraído sea grande, puede cuartearse y envasarse únicamente una parte.

Procedimiento de cuarteo:

El cuarteo es un proceso que se lleva a cabo para reducir a tamaño conveniente una muestra de material; el cuarteo se aplica frecuentemente en el campo, cuando el

volumen del material que se obtiene al muestrear un pozo sobrepasa la cantidad que se necesita remitir al laboratorio.

- a) Sobre una superficie limpia se revuelve varias veces el material para obtener una mezcla uniforme y se amontona formando un cono.
- b) Se extiende el material con ayuda de la pala, formando una capa de espesor uniforme y contorno más o menos circular, se divide en cuatro partes iguales por medio de dos diámetros a 90° .
- c) Se toma el material de dos cuarteos opuestos y se desechan los restantes. Estas operaciones reducen a la mitad la muestra y pueden repetirse tantas veces como sea necesario, hasta obtener la cantidad deseada.

Sondeos con Pala de Postear.

Si el terreno lo permite, puede usarse la pala de postear para obtener ya sea muestras por capas o bien de todo el espesor que se va a explotar en la construcción.

Se introduce la pala de postear con movimiento de rotación; una vez llena, se saca y se deposita el material sobre una superficie limpia (lámina, lona, etc.).

Esta operación se repite hasta llegar a la profundidad deseada. El producto de cada palada se deposita ordenadamente, formando hileras de pequeños montones de material.

Las profundidades y espesores aproximados de cada capa se pueden medir con la misma pala de postear.

2.3.2. Muestras Inalteradas.

Una muestra inalterada es suelo que se corta, se separa y se empaqueta con la menor alteración posible, - es decir, deben conservar las condiciones del suelo en su estado natural.

Procedimientos:

1- Suelos Cohesivos Duros.

- a) Se limpia y se nivela el terreno y se traza un cuadro de unos 30 cms. de lado.
- b) Se excava cuidadosamente alrededor del perímetro marcado, hasta una profundidad un poco mayor que la altura que se quiere dar a la muestra, labrando al mismo tiempo las cinco caras descubiertas.
- c) Para obtener la muestra de una pared se excava alrededor en forma semejante a la anterior, conservando la cara inferior.
- d) Con todo cuidado se recorta el terreno por la base de la muestra, para poder desprenderla. Debe marcarse con la letra "S" la cara superior, a fin de darle cuando se ensaye similar posición a la que tenía en el terreno. Además debe indicarse en caso necesario, la dirección en que fluye el agua.

- e) Una vez extraída la muestra, ésta deberá ser inmediata y cuidadosamente protegida con vendas de manta de cielo impregnadas de parafina y brea en relación 1:3; de ser posible antes de extraer la muestra sería recomendable empezar a colocar la protección para ir evitando que ésta pierda humedad y se pueda empezar a -- desbaratar.

La protección de brea y parafina se coloca luego que se calienta la mezcla en la relación exacta; - ésta se va colocando sobre la manta de cielo en forma de capas, con un mínimo de 2 ó 3 capas para así evitar la pérdida de humedad y que nuestra muestra pueda llegar al laboratorio con las mismas condiciones de - campo.

- f) La muestra se colocará en un cajón, que estará relleno de aserrín, papel o paja, de manera que la muestra esté debidamente protegida para el traslado de la misma del campo al laboratorio.

Se deberá recordar que toda muestra siempre deberá ser debidamente identificada, con su numeración correspondiente, y todas las señas para así evitar -- confusión.

2- Suelos Suaves:

En los suelos suaves, en general cohesivos y sin - grava, las muestras inalteradas se obtienen utilizando - un tubo muestreador de lámina, con filo en una de sus bo cas, y el procedimiento a seguir es el siguiente:

- a) Después de limpiar y nivelar el terreno, se introduce el tubo muestreador hasta donde la resistencia del terreno lo permita.
- b) Si con la simple presión no se logra introducir todo el tubo muestreador, se excava a su alrededor para -- eliminar la fricción en la cara exterior del mismo.
- c) Después de introducir todo el tubo muestreador, se recorta la muestra por su base y se envasa al tamaño - del tubo.
- d) Se protegen las bases de la muestra con vendas de man - ta de cielo, impregnadas con la mezcla caliente de pa - rafina y breá y se empaca en un cajón con la debida - protección necesaria para su transporte.

3- Arenas.

La extracción de muestras inalteradas es sumamente difícil; se puede seguir el procedimiento indicado pa - ra el caso anterior, cuando el material es coherente. - En estado incoherente, es fácil provocar alteraciones de la estructura y entonces se deberá proceder de la si - -- guiente manera:

- a) Fijar la posición de los granos con una inyección - de asfalto o congelando el agua, si está saturado el material. i
- b) Se determina la relación vacíos de la arena "in situ", su peso volumétrico y luego se reproducirá la muestra en el laboratorio para poder realizar los ensayos - -

necesarios.

4- Suelos Alterados.

La obtención de muestras inalteradas de suelos -- que presenten planos de exfoliación y se alteren con el ambiente, para ser ensayadas en pruebas de comprensión triaxial, se puede lograr con un muestreador que envasa al espécimen por simple labrado del material "in situ", luego sólo es llegar al laboratorio y colocar la membrana de hule, todo esto sin alteración del suelo.

Minerales constitutivos de los suelos gruesos: -

En los suelos formados por partículas gruesas, los minerales predominantes son: silicatos, principalmente feldespato (de potasio, sodio o calcio), micas, olivino, -- serpentina, etc.; óxidos, cuyos principales exponentes son el cuarzo (SiO_2), la limonita, la magnetita y el corindón; carbonatos, entre los que se destacan la calcita y la dolomita y sulfatos, cuyos principales representantes son la anhidrita y el yeso.

Minerales constitutivos de las arcillas: Las ar-

cillas están constituidas básicamente por silicatos de aluminio hidratados, presentando además, en algunas ocasiones, silicatos de magnesio, hierro u otros metales -- también hidratados. Estos minerales tienen casi siempre una estructura cristalina definida, cuyos átomos se disponen en láminas. Existen dos variedades de tales láminas: la silícica y la aluminica. La primera está formada por un átomo de silicio, rodeado de cuatro de oxígeno; las láminas aluminicas están formadas por retículas de octaedros, -- dispuestos con un átomo de aluminio al centro y seis de oxígeno alrededor.

CAPITULO III

ANALISIS GRANULOMETRICO.

El análisis granulométrico no es más que un intento de determinar las proporciones relativas de los diferentes tamaños de granos presentes en una masa de suelo dada. Obviamente para obtener un resultado significativo la muestra debe ser estadísticamente representativa de la masa de suelo; como no es físicamente posible determinar el tamaño real de cada partícula independiente de suelo, la práctica solamente agrupa los materiales por rangos de tamaño. Para lograr esto se obtiene la cantidad de material que pasa a través de un tamiz con una malla dada, pero que es detenido en un siguiente tamiz cuya malla tiene diámetros ligeramente menores al anterior y se relaciona esta cantidad retenida con el total de la muestra pasada a través de los tamices; la prueba mecánica se lleva a cabo en aquellos suelos que el porcentaje de material que pasa la malla No. 200 sea menor del 10 al 12%; en caso contrario se deberá emplear el método del hidrómetro para obtener aproximadamente la distribución granulométrica de suelos en los cuales existe una cantidad apreciable de partículas inferiores a la malla No. 200.

3.1. Método Mecánico.OBJETIVO:

Iniciarse en el método para hacer el análisis granulométrico mecánico de un suelo y a la forma de presentar los resultados obtenidos. Obtener la curva granulo-

métrica del suelo en cuestión, y mediante ésta, clasificarlo como grava, arena o material fino determinado.

Si el suelo está bien o mal graduado en caso de ser grueso.

Equipo.

- 1.- Aproximadamente 500 gr. de suelo.
- 2.- Balanza mecánica de 3 escalas con aproximación al décimo.
- 3.- Un cucharón.
- 4.- Charola de lámina.
- 5.- Juego de mallas 2", 1 1/2", 1", 3/4", 1/2", 3/8", --
No. 4, 10, 20, 40, 60, 100, 200.

PROCEDIMIENTO.

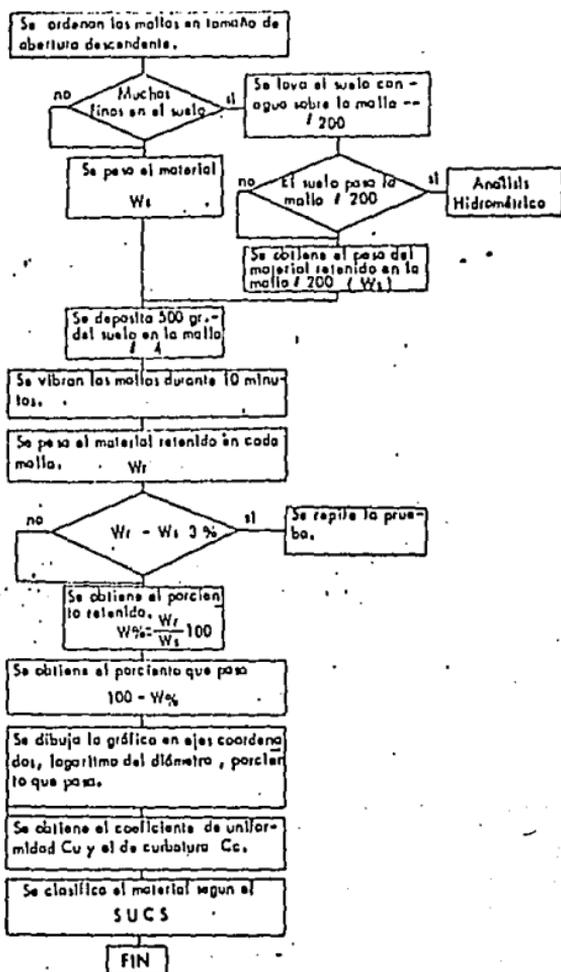
- 1.- Si la muestra posee muchos finos se deberá lavar el suelo con agua sobre la malla 200.
- 2.- Si el suelo pasa la malla 200 se realizará el análisis hidrométrico; en caso contrario se deberá secar el material retenido y pesarlo.
- 3.- Si no existen finos, la muestra se pondrá a secar y luego se deberá pesar.
- 4.- Se colocan las mallas en orden decreciente según su abertura.
- 5.- Se deposita el material en la parte superior del juego de malla y se agita en forma manual un mínimo

de 15 min., se agita todo el juego de mallas horizontalmente con movimientos de rotación y verticalmente, con golpes leves de vez en cuando.

- 6.- Se pesa el material retenido en cada malla; la suma total de retenidos debe ser igual al peso total de la muestra (W_s), si la muestra difiere en más del 5% debe realizarse nuevamente la prueba.
- 7.- Calcular el porcentaje retenido en cada malla, dividiendo los pesos del suelo retenido entre el peso total de la muestra (W_s) y multiplicarlo por 100.
- 8.- Calcular el porcentaje que pasa en peso de cada malla, restando del 100% total, el porcentaje retenido acumulado en cada malla.
- 9.- Graficar la curva granulométrica con todos los datos obtenidos anteriormente y obtener los coeficientes de uniformidad (C_u) y de curvatura (C_c).

Errores que se pueden cometer.

- 1.- Tiempo insuficiente en el agitado de las mallas.
- 2.- Pérdida de material en el agitado de la prueba.
- 3.- Estado defectuoso de la malla.
- 4.- Existencia de residuos de material en la tela de las mallas que impidan el paso del material.
- 5.- Realizar mal las pesadas del material.
- 6.- Sobrecarga de las mallas.



ANALIS GRANULOMETRICO.

Malla No.	Peso retenido parcial	% Retenido parcial	% Retenido Acumulativo	% que pasa la malla
2"	0	0	0	100
1 1/2"	0	0	0	100
1"	0	0	0	100
3/4"	0.245	2.30	2	98
1/2"	0.245	2.30	5	95
3/8"	0.315	2.95	8	92
1/4"	0.510	4.78	12	88
# 4	0.635	5.96	18	82*
Pasa la # 4	<u>8.710</u>	81.71	100	
	10.660 kg.			
# 10	23.50	9.64	10	72
# 20	30.60	12.55	23	59
# 40	31.40	12.87	36	46
# 60	20.60	8.45	44	38
# 100	28.20	11.56	56	26
# 200	21.00	8.61	64	18
Pasa la #200	<u>44.70</u>	18.33	82*	
	200.00 grs.			

* Comprobación.-

3.2. Método del hidrómetro.

OBJETIVO:

Obtener la granulometría de los suelos finos (suelos que pasan la malla 200), el hidrómetro es un dispositivo que sirve para calcular los pesos volumétricos de las sustancias líquidas; el hidrómetro colocado dentro de un líquido se hunde hasta que su peso se equilibra con el del líquido desplazado.

El hidrómetro mide así el peso volumétrico de la solución y además se puede graduar de modo que las lecturas en él, indiquen el peso en grano de sólidos en suspensión en un litro de agua.

Para que el hidrómetro proporcione los datos para calcular el diámetro máximo de las partículas en suspensión es necesario calibrarlo; la calibración consiste en:

- a) Comprobación de la graduación de la escala; dado que ella puede desplazarse dentro del vástago.
- b) La corrección por temperatura, puesto que la calibración se hace para una temperatura estándar 20°C.
- c) La distancia efectiva de caída en función de las lecturas en él, tomando en cuenta la inmersión.
- d) La modificación de la lectura por formación del menisco y por el cambio de densidad debido al defloculante.

Calibración del Hidrómetro:Equipo:

- a) Probetas graduadas de 500 y 1000 ml.
- b) Balanza de precisión.
- c) Matraces calibrados.
- d) Sal.
- e) Hidrómetro.
- f) Regla de medir.
- g) Compás de punta.
- h) Termómetro.

Procedimiento:a) Comprobación de la escala del hidrómetro.

- 1.- Se pesan las cantidades de 8, 16 y 24 gr. de sal.
- 2.- Se ponen en tres matraces calibrados de 500 cm³, se llenan con agua destilada hasta la marca de aforo, - se registran las temperaturas del agua y se pesan los matraces con las soluciones; el peso volumétrico.

$$P.V. = \frac{\text{Peso solución}}{\text{Volumen solución}} \quad \text{Vol. Solución} = \frac{\text{Peso del agua que lleva el matraz}}{\text{P.V. del agua a Temp. de operación.}}$$

- 3.- Se pasa una de las soluciones a una probeta de 500 cc. y se introduce el hidrómetro y se hace la lectura W_s (Peso de la muestra seca).

- 4.- Se repite la operación anterior para cada una de las soluciones y para agua destilada sola.
- 5.- Se calculan las lecturas que el hidrómetro debería dar si su escala estuviera correcta.

$$L = \frac{1000 (\gamma_a - 1) S_s}{S_s - 1} = W_s$$

L = Lectura en gr/lt que debería leerse.

γ_a = Peso volumétrico aparente de la solución, tomando en cuenta los cambios de temperatura.

S_s = Peso específico, valor específico y constante en todos los hidrómetros (2.65).

- 6.- Peso volumétrico aparente, se obtiene a partir del peso volumétrico calculado y de la corrección por temperatura.

$$\gamma_a = \frac{\gamma_m}{1 + \gamma_t - \gamma_c - \frac{m_t}{10^3}}$$

γ_t = Peso volumétrico del agua TC

γ_c = " " " " a 20°C

m_t = Corrección por temperatura.

- b.- Corrección por temperatura (m^t).

Se dan los valores en la tabla adjunta; se supone que la calibración del hidrómetro es hecha a la temperatura de 20°C y cualquier cambio en la temperatura altera

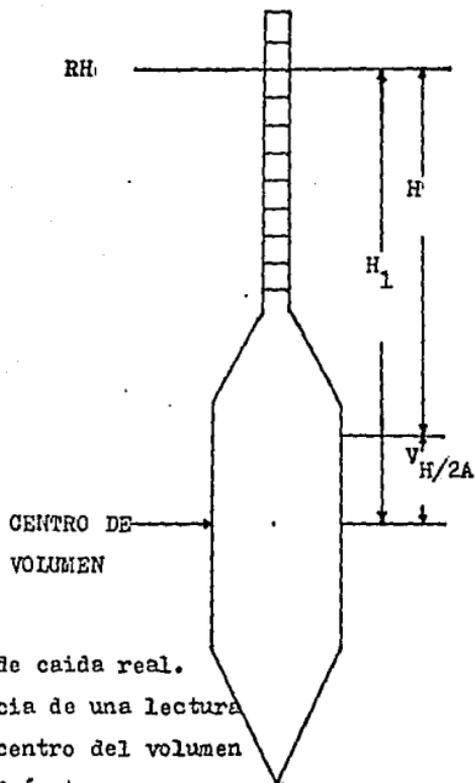
el peso volumétrico en más o menos según la tabla.

Corrección por temperatura					
T°C	mt	T°C	mt	T°C	mt
14.0	-0.9	20.0	0.0	26.0	1.3
14.5	-0.8	20.5	0.1	26.5	1.4
15.0	-0.8	21.0	0.2	27.0	1.5
15.5	-0.7	21.5	0.3	27.5	1.6
16.0	-0.6	22.0	0.4	28.0	1.8
16.5	-0.6	22.5	0.5	28.5	1.9
17.0	-0.5	23.0	0.6	29.0	2.1
17.5	-0.4	23.5	0.7	29.5	2.2
18.0	-0.4	24.0	0.8	30.0	2.3
18.5	-0.3	24.5	0.9	30.5	2.5
19.0	-0.2	25.0	1.0	31.0	2.6
19.5	-0.1	25.5	1.1		

Tabla II.

c.- Calibración de la distancia de Caída.

La distancia (H) desde la superficie de la suspensión al centro de inmersión del bulbo del hidrómetro debe calibrarse. La distancia (H) servirá para calcular la velocidad de caída de las partículas más gruesas que todavía afectan el hidrómetro, al dividir la distancia (H) entre el tiempo transcurrido desde que se dejó de agitar la suspensión hasta hacer la lectura.



H = Altura de caída real.

H_1 = Distancia de una lectura

R_h al centro del volumen
del hidrómetro.

Procedimiento:

- 1.- Determinar el volumen del bulbo del Hidrómetro (H).
- 2.- Determinar el área (A) de la probeta de 1000 cm^3 que se usará en la prueba, midiendo la distancia entre dos graduaciones por medio de un compás de puntas. - El área (A) es el cociente que resulta de dividir el volumen incluido entre las graduaciones, entre la distancia media con el compás.
- 3.- Aforar la probeta de 500 cm. a 420 cm. y se sumerge el hidrómetro hasta el momento en que el agua desalojada sea igual a la mitad del volumen del bulbo del hidrómetro; en este momento la superficie del agua indica la altura a que se encuentra el centro del volumen. Se hace una lectura (Rk) en la escala del hidrómetro donde coincida con el borde superior de la probeta.

Se mide la distancia (hk) de la distancia del centro del volumen del hidrómetro hasta la lectura (Rk).

- 4.- Para referir las distancias h_i de cada lectura R_i del vástago al centro del volumen, se mide la distancia entre R_i y R_k , dependiendo si R_i es mayor que R_k , se suma o se resta esta distancia el valor h_k .
- 5.- La altura de cada corregida será:

$$H = h_i - Vh/2A$$

Donde:

H_i = Distancia medida para cada lectura al centro -- del volumen.

VH = Volumen del hidrómetro.

A = Area de la probeta.

d.- Corrección por Menisco:

Se limpia completamente el cuello del hidrómetro_ y se sumerge en agua destilada haciendo dos lecturas: - una en la parte superior del menisco y la otra en la superficie horizontal del agua; la diferencia de las dos lecturas será la corrección por menisco (C_m), la cual deberá sumarse a la efectuada durante la prueba.

e.- Corrección por Defloculante:

Al agregar un defloculante a la suspensión, se -- aumenta la densidad de ésta, por lo que debe hacerse una corrección (C_d). Se sumerge el hidrómetro en agua lim-- pia y se hace una lectura en la escala, después se añade la cantidad de defloculante que se vaya a usar en la - - prueba, se sumerge el hidrómetro y se hace la lectura; - la diferencia de lecturas dará la corrección por deflocu_ lante(C_d); esta corrección es negativa. El defloculante_ no es más que un agente dispersor de los grumos que tien_ den a formar entre sí, las partículas finas al estar en suspensión.

Con todos los datos obtenidos se construyen las - siguientes gráficas, que se emplearán para calcular la -

granulometría.

Obtención de la Prueba Granulométrica por medio del Hidrómetro.

Equipo:

- a) Hidrómetro.
- b) Defloculante.
- c) Probeta.
- d) Cronómetro.
- e) Termómetro.
- f) Horno.
- g) Batidor Mecánico.
- h) Balanza.
- i) Muestra de Suelo.
- j) Agua Destilada.
- k) Nomogramas.

Procedimiento:

- 1.- Es necesario conocer el Ss (Peso específico de los sólidos del suelo) y el % que pasó la malla 200.

Se pesan 50 gr. de muestra seca que pasó la malla # 200.

- 2.- Se prepara una solución de 900 cm³, con agua destilada y con la cantidad total de defloculante que se empleará en la suspensión y mezclar una parte con el suelo; lo necesario para formar una pasta suave.
- 3.- Pasar la pasta fabricada a un batidor mecánico; añá-

dase otra parte de la solución preparada en el paso_ 2, hasta formar 300 cm³ y bátase por 15 minutos.

- 4.- Pasar la solución de suelo preparada a una probeta graduada (1000 cm³), se añade el resto de la solución y agua destilada hasta completar los 1000 cm³.

Con la mano se obtura la boca de la probeta y se agita durante un minuto, haciéndola girar 180° en plano vertical.

- 5.- Se coloca la probeta inmediatamente en una mesa fija, y se echa a andar el cronómetro; introducir el hidrómetro hasta un poco más de su nivel de flotación, soltarlo posteriormente y hacer lecturas en él a 20, 40, 80 y 120 seg.
- 6.- Sacar el hidrómetro y sumergirlo en agua limpia para quitar las partículas que se han agregado a él, manteniéndolo ahí mientras se hace la siguiente lectura.
- 7.- Repetir el mismo procedimiento señalando en 5 y 6 para hacer las lecturas a los 5 minutos, 10, 15 y -- 30, 1, 1/2, 2, 3 y 24 horas, retirándose el hidrómetro tras cada lectura.
- 8.- Medir la temperatura una vez en los primeros 15 minutos y después de cada lectura. La temperatura media no debe diferir de una lectura de otra en $\pm 2^{\circ}\text{C}.$
- 9.- Ya concluida la prueba se determina el peso del suelo seco contenido en la suspensión, pasándola a un recipiente y secarla al horno hasta que haya perdido

totalmente el agua (generalmente 24 hrs. a $100^{\circ}\text{C} \pm \text{SC}$)
 W_s .

10.- Empleo de los nomogramas.

- a) De las lecturas del hidrómetro para distintos tiempos a diferentes temperaturas, se calculan los sólidos en suspensión empleando el nomograma (A) a partir de la temperatura de la prueba y de la densidad de sólidos; los valores obtenidos (W_d) se anotan en el registro donde W_d es el peso de todas las partículas menores que el diámetro D.
- b) Se calculan los porcentajes acumulados parciales.

$$W \% = \frac{W_d}{W_s} \quad 100$$

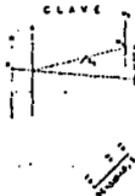
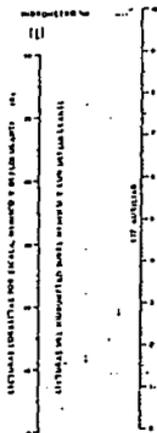
W_s = Peso total de sólidos.

Para el porcentaje acumulativo total se multiplica el parcial por el porcentaje que pasó la malla # 200, dividiéndolo entre 100.

- c) El cálculo del diámetro D correspondiente a cada porcentaje se calcula con el nomograma de casa-grande para la ley de Stokes (gráfica b) a partir de la densidad de sólidos, temperatura, lectura del hidrómetro y tiempo correspondiente.
- d) Los datos obtenidos sirven para continuar la curva granulométrica del análisis mecánico, empleando los porcentajes acumulativos totales.

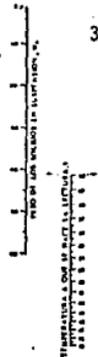
DIAGRAMA PARA DETERMINAR EL TIEMPO DE CAIDA EN SUSPENSION PARA EL ANALISIS MICROANALITICO

(A)

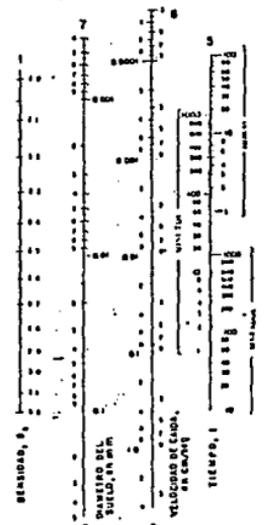
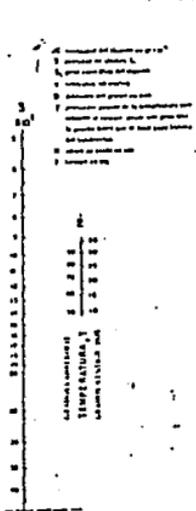


FORMULAS COMPLEMENTARIAS

1. $V = \frac{2}{9} \frac{r^2 (\rho_s - \rho_f) g}{\eta}$
2. $t = \frac{h}{V}$
3. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$
4. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$
5. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$
6. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$
7. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$
8. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$
9. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$
10. $t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$



(B)



LEY DE STOKES

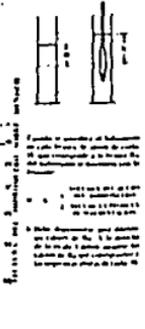
$$V = \frac{2}{9} \frac{r^2 (\rho_s - \rho_f) g}{\eta}$$

$$t = \frac{h}{V}$$

$$t = \frac{9 \eta h}{2 r^2 (\rho_s - \rho_f) g}$$



EFFECTO DE LA INMERSION DEL TUBO DE SUSPENSION

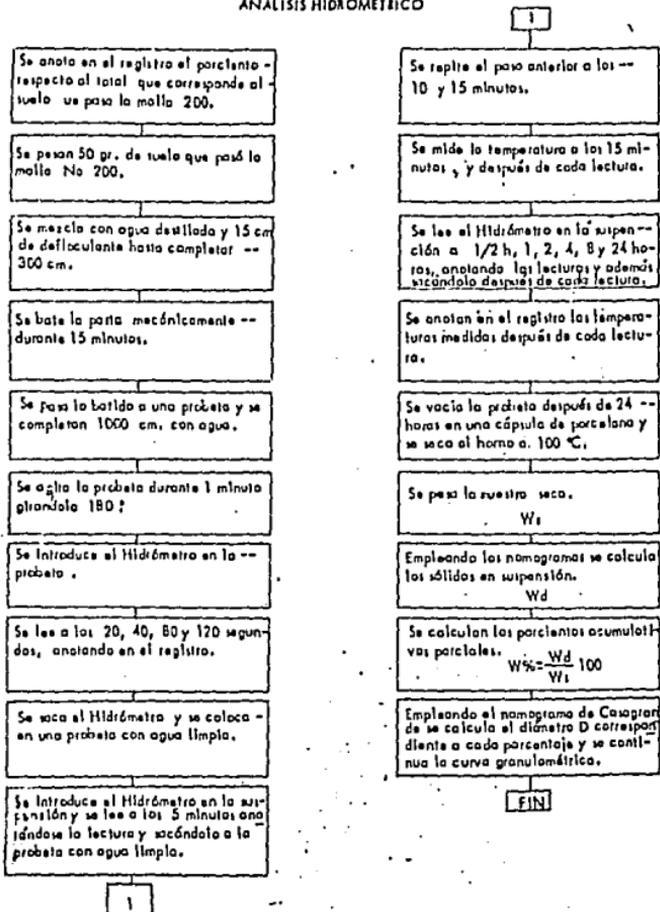


NOMOGRAMA DE CASAGRANDE PARA LA LEY DE STOKES

Errores posibles de cometer durante la ejecución de la -
prueba granulométrica por medio del hidrómetro:

- 1.- Usar un defloculante no adecuado.
- 2.- Insuficiente agitado de la probeta.
- 3.- Falta de cuidado en la introducción y extracción del hidrómetro.
- 4.- La no uniformidad en la temperatura.
- 5.- Pérdida del material al pasarlo de la probeta al recipiente para secarlo al horno.
- 6.- Cantidad insuficiente o excesiva del suelo.

ANÁLISIS HIDROMÉTRICO



Proyecto Trabajo No.

Localización del proyecto Perforación No. Muestra No.

Descripción del suelo Arcilla LIMOSA Profundidad de la muestra

Realizado por Fecha de la práctica

Análisis de hidrómetro

Hidrómetro No. 152 H G_s de los sólidos 2.72 a_w 0.99Agente Dispersante NaPO_3 Cantidad 4% / 125 mL Peso de suelo W, 50.09Corrección de cero +3.0 Corrección de menisco 1.0

Fecha	Hora de la lectura	Tiempo de lectura	Temp. °C	Lectura real del hidrómetro R_c	Lectura corregida del hidrómetro R_c	% más fino	Hidrómetro corregido por el menisco R	L de la escala	L/H	K de la tabla	D
3-4	3:30 PM	1	22°C	49	46.4	91.9	50	8.1	8.1	0.0131	0.037
		2		47	44.4	87.9	48	8.4	4.2	"	0.027
		3		43	40.4	80.0	44	9.1	3.03	"	0.023
		4		42	39.4	78.0	43	9.2	2.3	"	0.020
		8		37	34.4	68.1	38	10.1	1.26	"	0.015
		16		31	28.4	56.2	32	11.1	0.69	"	0.011
		30		26	23.4	46.3	27	11.9	0.397	"	0.0082
		4:30		60	24	21.4	42.4	25	12.2	0.203	"
5:35	125	21	18.4	36.4	22	12.7	0.102	0.0131	0.0042		
9:00	330	23	18	15.7	31.1	19	13.2	0.04	0.0129	0.0026	
3-5	8:00 AM	990	23	16	13.7	27.1	17	13.5	0.014	0.0129	0.0019
		3:00 PM	1410	24	14	12.0	23.8	15	13.8	0.0098	0.0127
3-6	3:00 PM	2850	24	10	8.0	15.8	11	14.5	0.0051	0.0127	0.0009

$$R_c = R_{\text{real}} - \text{corrección de Cero} + C_r$$

$$\% \text{ más fino} = R_c (a_w) / W_s \quad D = K \sqrt{L/H}$$

MEMORIA DE CALCULOS.

$$R_c = R_a - \text{Corrección de cero} + C_t \text{ (de la tabla a } 22^\circ)$$

$$R_c = 49 - 3 + 0.40 = 46.4 \quad a = 0.99$$

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{R_c a}{W^s} 100 = \frac{46.4(0.99)(100)}{50.0} = 91.90\%$$

$$\text{Hidrómetro corregido solamente por menisco} = 49 + 1 = 50$$

$$v = \frac{L}{t} = \frac{8.1}{1} = 8.1 \quad K = 0.0131 \text{ (de la tabla).}$$

$$D = K \sqrt{L/t} = 0.0131 \sqrt{8.1} = 0.037 \text{ mm}$$

De la línea # 3

$$R_c = 43 - 3 + 0.4 = 40.4$$

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{40.4(0.99)(100)}{50.0} = 80\%$$

$$\text{Hidrómetro corregido por menisco} = 43 + 1 = 44$$

$$L = 9.1 \text{ (de la tabla)}$$

$$K = 0.0131 \text{ (de la tabla)}$$

$$D = 0.0131 \sqrt{9.1/3} = 0.023 \text{ mm.}$$

De la última línea.....

$$R_c = 10 - 3 + 1.0 = 8.0$$

$$\text{Porcentaje más fino} = \frac{8.0(0.99)(100)}{50.0} = 15.8\%$$

$$\text{Hidrómetro corregido por menisco} = 10 + 1 = 11$$

$$L = 14.5 \text{ (de la tabla)}$$

$$K = 0.0127 \text{ (de la tabla)}$$

$$D = 0.0127 \sqrt{14.5/2850} = 0.0009 \text{ mm.}$$

Propiedades del agua destilada.

Temp. (°C)	Peso unitario del agua (g/cm ³)	Viscosidad del agua (poises) ¹
4	0.99900	0.01167
10	0.99997	0.01111
16	0.99990	0.01052
18	0.99982	0.01036
19	0.99974	0.01030
20	0.99965	0.01025
21	0.99957	0.01021
22	0.99949	0.01018
23	0.99941	0.01015
24	0.99933	0.01014
25	0.99925	0.01014
26	0.99918	0.01014
27	0.99910	0.01015
28	0.99902	0.01016
29	0.99895	0.01018
30	0.99888	0.01021

$$\text{Poise} = \frac{\text{dina} \cdot \text{s}}{\text{cm}^2} = \frac{\text{g}}{\text{cm} \cdot \text{s}}$$

Factores de corrección a para el peso unitario de sólidos.

Peso unitario de los sólidos del suelo (g/cm ³)	Factor de corrección a
2.85	0.96
2.80	0.97
2.75	0.98
2.70	0.99
2.65	1.00
2.60	1.01
2.55	1.02
2.50	1.04

Factores de corrección por temperatura C_T

Temp. (°C)	C _T
15	-1.10
16	-0.90
17	-0.70
18	-0.50
19	-0.30
20	0.00
21	+0.20
22	+0.40
23	+0.70
24	+1.00
25	+1.30
26	+1.65
27	+2.00
28	+2.50
29	+3.05
30	+3.80

Valores del K de la ecuación para varias combinaciones de pesos unitarios y temperaturas.

PESO UNITARIO DE LOS SÓLIDOS DEL SUELO (g/cm³)

Temp. (°C)	2.50	2.55	2.60	2.65	2.70	2.75	2.80	2.85
16	0.0151	0.0148	0.0146	0.0144	0.0141	0.0139	0.0137	0.0136
17	0.0149	0.0146	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134
18	0.0145	0.0144	0.0142	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132
19	0.0145	0.0143	0.0140	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0131
20	0.0143	0.0141	0.0139	0.0137	0.0134	0.0133	0.0131	0.0129
21	0.0141	0.0139	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127
22	0.0140	0.0137	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0126	0.0126
23	0.0138	0.0136	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124
24	0.0137	0.0134	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0125	0.0123
25	0.0135	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0122
26	0.0133	0.0131	0.0129	0.0127	0.0125	0.0124	0.0122	0.0120
27	0.0132	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0119
28	0.0130	0.0128	0.0126	0.0124	0.0123	0.0121	0.0119	0.0117
29	0.0129	0.0127	0.0125	0.0123	0.0121	0.0120	0.0118	0.0116
30	0.0128	0.0126	0.0124	0.0122	0.0120	0.0118	0.0117	0.0115

Valores de L (profundidad efectiva) para usar en la fórmula de Stokes en la determinación de diámetros de partículas con el hidrómetro ASTM 152H.

Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L (cm)	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L (cm)	Lectura original del hidrómetro (corregida por menisco solamente)	Profundidad efectiva L (cm)
0	16.3	21	12.9	42	9.4
1	16.1	22	12.7	43	9.2
2	16.0	23	12.5	44	9.1
3	15.8	24	12.4	45	8.9
4	15.6	25	12.2	46	8.8
5	15.5	26	12.0	47	8.6
6	15.3	27	11.9	48	8.4
7	15.2	28	11.7	49	8.3
8	15.0	29	11.5	50	8.1
9	14.8	30	11.4	51	7.9
10	14.7	31	11.2	52	7.8
11	14.5	32	11.1	53	7.6
12	14.3	33	10.9	54	7.4
13	14.2	34	10.7	55	7.3
14	14.0	35	10.5	56	7.1
15	13.8	36	10.4	57	7.0
16	13.7	37	10.2	58	6.8
17	13.5	38	10.1	59	6.6
18	13.3	39	9.9	60	6.5
19	13.2	40	9.7		
20	13.0	41	9.6		

3.3. Densidad de un suelo fino.

OBJETIVO:

Obtención de la densidad relativa de un suelo fino referido al peso del agua.

EQUIPO:

- Matraz calibrado a 500 cc.
- Báscula al 1/10 gr.
- Malla # 4.
- Equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- De la muestra seca y cuarteada se cribará material por la malla # 4.
- 2.- De la muestra homogeneizada se tomarán 200 gr. aproximadamente, los que se vaciarán en el matraz, se completa con agua hasta la mitad del bulbo, se introducirá la muestra con cuidado para que no atrape aire.
- 3.- Luego de haber introducido todo el material en el matraz se completa con agua hasta el aforo; hecho esto se procederá a someter el matraz a un baño de maría, para así facilitar la expulsión del aire atrapado.
- 4.- Luego se verificará si el agua está al aforo, y si no se le agrega más, se toma el matraz por el bulbo y se comienza a girar sobre las palmas de la mano, teniendo la debida precaución de que el matraz está

caliente por haberse sacado del baño de maría.

5.- Se procede a pesar; y emplear la siguiente fórmula:

$$Dr = \frac{Ws.}{Ws + Wmw + Wmws}$$

Donde:

Dr = Densidad relativa.

Ws = Peso del suelo.

Wmw = Peso matraz + agua.

Wmws = Peso matraz + agua + suelo.

Errores posibles:

El principal error que se podría cometer sería el de no eliminar el aire del matraz, por lo que se sugiere un cuidadoso procedimiento para la obtención de datos fi dedignos.

3.4. Determinación de la humedad de un suelo.

Generalidades:

La determinación de contenido de humedad es un en sayo rutinario de laboratorio para determinar la canti-- dad de agua presente en una cantidad dada de suelo en - términos de su peso en seco.

OBJETIVO:

Obtener un por ciento de la cantidad de humedad -- presente en una muestra cualquiera.

EQUIPO:

- Horno.
- Báscula al décimo de gramo.
- Cristal de reloj.
- Recipiente para secado.
- Equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Se toma una muestra del suelo a estudiar, procurando que está pesada sea lo más rápido posible entre el proceso de extracción y el de pesado para así evitar pérdida de humedad.
- 2.- Después de la pesada, se colocará en un recipiente para secarla, se colocará en el horno con una temperatura de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$, durante un tiempo que va de 12 a 18 hrs.; se debe tener en cuenta que la temperatura de 110°C en el horno es demasiado alta para ciertos suelos orgánicos (turbas para suelos con alto -- contenido calcáreo o de otro mineral; ciertas arcillas y algunos suelos tropicales). Estos suelos con tienen agua de hidratación levemente adherida o agua molecular, que podría perderse a estos niveles de -- temperatura dando como resultado un cambio en las ca racterísticas del suelo.
- 3.- Se pesará el material en la misma báscula, para ahora determinar su peso seco.
- 4.- Se pasa a emplear la siguiente fórmula:

$$\% \text{ humedad} = \frac{\text{Peso húmedo} - \text{Peso seco}}{\text{Peso seco}} * 100$$

Errores posibles:

- 1.- El haberse demorado mucho entre el proceso de obtención de la muestra en el campo y su determinación -- del peso en el laboratorio.
- 2.-- Emplear una temperatura mayor o menor que la indicada, o para acelerar el proceso se coloca la muestra en una charola y se seca de manera directa en la estufa; este proceso en caso de poseer material vegetal se quemaría y nos daría una humedad errónea.
- 3.5. Determinación del peso volumétrico seco, suelto, y el peso volumétrico seco compacto.

OBJETIVO:

Poder conocer y saber diferenciar los diferentes pesos volumétricos de un material en dos condiciones distintas.

EQUIPO:

- Cubo o recipiente con capacidad de 2.710 lts. para suelos finos.
- Cubo de 10 lts. si el suelo es grueso.
- Suficiente material para efectuar la prueba.
- Báscula.
- Charolas y equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Se procede a disgregar y desgrumar la muestra y ya una vez bien seca se vacía al piso revolviéndola y cuarteándola, tomando los cuartos extremos.
- 2.- Al recipiente se le determina su volumen, y se colocará en una superficie horizontal y firme.
- 3.- Se procederá a llenar el envase, procurando que el material levante la menor cantidad de polvo y evitando una caída muy abrupta.

Dependiendo si el peso volumétrico es el seco -
suelto o el seco compacto se procederá de la siguiente manera:

a) Peso volumétrico compacto.

Para esta determinación se llena el molde en 3 --
capas dando en cada capa golpes del envase contra el pi-
so hasta que ya no sufra asentamientos, y en la última -
capa se enrasa y posteriormente se pesa.

b) Peso volumétrico seco suelto.

En este peso tan sólo se deberá llenar con cuida-
do el molde, soltando el material con cuidado en el mis-
mo, para que éste no sufra ningún asentamiento, y luego_
se pesa inmediatamente con los datos obtenidos, se va -
cía en la forma siguiente y se obtiene el peso volumé-
trico en cada caso.

$$\text{Peso volumétrico} = \frac{\text{Peso del suelo}}{\text{Volumen del recipiente}}$$

Errores posibles:

Se deberá ser cuidadoso al momento de ir colocando las capas del material para en un caso evitar asentamientos y en el otro los golpes deberán ser lo suficientes para así se puedan acomodar las partículas de suelo, porque de lo contrario los pesos volumétricos obtenidos no serán correctos.

CAPITULO IV

PROPIEDAD Y CLASIFICACION DE LOS SUELOS.

La mayoría de los suelos son una acumulación heterogénea de granos minerales no cementados. Sin embargo, los términos "suelo" o "tierra" como los usan los ingenieros, incluyen prácticamente todos los tipos de materiales inorgánicos y orgánicos, cementados o no, que se encuentran en la tierra. Se excluye solamente la roca dura que permanece firme después de expuesta al intemperismo.

Un sistema que describe a los suelos y los coloca en categorías o grupos que tienen distintas propiedades, capacita a los ingenieros para intercambiar información y obtener provecho de la experiencia de los demás.

Para el diseño final de estructuras importantes, la clasificación debe ser complementada por pruebas de laboratorio, que determinen las características de comportamiento del suelo, tales como permeabilidad, resistencia al esfuerzo cortante y compresibilidad, para condiciones de campo previstas.

Sin embargo, los informes que contienen clasificaciones adecuadas de suelos y descripciones correctas de ellos, pueden usarse al hacer estimaciones preliminares, en determinar la extensión de las investigaciones de campo adicionales necesarias para el diseño final, en la planeación de un programa económico de pruebas de laboratorio, y en la aplicación de los resultados, de las pruebas a exploraciones adicionales. El conocimiento de la clasificación del suelo, incluyendo sus propiedades -

típicas, es de especial valor para el ingeniero que estudia cimentaciones y estructuras de tierra.

En 1952, el "Bureau of Reclamation" y el "Corps of Engineers", en unión con el profesor A. Casagrande, como consultor, llegaron a un acuerdo para modificar su clasificación de suelos para aeropuerto, dando origen al llamado "Sistema Unificado de Clasificación de Suelos". Este sistema toma en consideración las propiedades de los suelos relacionadas con la ingeniería, es descriptivo y fácil de adaptarse al suelo real, y tiene la flexibilidad suficiente para usarse en el campo y en laboratorio.

4.1. Límites de Atterberg.

Generalidades:

Las propiedades de un suelo formado por partículas finamente divididas, como arcilla no estructurada, dependiendo en gran parte de la humedad, el agua forma una película alrededor de los granos y su espesor puede ser determinante, de comportamientos diferentes del material. Cuando el contenido de agua es muy elevado, en realidad se tiene una suspensión muy concentrada, sin resistencia estática al esfuerzo cortante; al perder agua va aumentando esa resistencia hasta alcanzar un estado plástico en que el material es fácilmente moldeable; si el secado continúa, el suelo llega a adquirir las características de un sólido, pudiendo resistir esfuerzos de compresión y tensión considerables.

Arbitrariamente, A. Atterberg marcó las fronteras

de los cuatro estados en que pueden presentarse los materiales granulares muy finos, fijando los límites siguientes: líquido, plástico y de contracción. El primero es la frontera entre el estado líquido y el plástico; el segundo entre el plástico y el semisólido; y el tercero -- separa el estado semisólido del sólido. A estos límites se les llama límites de consistencia.

El límite líquido (LL) lo fija el contenido de -- agua (expresado en por ciento del peso seco), que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra del mismo, -- en que se haya practicado una ranura de dimensiones estándar, al someterla al impacto de 25 golpes bien definidos, se cierra sin resbalar en su apoyo. El límite plástico (Lp) lo fija el contenido de agua con el que comienza a agrietarse un rollo formado con el suelo, de aproximadamente 3 mm. de diámetro, al rodarlo con la mano sobre una superficie lisa, no absorbente que puede ser una placa de vidrio.

El límite de contracción (Lc) es el contenido de agua, que saturaría a un suelo contraído por secamiento -- de evaporación.

La diferencia entre el límite líquido y el límite plástico se llama índice de plasticidad y es una medida de la plasticidad del suelo. Se define el índice de contracción por la diferencia entre los límites plástico y de contracción.

OBJETIVO:

Introducir al estudiante al procedimiento de de--

terminación de los límites líquido y plástico de un suelo, además de obtener el contenido de humedad por debajo del cual no se presenta cambio adicional en el volumen - de una masa de suelo y obtener una indicación cuantitativa del cambio total que puede ocurrir.

EQUIPO:

- Copa de Casagrande y su ranurador.
- Vidrio de Reloj.
- Molde para la Contracción Lineal.
- Báscula al 0.01 gr.
- Gotero, Espátula, Vidrio de reloj.
- Horno.
- Malla # 40.

PROCEDIMIENTO.

Preparación de la muestra:

Los ensayos de plasticidad se llevan a cabo solamente con fracciones de suelo que pasen la malla # 40; - la separación en la malla # 40 se hace o por cernido o - por un proceso húmedo más lento. Para determinar qué -- proceso es líquido, se seca a la estufa una parte húmeda del material y luego se examina su resistencia en seco desmenuzándola con la mano.

Si puede romperse fácilmente y el material fino - se reduce a polvo por la presión de los dedos, el método seco de separación se puede usar. Si la muestra tiene - una considerable resistencia en seco y el material fino - no puede ser pulverizado completamente bajo la presión -

de los dedos, hay que utilizar el método húmedo.

- 1.- Se pulverizan aproximadamente 150 gr. de material seco con un mortero, sobre una superficie limpia y lisa.
- 2.- Se cierne la muestra pulverizada a través de la malla # 40 y se descarta el material retenido en él.
- 3.- Se mezcla con agua el suelo que pasa por la malla -- # 40 hasta que tiene la consistencia de una pasta espesa y suave. Se cubre y se deja reposar por lo menos una hora.

Método húmedo.

- 1.- Se desmenuza la cantidad de material necesario, con auxilio de un mortero o con un rodillo.
- 2.- Se transfiere la muestra a un recipiente y se cubre con agua. Se la deja saturar hasta que todo el material se desintegra; esto puede requerir de 2 a 12 horas.
- 3.- Se coloca una malla # 40 sobre un recipiente y se pasa toda la muestra saturada a través de la malla, se lava la malla con más agua, si aún permanece algún material adherido a él.
- 4.- Se vierte agua limpia dentro del recipiente que contiene la malla, hasta un nivel de media pulgada sobre la malla del mismo.

- 5.- Sin levantar la malla se le agita con una mano al mismo tiempo que se remueve el material con la otra, hasta que todos los finos parezcan haberse pasado a través de la malla.
- 6.- Se mantiene la malla ligeramente sobre la superficie del agua, dentro del recipiente, y se lanza agua a chorros sobre el cedazo, hasta que las partículas retenidas estén limpias.
- 7.- Se coloca el recipiente donde no sea perturbado y se coloca de manera tal, que el agua al otro lado del recipiente apenas alcance el borde. Déjese que el suelo sedimente por algunas horas.

NOTA: Para la mayoría de los suelos, el material en suspensión sedimentará; si no hay indicación de esto después de algunas horas uno de los siguientes procedimientos se puede usar para acelerar el proceso.

Si hay tiempo disponible se coloca el recipiente caliente hasta que el agua en exceso se evapone, luego se procede al punto 9.

Si hay poco tiempo para el ensayo, se vierte una solución salina (1/2 cucharilla de sal común de mesa disuelta en un vaso de agua) poco a poco en el recipiente. Esto produce la floculación del material en suspensión.

Sin embargo, tal operación puede cambiar los resultados del ensayo y sólo debe emplearse cuando el tiempo está limitado, es decir, nos urge.

- 8.- Se vierte el líquido poco a poco inclinando el recipiente gradualmente hasta que la capa turbia que yace sobre el sedimento, alcance el borde.
- 9.- Se seca al aire el material hasta que tenga una consistencia de una pasta espesa y suave, la cual se coloca en una cápsula.

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO.

Justamente antes de hacer el ensayo, se deberá -- mezclar y homogeneizar a fondo la muestra una vez más; - con la espátula se separa una porción de material que se reserva para el ensayo del límite plástico.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO:

- 1.- Se colocará suficiente material en la cuchara de - - bronce del aparato de Casagrande, llenándola aproximadamente un tercio del total.
- 2.- Se sostiene la cuchara y usando la espátula para mezclar y extender el material, se forma un espesor de un centímetro en el punto de máxima profundidad.
- 3.- Se sujeta el ranurador con los extremos redondeados_ hacia abajo.
- 4.- El suelo que está en la cuchara se divide con un firme trazo del ranurador, a lo largo del diámetro, de manera que se forme un surco claro y bien definido - de dimensiones adecuadas.

- 5.- Los suelos arenosos pueden requerir varios pasos del ranurador para evitar desgarrar los lados del surco. La profundidad del surco debe incrementarse en cada paso y solamente en el último trazo se debe raspar el fondo de la cuchara.
- 6.- Se debe limpiar el ranurador frotándolo con los dedos antes de ponerlo aparte, pues si el suelo se seca en la herramienta se pierde tiempo en limpiarlo más tarde.
- 7.- Con el mecanismo de golpear limpio y seco y con la altura de caída bien ajustada, se coloca la cuchara en el aparato, se gira la manivela, a razón de dos golpes por segundo y se cuenta el número de golpes necesarios para cerrar los taludes en una distancia de aproximadamente media pulgada.

NOTA: Si los taludes no se cierran media pulgada entre los 25 y los 35 golpes, se deberá añadir agua y volver a mezclar o se seca la muestra hasta que alcance una consistencia dentro de este intervalo.

- 8.- Se quita la cuchara del aparato, se vuelve a mezclar y se ranura de nuevo repitiéndose el punto 7; si el segundo ensayo da el mismo número de golpes que el primero o no se diferencia en más de un golpe, se anotarán ambos números en la hoja de datos. Si la diferencia es mayor de un golpe, se repite el ensayo hasta que tres ensayos consecutivos den una razonable y conveniente serie de números tales como 30-32-30 ó 30-28-30.

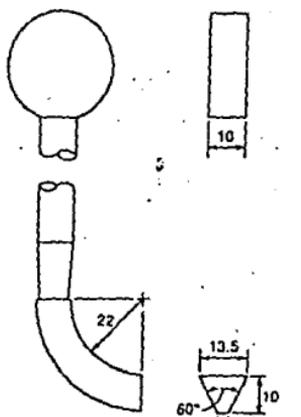
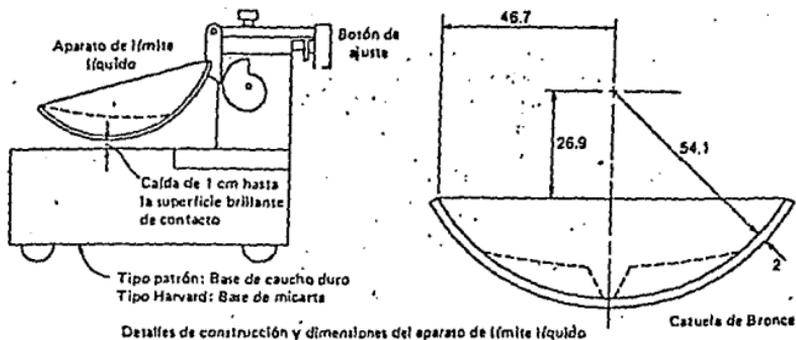
- 9.- Se toman aproximadamente 10 grs. de material de la parte cerrada del surco, se coloca el material en una cajita metálica y se tapa herméticamente.
- 10.- Se retira la cuchara, se vuelve a mezclar, se ranura la muestra otra vez y se repiten los puntos 7,8 y 9.
- 11.- Se colocan aproximadamente 20 gr. de material de la cápsula a la cuchara del aparato de Casagrande, se añade una ligera cantidad de agua y se mezcla hasta formar una pasta uniforme que tenga una consistencia situada entre 10 y 20 golpes.
- 12.- Se ranura la muestra y se repiten los puntos 7,8, 9 y 10.
- 13.- Se determina el contenido de humedad de todas las muestras obtenidas durante el ensayo (las cajas deben estar adecuadamente numeradas y anotadas).

DEDUCCION DEL LIMITE LIQUIDO.

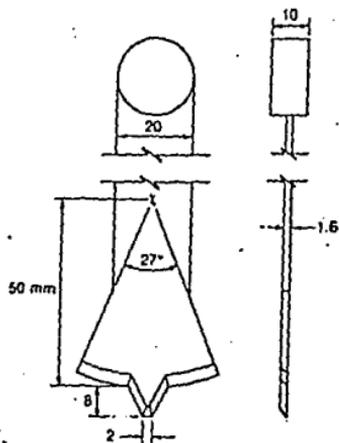
El límite líquido se puede obtener a partir de dos formas siendo una la utilización de una escala semi-logarítmica en la cual se graficará el contenido de humedad contra número de golpes.

El otro es la aplicación de la ecuación obtenida por la Estación Experimental de Hidrovías la cual es:

$$WL = WN \left(\frac{N}{25} \right)^{0.121}$$



Herramienta tipo ASTM para hacer la ranura



Herramienta tipo Casagrande para hacer la ranura

Herramientas ranuradoras

Donde:

WL = Límite líquido.

WN = % de humedad al número de golpes N obtenido en el ensayo.

N = Número de golpes.

Esta fórmula sólo es recomendable si el número de golpes es entre 20 y 30 golpes.

La gráfica se trazará colocando el número de golpes en el eje de las "x" y el contenido de humedad en el eje "y"; esta gráfica será elaborada en papel semi-logarítmico; el contenido de humedad correcto será el que corresponda a la abscisa de los 25 golpes.

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

El límite plástico se ha definido arbitrariamente como el contenido de humedad del suelo, al cual un cilindro se rompe o se resquebraja, cuando se enrolla a un diámetro de 3 mm. aproximadamente; esta prueba es bastante más subjetiva (dependiente del operador) que el ensayo del límite líquido, pues la definición del resquebrajamiento del cilindro de suelo, así como del diámetro de 3 mm. están sujetas a la interpretación del operador.

El diámetro puede establecerse durante el ensayo por comparación con un alambre común o de soldadura del mismo diámetro.

La pequeña muestra que se separó al comienzo del ensayo del límite líquido se deja secar hasta que alcan-

ce una consistencia tal, que el material no se adhiera a las manos, pero que no obstante, pueda ser enrollado en forma de bastoncitos o pequeños cilindros sin que se desmenuce.

- 1.- Se toma hasta en la mitad de la muestra y se hace rodar con la palma de la mano sobre cualquier superficie limpia y lisa, tal como una hoja de papel, hasta formar un cilindro de 1/8 de pulgada (3.17 mm) y de aproximadamente 3 pulgadas de longitud (7.62 cm.).
- 2.- Se pliega el cilindro y se aprieta para formar una bola, luego se enrolla de nuevo.
- 3.- Se repite el punto 2, reduciéndose gradualmente el contenido de humedad al evaporarse el agua según se manipula la muestra, motivando que los cilindros se vayan haciendo más rígidos.
- 4.- El límite plástico (L.P.) se alcanza cuando el cilindro se desmigaja en varias piezas al ser rodado.

NOTA: Si existe duda de si el L.P. ha sido alcanzado, se amasan las piezas juntas y se hacen rodar de nuevo.

- 5.- Colóquese inmediatamente el cilindro desmoronado en una pequeña caja metálica para determinar el contenido de humedad.
- 6.- Para comprobación se hace otra determinación del L.P. utilizando el material de la otra porción que quedó de la muestra original.

DETERMINACION DEL INDICE DE PLASTICIDAD.

La diferencia numérica entre el límite líquido (L.L.) y el límite Plástico (L.P.) es el índice de Plasticidad (L.P.)

$$IP = LL - LP$$

Límite de Contracción.

Los límites líquido y plástico pueden utilizarse para predecir la presencia potencial de problemas en suelos debido a su capacidad de cambio de volumen. Sin embargo, para obtener una indicación cuantitativa de cuánto cambio en humedad puede presentarse, antes de que se presente dicho cambio y poder evaluarlo es necesario realizar un ensayo de Límite de Contracción.

Se deberá tomar una cantidad suficiente de material, el cual estará con un contenido de humedad cercano o superior al límite líquido. Se procede a llenar un molde de 10x2x2 cm.; el molde se llenará en tres capas cuidando de expulsar bien el aire en cada capa compactada, luego se secará al horno por un tiempo de aproximadamente 24 horas a una temperatura constante de $110 \pm 5^{\circ}\text{C}$; una vez seco se medirá la nueva longitud de la muestra y aplicando la siguiente fórmula obtendremos el Límite de Contracción:

$$L.C. = \frac{Lo - Lf}{Lo}$$

Donde:

Lo = Longitud del molde o inicial.

Lf = Longitud final.

L.C. = Límite de Contracción.

4.2. Permeabilidad

Generalidades:

En 1856, H. Darcy estableció la ley que rige el flujo de agua a través de los suelos, expresándola como sigue:

$$Q = K i A$$

En donde:

Q = Gasto que pasa a través de la muestra.

K = Coeficiente de permeabilidad.

i = Gradiente Hidráulico.

A = Area de la sección transversal de la muestra.

Esta expresión sólo es válida si el escurrimiento es laminar.

El coeficiente de permeabilidad K depende del tamaño y forma de los granos que componen el suelo, de la relación de vacíos, del grado de saturación, del contenido de materia orgánica y de la temperatura y solubilidad de sus elementos. Siendo este coeficiente distinto para cada tipo de suelo, es necesario determinarlo experimentalmente, mediante pruebas de permeabilidad, en cada caso particular.

Con objeto de establecer una base comparativa es conveniente expresar el coeficiente de permeabilidad refiriéndolo a la temperatura de 20°C, si se conoce el valor K, a cualquier temperatura T, su valor a 20°C, será:

$$K_{20} = \left(\frac{U_r}{U_{20}} \right) K_t$$

El coeficiente de permeabilidad de un suelo, es un dato, cuya determinación correcta es de fundamental importancia para la formación del criterio del proyectista en algunos problemas de mecánica de suelos y en muchos casos, para la elaboración de sus cálculos.

Existen varios procedimientos para la determinación de la permeabilidad de los suelos: unos "directos", así llamados porque se basan en pruebas cuyo objetivo fundamental es la medición de tal coeficiente; otros "indirectos" proporcionados en forma secundaria por pruebas y técnicas que primariamente persiguen otros fines.

Estos métodos son los siguientes:

a) Directos:

1. Permeámetro de carga constante.
2. " " " " variable.
3. Prueba directa de los suelos en el lugar.

b) Indirectos:

1. Cálculo a partir de la curva granulométrica.
2. " " " " " prueba de consolidación.
3. " con la prueba horizontal de capilaridad.

En el presente trabajo desarrollaremos la prueba de carga constante para suelos con un coeficiente de permeabilidad alta; para los de bajo coeficiente de permeabilidad tales como mezclas de arenas, limo y arcilla,

limos con arcillas o arcillas simplemente, se utilizará la prueba de carga variable, además de la utilización -- del método indirecto de la consolidación para tener el - coeficiente de permeabilidad de las arcillas.

Prueba con Permeómetro de carga constante.

Este permeómetro se utiliza para suelos relativamente permeables, tales como gravas, arenas y mezclas de arena y grava.

Los coeficientes de permeabilidad para esta clase de suelos varían de 10^2 a 10^{-3} cm/seg.

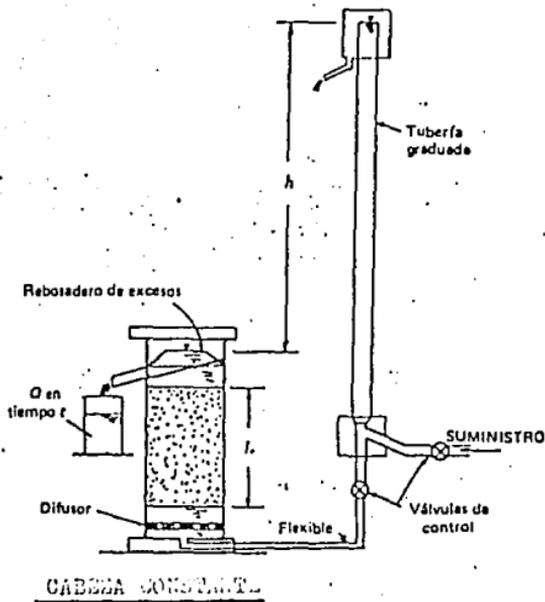
El procedimiento consiste en someter la muestra - del suelo a un escurrimiento de agua bajo una carga cons tante. Es necesario conocer el área de la sección trans versal de la muestra, su longitud, la carga a que está - sometida y la temperatura del agua.

OBJETIVO:

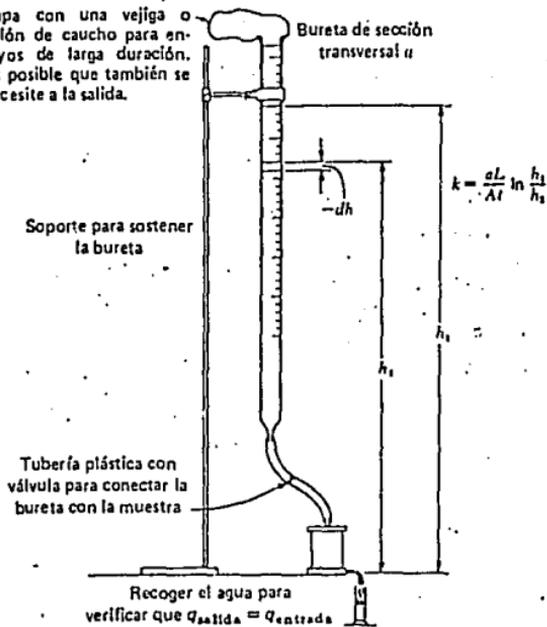
Obtener el coeficiente de permeabilidad por método directo en suelos con un coeficiente de permeabilidad alta, es decir, en suelos granulares.

EQUIPO:

- Permeómetro de Lucita: Diámetro interior 10 cm; longitud 20 cm para arenas; 20 cm de diámetro interior, 1 - mt. de longitud para gravas o mezclas de grava y arena.
- Dispositivo de abastecimiento (ver dibujo).



Tapa con una vejiga o balón de caucho para ensayos de larga duración. Es posible que también se necesite a la salida.



- Termómetro.
- Cronómetro.
- Pisón metálico 4 cm. de diámetro y 300 gr. de peso.
- Malla # 100.
- Balanza de 2 Kg. de capacidad y 0.1 gr. de aproximación.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Se mide el diámetro promedio del permeámetro y se de termina su área transversal, registrándola.
- 2.- Se coloca la malla en el extremo inferior del paráme tro y se pesa este conjunto que se considera como la Tara, registrando su valor en el renglón respectivo, así como el número de permeámetro.
- 3.- El material seco se colocará en capas, aprisionándolas con un número variable de golpes, a fin de que - la muestra quede uniformemente compactada en todo su espesor.
- 4.- Se pesa el permeámetro con la muestra compactada; -- este peso, menos el de la Tara, representa el peso - de la muestra seca, que se anota en el renglón res-- pectivo, así como la longitud total de la muestra - (L).
- 5.- Se satura la probeta por capilaridad, sumergiéndola l entamente en un recipiente con agua destilada y pro curando que el nivel de la línea de saturación quede arriba del nivel de agua del recipiente, con objeto de que la saturación se efectúe exclusivamente por -

capilaridad y la expulsión del aire de la muestra -- sea más efectiva.

Al terminar de saturar la muestra se permite -- que el agua del recipiente quede arriba del nivel superior de la muestra e inmediatamente se coloca el permeámetro en posición de prueba, agregándole agua, hasta que derrame, conectándola con el sistema de abastecimiento y dando un gradiente menor que 4, para evitar la canalización y la ebullición (boiling).

El gradiente "i" en permeabilidad está dado por el cociente de la carga de agua h entre la longitud de la muestra L.

NOTA: En caso de muestras muy arenosas es importante no dar un gradiente cercano a la unidad, porque se provoca el fenómeno conocido como ebullición (boiling) que consiste en poner en suspensión las partículas de arena.

- 6.- Se deja escurrir el agua por un espacio de 15 minutos a fin de establecer el régimen, y una vez logrado esto, se procede a hacer las mediciones.
- 7.- Una vez establecido el régimen, se cierra la llave (1), llenando de agua la bureta por la vena más larga, y se abre la llave ("2"), hasta llegar a una marca conocida; ciérrase la llave número 2, y conéctese a la atmósfera la vena más larga.
- 8.- Simultáneamente, ábrase la llave (2) y póngase en marcha el cronómetro, al pasar el nivel del agua de

la bureta por otra marca conocida, se para el cronómetro.

El tiempo transcurrido en segundos se anota en la columna tiempo, la temperatura y el volumen obtenidos por la diferencia de las lecturas de la bureta, se anotan en sus columnas respectivas; se repite el proceso anteriormente descrito hasta encontrar una concordancia satisfactoria en los resultados, variando la carga de agua.

9.- Para calcular el coeficiente de permeabilidad, se aplica la fórmula:

$$K = \frac{V.L.}{A.h.t}$$

En donde:

V = Volumen de agua medida.

L = La longitud de la muestra.

A = Area de la sección transversal del espécimen.

h = La carga bajo la cual se produce la filtración.

t = Tiempo en que se efectuó la prueba en segundos.

Se reduce el valor del coeficiente de permeabilidad, la temperatura de 20°C, mediante la expresión:

$$K_{20^{\circ}} = Kt \frac{U_t}{U_{20^{\circ}}}$$

La relación de vacíos e de la muestra se calcula con la fórmula:

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_t}{V_s} \frac{S_s - W_s}{W_s}$$

En donde:

V_v = Volumen de vacíos.

V_s = Volumen de sólidos.

V_t = Volumen total.

S_s = Densidad de sólidos.

W_s = Peso de los sólidos.

Es conveniente hacer notar que tanto en la prueba de permeabilidad de carga constante como en el de carga variable, no se permiten obtener valores del coeficiente de permeabilidad de un suelo demasiado confiable.

Existen muchas razones para esto, pero las principales son las siguientes:

- 1.- El suelo que se utiliza en el aparato de permeabilidad nunca es igual al suelo que se tiene en el terreno, siempre estará algo alterado.
- 2.- La orientación in situ de los estratos con respecto al flujo de agua es probablemente diferente en el laboratorio. En arenas, la relación entre el flujo horizontal y el flujo vertical puede ser entre 3 y 4 veces mayor ($K_h/K_v=3$ o más) en la generalidad de los casos, en el laboratorio aún si se duplica adecuadamente la relación de vacíos para la arena, la relación entre K_h/K_v se perderá probablemente. Los rellenos arcillosos generalmente poseen fisuración horizontal debido a la forma de su colocación y compactación en capas de 15 a 30 cm. de altura. Esto produce K_h/K_v , de nuevo una situación que difícilmente se puede reproducir en el laboratorio.

- 3.- Las condiciones de frontera son diferentes en el laboratorio. Las paredes lisas del molde de permeabilidad mejoran los caminos del flujo con respecto a los caminos naturales en el terreno. Si el suelo -- tiene estratificación vertical, el flujo en los diferentes estratos será diferente, y esta condición de frontera es casi imposible de reproducir en el laboratorio.
- 4.- El efecto del aire atrapado en la muestra de laboratorio es grande aún para pequeñas burbujas de aire -- debido al tamaño tan pequeño de la muestra.

Determinación del coeficiente de permeabilidad a partir de los datos de una prueba de consolidación.

El coeficiente de permeabilidad, medio que gobierna el flujo del agua durante el intervalo de compresión con un cierto incremento de carga representando por una curva de consolidación, puede calcularse a partir de la expresión para el factor tiempo T:

$$T = \frac{K (1 + e) t}{a_v : \gamma_w \cdot H^2}$$

Para este objeto puede escogerse cualquier punto de la curva de la consolidación; al punto escogido corresponde un cierto valor del tiempo t, y un cierto valor del factor tiempo, t, correspondiente al grado de consolidación del punto considerado.

Con estos datos y los demás que aparecen en la --

expresión anterior, también puede despejarse a K. Es de seable, sin embargo, escoger un punto suficientemente alejado del 0 y 100% de consolidación, por los errores en que puede incurrirse originados por los procedimientos con que se encontraron esos límites.

Si se escoge el punto correspondiente al 50% de consolidación, además de estar igualmente alejado de ambas fuentes de error, se tiene la ventaja de que el valor de T se recuerda fácilmente, siendo $T_{50} = 0.2 = 1/5$.

Por lo tanto, el coeficiente de permeabilidad puede calcularse de la fórmula siguiente, en donde todas las cantidades deben expresarse en el sistema c.g.s. de unidades.

$$K \text{ (cm/seg)} = \frac{a_v \cdot H^2 \cdot \gamma_w}{5 (1 + e) t_{50}}$$

En donde:

a_v = Coeficiente de compresibilidad.

γ_w = Peso volumétrico del agua.

e = Relación de vacíos del suelo (antes de iniciar el proceso de consolidación).

t_{50} = Tiempo en donde ocurre el 50% de la consolidación.

K = Coeficiente de permeabilidad del suelo.

H = Espesor del estrato o pastilla hasta la frontera más próxima.

Prueba con permeámetro de carga variable.

Esta prueba se utiliza para determinar el coeficiente de permeabilidad de suelos relativamente impermeables, tales como mezcla de arenas, limo y arcilla, limos

con arcilla o arcillas simplemente.

El coeficiente de permeabilidad para estos suelos varfa de 10^{-4} a 10^{-9} cm/seg. La prueba consiste en medir la cantidad de agua que atraviesa una muestra de suelo.

OBJETIVO:

Determinación del coeficiente de permeabilidad de suelos finos y suelos de grano grueso.

EQUIPO:

- Aparato de permeabilidad.
- Cronómetro.
- Termómetro.
- Soporte con mástil para agarrar tubos de ensayo.
- Bureta.
- Equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Se prepara la muestra siguiendo las instrucciones del de carga constante.
- 2.- Llenar la bureta (o tuberfa de entrada) hasta una altura conveniente y medir la cabeza hidráulica a través de la muestra para obtener h_1 .
- 3.- Iniciar el flujo del agua y echar a andar simultáneamente el cronómetro. Dejar que el agua corra a través de la muestra hasta que la bureta (o tuberfa de

entrada) se encuentre casi vacío, simultáneamente pa-
rar el flujo y registrar el tiempo transcurrido. Ob
tener la carga h_2 . Registrar la temperatura del en-
sayo.

- 4.- Volver a llenar la bureta (o tuberfa de entrada) -
de agua y repetir el ensayo dos veces adicionales. -
Utilizar los mismos valores de h_1 y h_2 , y obtener --
los tiempos transcurridos correspondientes de tempe-
ratura para cada ensayo.

Si es necesario calcular el área de la tuberfa,
se deberá recoger el agua para cada experimento y -
acumularla en un cilindro graduado. Después de ter-
minado el último experimento obtener el Q ensayo pro
medio como:

$$Q \text{ ensayo} = \frac{Q \text{ total}}{\text{No. ensayos}}$$

A partir del cual se puede calcular fácil y bastante
aproximadamente el valor del área. Este cálculo no
es necesario si se utiliza una bureta graduada.

- 5.- Calcular el K y corregirlo a 20°C utilizando la ta-
bla respectiva.

ERRORES POSIBLES.-

- 1.- La relación del área del tubo de carga a la del espé-
cimen es muy pequeña y requiere, por lo tanto, una -
determinación muy cuidadosa del área del tubo de car-
ga. Además, la tuberfa usada no es de precisión y,
sin duda, tendrá variaciones de sección a lo largo -

de su longitud.

- 2.- La temperatura del agua no se mantiene constante o su variación no es pequeña.
- 3.- La estratificación y compactación no uniforme de la muestra puede hacer que la permeabilidad de la misma disminuya.
- 4.- La estructura de la muestra puede verse afectada por una saturación demasiado rápida.

4.3. Consolidación

Generalidades:

Los materiales que se utilizan en ingeniería, al aplicárseles fuerzas exteriores, sufren deformaciones, de acuerdo con una determinada relación esfuerzo-deformación. A un suelo saturado, al que se le aplican fuerzas exteriores se le provoca una deformación, pero ésta no es instantánea. En este caso se produce un retraso de la deformación con respecto al esfuerzo, como se explica a continuación y por lo tanto se tiene una relación esfuerzo-deformación-tiempo.

Cuando un suelo saturado se somete a un incremento de carga, la acción de ésta se transmite en un principio, al agua que llena los poros del material por ser el líquido incompresible comparado con la estructura que forman las partículas sólidas del suelo. Debido a la presión que de este método se induce en el agua, ésta fluye hacia las fronteras en las cuales dicha presión

se disipa, produciéndose variaciones en el volumen del material y la transferencia de la carga a la estructura sólida.

La velocidad con que se produce este fenómeno conocido en la mecánica de suelos con el nombre de consolidación, depende de la permeabilidad del suelo, al igual que de otras condiciones geométricas y de frontera (drenes).

En las arcillas francas, que representan un caso límite, el proceso es muy lento, mientras que en una capa de arena limpia que resulta ser el límite opuesto, el retardo hidrodinámico con que se transfieren los esfuerzos aplicados a la estructura sólida, es muy pequeño.

Tratándose de grandes masas de arena y de cargas aplicadas rápidamente, el fenómeno debe tomarse en consideración; es el caso de una presa construída con arena, saturada por filtración y sujeta a los efectos de un sísmo.

La prueba de consolidación estándar consiste en comprimir verticalmente un espécimen del material que se estudia, confinado en un anillo rígido, siguiendo una secuela de cargas establecidas de antemano. En todos los casos y para cada incremento de carga el espécimen sufre una primera deformación correspondiente al retraso hidrodinámico que se llama consolidación primaria, y también sufre una deformación adicional, debido a un fenómeno secundario que en las arcillas se llama retraso plástico y en las arenas retraso friccional. En general, el suelo se deformará siempre una cantidad mayor que la correspondiente al retraso hidrodinámico exclusivamente. Sin embargo, el retraso hidrodinámico es el único que toma en

cuenta la teoría de la consolidación. Según la teoría, sólo es posible un fenómeno de consolidación cuando existe escape de agua hacia el exterior de la masa de suelo.

En la práctica se admite que también se genera un proceso similar en masas de suelo que no están 100% saturadas. En estos casos se aplica también la teoría de la consolidación, teniendo presente que se trata sólo de una interpretación aproximada.

De la prueba de consolidación se obtienen los coeficientes que se indican:

- 1.- El coeficiente de compresibilidad a_v que representa la relación deformación-esfuerzo del suelo, sin tomar en cuenta el tiempo; la expresión matemática es:

$$a_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = - \frac{e_2 - e_1}{p_2 - p_1} \text{ cm}^2/\text{Kg.}$$

Donde:

e_1, p_1 , son la relación de vacíos y la presión en una primera etapa y e_2, p_2 en una segunda etapa.

- 2.- El coeficiente de consolidación C_v , que es una relación teórica establecida para simplificar la ecuación diferencial del proceso de consolidación y cuya expresión simplificada es:

$$C_v = \frac{0.197 H^2}{t 50} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

En donde:

H = Longitud de la trayectoria de dren más corta en cm.
 t₅₀ = tiempo en segundos, correspondiente al 50% de consolidación primaria para el incremento de carga considerado.

3.- El coeficiente calculado de permeabilidad K.

$$K = \frac{a_v c_v \gamma_w}{(1+e_m) 1000} \quad \text{cm/seg.}$$

En donde:

a_v y c_v ya se definieron.

w = Peso volumétrico del agua en gr/cm³.

e_m = Relación media de vacíos.

OBJETIVO:

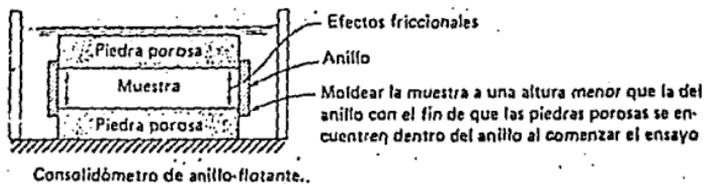
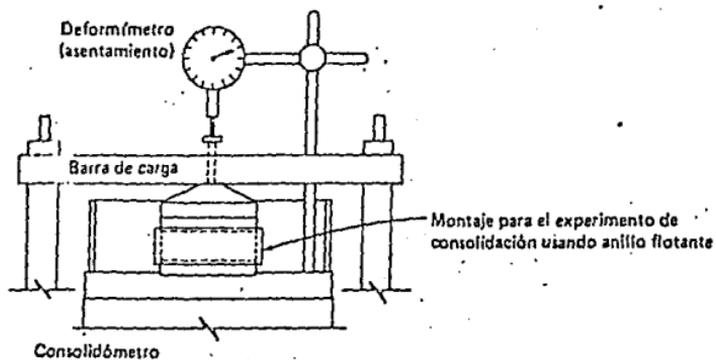
Conocer la deformación de un suelo al aplicársele una carga, así como la rapidez con la que esta deformación o asentamiento se verifique.

EQUIPO:

- Consolidómetro, con su anillo y piedras porosas.
- Espátulas, Charolas.
- Horno.
- Báscula al 1/10 de gramo.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Se tomará la muestra del suelo, de la muestra inalterada; ésta se obtendrá colocando el anillo del consolidómetro sobre la misma, a medida que se vaya la-



brando la muestra del diámetro aproximado del anillo se comenzará a ejercer una leve presión sobre el anillo a fin de que la muestra entre, luego de que se ha logrado que el material llene completamente el anillo, se corta la parte inferior de la muestra, utilizando una espátula o navaja.

Luego se enrasarán las caras de la probeta cortando el material sobrante; si después de efectuar esta operación las caras del espécimen han quedado desniveladas o con pequeñas oquedades debidas a desprendimientos durante el corte se terminan las caras, agregando material con la espátula y sin comprimir excesivamente para no alterar la relación de vacíos.

- 2.- Si al tratar de tomar la muestra, ésta no es posible obtener la inalterada, se remodelará la muestra, compactándola en 3 capas, utilizando un pisón tratando de obtener la compactación de la prueba proctor.
- 3.- Se toma una muestra del mismo material para determinar su contenido de agua.
- 4.- Se determinan las medidas del anillo, su diámetro, altura, peso, para poder determinar el peso volumétrico de la muestra.
- 5.- Se coloca el anillo con su muestra en la cazuela del consolidómetro; en la base inferior del anillo y en la superior se colocarán las piedras porosas cuidando que estén bien centradas sobre la pastilla para que no haga contacto con el anillo de bronce.
- 6.- Se le colocará agua a la cazuela a fin de que se sa-

turen las piedras porosas.

- 7.- Se encenderá el consolidómetro el cual al ser automático el mismo se nivelará, mediante un nivel de mercurio.
- 8.- Después que el aparato se nivele, él automáticamente se apagará en ese momento; colocaremos el deformímetro en ceros y procederemos a colocarle las cargas - al aparato.

Cargas, aplicación.

La aplicación de las cargas en el dispositivo de consolidación se efectúa de acuerdo con el problema que debe resolverse. Dichas cargas se transforman en presión (P) sobre la pastilla. Se puede comenzar con una carga inicial de 0.125 Kg/cm^2 , y después se podrá incrementar duplicando su carga inicial a 0.500, 1, 2, 4, y 8 Kg/cm^2 . La magnitud de la carga se aplica de acuerdo con el problema que deba resolverse.

El método de aplicación de cargas comienza con la aplicación de la carga inicial, y en dicho momento se pondrá en marcha el cronómetro, se harán las lecturas del deformímetro a los 5.0 Sg., 10, 15, 20, 25, 30, 45, 1.0 min., 1.5, 20, 30, 40, 60, 90 y así sucesivamente se podrá dejar de tomar lecturas de deformación cuando se observen que no existen deformaciones en ese momento, se duplicará la carga y se volverá a repetir el proceso; todo este ciclo se repetirá hasta que lleguemos a la carga deseada.

Proceso de descarga.

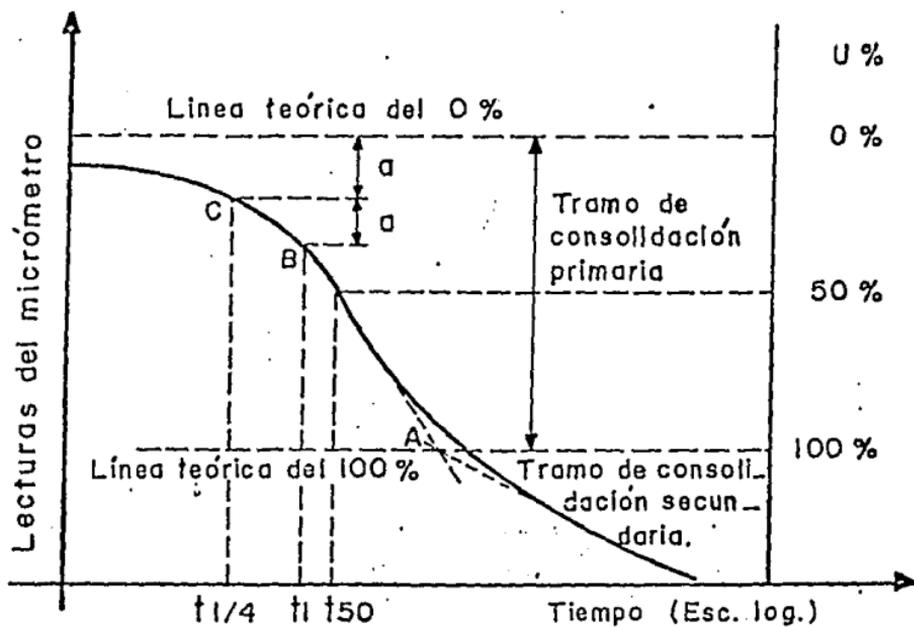
El proceso de la descarga se efectúa en forma inversa al de la carga, o sea que la máxima aplicada se reduce a la mitad y así sucesivamente hasta obtener una presión nula sobre la pastilla; todo esto se realiza para ver el período de recuperación de la muestra, para lo cual se pondrá en marcha el cronómetro al momento de quitar la primera carga y así podremos determinar la curva de tiempo contra recuperación.

Trazado de la curva tiempo contra deformación:

La curva se podrá trazar en una hoja de papel semilogarítmico, o el de rayado aritmético; aquí haremos una descripción del trazado en rayado semilogarítmico; en ello puede obtenerse el 0% teórico de consolidación como se explica en seguida: se escoge un punto de la curva, próximo al eje de las deformaciones; este punto será un tiempo arbitrario, t_1 , tal, que el punto correspondiente, B, en la curva observada esté situado antes del 50% de consolidación, de un modo notorio. Obténgase el punto C, correspondiente a un tiempo $t_{1/4}$ y determínese la diferencia de ordenadas a , de los dos puntos.

Puesto que entre esos dos puntos hay una relación de abscisa de 4 y puesto que se adquiere que son puntos de una parábola, se sigue que su relación de ordenadas ha de ser de $\sqrt{4} = 2$. Es decir, el origen de la parábola estará a una distancia a arriba de c .

El 100% teórico de consolidación queda definido -



CURVA DE CONSOLIDACION
TEORICA.

por la intersección de la tangente al tramo central de la curva con la asíntota del tramo final de la misma.

Definidos el 0% y el 100% teóricos de consolidación, al punto medio del segmento, entre ambos corresponderá el 50% teórico de consolidación. El tiempo correspondiente a este porcentaje de consolidación t_{50} queda determinado por la abscisa del punto de intersección entre la curva y la paralela al eje de los tiempos, trazada por el punto medio del segmento aludido.

Esta gráfica se realizará para cada incremento de carga, sirviendo cada una para corroborar la anterior y verificar que la prueba se llevó a cabo correctamente.

De la prueba de consolidación se puede obtener, además de av , el coeficiente de consolidación C_v y el coeficiente o constante de permeabilidad para lo cual se hace una tabla como la siguiente:

Peso de los Sólidos = $W_s = P_s = 108.97$ gr.

$$D_r = 2.72$$

$$A_c = 49.89 \text{ cm}^2.$$

$$2H = 15 \text{ mm.}$$

Espesor de los Sólidos. $2H_s = \frac{W_s \times 10}{d_r \times A_c \times D_w} = 8.018 \text{ mm.}$

Coefficiente de Consolidación = C_v

$$C_v = \frac{0.197 \text{ Hm}^2}{t_{50}} = \frac{0.197 \times 0.547}{50} = 0.00216 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

Coefficiente de Compresibilidad = A_v

$$A_v = - \frac{\Delta e}{\Delta p} = \frac{-0.853 - 0.871}{0.500 - 0.0} = 0.036 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

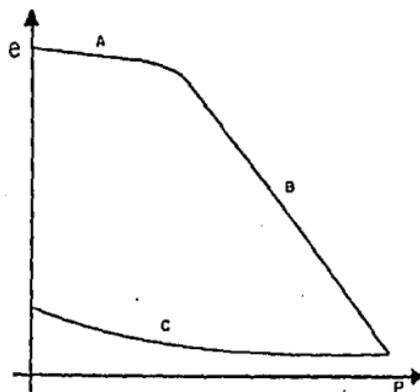
Coefficiente de Permeabilidad = K_m

$$K_m = \frac{C_v \cdot A_v \cdot \gamma_w}{(1+e_m) \cdot 1000} = \text{cm/seg.}$$

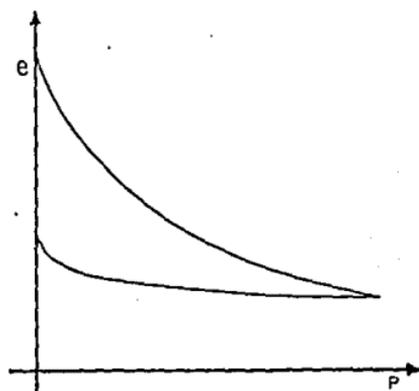
CARGA DE PRECONSOLIDACION

Se puede llamar carga de preconsolidación a la máxima presión que el suelo ha soportado en su historia geológica; ésta se obtiene a partir de una vez aplicados todos los incrementos de carga; se tienen valores para constituir una gráfica en cuyas abscisas se ponen los valores de la presión actuante en escala natural o logarítmica, y en cuyas ordenadas se anotan los correspondientes valores de relación de vacíos en escala natural. Esta curva recibe el nombre de curva de compresibilidad y de ella se obtiene una en cada prueba de consolidación completa.

Generalmente en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes. El A es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la profundidad de su unión con el tramo B. El B es por lo general un tramo muy aproximadamente recto y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba, al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de este punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, ahora de descarga, en la que se le sujeta a cargas decrecientes, 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 éste nunca llega a su relación de vacíos inicial; el tramo C corresponde a esa segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula, como es usual.



Representación semilogarítmica de una curva típica de compresibilidad.



Representación aritmética.

El tramo A de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recompresión"; el B, "tramo virgen" y el C "tramo de descarga".

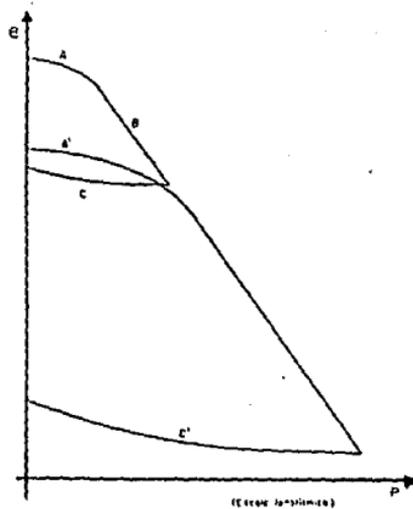
De las ideas expuestas y de la similitud de forma de las curvas obtenidas en los sucesivos ciclos de carga, se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición de la curva de recompresión a la virgen, debe estar la máxima presión que el suelo ha soportado antes del desarrollo de ese ciclo de carga. Esta presión, que representa la máxima que el suelo ha soportado en su historia geológica, antes de la ejecución de la prueba a que se le esté sometiendo para obtener sus curvas de compresibilidad, se denomina su carga de preconsolidación y juega muy importante papel en las aplicaciones de la Mecánica de Suelos. Sin embargo, la transición del tramo de recompresión al virgen no es brusca sino gradual, y no se puede determinar a simple vista la presión con que comienza el segundo tramo mencionado. El doctor A. Casagrande ha desarrollado un procedimiento empírico para la determinación de la carga de preconsolidación (p_c), que ha demostrado ser de eficiencia suficiente para los fines prácticos; el método se ilustra en la figura anexa.

Obtenida la curva de compresibilidad en una prueba de consolidación, determínese, en primer lugar, el -- punto de máxima curvatura (T) en la zona de transición -- entre el tramo de recompresión (II) y el virgen (I). -- Por T trázese una horizontal (h) y una tangente a la curva (t). Determínese la bisectriz (c) del ángulo formado por las rectas h y t. Prolónguese el tramo virgen hacia arriba, hasta interceptar a la bisectriz. Ese punto de intersección (C) tiene como abscisa, aproximadamente, la carga de preconsolidación (p_c) del suelo.

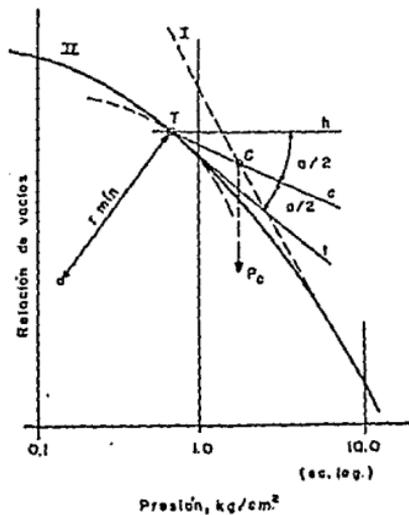
La aplicación práctica más importante del concepto carga de preconsolidación radica en el análisis de -- asentamientos; el conocimiento de tal carga puede ser -- también de importancia en investigaciones geológicas.

Es un hecho afortunado el que en trazado semilogarítmico la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad no se vea afectada de un modo muy notable -- por las expansiones u otras deformaciones menores de la muestra. De ahí se sigue que si el suelo está totalmente consolidado bajo una presión actual (p_1 , usualmente -- el peso propio del material sobreyacente), la consolidación adicional bajo un incremento de carga P cualquiera puede calcularse con la expresión sencilla

$$\Delta H = \frac{e_1 - e}{1 + e_1} H$$



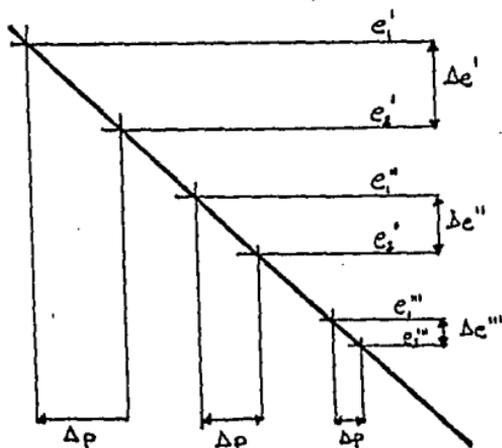
Curvas de compresibilidad para dos procesos de carga y descarga consecutivos.



Determinación de la carga de Preconsolidación.

En donde H es el espesor total del estrato de suelo.

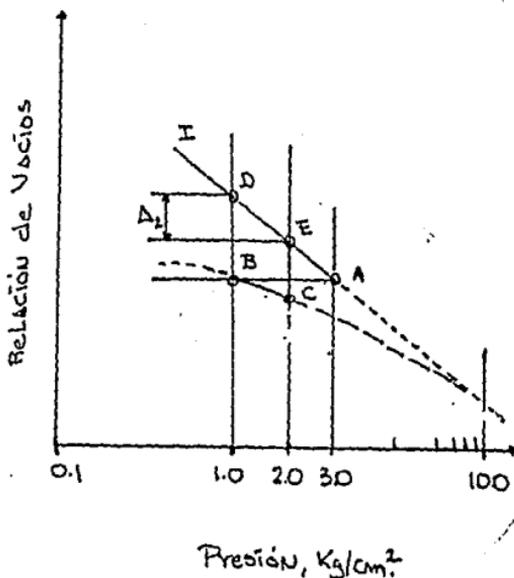
Puede verse en la siguiente figura que en el trazado semilogarítmico el monto del asentamiento total bajo un incremento de presión P es menor cuanto mayor es la presión efectiva inicial (p_1).



$$\text{COMPRESIÓN} = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \cdot 100\%$$

Si el máximo espesor de tierra sobreyacente que el suelo haya soportado a lo largo de su historia geológica se hubiese erosionado parcialmente, el asentamiento debido al incremento de carga resultará mucho menor, independientemente del hecho de que la curva de compresión virgen permanezca inalterada.

Por ejemplo, si un estrato de arcilla ha soportado alguna vez un colchón que le haya comunicado una presión de 3 kg/cm^2 , que después se haya reducido a 1 kg/cm^2 , por erosión y posteriormente aumentado a 2 kg/cm^2 , por la construcción de una estructura, la compresión bajo la estructura tendrá lugar siguiendo la ley entre B y C, de la curva de Compresibilidad del suelo; esto produce Δ_1 . Por lo contrario, si el suelo sólo se hubiese consolidado bajo su carga actual de 1 kg/cm^2 , la ley seguida hubiese sido la que ocurre entre D y E, que conduce a la compresión Δ_2 , mucho mayor.



A continuación obtendremos el coeficiente de permeabilidad (K), el tiempo necesario para alcanzar el 50% de Consolidación (t_{50}), el coeficiente de consolidación (C_v), el coeficiente de Compresibilidad (A_v) y el coeficiente de variación volumétrica (m_v), en una arcilla, se llevó a cabo una prueba de consolidación en una muestra de ella.

Los datos de la prueba son los siguientes:

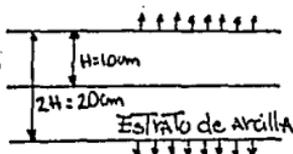
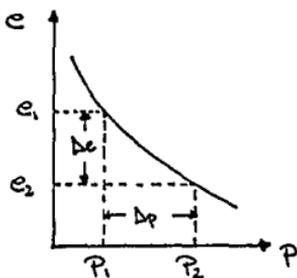
L.L. = 43% ; L.P. = 21% ; $w = 39\%$

Tiempo en min.	Lect. pulg 10^{-4}
0.00	549
0.10	588
0.25	603
0.50	619.5
1.00	645
2.00	681.3
4.00	737
8.00	806.3
15.00	863
30.00	910.2
70.00	950.8
140.00	972.3
260.00	986.8
455.00	1000.0
1140.00	1027.2

La presión sobre la muestra se incrementó de 1.66 kg/cm^2 a 3.33 kg/cm^2 .

La relación de vacíos y después del 100% de consolidación bajo 1.66 kg/cm^2 fue de 0.945 y bajo 3.33 kg/cm^2 fue de 0.812.

El extensómetro partió de 0 y la altura inicial de la muestra fue de 2.0 cm , y se permitió drenaje por ambas caras.



Fórmulas: $A_v = \frac{e}{p}$; $m_v = \frac{Av}{1 e}$; e = relación de vacíos inicial.
 $C_v = \frac{H^2 T}{t}$; $K = C_v w m_v$

Para calcular a_v , se hace uso de la curva e-p.

$$e_1 = 0.945 \quad ; \quad e_2 = 0.812$$

$$e = e_1 - e_2 = 0.945 - 0.812 = 0.133$$

$$p_1 = 1.66 \text{ kg./cm}^2. \quad ; \quad p_2 = 3.33 \text{ kg./cm}^2.$$

$$p = p_2 - p_1 = 3.33 - 1.66 = 1.67 \text{ kg./cm}^2. = 1670 \text{ grs./cm}^2.$$

$$\text{Sustituyendo: } a_v = \frac{e}{p} = \frac{0.133}{1670} = 0.0000797 \text{ cm}^2./\text{grs.}$$

$$\text{Ahora; } m_v = \frac{a_v}{1 e} = \frac{0.0000797}{1 \cdot 0.945} = 0.0000409 \text{ cm}^2./\text{grs.}$$

El valor de t_{50} , corresponde al 50% de Consolidación y se encuentra en la gráfica resultante de la prueba.

$$t_{50} = 4.45 \text{ minutos} = 267 \text{ seg.}$$

$$C_v = \frac{H^2 T}{t_{50}}; \text{ para lo cual: } H = 1.0 \text{ cm.}$$

$$T_{50} = 0.197 \text{ (de la curva teórica de consolidación)}$$

$$t_{50} = 267 \text{ seg.}$$

$$\text{Sustituyendo: } C_v = \frac{(1)^2 \cdot 0.197}{267} = 0.000737 \text{ cm}^2./\text{seg.}$$

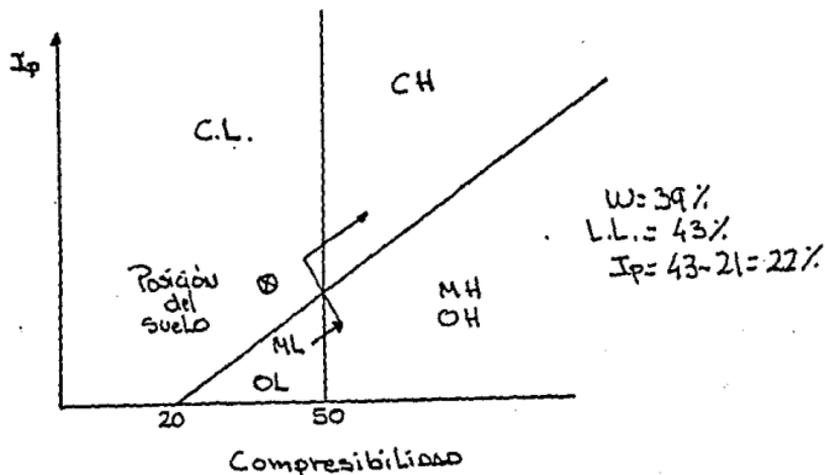
$$\text{Por lo tanto; } K = C_v w m_v ; w = 1.0 \text{ grs./cm}^3.$$

$$K = 0.000737 * 1 * 0.0000409 = 0.000000302 \text{ cm./seg.}$$

$$K = 3.02 * 10^{-8} \text{ cm./seg.}$$

CLASIFICACION DEL SUELO.

Según la carta de plasticidad (figura adjunta), - resulta ser una arcilla de baja compresibilidad; por su coeficiente de permeabilidad es un buen material para las zonas impermeables de las presas de tierras.



4.4. Corte Directo.

Generalidades.

En el ensayo de Corte Directo se induce la ocurrencia de una falla a través de un plano de localización predeterminado; sobre este plano actúan dos fuerzas (o esfuerzos): un esfuerzo normal, debido a una carga vertical P_v aplicada externamente y un esfuerzo cortante debido a la aplicación de una carga horizontal P_h ; estos esfuerzos se calculan simplemente como:

$$\sigma_N = \frac{P_v}{A} \quad \tau = \frac{P_h}{A}$$

Donde: A es el área nominal de la muestra y el cual no se corrige para no tener en cuenta el cambio de área causada por el desplazamiento lateral de la muestra P_h . Estos esfuerzos deben de satisfacer la ecuación de Coulomb la cual es :

$$\tau = c + \sigma_N \tan \phi$$

Como en esta ecuación existen dos cantidades desconocidas (c, ϕ), se requiere obtener dos valores como mínimo, de esfuerzo normal y esfuerzo cortante para obtener una solución.

Es posible dibujar en un plano de ejes coordenados los valores de cortante contra esfuerzo normal para los diferentes ensayos (generalmente con el cortante como ordenada), dibujar una línea a través del lugar geométrico de los puntos resaltantes o del promedio del lugar geométrico de los puntos y establecer la pendiente

de la línea como el ángulo y el interceptor con el eje - T como la cohesión C . Para materiales no cohesivos, la cohesión debería ser cero por definición y la ecuación se convierte en:

$$T = \sigma_N \cdot \tan \phi$$

Las inexactitudes del ensayo y los efectos de tensión superficial de los materiales húmedos no cohesivos a menudo producen un valor de cohesión (aparente) que debería depreciarse si éste valor no es muy grande; si el valor de la cohesión es grande siendo el suelo un material no cohesivo, debería investigarse la razón para haber obtenido dicha cohesión.

El ensayo de corte directo fue originalmente muy popular; sin embargo, a medida que avanza el estado del arte, se ha vuelto cada vez menos popular por las siguientes razones:

- 1.- El área de la muestra cambia a medida que el ensayo progresa sin que esto sea demasiado significativo ya que la mayoría de las muestras "fallan" a deformaciones muy bajas.
- 2.- La superficie de falla real no es un plano, como se supuso, o se intentó obtener con él, tipo de caja de corte que se diseñó, ni tampoco se obtiene una distribución uniforme del esfuerzo cortante a lo largo de la superficie de "falla" como también se supuso.
- 3.- El ensayo usa una muestra muy pequeña con el consiguiente resultado, de que los errores de preparación

son relativamente importantes.

- 4.- El tamaño de las muestras excluye la posibilidad de hacer mucha investigación de las condiciones de presión de poros durante el ensayo.
- 5.- No es posible determinar el módulo de elasticidad ni el de la relación de Poisson.
- 6.- Posteriormente se desarrolló el aparato para hacer el ensayo triaxial.

Sin embargo con el avance posterior en el estado de arte el ensayo de corte directo parece empezar a recuperar popularidad inicial nuevamente, por las siguientes razones, entre otras:

- 1.- El ensayo triaxial es relativamente mucho más difícil de ejecutar e interpretar.
- 2.- El tamaño de las muestras hace que al efectuar ensayos consolidados no drenados y consolidados drenados no requiera demasiado tiempo, pues el tiempo de drenaje es bastante corto aún para materiales con bajo coeficiente de permeabilidad; debido a que el camino de drenaje es muy pequeño.
- 3.- Se han introducido cajas con muestras cuadradas de forma que la reducción de área durante el ensayo puede de fácilmente tenerse en cuenta si se desea.
- 4.- La máquina de corte directo es mucho más adaptable a los equipos electrónicos de medición, de forma que -

no se requiere la presencia contfua de un operario para efectuar ensayos consolidados-drenados, que pueden durar varios días.

- 5.- Se ha encontrado que los parámetros del suelo ϕ y C , obtenidos por el método de corte directo son casi -- tan confiables como los valores triaxiales, en arenas con un ángulo de fricción interna por encima de 35° los valores obtenidos en el ensayo de corte directo, pueden diferir entre 1° y 4° por encima de los obtenidos en el ensayo triaxial, debajo de 35° , el valor de ϕ obtenido es casi el mismo en ambos ensayos.
- 6.- La prueba de corte directo se efectúa cuando solamente se desean conocer los parámetros de suelos; los valores que brinda son bastante aceptables, en cambio no puede ser evaluada la información de presión de poro, durante el ensayo de corte directo, algo que sí es evaluable en el ensayo triaxial.

Los ensayos de corte directo pueden clasificarse como sigue:

1.- Ensayos no consolidados-no drenados.

El corte se inicia antes de consolidar la muestra bajo la carga normal P_v . Si el suelo es cohesivo y saturado, se desarrollará exceso de presión de poros. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial no consolidado-drenado.

2.- Ensayo consolidado-no drenado.

Se aplica la fuerza normal, y se observa el movimiento vertical del deformímetro hasta que pare el asentamiento antes de aplicar fuerza cortante.

Este ensayo puede situarse entre los ensayos - -- triaxiales consolidado-no drenado y consolidado-drenado.

3.- Ensayo consolidado-drenado.

La fuerza normal se aplica y se demora la aplicación del corte hasta que se haya desarrollado todo el -- asentamiento; se aplica a continuación la fuerza cortante tan lento como sea posible para evitar el desarrollo de presiones de poro en la muestra. Este ensayo es análogo al ensayo triaxial consolidado-drenado.

Para suelos no cohesivos, estos tres ensayos dan el mismo resultado, esté la muestra saturada o no, y por supuesto, si la tasa de aplicación del corte no es demasiado rápida para materiales cohesivos, los parámetros de suelos están marcadamente influidos por el método de ensayo y por el grado de saturación, y por el hecho de que el material esté normalmente consolidado o sobreconsolidado. Generalmente se obtienen para suelos sobreconsolidados dos conjuntos de parámetros de resistencia: un conjunto para ensayos hechos con cargas inferiores a la presión de preconsolidación y un segundo juego para cargas normales mayores que la presión de preconsolidación. Donde se sospeche la presencia de esfuerzo de preconsolidación en un suelo cohesivo sería aconsejable hacer seis o más ensayos para garantizar la obtención de los pará--

metros adecuados de resistencia al corte.

OBJETIVO:

La determinación rápida de los parámetros de resistencia (cohesión y ángulo de fricción interna) de un suelo.

EQUIPO:

- Aparato de corte directo.
- Báscula.
- Charolas.
- Deformímetros.
- Equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO:

Suelo no cohesivo.

- 1.- Pesar una cantidad suficiente de arena seca (o mojada) con el contenido de humedad conocido con exactitud, para poder realizar por lo menos tres ensayos a la misma densidad.
- 2.- Ensamblar cuidadosamente el cilindro de corte, fijar su posición; obtener la sección transversal A de la muestra.
- 3.- Colocar cuidadosamente la arena en el cilindro de corte hasta cerca del borde de la superficie del anillo y colocar el pistón de carga (incluyendo la piedra porosa) sobre la superficie del suelo.

Pesar el recipiente de la arena para determinar el peso exacto del material utilizado en la muestra. Obtener a continuación una referencia del espesor de la muestra de suelo marcando en varios puntos el borde del pistón o bloque de carga alrededor del perímetro con respecto a la altura del cilindro de corte.

- 4.- Aplicar la carga normal Pv deseada, colocar y ajustar el deformímetro para comienzo de las lecturas. - Para ensayos consolidados, registrar en el deformímetro el desplazamiento vertical y comenzar el ensayo, sólo cuando el asentamiento ha parado. Para suelos no cohesivos esto puede hacerse a partir de la aplicación de Pv.
- 5.- Ajustar el deformímetro de carátula para medir el desplazamiento en cortante.
- 6.- Para ensayos saturados, saturar la muestra llevando el cilindro de corte y permitiendo transcurrir suficiente tiempo para que tenga lugar la saturación.

Asegurarse que las piedras porosas que se encuentran en el cilindro de corte estén saturadas si el suelo a ensayarse contiene alguna humedad.

- 7.- Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga, del deformímetro -- cortante; es aconsejable no utilizar tasas de deformación unitaria rápidas, pues existe el peligro que se presente el pico de la carga cortante entre dos lecturas.

- 8.- Repetir el procedimiento anterior por lo menos dos - muestras adicionales con una densidad aproximada a - la inicial; se sugiere con cada ensayo doblar la car ga exterior, por ejemplo, 4, 8, 16 Kg.

Suelo Cohesivo.

- 1.- Moldear cuidadosamente tres o cuatro muestras al mis mo tamaño y de la misma densidad aproximada, tomadas de una muestra de bloque grande, o de una muestra de tubo; cualquier muestra con un peso apreciablemente diferente de las obras deberá descartarse; se pueden necesitar seis muestras si el suelo está inalterado y preconsolidado; se deberá tratar de mantener las - muestras en un ambiente de humedad controlada mien-- tras se hace el moldeo, preparación de la máquina de corte y demás detalles del ensayo.
- 2.- Ensamblar el cilindro de corte, asegurarse que las - piedras porosas estén saturadas a menos que el ensa- yo sea un suelo seco. Medir las dimensiones de la - caja de corte para calcular el área de la muestra.
- 3.- Colocar cuidadosamente la muestra dentro del cilin-- dro de corte; la muestra deberá ajustar perfectamen- te en la caja y llenarla hasta cerca de 5 mm. de la parte superior del cilindro de corte. Colocarse el blo que o pistón de carga en un sitio sobre el suelo; la carga normal Pv para un ensayo consolidado es ne- cesario controlar el deformímetro vertical igual que en el ensayo de consolidación, para determinar -- cuando la consolidación haya terminado.

- 4.- Acoplar el deformímetro de deformación cortante, fijar en cero tanto el deformímetro horizontal como el vertical; para ensayos saturados es necesario llenar el cilindro de corte con agua y esperar un tiempo razonable para que se produzca la saturación de la muestra.
- 5.- Comenzar la carga horizontal (cortante) y tomar lecturas del deformímetro de carga desplazamiento de corte y desplazamientos verticales (de cambio de volumen). Se recomienda no utilizar una tasa de deformación unitaria no mayor de 0.5 a 2 mm/min.
- 6.- Una vez fallada la muestra se deberá tomar una muestra para obtener su contenido de humedad, si el suelo está preconsolidado y se utilizan seis muestras para el ensayo; es preciso asegurarse de utilizar un rango de tres cargas normales por lo menos.

Para los cálculos, las siguientes fórmulas son aplicables tanto a suelos cohesivos como no cohesivos.

Es fuerza Normal
$$\sigma_v = \frac{PV}{A}$$

Donde:

A = Area de la sección transversal de la muestra del suelo.

Pv= Cargo total

Es fuerza Cortante
$$\tau = \frac{Ph \text{ (último)}}{A}$$

Donde:

Ph= Fuerza cortante horizontal última.

4.5. Fuerza Triaxial

Generalidades.

La resistencia de un suelo al esfuerzo cortante - que en general se expresa mediante la fórmula de Coulomb, es un dato de importancia primordial para conocer el grado de estabilidad de las obras de tierra.

La fórmula de Coulomb es la siguiente:

$$S = C + N \text{ TAG } \emptyset$$

En donde:

S = Resistencia.

C = Cohesión.

N = Esfuerzo normal.

\emptyset = Angulo de fricción interna.

Reemplazando la envolvente de falla de los círculos de Mohr, por una recta que se le aproxime, se tendrá que, en el diagrama "esfuerzos cortantes-esfuerzos normales", la cohesión es la ordenada al origen de dicha recta o sea, la resistencia al cortante cuando no hay esfuerzo normal. El ángulo \emptyset es aquel cuya tangente es la pendiente de la recta, con respecto al eje de esfuerzos normales.

Al ensayar un mismo material pueden obtenerse muy diversos valores tanto de cohesión como ángulo de fricción interna, pues dependen del estado del material por lo que respecta a la relación de vacíos con que se haya preparado la probeta del grado de saturación y de la ve-

locidad del ensaye.

Tratándose de suelos susceptibles de emplearse para formar zonas convencionalmente impermeables, se ha encontrado que el método mecánico más adecuado para los ensayos, es la prueba de compresión triaxial. Mediante dicha prueba se consigue reducir el problema tridimensional a un problema plano en que se aplican dos esfuerzos normales en direcciones respectivas perpendiculares, sin producir concentraciones de esfuerzos en la zona de ruptura.

Esta prueba se lleva a efecto en la cámara de compresión triaxial en la que pueden regularse tanto los esfuerzos normales como el grado de saturación; el grado de consolidación y la velocidad de deformación en una dirección; también puede medirse la presión neutral o presión de poro que es la del fluido que ocupa los espacios intergranulares, presión que se sabe tiene un efecto importantísimo y en ocasiones dominantes en la resistencia del material.

Para conocer el comportamiento del material problema en diversos estados, lo cual es necesario para los análisis de estabilidad de cortinas y bordos, cortes, cimentaciones, etc., es necesario llevar a cabo distintos ensayos de compresión triaxial que a continuación se describen:

1.- Ensayo no drenado (ensayo U)

También llamado ensayo no consolidado-no drenado. Este ensayo se hace con la válvula de drenaje cerrada para todas las fases del ensayo. El ensayo se comienza

inmediatamente después de estabilizar la presión en la cámara.

2.- Ensayo consolidado-no drenado (ensayo CU)

También llamado ensayo consolidado-rápido. Este ensayo se hace después de que la muestra se ha consolidado con la válvula de drenaje abierta bajo una presión de cámara constante. Cuando se completa la consolidación, se cierran las válvulas de drenaje y se le aplica el esfuerzo desviador a la muestra hasta la falla.

3.- Ensayo consolidado-drenado (ensayo CD)

También llamado ensayo consolidado lento. En este ensayo se abre la válvula de drenaje, se aplica la presión de cámara, se controla la consolidación de la muestra, y a continuación mientras la válvula de drenaje todavía se encuentra abierta, se aplica el esfuerzo desviador.

Debido a la necesidad de hacer un control muy detallado y a la cantidad considerable de tiempo necesario, este ensayo sólo es económicamente justificable para grandes proyectos. Mientras este ensayo permite conocer los parámetros verdaderos del suelo (ϕ y C), los parámetros aparentes obtenidos de los ensayos drenados son más reales para la mayoría de los proyectos, dependiendo de cuan rápido se produzca la carga en el sitio, es decir, se aplica un relleno o una carga de cemento.

Resultados del ensayo.

1.- Para cualquier suelo seco (tanto cohesivo como no --

cohesivo) se obtienen casi los mismos parámetros de suelo de cualquiera de los tres ensayos.

- 2.- Para un suelo no cohesivo parcialmente saturado o saturado, el ensayo CD da el mismo ángulo ϕ obtenido para el material seco o menos que el material sea fino (bajo coeficiente de permeabilidad) y/o el ensayo se halla a una velocidad de deformación unitaria muy rápida.
- 3.- Todo ensayo hecho sobre suelo cohesivo dará $\phi = 0$ - en los ensayos U y posiblemente ángulos ϕ muy pequeños en el ensayo CU.
- 4.- Para cualquier suelo cohesivo saturado, los resultados dependen enormemente de cuál de los tres ensayos se use, o sea, los parámetros de suelos varían desde: $\phi = 0^\circ$, $C =$ un valor; en el ensayo U hasta un valor ϕ , verdadero y $C = \phi$, en el ensayo CD para el mismo suelo.

Los resultados dependerán también de si el suelo se encuentra normalmente consolidado, sobre-consolidado o si se trata de suelo sobre una muestra remoldeada. La presentación de los datos debe indicar estos factores y el tipo de ensayo utilizado para obtener estos resultados.

- 5.- Para cualquier suelo cohesivo parcialmente saturado, los resultados dependen tanto del grado de saturación como del tipo de ensayo drenado hecho. Los resultados de un ensayo no drenado dependerán en forma apreciable del grado de saturación de la muestra de

suelo, variando desde:

$$\phi = 0 \text{ para } S = 100\%$$

$$\text{a } \phi = \text{verdadero valor para } S = 0$$

Es necesario hacer notar que con respecto a las presiones neutrales hay dos criterios:

Primer criterio:

Consiste en considerar necesaria su medición en todas las pruebas de compresión triaxial para deducir -- del esfuerzo normal en la sección de falla, el valor de la presión neutral y así obtener el "valor real" de la resistencia al cortante, con el fin de que al analizar la estabilidad de un bordo, se aplique haciendo intervenir la presión neutral que por los efectos de consolidación puede preverse.

Segundo criterio:

En este criterio se considera que no es necesaria la medición de presiones neutrales para obtener la resistencia al cortante que se aplica al hacer análisis de estabilidad y que la resistencia medida en la probeta, sin ninguna enmienda, es la que debe aplicarse. Además, no se ignore que en el fenómeno de falla intervinieron las presiones neutrales de deformación por ruptura (se cree que ninguna conexión tienen con las producidas por consolidación).

El ensayo triaxial da información para dibujar un círculo de esfuerzos de Mohr utilizando la presión de cá

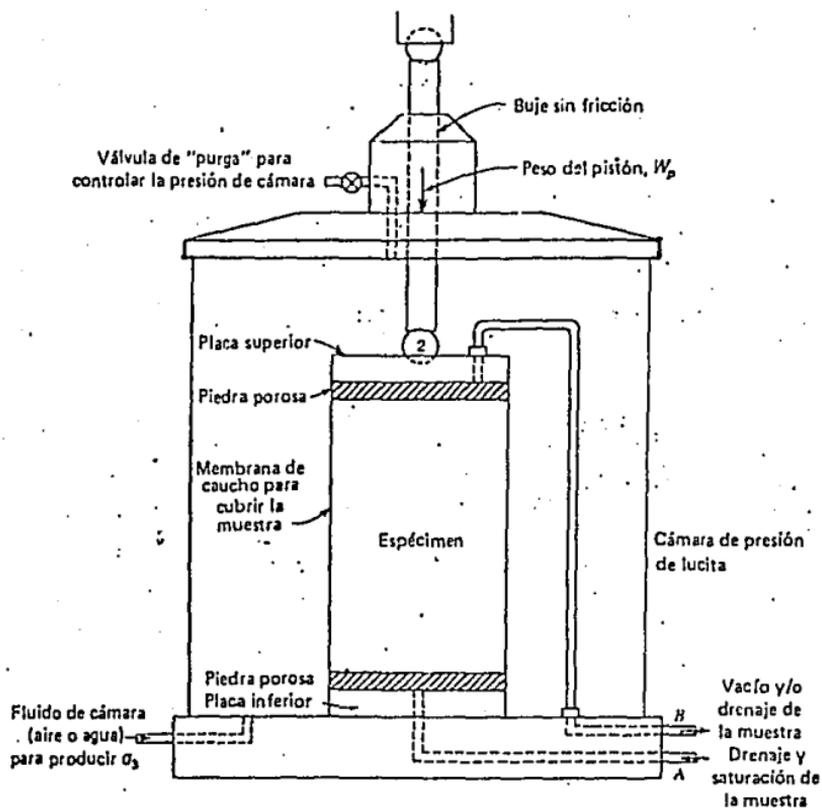
para como σ_3 y el esfuerzo mayor principal correspondiente σ_1 , en el momento de la falla de la muestra. Es posible establecer una tangente aproximada a los círculos (o envolventes de esfuerzos) al dibujar entre σ_2 y σ_4 círculos de Mohr utilizando datos de ensayos basados en diferentes presiones de cámaras σ_3 para cada ensayo sobre muestras de suelo, cuya densidad y contenido de humedad sea aproximadamente igual. La pendiente de esta tangente se toma como el ángulo de fricción interna del material ϕ del suelo y el interceptor de dicho envolvente de esfuerzos con el eje, y se toma como la cohesión C en la ecuación de Coulomb.

$$\tau = c + \sigma_N \cdot \tan \phi.$$

Para suelos no cohesivos el intercepto de cohesión debe ser muy pequeño a menos que el suelo esté tan húmedo que la tensión superficial pueda ser apreciable. Generalmente existe un pequeño intercepto (usualmente -- llamado cohesión aparente) en suelos no cohesivos secos debido a la membrana de caucho utilizada para configurar la muestra y debido a errores de ensayo.

En las pruebas con medición de poros, además de obtenerse las presiones de poros en el agua, están los cambios de volumen ocurridos durante el ensayo.

Para el presente trabajo se adoptará el segundo criterio; por consiguiente, las pruebas de compresión triaxial se harán sin medición de las presiones neutrales.



CÁMARA TRIAXIAL

OBJETIVO:

Determinación del ángulo de fricción interna y la cohesión de un suelo.

EQUIPO:

- Cámara para la prueba triaxial.
- Marco soporte adaptado con deformímetro y reloj.
- Base, manivela y switch electrónico.
- Sacamuestras.
- Compresor, manómetro.
- Pisón con su molde.
- Equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO

Preparación de las probetas.

Existen dos tipos de muestras que se ensayan en esta prueba: las inalteradas y las remodeladas.

Las inalteradas: Son las que obtenemos de la muestra inalterada de campo, que anteriormente obtuvimos; para ello nos valdremos de un tubo sacamuestras el cual posee un diámetro de 3.5 cm.; la muestra deberá poseer una relación de esbeltez de 2.5 a 3.0 veces el diámetro de la base. La muestra inalterada se obtiene en dichos suelos que por su alta cohesión lo permite, pero al ser éste del tipo arena arcillosa la obtención de la muestra se dificulta por las propiedades del suelo; en este caso se deberá remodelar la muestra.

Este tipo de muestra se deberá preparar de la si-

guiente manera:

- 1.- Se tomarán 2 ó 3 Kgs. del material, el cual ya se ha preparado, desmoronándolo y pasándolo por la malla - # 4; se debe evitar romper los granos de arena.
- 2.- Se humedece el material, generalmente considerado el 95% del peso volumétrico γ_m obtenido en la prueba proctor.

La expresión matemática es:

$$WG = \frac{1000 - \frac{0.95 \gamma_m}{S_s}}{0.95 \gamma_m}$$

Donde:

WG = es la humedad de saturación.

- 3.- Se deberá uniformar la humedad; una vez hecho esto , se deberá obtener una muestra para obtener su contenido de humedad; si el contenido de humedad es menor que la humedad de saturación WG, se le agrega la cantidad necesaria de agua, para lograrla, y si es mayor, se dejará evaporar lo necesario.

Los requisitos que deben satisfacerse para la manufactura de probetas remoldeadas son: que el peso volumétrico fluctúe del 95 al 100% del valor obtenido en la prueba proctor, que sea igual y uniforme la compactación en cada una de las cinco (5) capas que forman la probeta (relación de vacíos constante) y que la saturación sea 100%.

En ambas muestras se deberán cabecear para así poder transmitir de manera uniforme el esfuerzo desviador y no incurrir en errores de ensayo.

Rápidas e sin drenaje.

- 1.- Una vez obtenida la probeta o remodelada, se coloca sobre la piedra porosa que irá en la parte inferior de la muestra; previamente se habrá instalado la membrana de hule, la cual se atará abajo con unas ligas para evitar que el agua entre, luego se coloca la muestra encima de esta piedra y se comienza a cubrirla con la membrana de hule; una vez que se ha cubierto toda, se colocará la piedra porosa que va arriba, la cual también irá cubierta por la membrana para así poder dejar hermética nuestra muestra, se deberá observar con cuidado este procedimiento y colocar suficientes ligas como para poder asegurar que no entrará agua en el espécimen.
- 2.- Se cierra la cámara herméticamente, ajustando bien los tornillos, se cerrará la válvula de salida de aire, y se comenzará a llenar de agua la cámara; ésta se introducirá por donde entra el émbolo, se llenará hasta que el agua cubra el espécimen.
- 3.- Después se colocará el émbolo, el cual deberá rodearse de una capa de grasa mecánica para que pueda cerrarse herméticamente el orificio y no permitir el escape de aire.
- 4.- Se coloca en ceros el deformímetro al mismo tiempo que se va ajustando el émbolo al deformímetro y al -

marco de carga.

- 5.- La aplicación de carga se hará de forma manual para así poder ir efectuando las lecturas hasta que la muestra se deforme un 25% de su altura.
- 6.- Se repetirá el procedimiento para otros especímenes, pero con una presión lateral que se irá duplicando, es decir, comenzar con una presión de aire de 0.5 Kg/cm^2 , 1.0 Kg/cm^2 , 2.0 Kg/cm^2 . La carga que actúa sobre la muestra, la obtenemos al multiplicar la lectura obtenida en el deformímetro, por la constante del aparato la cual es de 0.143 Kg. ; se obtendrán los esfuerzos mayor y menor (σ_1 y σ_3) de cada ensayo y se graficará esfuerzo normal contra esfuerzo tangencial.

Prueba rápida - consolidada.

1.- Prueba de compresión.

En esta prueba la distinción entre la primera etapa de consolidación y la segunda (de falla) se establece aún más marcadamente que en la lenta; al principio el espécimen se deja consolidar totalmente bajo la presión de la cámara σ_3 , que llega a ser esfuerzo efectivo; después se lleva al suelo a la falla, con 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.

2.- Prueba de extensión.

La primera etapa de la prueba es idéntica a la de la prueba de compresión. En la segunda etapa se hace -- crecer el esfuerzo lateral por incrementos, hasta llegar al valor de la falla.

PROCEDIMIENTO:

a) Etapa de Consolidación:

Las lecturas iniciales durante esta primera etapa, necesitan dos operadores: uno para leer el extensómetro y registrar los datos, y el otro para leer las variaciones del nivel en la bureta. Por lo demás, las manipulaciones deberán ajustarse a lo que sigue:

- 1.- En cierto tiempo registrado, se abre la válvula a completamente.
- 2.- Se toman lecturas simultáneas del extensómetro y la bureta en tiempos de 15 seg., 30 seg., 1.0 min., 2.0 min., 4.0 min., 8.0 min., 15.0 min., 1 hr., 2 hrs., 4 hrs., etc., después de haberse iniciado el proceso de consolidación, por abrirse la válvula A.
- 3.- Trácese gráficas semilogarítmicas de lecturas del extensómetro y de la bureta contra los tiempos transcurridos (escala logarítmica), simultáneamente al -

proceso de consolidación.

- 4.- Al llegar al 100% de consolidación primaria, lo cual se nota por definirse tramos rectos en las curvas de consolidación, pero ningún caso antes de 24 hrs., se cierra la válvula A.

b) Etapa de carga axial y falla.

Se seguirá el mismo procedimiento descrito para la prueba rápida.

Prueba lenta.

Los esfuerzos actuantes sobre el espécimen de suelo en esta prueba son efectivos en toda etapa significativa de ella; esto se logra permitiendo drenaje libre en las líneas de la muestra a la bureta y por lo tanto, la completa consolidación del suelo bajo los distintos estados de esfuerzos a que se le somete. En la primera etapa de muestra es sometida en todas direcciones a la presión del agua (σ_3), y en la segunda etapa, se le lleva a la falla con incrementos de carga axial (P), permitiendo completa consolidación bajo cada incremento.

PROCEDIMIENTO:

a) Etapa de consolidación.

Este es idéntico al descrito en el procedimiento para la prueba rápida consolidada.

b) Etapa de carga axial y falla.

La carga axial se aplica en incrementos permitiendo completo drenaje de la muestra en todo momento; la velocidad de aplicación de las cargas y la magnitud de los incrementos aplicados varían a lo largo de la prueba, -- sin que pueda establecerse una secuela definida. Los incrementos de carga iniciales pueden ser grandes, posiblemente de un cuarto de la carga de falla prevista, dejando aplicado cada uno, hasta obtener, por lo menos, un 75% de consolidación primaria.

Después los incrementos deben ser de mucha menor magnitud y debe dejarse que cada uno obre durante 24 - - horas, por lo menos; al principio no se requiere obtener curvas de consolidación más que para verificar el haber alcanzado la consolidación primaria deseada, a menos que exista una razón especial para trazarlas.

No obstante, al final de la prueba si es preciso, disponer de frecuentes lecturas del extensómetro transversal de la muestra; deben tenerse registros frecuentes de la presión imperante en la cámara y de la temperatura del cuarto.

ENSAYO DE COMPRESION TRIAXIAL.- (Rápida)

Se elaboraron tres probetas, las cuales se obtuvieron mediante el tubo sacamuestras; a continuación se presentan los resultados obtenidos en la prueba.

Probeta # 1

Diámetro de la base= 3.5 cm.

Area de la base= 9.62 cm².

K del aparato= 143 gr./div.

L= 11.1 cm.

Volumen= 106.78 cm³.

Peso húmedo= $\frac{180.50 \text{ gr.}}{106.78 \text{ cc}} = 1.690 \text{ gr/cm}^3 = 1690 \text{ kg./mt}^3$.

de Divisiones= 92

Carga= # Divisiones*K = 92*0.143 = 13.16 kg.

$$(\text{Esfuerzo}) \sigma = \frac{13.16 \text{ kg.}}{9.62 \text{ cm}^2} = 1.37 \text{ Kg./cm}^2$$

Probeta # 2

Diámetro de la base= 3.5 cm.

Area de la base = 9.62 cm².

K del aparato= 143 gr./div.

L= 11.11 cm.

Volumen= 106.78 cm³.

Peso húmedo = $\frac{181.1 \text{ gr.}}{106.78 \text{ cc}} = 1.6960 \text{ gr./cm}^3 = 1696 \text{ kg./mt}^3$.

de Divisiones= 148

$$\text{Carga} = \# \text{ Divisiones} * K = 148 * 0.143 = 21.16 \text{ kg.}$$

$$\sigma \text{ (Esfuerzo)} = \frac{21.16 \text{ Kg.}}{9.62 \text{ cm}^2} = 2.20 \text{ kg/cm}^2.$$

Probeta # 3

$$\text{Diámetro de la base} = 3.50 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Area de la base} = 9.62 \text{ cm}^2.$$

$$K \text{ del aparato} = 143 \text{ gr./div.}$$

$$\text{Longitud} = 10.50 \text{ cm.}$$

$$\text{Volumen} = 101.01 \text{ cm}^3.$$

$$\text{Peso húmedo} = \frac{179.82 \text{ gr.}}{101.01 \text{ cc.}} = 1.7802 \text{ gr./cm}^3 = 1780 \text{ kg./mt}^3.$$

Se puede observar que esta muestra, su peso volumétrico varía tan sólo en 5%, por lo que se puede dar -- por buena la muestra.

$$\# \text{ de Divisiones} = 208$$

$$\text{Carga} = \# \text{ divisiones} * K = 208 * 0.143 = 29.744 \text{ kg.}$$

$$\sigma \text{ (Esfuerzo)} = \frac{29.774 \text{ kg.}}{9.62 \text{ cm}^2} = 3.10 \text{ kg/cm}^2.$$

$T, \text{kg/cm}^2$

2.0

1.0

$\frac{1}{2}C$
 C

1.0

2.0

3.0

$S, \text{kg/cm}^2$

ϕ

$\phi = 15^\circ$

$C = 0.19 \text{ kg/cm}^2$

Po20 # 5

4.6. Clasificación S.U.C.S.

En la naturaleza, los suelos rara vez existen separadamente como grava, arena, limo, arcilla o materia orgánica, sino que generalmente se encuentran en forma de mezclas con proporciones variables. El sistema unificado de clasificación de los suelos se basa en el reconocimiento del tipo y predominio de los constituyentes, -- considerando tamaños de grano, graduación, plasticidad y compresibilidad. Esta clasificación divide a los suelos en tres grupos: suelos gruesos, suelos finos y suelos de alto contenido de materia orgánica (Turba).

En el campo, su identificación se lleva a cabo -- por medio de inspección visual para los granos gruesos y por medio de pruebas manuales sencilla para la parte fina de los suelos o para los suelos finos. En el laboratorio puede hacerse uso de la curva granulométrica y de los límites de Atterberg.

Los suelos turbosos (T) son identificados inmediatamente por su color, olor, sensación esponjosa y textura fibrosa, y no se subdivide posteriormente en el sistema de clasificación.

La base del sistema unificado de clasificación de suelos (versión S.O.P.) es la carta de plasticidad, resultado de una investigación realizada por A. Casagrande en el laboratorio. En esta investigación se vio que, si se sitúan los suelos en un sistema coordinado que tenga el límite líquido en el eje de las abscisas y al índice plástico en el de las ordenadas, su agrupamiento no ocurre al azar sino que se agrupan de manera que en cada zo

na de la carta se sitúan suelos con características de plasticidad y propiedades mecánicas e hidráulicas cualitativamente definidas; del mismo modo que los suelos vecinos poseen propiedades similares, los alejados las tienen diferentes. Con base en esta observación, Casagrande pudo establecer en la gráfica, fronteras que separan a los materiales finos en diferentes grupos de propiedades afines (líneas A y B). En la figura siguiente aparece la gráfica de referencia, denominada: carta de plasticidad en la forma en que se usa en la S.O.P. (ahora S.C.T.), la cual difiere ligeramente de la originalmente presentada por A. Casagrande.

El sistema unificado abarca tanto a los suelos -- gruesos como a los finos, distinguiéndolos por el cribado a través de la malla # 200, las partículas gruesas -- son mayores que dicha malla y las finas, menores. Un -- suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas en peso, son finas.

Se describirán en primer lugar los diferentes -- grupos de suelos gruesos.

Suelos gruesos.

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo; el significado se especifica a continuación:

Gravas y suelos en que predominan aquellas, símbolo genérico: G (Gravel).

Arenas y suelos arenosos, símbolo S (Sand).

Las gravas y arenas se separan con la malla # 4 - de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla # 200) no pasa la malla # 4, y es del grupo genérico S - en caso contrario.

Las gravas y arenas se subdividen en cuatro tipos:

- 1.- Material prácticamente limpio de finos, bien graduado, símbolo W (Well Graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
- 2.- Material prácticamente limpio de finos, mal graduado, símbolo P (Poorly Graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
- 3.- Material con cantidad apreciable de finos no plásticos, símbolos M (del suelo mo y mjalá). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GM y SM.
- 4.- Material con cantidad apreciable de finos plásticos, símbolo C (Clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GC y SC.

A continuación se describen los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados -- de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

1) Grupos GW y SW.

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos, o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa ni inferir con su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5% en peso. En el laboratorio de graduación se juzga por medio de los coeficientes de uniformidad (Cu) y curvatura (Cc). Para considerar una grava bien graduada se exige que su coeficiente de uniformidad sea mayor que 4, mientras el de curvatura debe estar comprendido entre 1 y 3. En el caso de las arenas bien graduadas, el coeficiente de uniformidad será mayor que 6, en tanto que el de curvatura debe estar entre los mismos límites anteriores.

2) Grupos GP y SP.

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme, o presentan predominio de un tamaño o de un rango de tamaños, faltando algunos intermedios; en laboratorio deben satisfacer los requisitos señalados para los grupos anteriores, en lo referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para ser considerados como bien graduados. Dentro de estos grupos están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes, de médanos y playas, y las mezclas de grava y arenas finas, provenientes de diferentes estratos obtenidos durante un pro-

ceso de excavación.

3) Grupos GM y SM.

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentajes de finos superiores a 12% en peso, por lo que esa cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre "nula" y "media"; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla # 40 abajo de la línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor que 6%. En su sistema, Casagrande fijó este último número en 4%. Cuando el porcentaje de finos está entre 5 y 12%, deberá usarse un símbolo doble, por ejemplo GW-GM, para indicar una grava bien graduada con finos no plásticos, en porcentaje comprendido entre 5 y 12%.

4) Grupos GC y SC.

Por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM, el contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12% en peso. Sin embargo, en estos casos los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pase la malla # 40 arriba de la línea A, teniendo además la condición de que el índice plástico sea mayor que 6% (7% en el sistema original de Casagrande).

Cuando un material no se ubique claramente dentro de un grupo, deberán usarse también símbolos dobles, correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usará para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por -- iguales proporciones de grava y arena.

SUELOS FINOS

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo -- con dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, lo que da lugar a las siguientes divisiones:

Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo mjala).

Arcillas inorgánicas, de símbolo C (clay).

Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico - (organico).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdivié de en dos grupos, según su límite líquido. Si éste es -- menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad baja o media, se añade al símbolo genérico la letra L - (low compressibility), y por esta combinación se obtie-- nen los grupos ML, CL, y OL. Los suelos finos con lími-- te líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo genérico la letra H (high compre-- sibility), y así se tienen los grupos MH, CH y OH.

Debe notarse que las letras L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, como se ha dicho, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e IP) mientras que en el caso actual sólo interviene el valor del límite líquido. Por otra parte, ya se hizo notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

También es preciso tener en cuenta que el término compresibilidad, tal como aquí se trata, se refiere a la pendiente del tramo virgen de la curva de compresibilidad y no a la condición actual del suelo inalterado, - - pues éste puede estar parcialmente seco o preconsolidado.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés Peat, turba).

Los distintos grupos de suelos finos ya mencionados se describen a continuación en forma más detallada.

1) Grupos CL y CH.

En estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por $LL < 50\%$ e $Ip > 6\%$ ($Ip > 7\%$ en el sistema originalmente propuesto por A. Casagrande).

El grupo CH corresponde a la zona arriba de la línea A, definida por $LL > 50\%$. En este grupo CH se encasillan las arcillas formadas por descomposición química.

ca de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%.

2) Grupos ML y MH.

El grupo ML comprende la zona bajo la línea A, definida por $LL < 50\%$, y la porción sobre la línea A con $I_p < 6\%$ ($I_p < 4\%$ en el sistema original). El grupo MH corresponde a la zona debajo de la línea A, definida por $LL > 50\%$.

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con $LL < 30\%$ se ubican en el grupo ML. Los depósitos eólicos, el tipo de Loess, con $25\% < LL < 35\%$, usualmente aparecen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas del tipo caolín, derivadas de los feldspatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para estos suelos, algunas de sus características corresponden a limos orgánicos; por ejemplo, su resistencia en estado seco es relativamente baja y en estado húmedo muestran cierta reacción a la prueba de dilatancia; sin embargo, son suelos finos y suaves con un alto porcentaje de partículas tamaño de arcilla, comparable con el de otras arcillas típicas, localizadas arriba de la línea A. En algunas ocasiones estas arcillas caen en casos de frontera ML-CL y MH-CH, dada su proximidad con dicha línea.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor que 100% (MH). Sus mezclas con otros suelos de partículas finas son también de los grupos ML o -MH.

3) Grupos OL y OH.

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH respectivamente, si bien los orgánicos están siempre en lugares próximos a la línea A.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que crezca el límite líquido de una arcilla inorgánica, sin apreciable cambio de su índice plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha en la Carta de Plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

4) Grupo pt.

En la mayoría de los suelos turbosos las pruebas de límites pueden ejecutarse después de un complejo remoldeo. El límite líquido de estos suelos suele estar entre 300 y 500%, quedando su disposición en la Carta de Plasticidad notablemente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él, símbolos dobles de fronteras. - Por ejemplo, MH-CH representará un suelo fino con $LL > 50\%$

e índice plástico tal que el material quede situado prácticamente sobre la línea A.

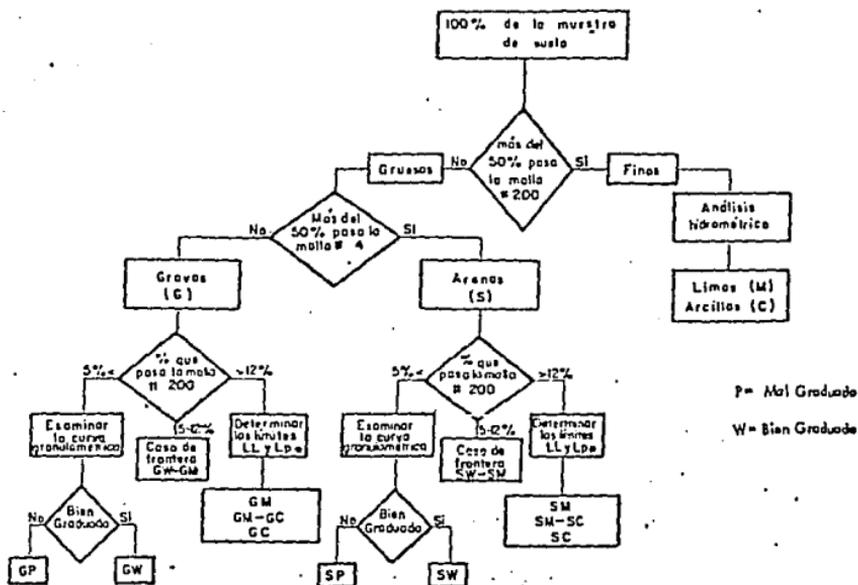
El sistema unificado de Clasificación de Suelos no se concreta a ubicar al material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca además una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar de fundamental importancia para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan. Un ejemplo típico de ello es la compacidad.

En general, en los suelos gruesos deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes a aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de su superficie, nombre local, y geológico, además de cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se va a hacer del material.

En los suelos gruesos en estado inalterado, se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico, aparte de cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se vaya a hacer, del material.

CLASIFICACION DE SUELOS POR MEDIO DEL ANALISIS GRANULOMETRICO



X Análisis posterior

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterado y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.

Identificación de suelos.

El problema de la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; identificar un suelo es, en rigor, encasillarlo dentro de un sistema previo de clasificación. En este caso concreto es colocarlo en alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos; obviamente en el grupo que le corresponda según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúen; naturalmente según ya se dijo, la experiencia juega un papel importante en la utilidad que se pueda sacar de la clasificación.

En el Sistema Unificado hay criterios para clasificación de suelos en el laboratorio; estos criterios de tipo granulométrico y de investigación de características de plasticidad, ya han sido suficientemente descritos. Además, y ésta es una de las ventajas del Sistema, se ofrecen criterios para identificación en el campo, es decir, en aquellos campos en que no se disponga de equipo de laboratorio para efectuar las pruebas necesarias para una identificación estricta; estos criterios, simples y expeditos, se detallan a continuación.

1) Identificación de campo de suelos gruesos.

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana, puede juzgarse, en forma aproximada, su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 1/2 cm. como equivalente a la malla # 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla # 200 son aproximadamente las más pequeñas que puedan distinguirse a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere bastante experiencia para diferenciar los suelos bien graduados de los mal graduados mediante un examen visual. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas con las obtenidas en el laboratorio, en todos los casos en que se tenga oportunidad de hacerlo. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo, deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos que se detallarán más adelante, sobre la parte que pase la malla # 40; si no se dispone de esta malla, el cribado puede substituirse por una separación equivalente.

En ocasiones puede ser importante juzgar la integridad de las partículas constituyentes de los suelos, - en cuyo caso será preciso un examen especialmente cuidadoso. Las partículas procedentes de rocas ígneas sanas se identifican fácilmente; las partículas intemperizadas se reconocen por las decoloraciones y la relativa facili-

dad con que se desintegran.

2) Identificación de campo de suelos finos.

Una de las grandes ventajas del sistema Unificado es, como ya se dijo, el criterio para identificar en el campo los suelos finos, si se cuenta con algo de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia sigue siendo el aprendizaje al lado de quien ya la posea; a falta de tal apoyo es aconsejable la comparación sistemática de los resultados de la identificación de campo realizada con los del laboratorio, en caso que exista la oportunidad de hacerlo.

La principal base de criterio para identificar --suelos finos en el campo, es la investigación de las características de dilatancia, de tenacidad y de resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

Dilatancia.- 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 una reacción rápida moderada.

La velocidad con que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece, define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los suelos finos del suelo. Una reacción rápida es típica - en arenas finas uniformes, no plásticas (SP y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo

polvo de roca; también en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad en estos suelos, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos materiales se vuelve más lenta; esto sucede en los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML, OL), en arcillas muy limosas (CL, ML) y en muchas arcillas de tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas arriba de la línea A, (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad.

El fenómeno de la aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aun en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano; esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando el agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a esos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no produce reacción.

Tenacidad.- La potencialidad de la fracción coloidal arcillosa de un suelo se identifica por la mayor o 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 este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín; las arcillas orgánicas se sienten muy débiles y esponjosas al tacto, en el límite plástico.

Cuanto más alta sea la posición del suelo respecto a la línea A (CL, CH), más rígido y tenaz será el rollito cerca del límite plástico, y más rígida también se notará la muestra al romperse entre los dedos, - abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A tales como arcillas glaciares (CL, CH), los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza pronto a desmoronarse en el amasado, al bajar su contenido de agua. Casi sin excepción, los suelos que están debajo de la línea A (ML, MH, OL y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, muy abajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A, excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos, posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico será una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo. Por ejemplo, una arcilla CH con $LL = 70\%$ e $I_p = 50\%$ o una OH con $LL = 100\%$ e $I_p = 50\%$ precisan mucho más tiempo de manipulación para llegar al límite plástico que una arcilla glacial del tipo CL. En los limos poco plásticos, - del grupo ML, el límite plástico se alcanza muy rápidamente. Claro es que para que las observaciones anteriores tengan sentido será necesario comenzar todas las pruebas con los suelos muy aproximados en la misma consistencia, de preferencia cerca del límite líquido.

Resistencia en estado seco. Una alta resistencia en seco es característica de las arcilla del grupo CH. - Un limo inorgánico sólo posee muy ligera resistencia, pero puede distinguirse por el tacto al pulverizar el espécimen seco. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de la harina.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomácea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es respectiva de todos los suelos de baja plasticidad localizados bajo la línea A y aún de algunas arcillas inorgánicas muy limosas, ligeramente sobre la línea A (CL). - Las resistencias medias definen generalmente a las arcillas del grupo CL, o, en ocasiones, a otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo coalín) u OH, que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencia alta, así como la CL, localizadas muy arriba de la línea A. Los materiales OH con altos límites líquidos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas respecto a la línea A.

Color. En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para diferenciar los diferentes estratos y para identificar tipos de suelo, cuando se posee experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal. -

Los colores claros y brillantes son más bien propios de suelos inorgánicos.

Olor. Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para - - identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario, con el calentamiento de la muestra húmeda.

CAPITULO V

CAPACIDAD DE CARGA

Una buena parte de las teorías desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis, en algunas otras teorías, especialmente en las que corresponden a esfuerzos recientes, la observación y el empirismo juegan un papel mucho más importante.

Se puede decir que todas las teorías matemáticas tienen como punto de partida la solución de Prandtl al problema de la indentación de un sólido rígido en un medio continuo, semi-infinito, homogéneo e isotropo bajo condiciones de deformación plana; esta solución desarrollada en el marco de la teoría de la plasticidad, supone al medio rígido-plástico perfecto.

Hipótesis más importantes contenidas en la plasticidad:

1.- El material es homogéneo e isotropo.

Esta hipótesis tiene su origen en la búsqueda de la simplicidad matemática y física en las aplicaciones de la teoría, al prescindir de ella, lo cual puede hacerse en muchos casos particulares, los análisis se compli- can.

2.- No se consideren efectos en el tiempo.

En las arenas, la hipótesis es bastante satisfac-

toria tanto en lo referente a compresibilidad como a resistencia y aún en lo referente a las curvas esfuerzo-deformación. En las arcillas, el efecto del tiempo es de mayor importancia; sin embargo, parece cierto que en las aplicaciones prácticas el estudiar las condiciones más desfavorables de la vida de la estructura, para tomarlas como criterio de proyecto, proporciona una norma que permite superar sin peligro mucho de la ignorancia que hoy se siente.

3.- No se consideran fenómenos de histéresis en la curva esfuerzo-deformación.

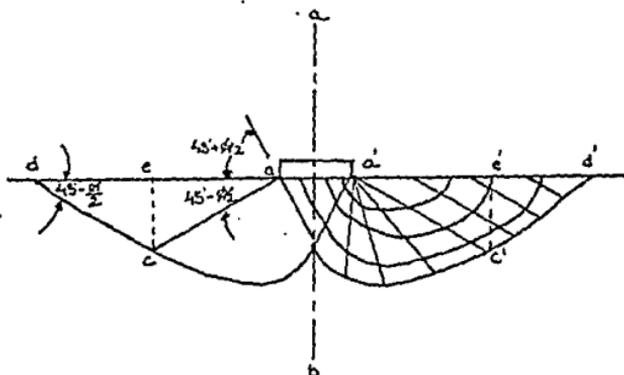
El aceptar esta hipótesis en los suelos conduce, aparentemente a fuertes desviaciones de la realidad; sin embargo, en la práctica, la situación se arregla considerando en una curva esfuerzo-deformación que contenga tramos de carga y descarga, una ley particular para el primero, y otra diferente para el segundo. Esto es posible y aceptable dado que los casos prácticos más frecuentes en la mecánica de suelos aplicada, corresponden o bien a un problema de carga o bien a uno de descarga, bien definidos.

4.- No se consideran efectos de temperatura.

Dada la pequeña variación de temperatura que afecta a los suelos reales, se considera hoy que esta hipótesis no introduce ninguna desviación seria en los análisis.

La solución de Prandtl.

Prandtl estudió en 1920 el problema de la identificación de un medio semi-infinito, homogéneo, isotropo y rígido plástico perfecto, por un elemento rígido de longitud infinita de base plana. Considerando que el contacto entre el elemento y el medio era perfectamente liso, propuso el siguiente mecanismo de falla:



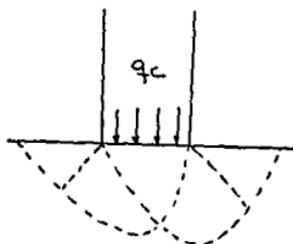
La anterior figura la solución de Prandtl para el caso más general en que el medio indentado sea un material rígido-plástico sin peso, pero con resistencia que posea tanto componentes cohesivos como friccionantes, -- también ahora se considera que el cuerpo que se indenta es perfectamente liso, uniformemente cargado e infinito de longitud.

En 1924 Reissner extendió la teoría de Prandtl -- hasta incluir el caso en que el cuerpo que se indenta lo hace en el interior del medio y ya no en su superficie.

Para la siguiente figura el máximo esfuerzo que --

se puede aplicar al sólido sin que se idente en un medio resulta ser:

$$Q_c = (\pi + 2) C$$



5.1. Prueba de Penetración Estándar.

Generalidades.

Este procedimiento es, entre todos los exploratorios preliminares, quizá el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona más útil información en torno al subsuelo y no sólo en lo referente a descripción; probablemente es también el más ampliamente usado para esos fines en México.

En suelos puramente friccionantes la prueba permite conocer la capacidad de los mantos que, como se sabe, constituye la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico. En suelos plásticos la prueba permite adquirir una idea, si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo, que proporciona muestras alteradas representativas del suelo en estudio.

El equipo necesario para aplicar el procedimiento

consta de un muestreador o penetrómetro estándar de dimensiones establecidas, que aparece en el dibujo anexo.

Es normal que el penetrómetro sea de media caña, para facilitar la extracción de la muestra que haya penetrado en su interior. El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5 kg. (140 lb.) que cae desde 76 cms. (30 pulgadas), contando el número de golpes necesario para lograr una penetración de 30 cm. (1 pie).

El martinete hueco, y guiado por la misma tubería de perforación es elevado por un cable que pasa por la polea del trípode y dejado caer desde la altura requerida contra un ensanchamiento de la misma tubería de perforación hecho al efecto; en cada avance de 60 cm. debe retirarse el penetrómetro, removiendo al suelo de su interior, al cual constituye la muestra.

El fondo del pozo debe ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o una cuchara. Una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo, y seguidamente, a golpes, se hace que el penetrómetro entre 15 cm. dentro del suelo. Desde ese momento se deben contar los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 cm. A continuación hágase penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra que puede obtenerse con este procedimiento.

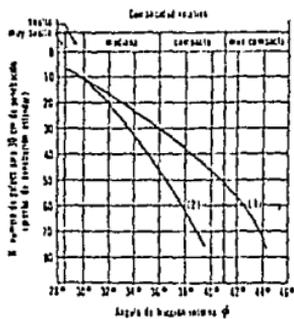
La utilidad e importancia mayores de la prueba de

penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna en arenas, y el valor de la resistencia a la compresión simple q_u , en arcillas, con el número de golpes necesarios en ese suelo para que el penetrómetro estándar logre entrar los 30 cm. especificados.

Para obtener estas relaciones basta realizar la prueba estándar en estratos accesibles o de los que se puedan obtener muestras inalteradas confiables y a los que se les pueda determinar los valores de los conceptos señalados por los métodos usuales de laboratorio; haciendo suficiente número de comparaciones pueden obtenerse correlaciones estadísticas dignas de confianza. En la práctica esto se ha logrado en los suelos friccionantes, para los que existen tablas y gráficas dignas de crédito y aplicables al trabajo práctico; en el caso de suelos arcillosos plásticos las correlaciones de la prueba estándar con que son mucho menos dignas de crédito.

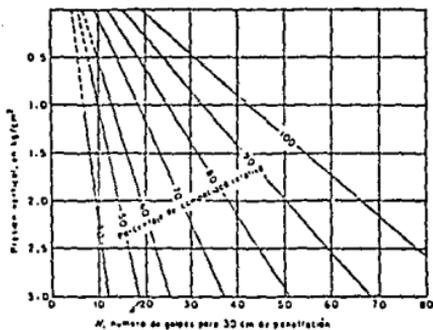
En la siguiente gráfica se aprecia una correlación que ha sido muy usada para arenas y suelos predominantemente friccionantes.

En la gráfica se observa que al aumentar el número de golpes se tiene mayor compacidad relativa en la arena, y consecuentemente, mayor ángulo de fricción interna. También se ve que en arenas limpias medianas o gruesas para el mismo número de golpes, se tiene un ángulo de fricción (ϕ) mayor que en arenas limpias finas o que en arenas limosas.



- (1) Relación para arenas de grano angular a tamaño de sílice mediano y grueso
(2) Relación para arenas finas y para arenas (limosas)

Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.



Relación entre la penetración estándar, la presión vertical y la compacidad relativa para arenas (según Ref. 3).

Las relaciones de la figura anterior no toman en cuenta la influencia de la presión vertical sobre el número de golpes que es importante, según lo han demostrado investigaciones más recientes. En la siguiente figura se presentan resultados experimentales que demuestran que a un número de golpes en la prueba de penetración estándar -- corresponden diferentes compacidades relativas, según -- sea la presión vertical actuante sobre la arena, la -- cual, a su vez, es función de la profundidad a que se -- haga la prueba.

Para pruebas en arcillas, Terzabhi y Peck dan la correlación que se presenta en la siguiente tabla; en -- ella puede observarse que, prácticamente, el valor de -- q , en kg/cm^2 se obtiene dividiendo entre 8 el número de golpes.

Sin embargo cabe mencionar que las correlaciones -- de la tabla sólo deben usarse como norma tosca de crite -- rio pues los resultados prácticos han demostrado que pue -- den existir serias dispersiones y por lo tanto, las re -- sistencias obtenidas por este procedimiento no deben ser -- vir de base para proyecto.

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q .
		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

OBJETIVO.

Obtener en suelos puramente friccionantes la compacidad de los mantos. En suelos plásticos la prueba -- permite adquirir una idea si bien tosca, de la resistencia a la compresión simple. Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas -- representativas del suelo en estudio.

EQUIPO:

- Penetrómetro, el cual será de media caña, roscado para facilitar la extracción de la muestra.
- Tramo de tubo guña interior.
- Base de asiento donde se golpea el martinete.
- Tubo guña superior roscado en los extremos para poner extensiones en sus coples.
- Martinete o pesa con orificio, y de un peso de 140 lbs.
- Equipo menor como espátulas, bolsas, llaves stillson.

PROCEDIMIENTO:

El fondo del pozo deberá ser previamente limpiado de manera cuidadosa, usando posteadora o usando una cucharera muestreadora; una vez limpio el pozo, el muestreador se hace descender hasta tocar el fondo y seguidamente a golpes se hace que el penetrómetro entre 15 cms. -- dentro del suelo.

Desde este momento se debe contar los golpes necesarios para lograr la penetración de los siguientes 30 -

cms. A continuación hágase penetrar el muestreador en toda su longitud. Al retirar el penetrómetro, el suelo que haya entrado en su interior constituye la muestra.

El martinete se deberá dejar caer desde una altura de 30 cms. y en algunos sondeos cuando es algo profundo, es recomendable utilizar un tripié y un motor que suba el martinete para luego dejarlo caer.

Luego de obtener la muestra y determinar sus propiedades tales como granulometría, límites de Atterberg, se podrá determinar en forma más precisa las características del suelo.

Acudir a las tablas auxiliares, y obtener el ángulo de fricción interna en suelos friccio-antes y la resistencia a la compresión simple, qu', en arcillas.

Errores posibles.

- 1.- No observar y guardar la distancia de caída la cual está estandarizada en 30 pulgadas (76 cms.).
- 2.- Al no realizar una serie de muestreos en la zona de interés, se podría presentar que nos tropecemos al momento de hacer la penetración con una lente de roca, la cual nos puede inducir a asignarle al suelo una capacidad de carga mayor que la que realmente éste posee.

Corrección por la presencia de agua.

Si al efectuar la P.P.S. se detecta la presencia_

del nivel de aguas freáticas (NAF) en el nivel en donde nos encontramos desarrollando nuestra prueba, se deberá efectuar una corrección, la cual será la siguiente:

$$\bar{N} = \frac{N + 15}{2}$$

Donde:

\bar{N} = Número de golpes corregidos.

N = " " " originales.

Si $N > 15$ se hace corrección.

5.2. Determinación del valor relativo de soporte.

Generalidades.

Esta prueba fue originalmente desarrollada por -- el departamento de carreteras del estado de California ; su nombre en inglés es el de Ensayo California Bearing - Ratio (CBR); no es más que una medida de la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, bajo condiciones de -- densidad y humedad cuidadosamente controladas.

El valor relativo de su porte (V.R.S.) se obtiene de una prueba de penetración, en la que un vástago de 19.4 cm^2 (2 pulg^2 .) de área se hace penetrar en un espécimen de suelo a razón de 0.127 cm/min. (0.05 pulg/min.) se mide la carga aplicada para penetraciones que varíen en 0.25 cm. (0.1 pulg).

El V.R.S. del suelo se define como la relación expresada como porcentaje, entre la presión necesaria para

penetrar los primeros 0.25 cm. (0.1 pulg) y la presión requerida para tener la misma penetración en un material arbitrario.

A menudo se compactan dos moldes de suelo, uno para penetración inmediata y otro para penetración después de dejarlo saturar por un período de 96 hrs; el segundo espécimen es saturado por 96 hrs. con una sobrecarga - - aproximadamente igual al peso del pavimento que se utilizará en el campo pero en ningún caso el peso de la sobrecarga será menor de 4.5 kgs.

El ensayo de la muestra saturada cumple con dos propósitos:

- 1.- Dar información sobre la expansión esperada en el suelo bajo la estructura de pavimento cuando el suelo se satura.
- 2.- Dar indicación de la pérdida de resistencia debida a la saturación del campo.

El ensayo de penetración se lleva a cabo en una máquina de compresión utilizando una tasa de deformación unitaria de 1.27 mm/min.; se toman lecturas de carga contra penetración a cada 0.5 mm. de penetración hasta llegar a un valor de 5.0 mm. a partir del cual se toman lecturas con incrementos de 2.5 mm. hasta obtener una penetración total de 12.7 mm. A los V.R.S. de suelos de baja plasticidad y sin expansión (tal como arenas limosas, limos inorgánicos y limos arcillosos) les afecta grandemente la humedad de compactación y la densidad obtenida, tanto si están empapados como si no lo están. Para es-

tos suelos se compactan tres muestras a diferentes densidades, con el contenido de humedad óptimo. Se ensaya -- cada muestra después de empapada y los resultados se -- trasladan a una gráfica donde se determina el V.R.S. en el 95% de la máxima densidad.

El V.R.S. de suelos no cohesivos (tal como arenas limpias y gravas arenosas) no se ve afectado grandemente por la humedad de compactación dado que estos suelos se compactan prontamente bajo el tráfico. El ensayo se -- efectúa sobre una muestra compactada a su densidad máxima.

El V.R.S. de suelos que tengan expansión (tal como arcillas y limos orgánicos) varfa grandemente con la calidad del suelo.

Se requieren estudios particulares para determinar el contenido de humedad más satisfactorio así como -- su método de compactación. Una vez que estos factores -- estén determinados, el ensayo se realiza sobre la muestra -- de acuerdo con el método estudiado.

OBJETIVO:

El Valor Relativo de Soporte se utiliza para establecer una relación entre el comportamiento de los suelos principalmente con fines de utilización como base y sub-base para los cuales utilizaré el V.R.S. estándar; -- para las terracerías se deberá usar la V.R.S. modificada; la prueba nos define el espesor del pavimento, el -- cual combinándolo con el tipo de tránsito diario sobre -- el camino nos indicará el espesor del pavimento. Pueden

do ser ya sea de Pistas de Aeropuertos o simples carreteras.

MATERIALES:

- Prensa.
- Aguja de Penetración.
- Charola y equipo menor de laboratorio.
- Báscula.
- Molde Proctor.
- Extensómetro.

V.R.S. ESTANDAR

- 1.- Se deberán preparar unos 30 kgs. de suelo, de los cuales se deben tomar 5.0 kg. de suelo seco por cada prueba; posteriormente se humedece el material hasta alcanzar el contenido de humedad óptima del suelo.
- 2.- Se tomará una muestra de 100 gramos del suelo antes de compactarla para así poder determinar el contenido de humedad del suelo.
- 3.- Se deberá pesar el molde, collarín, base, determinar el volumen y el diámetro del molde.
- 4.- El compactado en el molde Porter se hará en tres capas; cada capa se compactará con 25 a 30 golpes con la varilla de punta de bala de 5/8" de diámetro.
- 5.- Colocar las pesas, con un peso no menor de 4.5 kgs., tratando de no olvidar de colocar un papel de filtro entre las pesas y el suelo.

- 6.- No olvidar de colocar las pesas de forma tal que que de el orificio por donde pasará luego la aguja de -- penetración.
- 7.- Se le aplicará una carga de compactación de 140.6 -- kg/cm^2 , es decir, se irá a compactar la muestra al - 100%, acto seguido se pondrá a saturar por 72 hrs. , dejándole arriba las sobrecargas de los discos y colocándole además un deformímetro, el cual nos indica rá luego el período de saturación, si existe o no expansión del suelo y si hubo, en qué porcentaje.
- 8.- Luego se saca la muestra del cuarto de saturación y se deja drenar por un espacio de 15 minutos para que el agua en exceso sea desalojada.
- 9.- Acto seguido se le coloca en la prensa y se procede a introducir la aguja de penetración a la velocidad de 1.27 mm./min. tomando lecturas hasta una penetración total de 12.7 mm.
- 10.- Se vacían los datos en la hoja de resultados.

V.R.S. MODIFICADO.

- 1.- De la terracería en estudio se llevan 30 kgs. aproximadamente al laboratorio para efectuar el estudio al material en cuestión. Para la prueba se deberá obtener un V.R.S. por cada grado de compactación; se deberán preparar de acuerdo al % de compactación que se le asigne a las terracerías el cual puede ser del 85, 90, 95 %, los cuales son los grados ordinarios o comunes que se dejan a la subrasante.

- 2.- Se deberá tomar una muestra de 100 gramos para conocer su humedad.
- 3.- El material a compactarse se hará de acuerdo a las especificaciones que nos piden, el cual varía del 85-95%; este porcentaje se determinará a partir del peso volumétrico máximo, ya que conociendo su peso volumétrico y el volumen del envase podremos saber qué cantidad de material ya humedecido en peso se deberá compactar para conseguir el 85-95%.
- 4.- Se compactará en tres capas con la varilla de punta de bala, dándole de 25 a 30 golpes por cada capa.
- 5.- Luego se le colocarán las pesas y acto seguido se procederá a hacer penetrar la aguja en el espécimen, a la velocidad de 1.27 mm./min.
- 6.- Se vacían los datos en la hoja de resultados.

FORMULAS UTILIZADAS.

$$\text{Agua para agregar cm}^3 = 5000 \frac{W_2 - W_1}{100 + W_1}$$

$$\text{Peso Mat. húmedo gr. } PW = \frac{\gamma_s}{1000} \left(\frac{100 + W_2}{100} \right) v$$

$$\text{Peso del equipo con el Mat. Húm. gr.} = Pt + Pw$$

Donde:

Pt = Peso del molde, collarín y base.

V = Volumen del molde, cm³.

W₁ = Humedad que contiene el material.

W₂ = Humedad de prueba.

W₀ = Humedad óptima.

Tabla de Humedades de acuerdo al Criterio Rígido:

Grado de Compactación %	Variante 1	Variante 2
100	W óptima	W óptima
95	W óptima	$W_0 + 1.5$
90-75	W óptima	$W_0 + 3.0$

Variante 1: Buen drenaje y precipitación baja a media.

Variante 2: Drenaje deficiente y precipitación media o bien precipitación alta.



LABORATORIO DE MATERIALES Y MECANICA DE SUELOS

INSTITUTO DE CIENCIAS EXACTAS Y TERRESTRES
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

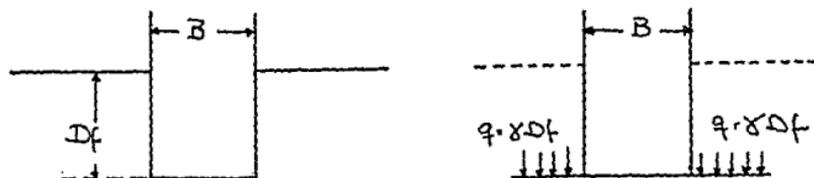
Ensayo No. _____	Fecha _____	Operador _____	Equipo No. _____
Peso (P_1) del molde, collarin y base gr. _____		Volumen [V] del molde, cm^3 _____	
Altura (a) del borde superior del collarin a la placa de carga, cm. _____			
Peso volumétrico seco máximo (δ_m), Kg/m^3 _____		Humedad óptima (W_o) _____	
Humedad que contiene el material (W_1) _____			
Grado de compactación % _____			
Peso volumétrico seco (δ_s) Kg/m^3 _____		Humedad de prueba (W_2) _____	
Agua para agregar $cm^3 = 500 \left(\frac{W_2 - W_o}{100 - W_o} \right)$ _____			
Peso Mat. húmedo gr. $P_w = \frac{\delta_s}{1000} \left(\frac{100 W_2}{100 - W_2} \right) V$ _____			
Peso del equipo con el Mat. Húm. gr. = $P_1 + P_w$ _____			
Carga de compactación, Kg. _____			
RESISTENCIA A LA PENETRACION EN KGS.			
1.27 m. m. (0.05")	_____	_____	_____
2.54 m. m. (0.10")	_____	_____	_____
3.81 m. m. (0.15")	_____	_____	_____
5.08 m. m. (0.20")	_____	_____	_____
7.62 m. m. (0.30")	_____	_____	_____
10.16 m. m. (0.40")	_____	_____	_____
12.70 m. m. (0.50")	_____	_____	_____
Valor relativo de soporte corregido _____			
COMPROBACION DE LA HUMEDAD Y DEL GRADO DE COMPACTACION			
No. de recipiente _____			
Peso muestra húmeda + recipiente, gr. 1 _____			
Peso del recipiente, gr. 2 _____			
Peso muestra húmeda gr. 1 - 2 = 3 _____			
Peso muestra seca + recipiente, gr. 4 _____			
Peso del recipiente, gr. 2 _____			
Peso muestra seca, gr. 4 - 2 = 5 _____			
Humedad $\frac{3-5}{5} \cdot 100$ _____			
Peso Vol. seco (δ_s) corregido, Kg/m^3 _____			
Grado de compactación corregido, % _____			

5.3. Teoría de Terzaghi.

A partir de 1943 Terzaghi extendió la teoría de Prandtl-Reissner hasta hacerla aplicable a los problemas prácticos de la Mecánica de Suelos. La teoría cubre el caso más general de suelos cuya ley de resistencia al esfuerzo cortante queda dada por la expresión:

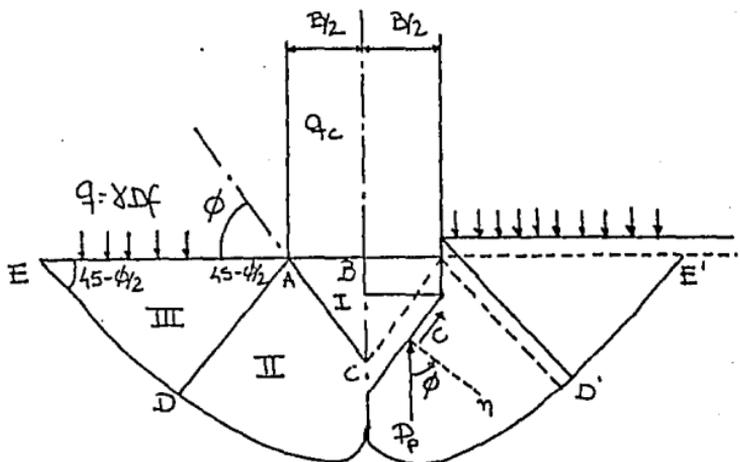
$$S = C + \sigma \tan \phi$$

Terzaghi despreció la resistencia al esfuerzo cortante (y por ende la contribución en el mecanismo de falla) del suelo situado por arriba de la profundidad del desplante del cimiento (D_f); este material sólo influye, según esta teoría, como una sobrecarga actuante en dicho nivel de desplante.



En la siguiente figura se muestra el mecanismo de falla propuesto por Terzaghi, para un cimiento de longitud infinita de área de contacto con el suelo, rugosa y uniformemente cargada. La figura está dividida en dos - porciones: a la izquierda se ve el estado de cosas antes de producirse la falla del cimiento, que es una verdadera indentación, en tanto que en la parte derecha ésta ya se ha producido.

Las principales hipótesis hechas por Terzaghi en - relación a su teoría, además de la ya mencionada en rela - ción a la sobrecarga lateral, se refieren a la forma de las líneas que limitan las zonas II, que se postura como una espiral logarítmica y a la aceptación de que los es - tados de esfuerzos en las zonas III pueden considerarse - como los correspondientes a estados plásticos pasivos de Rankine; también se acepta que la resistencia al esfuer - zo cortante se moviliza simultáneamente a lo largo de to - da la superficie de falla.



En ella se pueden observar tres zonas, las cuales describiremos a continuación:

Zona I: Es una cuña de comportamiento rígido y que trabaja junto con el cimiento, tratando de penetrar en el terreno, desplazando el material hacia los lados y generando que se formen la Zona II y la Zona III.

Zona II: Es una zona de deformaciones tangenciales radiales.

$$\tan \phi \quad ; \quad R = R_0 \cdot e$$

Zona III: Zona de comportamiento plástico pasivo de Rankine.

$$\begin{aligned} q_c B + 1/4 B^2 \gamma \tan \phi &= 2 P_p + 2 C \sin \phi \\ q_c &= 1/B (2 P_p + 2 C \sin \phi - 1/4 \gamma B^2 \tan \phi) \\ q_c &= 1/B (2 P_p + 2 C B/2 \sin \phi - 1/4 \gamma B^2 \tan \phi) \\ q_c &= 1/B (2 P_p + C B \tan \phi - 1/4 \gamma B^2 \tan \phi) \\ P_p &= P_{pc} + P_{pq} + P_p \end{aligned}$$

Donde:

P_p = Componente pasivo que desarrolla en el terreno de cimentación.

P_{pc} = Empuje pasivo debido a la cohesión del material y que se desarrolla a lo largo de la superficie CDE.

P_{pq} = Es el empuje pasivo debido a la sobrecarga "q" aplicada a la superficie AE.

P_p = Empuje pasivo producido por la fricción interna del material y que se desarrollará a lo largo de la superficie CDE.

$$P_p = \frac{CHK\rho_c}{\text{Sen } \alpha \text{ cos } \delta} + \frac{\gamma D fHK\rho_q}{\text{Sen } \delta \text{ cos } \delta} + \frac{\gamma H^2 K\rho_\gamma}{2 \text{ Sen } \alpha \text{ cos } \delta}$$

$$P_p = \frac{CHK\rho_c}{\text{Cos}^2 \theta} + \frac{\gamma D fHK\rho_q}{\text{Cos}^2 \theta} + \frac{\gamma H^2 K\rho_\gamma}{2 \text{ Cos}^2 \theta}$$

$$H = \frac{B}{2} \text{ Tag } \theta$$

$$P_p = \frac{CBK\rho_c \text{ Tag } \theta}{2 \text{ cos}^2 \theta} + \frac{\gamma D fBK\rho_q \text{ Tag } \theta}{2 \text{ cos}^2 \theta} + \frac{\gamma B^2 K\rho_\gamma \text{ Tag}^2 \theta}{8 \text{ cos}^2 \theta}$$

$$q_c = \frac{1}{B} \left[2 P_p + CB \text{ Tag } \theta - \frac{1}{4} \gamma B^2 \text{ Tag}^2 \theta \right]$$

$$q_c = \frac{1}{B} \left[\frac{2 CBK\rho_c \text{ Tag } \theta}{2 \text{ cos}^2 \theta} + \frac{2\gamma D fBK\rho_q \text{ Tag } \theta}{2 \text{ cos}^2 \theta} + \frac{2\gamma B^2 K\rho_\gamma \text{ Tag}^2 \theta}{8 \text{ cos}^2 \theta} \right] - \left[CB \text{ Tag } \theta - \frac{1}{4} \gamma B^2 \text{ Tag}^2 \theta \right]$$

de donde resulta

$$q_c = CNc + \gamma DfN_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

En la expresión anterior, C es el valor de cohesión que puede ser atribuido al suelo sobre el que se apoya el cimiento; B es el ancho del cimiento supuesto de longitud infinita; γD_f es el valor de sobrecarga que se pueda considerar actuante al nivel del desplante, que depende, en general, de la profundidad de desplante del cimiento, D_f , y del peso volumétrico del material que quede sobre dicho nivel de desplante.

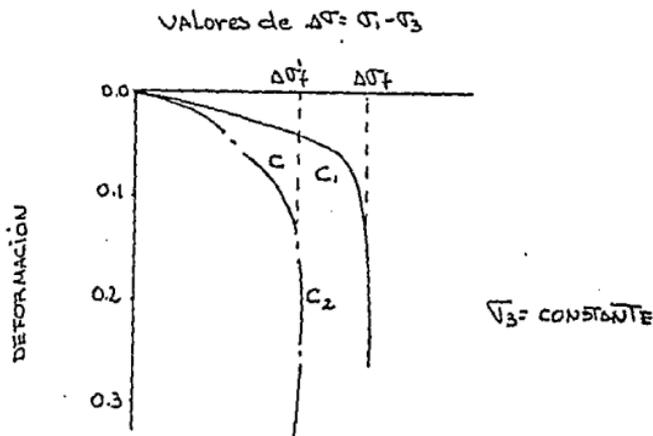
Los términos N_c , N_q y N_γ son los llamados factores de capacidad de carga de la teoría de Terzaghi. Puede demostrarse en dicha teoría que dependen sólo del ángulo de fricción interna del suelo, y son coeficientes adimensionales que caracterizan la capacidad de carga de un suelo dado. N_c se relaciona con la cohesión del suelo, N_q con la sobrecarga existente al nivel de desplante y N_γ con el peso del suelo que soporta al cimiento. Todos ellos se proponen tanto para cimentaciones superficiales, como profundas.

La condición para aplicar la fórmula anterior a un problema práctico es precisamente conocer para ese caso los valores de N_c , N_q y N_γ . La teoría permite establecer expresiones algebraicas para calcularlos, en función del ángulo de fricción interna, los valores se obtienen de la tabla adjunta; en ella aparecen tres curvas que dan los valores de N_c , N_q y N_γ en función del ángulo ϕ y otras tres de trazo discontinuo, que proporcionan valores modificados de esos factores, N'_c , N'_q y N'_γ .

Estos últimos deberán aplicarse, según Terzaghi, cuando pueda presentarse en el cimiento una falla del ti

po llamado "local", en contraposición del mecanismo de falla propuesto por Terzaghi, al que él llamó general. En efecto, el propio Terzaghi indica que al ir penetrando el cemento en el suelo se van produciendo ciertos desplazamientos laterales, de manera que los estados plásticos alcanzan los puntos extremos E y E'; y en el instante del colapso toda la longitud de la superficie de falla trabaja al esfuerzo límite; pero este mecanismo "general" no puede desarrollarse en todos los suelos.

Con referencia a la siguiente gráfica, Terzaghi considera que en materiales sueltos o arcillosos blandos, con curvas esfuerzo-deformación como la C2, en los que la deformación crece mucho para cargas próximas a la falla; de penetrar el cemento no logran desarrollarse los estados plásticos hasta puntos tan lejanos como los E y E' del mecanismo de falla de Terzaghi.



Curvas de esfuerzo-deformación típicas para mecanismo de falla general (1) y local (2), según Terzaghi.

Si no que la falla ocurre antes, a carga menor, por haberse alcanzado un nivel de asentamiento en el cimiento que, para fines prácticos, equivale a su falla. Esta es la falla "local", a la que consecuentemente deben corresponder factores de capacidad de carga corregidos y más bajos.

Terzaghi propuso obtener los valores de falla "local" corrigiendo los parámetros de resistencia C y ϕ del suelo cuando exista posibilidad de que se presente ésta; los nuevos valores propuestos son:

$$C' = \frac{2}{3} C$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

Dado un ángulo ϕ en el suelo en que la falla "local" sea de tener, puede calcularse el correspondiente - valor de ϕ' con la segunda de las expresiones. Si con este valor de ϕ' se entrara a las curvas de los factores de capacidad de carga de Terzaghi, estas curvas (las llenas) nos darían factores iguales a los que se obtienen - entrando con el valor original de ϕ en las curvas discontinuas; de esta manera se evita al calculista la aplicación reiterada de la segunda de las expresiones.

En definitiva, la capacidad de carga última respecto a la falla local queda dada por:

$$Q_c = 2/3 c N' c + \gamma D_f N' q + 1/2 \gamma B N' \gamma$$

La teoría arriba expuesta se refiere a cimientos continuos, de longitud infinita normal al plano del pa-

pel. Para cimientos cuadrados o redondos, tan frecuentes en la práctica, no existe solución dentro de la teoría de Terzaghi; sin embargo, el propio Terzaghi ha propuesto las fórmulas que se presentan a continuación como resultado de experiencia:

Zapata Cuadrada

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Zapata Circular

$$q_c = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

R, radio de la zapata circular.

Los factores de capacidad de carga en las expresiones anteriores se obtienen de la gráfica de factores de capacidad de carga, sean los correspondientes a la falla "local" o "general".

También debe notarse que todas las fórmulas anteriores son válidas para cimientos sujetos a carga vertical y sin ninguna excentricidad.

Muchos proyectistas encuentran poco definidas las condiciones en que han de usarse los factores de capacidad de carga correspondientes a falla "local". Independientemente de que a veces no se dispone de suficiente información confiable en cuanto a propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos, las formas de las curvas que ameritan el empleo de los factores N' se concretan poco. Efectivamente éste es un punto en el que el proyectista no puede contar con una regla fija a qué atenerse y su propio criterio y experiencia deberán de decir la última

palabra. Algunos de ellos aplican el siguiente criterio con base en información proveniente de pruebas triaxiales en las que se mida la deformación unitaria del espécimen en la falla. Si ésta es menor de 5% se aplican los factores N ; si es mayor de 15% se aplican los factores N' y, en casos intermedios, se aplican valores de capacidad de carga que son una interpolación lineal entre los factores N y los N' . Otros autores han propuesto el uso de las N' en arenas con compacidad relativa menor de 30% y en arcillas con sensibilidad mayor que 10.

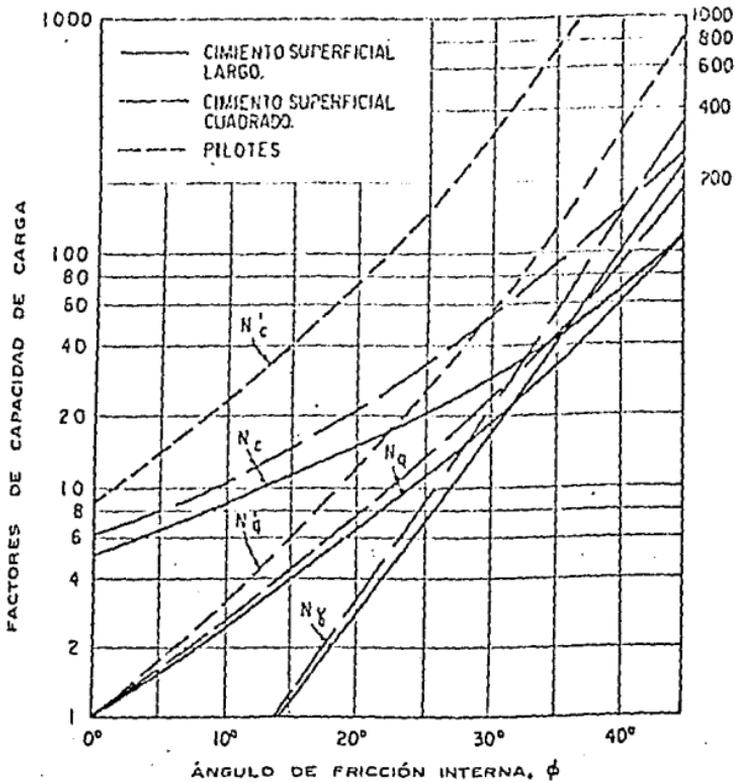
Más recientemente se ha mencionado la posibilidad de otro tipo de falla en las cimentaciones superficiales, que es la falla por punzonamiento. Al incrementarse la carga sobre el cimiento ocurre una compresión del suelo bajo él; la zapata puede penetrar en el terreno si ocurre una rotura vertical por corte a su alrededor. En realidad el equilibrio de la cimentación se mantiene tan vertical como horizontalmente y el suelo fuera del área cubierta se altera muy poco. Para mantener el movimiento vertical de la zapata se requeriría un aumento continuo en la carga vertical. Este tipo de falla está sujeto a investigación en el momento actual, pero no existe todavía un criterio establecido y experimentalmente comprobado para cuantificar la posibilidad de que se presente en un caso dado.

Para el caso de suelos puramente cohesivos la gráfica permite calcular los siguientes factores de capacidad de carga:

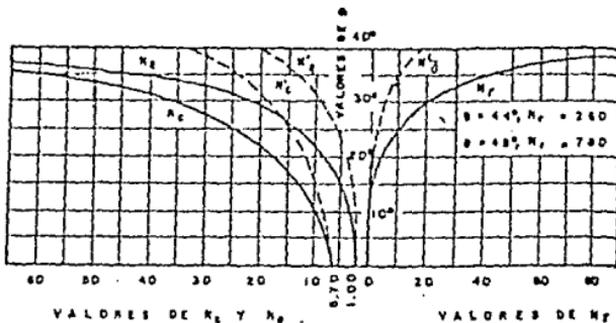
$$N_c = 5.7$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$



Factores de Capacidad de carga según Meyerhof.-



Factores de Capacidad de carga para la aplicación de la teoría de Terzaghi.-

Con los valores anteriores la ecuación queda convertida a:

$$q_c = 5.7 C_u + \gamma D_f$$

que por costumbre suele escribirse en términos de la resistencia a la compresión simple ($q_u = 2 C_u$), así resulta:

$$q_c = 2.85 q_u + \gamma D_f$$

Esta ecuación es válida cuando se considera al suelo puramente cohesivo y el cimiento tiene longitud infinita. Su equivalente para cimientos cuadrados se obtiene de inmediato, de la siguiente manera:

$$q_c = 1.3 \times 2.85 q_u + \gamma D_f$$

En la práctica es frecuente utilizar la siguiente expresión para cimientos rectangulares, de ancho B y longitud L , en suelos puramente cohesivos, que no es más que una superposición arbitraria de las dos ecuaciones anteriores, contenidas ambas como casos particulares extremos:

$$q_c = 2.85 q_u \left(1 + 0.3 \frac{B}{L} \right) + \gamma D_f$$

TEORIA DE MEYERHOF

A partir de 1951 G.G. Meyerhof realizó importantes contribuciones al problema de la capacidad de carga de los suelos. Básicamente la teoría de Meyerhof añadió la consideración de los esfuerzos cortantes que pueden desarrollarse en el terreno de cimentación por arriba del nivel de desplante del cimiento, cuyo efecto fue

dejado de lado por la teoría de Terzaghi, excepto como sobrecarga. En la teoría de Meyerhof, el suelo que rodea al cimiento, por arriba del nivel de desplante es medio de propagación de superficies de deslizamiento.

Para el caso de cimientos largos, de longitud in finita normal al plano del papel, el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof aparece en la figura adjunta.

Según Meyerhof, la zona ABB' es de esfuerzos uni formes y puede considerarse en estado activo de Rankine; la cuña ABC, limitada por un arco de espiral logarítmica, es de esfuerzo cortante radial, y finalmente la cuña BCDE es una zona de transición en la que los es fuerzos varían desde el estado de corte radial, hasta los correspondientes al estado plástico.

La expresión a que se llega en la teoría de Meyerhof para expresar la capacidad de carga de cimientos superficiales es del mismo tipo propuesto originalmente por la teoría de Terzaghi la cual era:

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

Para cimientos profundos llegó a la expresión:

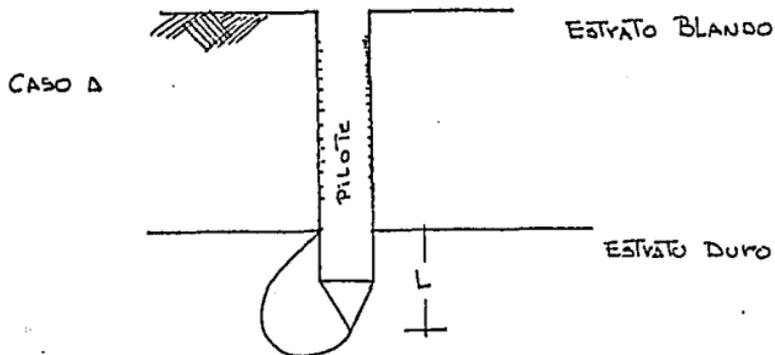
$$q_c = c N'_c + \gamma D_f N'_q$$

que, naturalmente, sólo se refiere a la capacidad en la punta del pilote, pero sin consideración de la fricción lateral en el fuste del mismo; la expresión sólo es aplicable si los pilotes penetran en el estrato resistente por lo menos una longitud igual a:

$D = 4 \sqrt{N \phi B}$; en donde B es el diámetro del pilote.

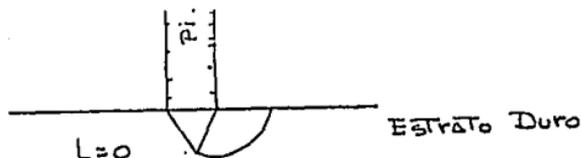
$$N \phi = \text{tag}^2(45 + \phi / 2)$$

La fórmula deducida por Meyerhof sólo se aplica cuando el pilote penetra la longitud anteriormente descrita en el estrato duro, pero esto no siempre es posible en la realidad; en muchos casos el estrato es tan duro que apenas alcanza a penetrar algo; en otros casos el pilote penetra una distancia menor que la requerida, pero mayor que el caso anterior; por lo tanto a continuación daremos unas recomendaciones para el cálculo de capacidades de carga en cada caso particular.



Caso a

En este caso no existe problema alguno para la aplicación de la fórmula de Meyerhof en forma directa, debido a que el pilote penetra la longitud mínima necesaria.

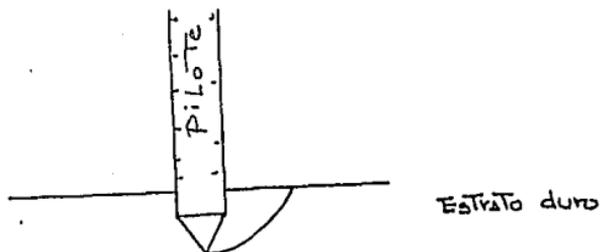


Caso b

En este caso por su poca penetración en el estrato por ser muy resistente éste, no se desarrollará la falla propuesta por Meyerhof, por lo que se deberá aplicar Meyerhof como si fuera una cimentación superficial cuadrada.

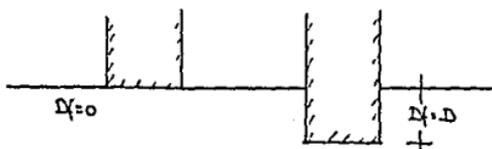
Caso c

En este caso penetra una longitud intermedia entre los casos a y b, por lo que se deberá aplicar Meyerhof e interpolar la capacidad de carga dependiendo de la longitud L que haya penetrado en el estrato resistente, la capacidad de carga para una cimentación superficial cuadrada y la capacidad de carga para pilotes.



TEORIA DE SKEMPTON.

Terzaghi, en su teoría aplicada a suelos puramente cohesivos, no toma en cuenta para fijar el valor de N_c la profundidad de penetración del cimiento en el estrato de apoyo, D . Así en la siguiente figura, los dos cimientos mostrados tendrían la misma capacidad en lo referente a la influencia a la cohesión, es decir, al valor de N_c .



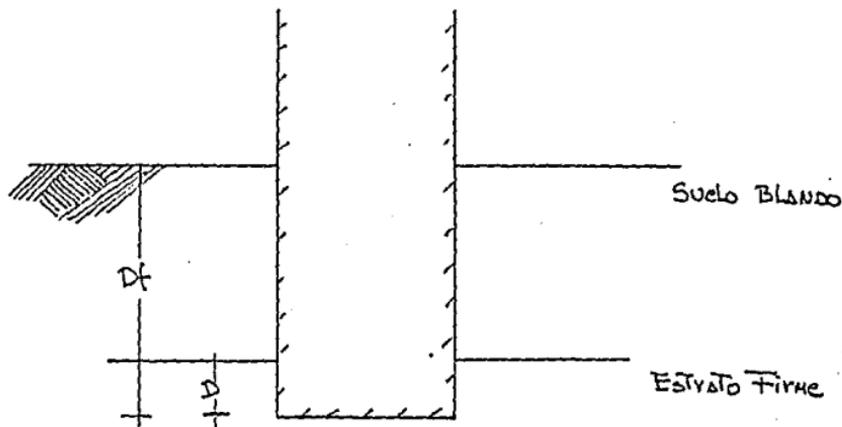
Es claro que, según Terzaghi, la capacidad de carga total no sería la misma en los dos cimientos, a causa del diferente valor del término γD_f , pero puede considerarse como una cuestión de sentido que el valor de N_c debe ser diferente en los dos casos. En efecto si se piensa en términos de superficies de falla, el cimiento más profundo tendrá una superficie de mayor desarrollo en la cual la cohesión trabajará más, a lo que deberá corresponder un valor mayor de N_c . Skempton realizó experiencias para cuantificar estas ideas y en contró que efectivamente N_c no es independiente de la profundidad de desplante, sino que aumenta con ella, si bien este aumento no es ilimitado.

Skempton propuso adoptar para la capacidad de carga en suelos cohesivos una expresión de forma análoga a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_c = cN_c + \gamma D_f$$

La diferencia estriba en que ahora N_c no siempre vale 5.7, sino que varfa en la relación D/B , en que D es la profundidad en que el cimiento está embebido dentro del estrato resistente y B es el ancho del propio cimiento. En la figura anexa se encuentran los valores obtenidos por Skempton para el coeficiente de N_c a aplicar en su fórmula; se ven los valores correspondientes a zapatas circulares o redondas y a zapatas continuas. Tanto la fórmula como los coeficientes pueden aplicarse en principio a cimientos profundos o poco profundos apoyados en estratos de arcilla.

En suelos heterogéneos estratificados, el término D_f de la fórmula de Skempton, que representa la presión del suelo adyacente al nivel de desplante, deberá calcularse tomando en cuenta los diferentes espesores de los estratos, con sus respectivos pesos específicos, considerando al suelo en la condición en que se encuentre (saturado, seco, parcialmente saturado o sumergido). La distinción entre D_f y D , tal como se maneja en la teoría de Skempton se ilustra a continuación.



VALORES PROPUESTOS POR SKEMPTON PARA N_c .-		
D/B	N_c	
	Zapata circular o cuadrada	Zapata continua
0	6.2	5.14
0.25	6.7	5.60
0.60	7.1	5.90
0.75	7.4	6.20
1.00	7.7	6.40
1.60	8.1	6.80
2.00	8.4	7.00
2.50	8.6	7.20
3.00	8.8	7.40
4.00	9.00	7.50
Mayor de 4	9.00	7.50

OTRAS TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA:

Existen otras teorías de capacidad de carga debidas a diferentes autores, en las que usualmente se conserva la expresión:

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

para expresarla, variando únicamente de una teoría a otra los valores de los factores de capacidad de carga N_c , N_q y N_γ .

Este hecho, impuesto por la tradición y la costumbre, debe considerarse afortunado, pues permite establecer comparaciones entre las diversas teorías de un modo objetivo y sencillo.

Brinch Hansen proporciona la siguiente fórmula para cimentaciones superficiales o profundas, desplantadas en cualquier tipo de suelo:

$$q_c = cN_c \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + \gamma D_f N_q \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) \left(1 + 0.35 \frac{D_f}{B}\right) + 1/2 \gamma B N_\gamma \left(1 - 0.4 \frac{B}{L}\right)$$

El segundo paréntesis del segundo término deberá tomarse como 1 para $\beta = 0$.

Los factores de capacidad de carga con que se aplican a la fórmula anterior aparecen en la siguiente tabla:

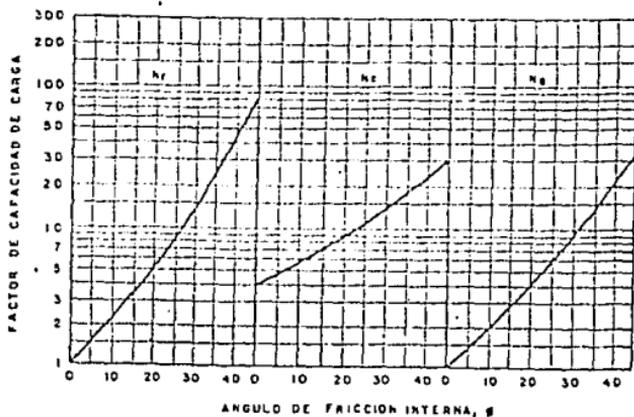
Factor	Valor de β										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
N_c	5.1	6.5	8.3	11.0	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	134	267
N_q	1.0	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	135	319
N_γ	.0	0.1	0.5	1.4	3.5	8.1	18.1	40.7	95.4	241	662

Otra teoría usada, idéntica en su fórmula matemática a la de Terzaghi es debida a BELL, cuyos valores para los factores de capacidad se muestran en la figura -- anexa. Esta expresión es en rigor un estudio paralelo y simplificado de la teoría de Terzaghi y los valores que se muestran se refieren solamente a cimientos muy largos. Para cimientos cuadrados o circulares los valores de la figura deberán corregirse con los coeficientes de la siguiente tabla:

Cimentación	Coef. correctivo para N_c	Coef. correctivo para N_γ
Cuadrada	1.25	0.85
Rectangular ($L/B=2$)	1.12	0.90
Rectangular ($L/B=5$)	1.05	0.95
Circular	1.20	0.70

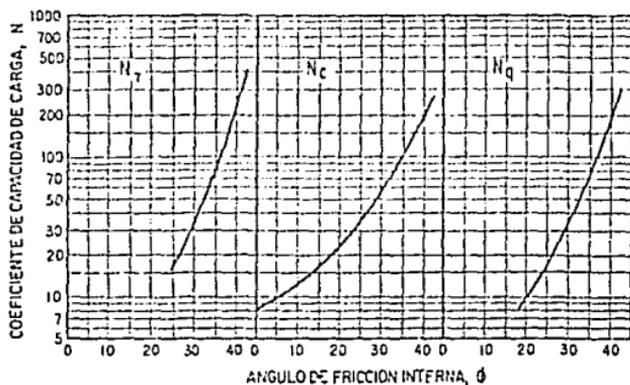
La siguiente figura anexa muestra los factores de capacidad de carga propuestos para cimientos profundos -- por BEREZANTZEV. Se ha reportado una buena concordancia entre la capacidad de carga que se obtiene con estos factores y los resultados de pruebas de pilotes hechas en -- modelos de gran escala y en elementos profundos reales -- probados en cimentaciones.

Otra solución al problema de la capacidad de carga ha sido proporcionada por BALLA. Se ha dicho que ésta es la teoría que con mucho proporciona la mejor concordancia con las pocas mediciones que va habiendo sobre comportamiento de cimentaciones reales. La teoría de -- BALLA se refiere a cimientos en suelos sin cohesión o --



FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN BELL.-

FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA, SEGUN BEREZANTZEV.-



con valores pequeños de ella.

Se ha propuesto originalmente para cimientos largos y existen factores correctivos para poderla aplicar a cimientos cuadrados o circulares; una importante limitación a esta teoría es que sólo puede usarse en cimientos superficiales, en que D_f sea menor o igual a $1.5 B$.

La capacidad de carga según BALLA resulta dada -- por la siguiente expresión:

$$q_c = c(\text{tg} \phi + \rho F_6) + q(1 + \rho F_5) + 1/2 \gamma B (\rho F_4 + F_5 \text{tg} \phi)$$

lo que puede ponerse como:

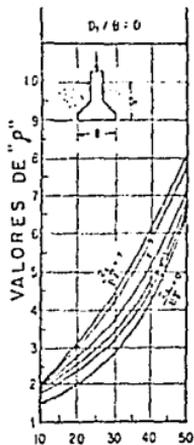
$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma$$

El término se define como:

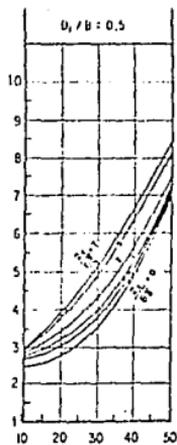
$$\rho = \frac{2R}{B}$$

En que B es el ancho total del cimiento y R el radio de la parte curva de la superficie de falla. Con excepción de los factores F , todas las letras de la fórmula tienen los sentidos usuales; los factores F tienen -- una fórmula matemática que sólo puede discutirse haciendo una revisión detallada de la teoría de BALLA, lo cual está algo fuera de este trabajo.

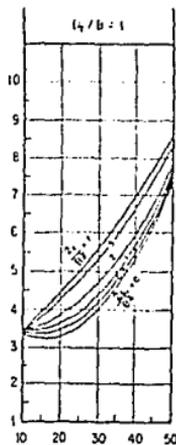
El factor ρ a fin de cuentas, puede calcularse -- en función de la relación D_f/B , utilizando las curvas de la gráfica de BALLA que se adjunta.



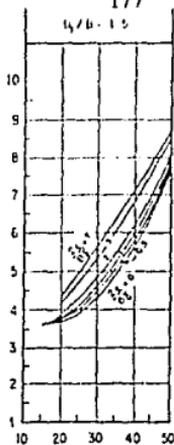
Angulo de fricción ϕ



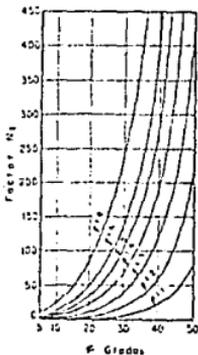
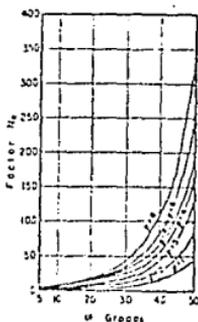
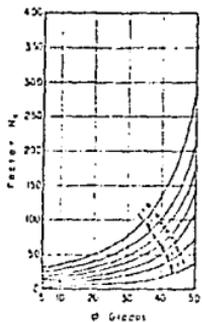
Angulo de fricción ϕ



Angulo de fricción ϕ



Angulo de fricción ϕ



↑
 Valores de ρ en la Teoría de
 BALLA para varias relaciones
 D_f/B'

Factores de Capacidad de Carga,
 Según BALLA. -
 ←

COMPARACION ENTRE CAPACIDADES DE CARGAS TEORICAS Y MEDIDAS

Método para determinar la capacidad de carga	Capacidad de carga T/m^2	
	Suelos prácticamente no cohesivos	Suelos con cohesión
	Df= 0.m = 37 c= 0.6 T/m^2	Df= 0.40 m. = 22 c= 1.2 T/m^2
Terzaghi	7.62	4.47
Meyerhof	6.68	4.40
B. Hansen	6.23	3.98
Balla	10.34	6.74
Resultados expe. según Muhs	10.80	-
Resultados expe. según Milovic	-	4.10
	Df= 0.50 m = 35.5 c= 0.34	Df= 0.50 m. = 25 c= 1.40
Terzaghi	7.80	5.77
Meyerhof	7.60	5.60
B. Hansen	8.80	5.74
Balla	14.11	10.18
Resultados expe. según Muhn	12.0	-
Resultados expe. según Milovic	-	5.50

	Df= 0.50 m. = 38.5 c= 0.74	Df= 0 m. = 20 c= 0.95
Terzaghi	15.23	2.51
Meyerhof	15.50	2.30
B. Hansen	17.53	1.98
Balla	25.18	2.93
Resultados expe. según Muhs	24.20	-
Resultados expe. según Milovic	-	2.20
	Df= 0.50 m. = 38.5 c= 0.74	Df= 0.30 = 20 c= 0.93
Terzaghi	18.55	2.90
Meyerhof	19.0	2.80
B. Hansen	22.52	2.57
Balla	32.50	4.40
Resultados expe. según Muhs	33.0	-
Resultados expe. según Milovic	-	2.57

CAPITULO VI

COMPACTACION

Generalidades:

Se entiende por compactación todo proceso que aumenta el peso volumétrico de un material granular. En general, es conveniente compactar un suelo para incrementar su resistencia al esfuerzo cortante, reducir su compresibilidad y hacerlo más impermeable. Por lo general, las técnicas de compactación se aplican a rellenos artificiales; tales como cortinas de presa de tierra, diques, terraplenes para caminos y ferrocarriles, bordos de defensa, muelles, pavimentos, etc. Algunas veces se hace necesario el terreno natural, como en el caso de cimentaciones sobre arenas sueltas.

El acomodo de las partículas en un suelo que se ha tratado de mejorar, no sólo depende de las características del dispositivo que se usó para compactarlo, sino fundamentalmente de la humedad que tiene el material. Si las partículas están secas, la fricción intergranular opone una resistencia mayor al desplazamiento relativo entre ellos que si se encuentran lubricadas por una película de agua; por el contrario, si la masa tiene una humedad elevada, el agua lleva vacíos que podrían ser ocupados por partículas en un arreglo más denso.

Esto último es cierto en suelos que tienen un alto porcentaje de finas y no en las arenas gruesas y gravas. Por lo tanto, dado un proceso de compactación para cada material, existe un contenido de agua con el que se

se obtiene el máximo peso volumétrico.

Los métodos usados para la compactación de los -- suelos dependen del tipo de los materiales con los que -- se trabaje en cada caso; para materiales puramente fric-- cionantes como la arena, se compactan eficientemente por métodos vibratorios, en tanto que en los suelos plásti-- cos el procedimiento de carga estática resulta más venta-- joso.

El establecimiento de una prueba simple de compac-- tación en el laboratorio, cubre principalmente, dos fina-- lidades. Por un lado, disponer de muestras de suelo com-- pactadas teóricamente con las condiciones de campo, a -- fin de investigar sus propiedades mecánicas para conse-- guir datos firmes de proyecto; por otro lado es necesaa-- rio poder controlar el trabajo de campo, con vistas a te-- ner la seguridad de que el equipo usado está trabajando -- efectivamente en las condiciones previstas en el proyec-- to.

6.1. Prueba Proctor

OBJETIVO:

Para conocer el contenido óptimo de humedad de un suelo y así poder determinar su peso volumétrico máximo, y servir como control de los trabajos de compactación en el campo, y se hace en suelos que no tengan retenido en la malla de 3/8".

EQUIPO:

- Molde proctor, compuesto de su base, cilindro y colla-- rín.

- Pisón metálico de 2.5 kgs. (10 lbs.).
- Regla metálica para envasar.
- Básculas de 15 Kg. y de 1 Kg.
- Horno.
- Recipientes para secado en el horno y equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Séquese al aire una muestra de 30 Kg. de peso y retírese de ella todo el material mayor que la malla #4, o que a lo máximo tenga un retenido menor al 10%.
- 2.- Disgregar los grupos que puedan existir.
- 3.- Determinese y registre la tara del molde proctor teniendo colocada su placa base.
- 4.- Mézclase la muestra con el agua suficiente para obtener una mezcla ligeramente húmeda, que aún se desmone cuando se suelte después de ser apretada en la mano.
- 5.- Divídase la muestra en el número requerido de porciones, una por cada capa que vaya a usarse, aproximadamente iguales, que se pondrán en el cilindro, compactando cada capa con el número de golpes requerido, - el cual según SARH éste será de 30 golpes, y dados con el pisón de 10 lbs., dejándolo caer de una altura de 12 pulgadas (30 cms.).
- 6.- Se vuelve a vaciar material al cilindro para tener una segunda capa, compactándola de la misma manera - que la primera capa.

- 7.- En idéntica forma se procede con la tercera capa, -- procurando que una vez compactado el material, la su perficie esté 1 ó 2 cms. arriba del ensamble en la - extensión.
- 8.- Cuidadosamente quítese la extensión del molde y envá sese la parte superior del cilindro con la regla me- tálica.
- 9.- Determínese y regístrese el peso del cilindro con la placa base y el suelo compactado.
- 10.- Retírese el suelo del molde y obténgase del contenido de agua dos muestras representativas de unos 100 grs. una obtenida de un nivel cercano al superior y otra - de una parte próxima al fondo; esta humedad se obten drá por el procedimiento de determinación de la hume dad de un suelo ya anteriormente descrito.
- 11.- Se desarma el cilindro proctor con objeto de extraer fácilmente el material, devolviéndolo a la charola.
- 12.- El material se desmenuza, picándolo con una espátula de abanico y cuando esté bien desmoronado se le agre ga agua en cantidad suficiente para aumentar el con- tenido de humedad de un 2% a un 5% aproximadamente, - dependiendo del tipo del material y se vuelven a re- petir los pasos del 4 al 11 inclusive, obteniendo -- así un nuevo punto de la gráfica: humedad contra pe- so volumétrico.

Errores posibles:

- 1.- El mezclado incompleto del suelo con el agua o la in

completa destrucción de grumos en el suelo.

- 2.- El no repartir uniformemente los golpes del pisón sobre la superficie de la muestra.
- 3.- El que las muestras tomadas para determinación del contenido de humedad no sean representativas del material compactado. En caso de duda al respecto puede determinarse la humedad de todo el material del molde.
- 4.- El no determinar el número suficiente de puntos como definir correctamente la curva de compactación.
- 5.- El uso continuado de la misma muestra.

6.2. Prueba Porter.

Generalidades.

Fue O.J. Porter en 1935 el que introdujo y desarrolló esta prueba, la cual en su honor lleva su nombre; esta prueba es de compactación estática; a diferencia de la proctor que es dinámica, la prueba consiste en compactar un suelo dentro de un molde cilíndrico de 6 pulgadas de diámetro (15.24 cm.); el suelo se dispone en tres capas, acomodándolas con 25 golpes de una varilla con punta de bala, lo que no significa una compactación intensa.

La compactación propiamente dicha se logra al aplicar al conjunto de las tres capas una presión de 140.6 Kg/cm² la cual se mantiene durante un minuto.

Hubo una época en que se pensó que una prueba estática representaría bien al efecto de un rodillo liso, cuando era costumbre usar estos equipos en suelos friccionantes; de ahí vino la idea de que mientras las pruebas dinámicas representaban mejor los procesos de compactación en arcillas, las estáticas eran más apropiadas en arenas y gravas.

En algunos laboratorios tienen a la Porter como prueba estándar de compactación en suelos friccionantes y a pruebas tipo Proctor como norma en suelos finos. -- Los resultados de estudios hechos por Aguirre Menchaca, en la correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos en el laboratorio nos induce a pensar sobre la conveniencia de tratar de versificar los controles de compactación a tal grado, pues en ocasiones un cierto estándar pudiera significar un requisito elevadísimo respecto al otro, en tanto que en otras pudiera quedar muy por abajo de la necesidad real del proyecto; esto depende de si el suelo friccionante es fino o grueso, de si contiene finas plásticas o no plásticas y de factores que en general son muy difíciles de -- cuantificar y que representan a la aparición de multitud de casos de frontera o de casos de duda, cada uno de los cuales puede generar un problema de campo al girar un estándar de compactación inalcanzable por el equipo o innecesario, o bien al establecer un estándar de compactación insuficiente.

Estudios como al que se hizo alusión sugieren que la mejor política puede ser la de controlar la compactación de campo con base en un solo estándar, pero que comprenda las limitaciones de este criterio, analizando ca-

da discrepancia particular con base en una sólida comprensión de lo que es compactar un suelo y un recto juicio de cuáles son las necesidades de cada caso en particular.

OBJETIVO:

El objetivo de esta prueba es la de determinar -- el Peso Volumétrico Seco Máximo de Compactación PORTER y la humedad en suelos a los cuales no se les puede hacer la prueba PROCTOR. Esta prueba también nos sirve para determinar la calidad de los suelos, en cuanto a valor de soporte se refiere y se efectúa en suelos con retención mayor al 10% en la malla # 4.

EQUIPO:

- Molde Porter.
- Prensa eléctrica.
- Báscula graduada al gramo.
- Varilla punta de Bala de 5/8" de diámetro.
- Aguja de penetración.
- Extensómetro o deformímetro.
- Equipo menor de laboratorio.

PROCEDIMIENTO:

La prueba se divide en dos partes:

- A) Determinación del Peso Volumétrico Máximo Porter y la humedad óptima.
- B) Determinación de la resistencia a la penetración después de compactado y sujeto a un período de saturación.

A) Peso Volumétrico Seco Máximo Porter y Humedad Optima.

- 1.- Se tomarán 4.00 kgs. de la muestra de suelo el cual ha sido previamente secado y disgregado, pasando por la malla de 3/4" y luego cuarteado, tomándose los -- 4.00 kgs. de los cuartos extremos.
- 2.- Se humedecerá el material con una cierta cantidad de agua que quedará a criterio del operador, sólo se deberá hacer la anotación para en caso de no ser la óptima o habernos excedido servirá de referencia para la siguiente prueba.
- 3.- Se colocará en 3 capas, compactando cada capa con 25 a 30 golpes.
- 4.- Se colocará el molde en la prensa y se le aplicará una carga de 140.6 Kg/cm^2 , en un tiempo de 5 minutos, la que debe mantenerse durante un minuto, e inmediatamente hacer la descarga en otro minuto.
- 5.- Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad de la muestra ensayada es inferior a la óptima, por lo que se deberá preparar otro espécimen pero con un incremento del contenido de agua o un decremento si ocurre lo contrario.
- 6.- Luego de haber hallado el contenido de humedad óptima se tomarán 2 muestras, una de arriba y otra de abajo y se pondrán a secar en el horno ; y se determinará su humedad.
- 7.- Obtenemos el peso volumétrico seco y el húmedo.

$$\delta_h = \frac{Ph}{Vt}$$

$$\delta_s = \frac{\delta_h}{1 + \frac{w}{10}}$$

Donde:

- δ_h = Peso Volumétrico húmedo.
 Ph = Peso húmedo del material.
 Vt = Volumen del material.
 δ_s = Peso volumétrico seco.
 w = Humedad óptima.

b) Prueba de V.R.S.

- 1.- Tomamos el espécimen inmediato anterior a aquel en donde se inicia la expulsión de agua, se mide su altura en mm. y se coloca una hoja de papel de filtro en la cara superior, se colocan las placas perforadas y las de sobre carga.
- 2.- Se colocará el deformímetro y luego se coloca el espécimen a saturar, anotándose su lectura inicial.
- 3.- Cuando se observe que la expansión cesó, se toma la lectura final del deformímetro y el espécimen está listo para someterse a la prueba de penetración; se considera que un tiempo razonable de saturación varía entre las 72 a las 120 hrs.
- 4.- Luego de dejar secar por unos minutos la muestra, se procede a aplicarle carga al espécimen de la misma manera que la prueba V.R.S. anteriormente descrita.
- 5.- Se obtienen los resultados de expansión y de V.R.S.

$$V.R.S. = \frac{P}{K} \times 100$$

$$\% \text{ Expansión} = \frac{AH}{H} \times 100$$

Donde:

P = Carga necesaria para introducirla 2.54 mm.

K = Constante de la máquina, vale 1360.

AH = Altura final - altura inicial.

H = Altura del espécimen antes de saturarlo.

6.3. Pruebas de Campo

Las pruebas de campo son las que nos ayudan a - ejercer un control efectivo de la compactación que se es tá desarrollando en el campo.

Estas pruebas de campo conjuntamente con algunas_ pruebas de laboratorio tal como la del peso volumétrico_ máximo, nos ayudan a obtener el por ciento de compactación.

OBJETIVO:

Determinar el grado de compactación de suelos que serán empleados de bases para pavimentos.

EQUIPO:

- Barra.
- Charola.
- Arena de rfo graduada.
- Regla, bolsas plásticas, etiquetas.
- Probeta graduada de 1000 cc.
- Mallas del # 10 y # 20.

PROCEDIMIENTO:

- 1.- Se tomarán tres muestras del camino, las cuales denominaremos izquierda, derecha y centro, a partir de un punto inicial el cual denominaremos 0+000, y se tomarán las muestras a cada 100 mts.
- 2.- Se abrirá un orificio en el suelo; sus dimensiones serán de aproximadamente 10x10x15 cm. de profundidad, procurando si se consigue alguna grava en la extracción del suelo en no apoyarse en ella porque provocamos una compactación no existente.
- 3.- La muestra de suelo deberá irse colocando en una bolsa de plástico con su debida identificación.
- 4.- Luego de constatar que las medidas del orificio sean las anteriores descritas, se rellenará con la arena de río graduada la cual se puede emplear en vez de la costosísima arena de OTTAWA; ésta se colocará en estado seco y suelto; se deberá ir midiendo el volumen de arena hasta que ésta enrase con el suelo.
- 5.- Anotaremos el volumen de arena de río e inmediatamente recuperaremos la arena, cribándola a través de las mallas # 10 e inmediatamente la # 20, colocaremos la arena de río en ella, la cribaremos y recuperamos nuestra arena de río para posteriores pruebas.
- 6.- Una vez llegado al laboratorio tomaremos 200 gr. de cada muestra obtenida y determinaremos la humedad del suelo, la cual nos servirá para determinar el peso volumétrico, el cual relacionándolo con el peso volumétrico de laboratorio nos servirá para saber -

si nuestra capa de suelo posee la compactación requerida.

Errores posibles:

- 1.- Tomar las muestras inmediatamente después de haber llovido porque esto alteraría la humedad del suelo.
- 2.- Una mala medida del volumen suelto de la arena al colocarla en el orificio.

CAPITULO VII

A P L I C A C I O N E S

Usualmente se debe iniciar el estudio de una de tierra, edificaciones en forma más general, con la exploración previa del terreno, en caso de ser una presa de gravedad, con la localización de préstamos en las cercanías de la obra, la clasificación de los materiales en grandes grupos y la determinación de sus propiedades mecánicas en el laboratorio. Durante la exploración del terreno, se debe observar en qué forma está constituido el préstamo, si es homogéneo o heterogéneo y si está compuesto de una o varias caras. De acuerdo con estos datos se debe efectuar el muestreo e indicar la forma en que se deberá explotar el préstamo durante la construcción. En fin todo esto nos obliga a tener en el laboratorio a un gran aliado, que podrá ahorrarnos grandes problemas tanto económicos - hoy en de gran importancia-, como el de diseño adecuado de estructuras que por necesidad se deben emplear en un sitio determinado y en el cual gracias al laboratorio se puede obtener información necesaria y precisa para su diseño.

A continuación se presentará un estudio de suelos, con el cual se busca familiarizar al lector con la forma de presentación de dichos informes.

Estamos informando a usted, los resultados del -- Estudio de Mecánica de Suelos realizado sobre la Línea - de Transmisión LT-69, con origen en la Sub-estación Atequiza, hasta el entronque de la carretera Chapala-San Nicolás de Ibarra, en una longitud aproximada de 18:00 Kilómetros.

A N T E C E D E N T E S.

Se efectuaron nueve sondeos a una profundidad de 4.00 metros cada uno, y a longitudes aproximadas de 2.00 kilómetros entre ellos; se adjunta plano de localización de los sondeos practicados. El estudio tiene como objetivo, determinar las propiedades índice de los suelos, para obtener la capacidad de carga de los mismos y dar las normas para el diseño de las cimentaciones de las -- Torres de Transmisión.

PRUEBAS DE CAMPO Y LABORATORIO.

Los sondeos se realizaron con perforadora mecánica de 4" de diámetro, así como excavaciones a cielo -- abierto; en todos se realizó la prueba de Penetración -- Standard, con muestreador partido de 35 mm. de diámetro y martinete de 64 kgs. de peso, determinando los diagramas de Consistencia a cada metro de profundidad. Se extrajeron muestras inalteradas y alteradas de los suelos encontrados, para determinar sus características físicas y mecánicas tales como: Pesos Volumétricos, Densidades, Humedades, Límites de Consistencia, Clasificación por el Sistema Unificado de Mecánica de Suelos, etc. Se calcularon sus propiedades índice como: Relación de Vacíos, Porosidad, Grado de Saturación y Compacidad Relativa. A

las muestras inalteradas se practicaron las pruebas de - compresión sin confinar y Pruebas Triaxiales, determinando su Cohesión y Angulo de Fricción Interna. Se adjuntan los resultados de las pruebas efectuadas a las muestras rescatadas.

C O N C L U S I O N E S

El terreno donde se proyecta la línea de transmisión tiene características geológicas de depósito lacustres hasta el kilómetro 10+000, donde se inicia la ladera del cerro "Los Lobos" apareciendo en esta zona material de aluvión consistente en roca empacada en arcillas; esta zona se delimita entre los cadenamientos 10+000 al 17+000 aproximadamente; en el último tramo aparece nuevamente el depósito lacustre.

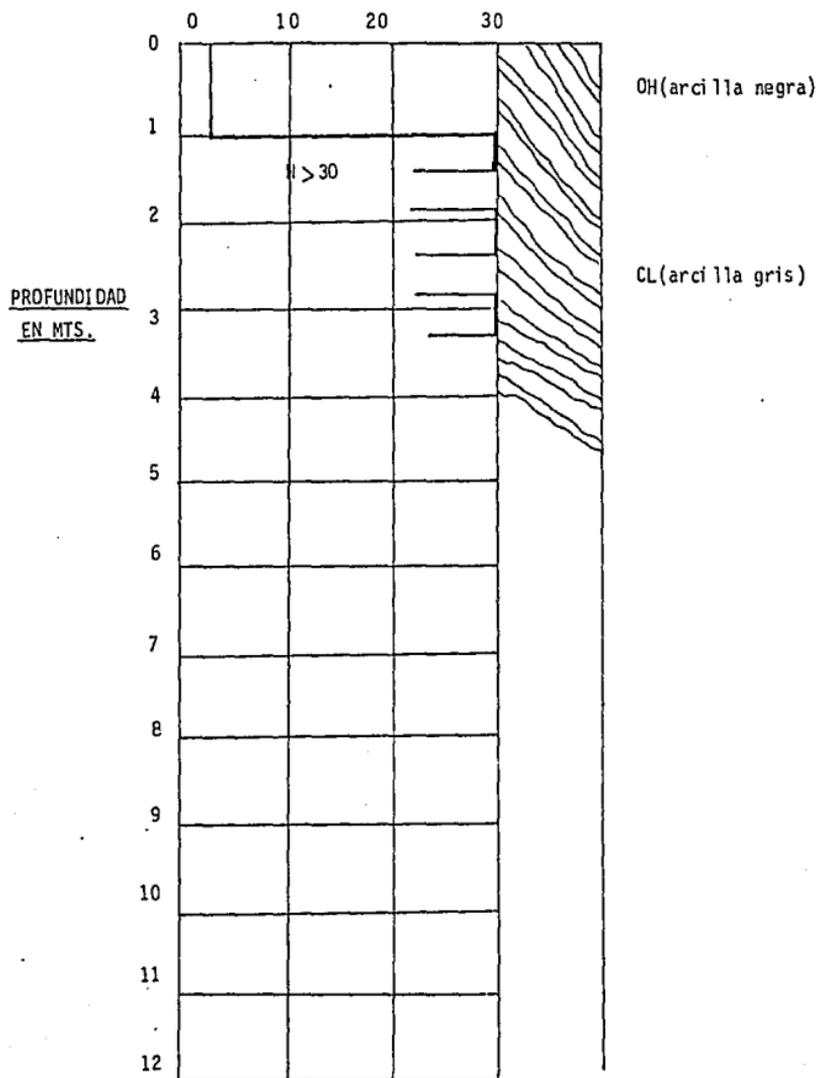
Los depósitos lacustres están formados por una capa de arcilla negra orgánica de media a alta plasticidad, con un espesor medio de 0.80 a 1.00 mts., continuando un material limoso ligeramente plástico hasta la profundidad estudiada, entre las estaciones 0+000 a la 3+000; - más adelante aparece la capa de arcillas negras, una arcilla gris de alta plasticidad consolidada, con propiedades expansivas. En las zonas altas aparecen afloramientos de rocas basálticas empacadas en arcillas; las rocas se manifiestan con grados de alteración formando fragmentos de tamaño variable; en algunas zonas los espesores de estos suelos son bastante fuertes, por lo que a la profundidad estudiada de 4.00 metros se mantiene este tipo de terreno.

Dadas las características más desfavorables entre

las estaciones 3+000 a 10+000, donde aparecen las arcillas grises de alta plasticidad con características expansivas, recomendamos desplantar la cimentación a profundidades donde los cambios de humedad sean más estables para evitar el fenómeno expansivo de este material, el cual se logra a un nivel de 2.00 metros pudiéndose proyectar la cimentación por ampliación de base con una capacidad de carga obtenida de la Teoría de Terzaghi con coeficientes de seguridad de tres, del orden de 10 Ton./M², observándose que con presiones menores a las recomendadas se podrán tener expansiones de las arcillas; las presiones pueden incrementarse hasta las 15 Ton./M², donde las deformaciones por compresibilidad son bajas.

En las zonas altas, donde aparece la roca empacada, los niveles de desplante de la cimentación podrán ser a 1.00 metro de profundidad, procurando desplantarse sobre la roca sana, con capacidad de carga del orden de 15 Ton./M², por tener arcillas de baja plasticidad.

Deberán tomarse las precauciones necesarias en el diseño de la cimentación por efectos sísmicos, por encontrarse la zona de estudio en la zona sísmica de la República Mexicana.

DIAGRAMA DE CONSISTENCIA Y CORTE ESTRATIGRAFICOESTUDIO: LT- 69PERFORACION: S1VALORES DE "N"

CARACTERISTICAS FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES.

Perforación: 1

Estudio: Línea de Transmisión 69 (C.F.E.) S A R H

Profundidad: 0.0 a 0.90 mts.

Peso volumétrico seco natural	1,303	Kg/cm ³ .
Peso volumétrico seco y suelto	1,046	"
Peso volumétrico máximo	-	
Densidad	2.40	
Humedad natural	43.5	%
Pasa la malla # 4	100	%
Pasa la malla # 40	93	%
Pasa la malla # 200	74	%
Límite líquido	67.51	%
Límite plástico	62.70	%
Índice plástico	4.81	%
Contracción lineal	15.2	
Clasificación S.U.C.S.	0h	
Número de golpes "N"	2	
Relación de vacíos	0.85	
Porosidad	46.0	%
Grado de saturación	94.5	%
Compacidad relativa	-	
Consistencia	muy blanda	
Angulo de fricción interna	0°	

Perforación: 1

Estudio: L.T. 69 (C.F.E.) S.A.R.H.

Profundidad: 0.90 a 4.0 mts.

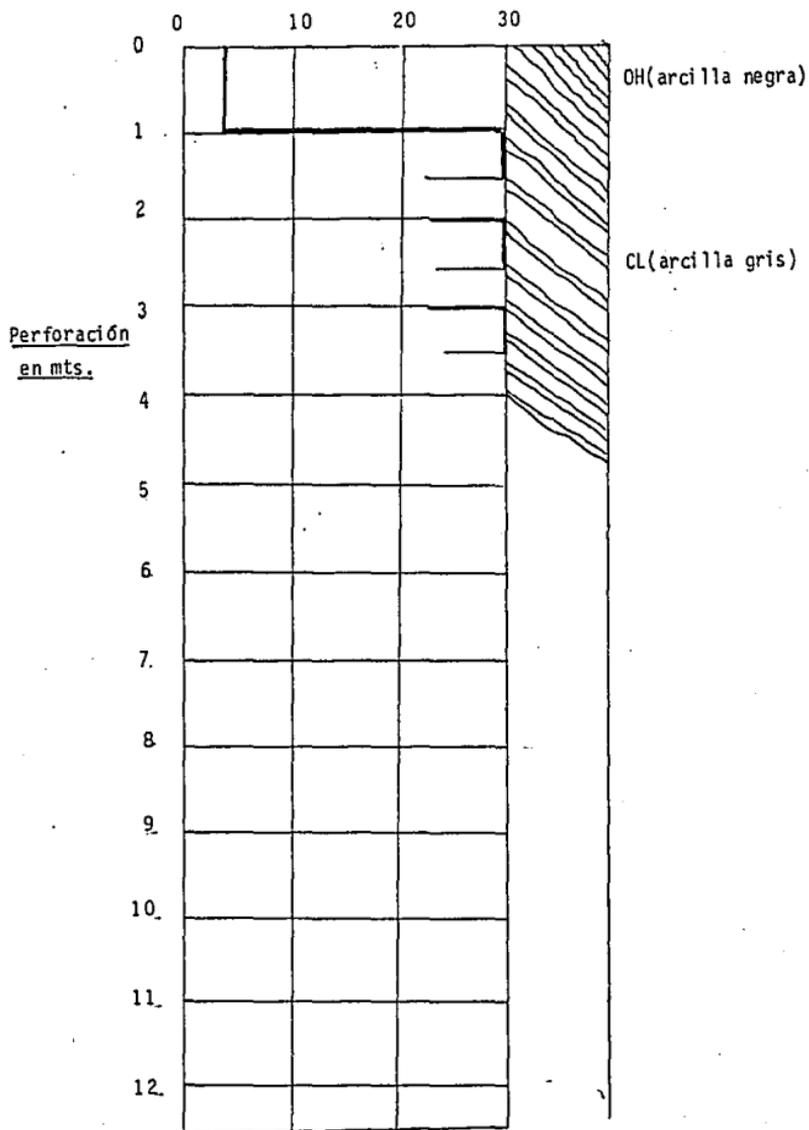
Peso volumétrico seco natural	1,650 Kg/m ³ .
Peso volumétrico seco y suelto	1,100 "
Peso volumétrico seco máximo	-
Densidad	2.29
Humedad natural	28.0 %
Pasa la malla # 4	100 %
Pasa la malla # 40	45 %
Pasa la malla # 200	25 %
Límite líquido	27.17 %
Límite plástico	20.65 %
Contracción lineal	6.52 %
Clasificación S.U.C.S.	C L
Número de golpes "N"	60
Relación de vacíos	0.45
Porosidad	28.0 %
Grado de saturación	100 %
Compacidad relativa	-
Consistencia	DURA
Angulo de fricción interna	14°

DIAGRAMA DE CONSISTENCIA Y CORTE ESTRATIGRAFICO

ESTUDIO: LT-69

PERFORACION: S2

VALORES DE N



Perforación: 2

Estudio: Línea de Transmisión 69 (C.E.F.) S.A.R.H.

Profundidad: 0.00 a 0.90 mts.

Peso volumétrico seco natural	1,300 Kg/m ³ .
Peso volumétrico seco y suelto	1,045 "
Peso volumétrico seco máximo	-
Densidad	2.41
Humedad natural	43.8 %
Pasa la malla # 4	100 %
Pasa la malla # 40	91 %
Pasa la malla # 200	78 %
Límite líquido	69.10 %
Límite plástico	60.71 %
Índice plástico	8.39 %
Contracción lineal	15.0 %
Clasificación S.U.C.S.	0 H
Número de golpes "N"	2
Relación de vacíos	0.89
Porosidad	47.0 %
Grado de saturación	93.1 %
Compacidad relativa	-
Consistencia	muy blanda
Angulo de fricción interna	0°

Perforación: 2

Estudio: L.T. 69 (C.F.E.) S.A.R.H.

Profundidad: 0.90 a 4.00 mts.

Peso volumétrico seco natural	1,513 Kg/m ³ .
Peso volumétrico seco y suelto	1,110 "
Peso volumétrico seco máximo	-
Densidad	2.30
Humedad natural	26.6 %
Pasa la malla # 4	100 %
Pasa la malla # 40	45 %
Pasa la malla # 200	22 %
Límite líquido	27.17 %
Límite plástico	20.50 %
Índice plástico	6.67 %
Contracción lineal	3.0 %
Clasificación S.U.C.S.	C L
Número de golpes "N"	57
Relación de vacíos	0.54
Porosidad	35.0 %
Grado de saturación	76.0 %
Compacidad relativa	-
Consistencia	Dura
Ángulo de fricción interna	14°

A continuación presentaremos otra aplicación; en este caso será de la prueba de consolidación.

Se va a construir un edificio sobre un estrato de arcilla de la cual, al verificar una prueba de consolidación en la muestra, se obtuvieron los siguientes datos:

$$\begin{aligned} P_1 &= 1.65 \text{ kg/cm}^2 & e_1 &= 0.895 \\ P_2 &= 3.10 \text{ kg/cm}^2 & e_2 &= 0.732 \end{aligned}$$

La K promedio en este intervalo de presiones es:

$$K = 3.5 \times 10^{-9} \text{ cm./seg.}$$

Se quiere conocer la disminución en el espesor del estrato con respecto al tiempo; el espesor es de 9 mt. y está drenado únicamente por arriba. Se hará uso de la curva de consolidación teórica (U%-T).

La disminución del espesor para el 100% de consolidación nos lo dará la siguiente expresión:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1+e} H ; \quad = \quad = 0.163$$

$$e = e_1 = 0.895 ; \quad H = 900 \text{ cm.}$$

$$\Delta H = \frac{0.163}{1.895} 900 = 77.4 \text{ cm.}$$

Para el 10% de consolidación tenemos:

$$\Delta H = \frac{77.4}{10} = 7.74 \text{ cm.}$$

Con lo cual se puede construir el siguiente cuadro:

U%	T	ΔH (cm).
10	0.008	7.74
20	0.031	15.48
30	0.071	23.22
40	0.126	30.96
50	0.197	38.70
60	0.287	46.44
70	0.405	54.18
80	0.565	61.92
90	0.848	69.66
100	∞	77.40

Ahora, calcularemos el tiempo por la fórmula:

$$t = \frac{H^2}{C_v} T ; H = 900 \text{ cm.} ; C_v = \frac{K(1+e)}{\gamma_w a_v} ; \text{ donde:}$$

$$K = 3.5 \times 10^{-9} \text{ cm/seg.} ; e = 0.895 ; \gamma_w = 1 \text{ gr./cm}^3.$$

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} ; \Delta e = 0.163 ; \Delta p = p_2 - p_1 = 1.45 \text{ kg/cm}^2 = 1450 \text{ gr/cm}^2.$$

$$a_v = \frac{0.163}{1450} = 0.0001125 \text{ cm}^2/\text{gr.}$$

$$C_v = \frac{3.5 \times 10^{-9} * 1.895}{1 * 0.0001125} = 0.000059 \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

$$\text{Como: } t = \frac{H^2}{C_v} T; \text{ donde: } \frac{H^2}{C_v} = \frac{900^2}{0.000059} = 13'700,000,000 \text{ seg.}$$

$$\frac{H^2}{C_v} = \frac{13'700,000,000}{31'530,000} = 435 \text{ años}$$

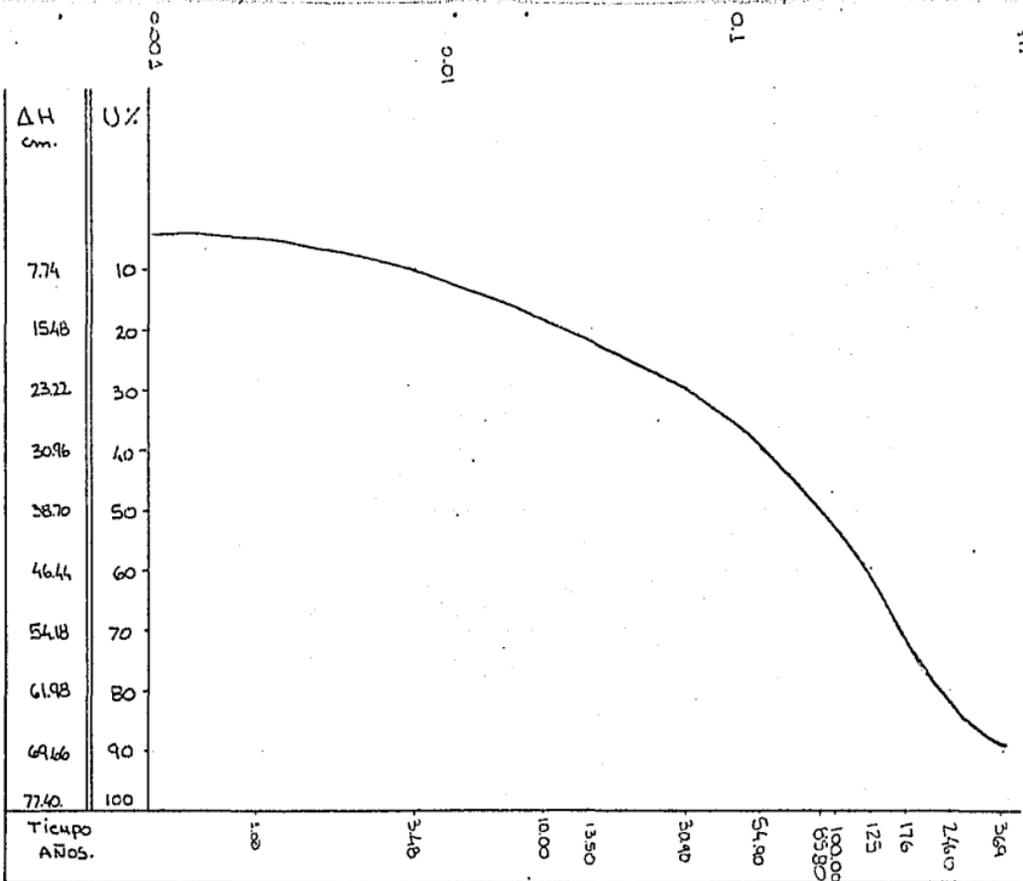
Por lo tanto, la ecuación del tiempo en este caso es:

$$t = 435 T \text{ años}$$

Construiremos el cuadro de tiempos correspondientes a los grados de consolidación.

t_{10}	=	435	x	0.008	=	3.48	años
t_{20}	=	"	x	0.031	=	13.50	"
t_{30}	=	"	x	0.071	=	30.90	"
t_{40}	=	"	x	0.126	=	54.90	"
t_{50}	=	"	x	0.197	=	85.80	"
t_{60}	=	"	x	0.287	=	125.00	"
t_{70}	=	"	x	0.405	=	176.00	"
t_{80}	=	"	x	0.565	=	246.00	"
t_{90}	=	"	x	0.848	=	369.00	"
t_{100}	=	"	x	∞	=	∞	"

Sobre la curva teórica de consolidación, se verá la relación que hay de la deformación al tiempo.



Tiempo
AÑOS.

1.00

3.18

10.00

13.50

30.40

54.80

100.00
65.80

125

176

2460

369

205

El estudio geotécnico de terrenos es otro campo - muy utilizado por la Mecánica de Suelos; en él se ponen a prueba todos los conocimientos para un óptimo diseño - de la obra a ejecutar; a continuación se presenta parte - de un estudio de proyecto para el diseño de una carpeta - de concreto para tráfico automotor, así como también pu - do ser para el de una aeropista o el corazón de una pre - sa de materiales graduados o la cimentación de una es - tructura.

El estudio que se presenta a continuación es un - extracto del estudio completo que se llevó a cabo; en és - te sólo se van a describir algunos sondeos ya que para - los efectos del presente ejemplo nos bastará.

El estudio geotécnico se realizó en los terrenos - donde se ubica el trazo de la Av. Patria, en el tramo -- comprendido entre Av. Acueducto y Av. Las Américas, en - el municipio de Zapopan, Jalisco.

A N T E C E D E N T E S

Se efectuaron muestreos del terreno, a cada 100.00 mt. y a profundidades promedio de 1.00 mt. a lo largo -- del tramo de aproximadamente 3000.00 mt. de longitud. - El trazo se localiza en el lecho del arroyo "Los Colo - mos", por lo que predominan los suelos arenosos, con mez - clas de limos. Se rescataron muestras alteradas, deter - minándose sus características físicas así como sus pro - piedades índices y los valores relativos de soporte - -- (V.R.S.), para clasificar estos materiales de acuerdo a su calidad. Se adjuntan los resultados obtenidos así co - mo las pruebas realizadas en los materiales de base pro -

puestos.

Después de las pruebas desarrolladas y del estudio llevado a cabo se obtuvo como conclusión que de acuerdo a las características de los materiales analizados, éstos pueden emplearse satisfactoriamente como material de terracería, y efectuarse el diseño del pavimento con la siguiente proposición de especificaciones:

TERRACERIAS: Las terracerías se formarán previo el despalme con el material existente en el lugar, compensando los volúmenes de corte con los rellenos, de acuerdo a los perfiles y secciones de proyecto. En el caso de materiales faltantes para los rellenos podrán efectuarse préstamos laterales de los terrenos colindantes con el trazo de la avenida, procurando despalmarlos adecuadamente para eliminar toda la materia orgánica en el material del préstamo utilizado. Los rellenos se formarán en capas no mayores de 30 cms., humedeciendo y compactando al 90% del peso volumétrico máximo. La última capa de subrasante deberá mejorarse con un 10% de cementante limo arcilloso, humedecerse hasta la humedad óptima y compactarse a 90% del Peso Volumétrico Máximo.

BASES.- Sobre la capa de subrasante compactada a 95% del Peso Volumétrico Máximo, se construirá la capa de base de un espesor de 15 cms., formada por una mezcla de material triturado de 1 1/2" de tamaño máximo y material arenoso limoso, pudiendo utilizarse arena amarilla en una proporción de 60-40% en volumen respectivamente, y compactada a 95% de su Peso Volumétrico Máximo.

RIEGO DE IMPREGNACION. Sobre la base compactada

y eliminado todo el material suelto existente en la superficie, se dará un riego de impregnación con un asfalto rebajado F.M.O. o F.M. 1 a razón de 1.5 litros por metro cuadrado, evitando el tránsito de vehículos por 72 horas, para permitir que el asfalto penetre superficialmente sobre la base, impermeabilizándola y estabilizándola.

CARPETA DE CONCRETO. Considerando los siguientes datos:

Módulo de Reacción de las terracerías (K) = 8 kg/cm².

V.R.S. = 30% (medio de las terracerías) f'c=300 kg/cm².

MR= 36 kg/cm² Carga P.max=10,000 kgs.(tránsito pesado)

Aplicando la teoría de Westergard-Pickett para losas sin transferencia de esfuerzos:

$$f_t = \frac{3.36 P}{h^2} \left[1 - \frac{a/L}{0.925 + 0.22 a/L} \right]$$

En donde: f_t = Esfuerzo máximo de tensión en la parte superior de la losa, Kg/cm².

P = Carga máxima de rueda.

h = Espesor de una losa de concreto de espesor uniforme en una esquina.

De la aplicación de la fórmula anterior se obtiene un espesor de 22 cms.

Como se ha podido observar en el presente ejemplo se pudo apreciar la gran importancia que reviste obtener asesoría por parte del laboratorio para así poder obtener un diseño satisfactorio y más cónsono con la realidad del suelo del lugar.

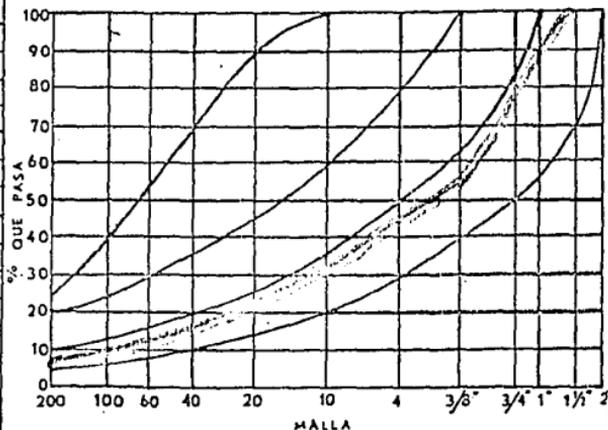
REPORTE DE BASES Y SUB-BASES

MUESTRA DE Mezcla 60-40 en volumen ENSAYE No. _____
 PROCEDENCIA Av. Patria
60% grava triturada 1 1/2" y 40% material cementante (arena-limo)
 LABORATORISTA _____ FECHA _____

% PASANDO MALLA DE

2"	_____
1 1/2"	100
1"	93
3/4"	77
3/8"	55
No. 4	41
" 10	34
" 20	28
" 40	20
" 60	15
100	10
" 200	6

% DE DESPERDICIO



Lim. Líquido. <u>31.0</u>	VRS (estandar) % <u>110.00</u>	Peso Vol. Suelto ^{kg/m³} <u>1,236</u>
Lim. Plástico <u>25.0</u>	Expansión % <u>0.56</u>	Peso Vol. Máximo ^{kg/m³} <u>1850</u>
Ind. Plástico <u>6.00</u>	Valor Cementante ^{kg/m²} <u>10.00</u>	Hum. Óptima % <u>11.10</u>
Equiv. Hum. Campo <u>---</u>	Absorción % <u>---</u>	
Controc. Líquid. <u>2.0</u>	Densidad <u>2.40</u>	

CLASIFICACION PETROGRAFICA

OBSERVACIONES El material se considera adecuado para utilizarse como material de base de pavimento.

Vo. Bo.

Encargado de Laboratorio

El Jefe de Laboratorio

REPORTE DE BASES Y SUB-BASES

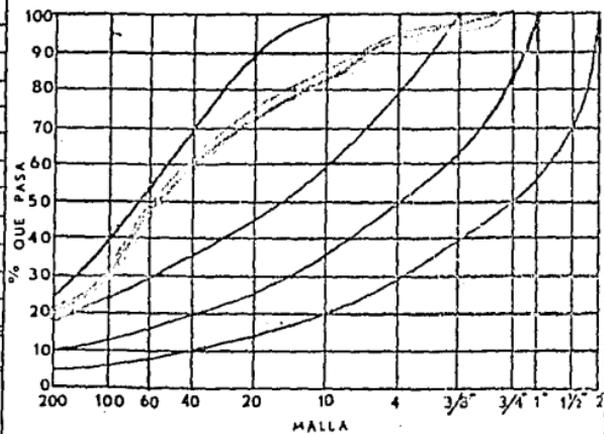
MUESTRA DE Material para sub-base ENSAYE No. _____

PROCEDENCIA Av. patria a partir de Av. Acueducto
Estación 0+700 carril sur.

LABORATORISTA _____ FECHA _____

% PASANDO MALLA DE	
2"	_____
1 1/2"	_____
1"	_____
3/4"	100
3/8"	99
No. 4	94
" 10	82
" 20	72
" 40	60
" 60	47
100	30
" 200	13

% DE DESPERDICIO _____



Lim. Líquido. <u>30.1</u>	VRS (estandar) % <u>92.6</u>	Peso Vol. Suelto ^{kg/m³} <u>934</u>
Lim Plástico <u>N.P.</u>	Expansión % <u>1.0</u>	Peso Vol. Máximo ^{kg/m³} <u>1318</u>
Ind. Plástico <u>N.P.</u>	Valor Cementante ^{kg/m³} <u>1.0</u>	Hum. Óptima % <u>24.8</u>
Equiv. Hum. Campo <u>---</u>	Absorción % <u>---</u>	
Contracl. Límit. <u>N.P.</u>	Densidad <u>2.20</u>	

CLASIFICACION PETROGRAFICA _____

OBSERVACIONES _____

Vo. Bo.

Encargado de Laboratorio

El Jefe de Laboratorio

REPORTE DE BASES Y SUB-BASES

MUESTRA DE Material para sub-base ENSAYE No. _____

PROCEDENCIA Av. patria a partir de Av. Ecuueducto
Estación 0+800 Carril norte

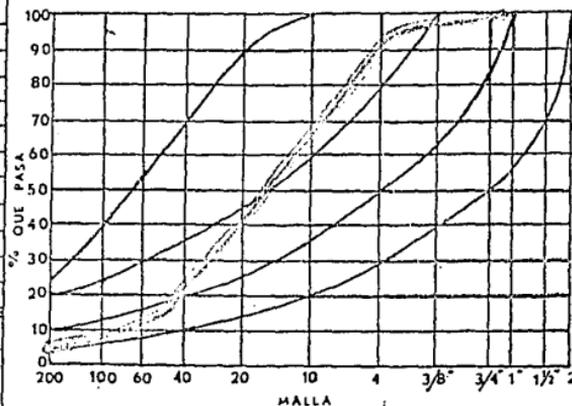
LABORATORISTA _____

FECHA _____

% PASANDO MALLA DE

2"	_____
1 1/2"	_____
1"	_____
3/4"	100
3/8"	97
No. 4	91
" 10	65
" 20	41
" 40	21
" 60	14
100	9
" 200	6

% DE DESPERDICIO _____



Lim. Líquido 27.0

VRS (estandar) % 113.0

Peso Vol. Suelto kg/m^3 1260

Lim. Plástico N.P.

Expansión % 0

Peso Vol. Máxima kg/m^3 1640

Ind. Plástico N.P.

Valor Cementante kg/m^2 0

Hum. Óptima % 13.0

Equiv. Hum. Campo ---

Absorción % ---

Contrac. Líquid N.P.

Densidad 2.30

CLASIFICACION PETROGRAFICA _____

OBSERVACIONES _____

Vo. Bo.

Encargado de Laboratorio

El Jefe de Laboratorio

REPORT DE TERRACERIA

Camino Av. Patria Expediente No. _____
 Tramo Medido a partir de Av. Acueducto Fecha de Recibo _____
 Estudiado por: _____ Fecha de Informe 6 de Abril de 1984

IDENTIFICACION

No. de Ensaye Estación	C. Sur 0+700	C. Norte 0+800	C. Sur 0+900	C. Nto. 1+000	C. Sur 1+100
CARACTERISTICAS DEL MATERIAL					
Tamaño Máximo	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"	3/8"
% que pasa malla 4	94	90	93	91	99
" " " " 40	60	21	53	20	19
" " " " 200	18	6	17	5	6
Equivalente de Arena	-	-	-	-	-
Límite Líquido	30.1	27.0	30.0	26.8	26.9
Índice Plástico	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
Contracción Lineal	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.	N.P.
P. V. S. Suelto, Kg/m ³	934	1260	914	1250	1255
P. V. S. m ² , Kg/m ³	1313	1640	1330	1630	1641
Humedad Óptima %	24.8	13.0	24.0	12.5	13.4
Humedad Natural %	-	-	-	-	-
Compactación del lugar, %	-	-	-	-	-

ESTUDIO DE ESPESORES

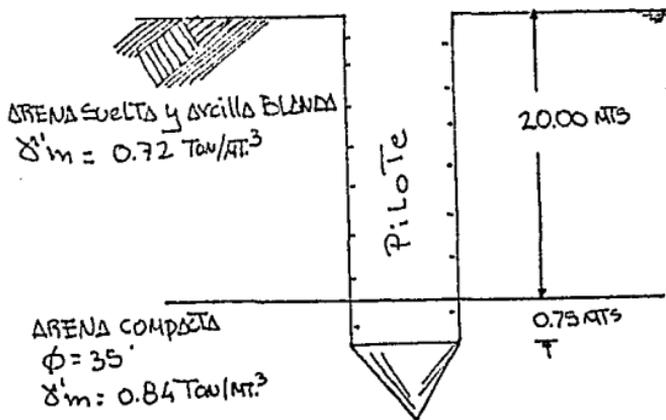
Tipo de Prueba Curva de Proyecto	Modifi- ción II	Modifi- cada II	Modifi- cada II	Modifi- cada II	Modifi- cada II
% de Compactación	90	90	90	90	90
Humedad de Prueba %	27.8	16.0	27.0	15.5	16.4
Valor Soporte	26.4	45.0	26.0	41.0	40.0
Espesor Requerido, cms.					
Espesor Actual, cms.					
Espesor Faltante, cms.					
% de Compactación	85	85	85	85	85
Humedad de Prueba %	27.8	16.0	27.8	15.5	16.4
Valor Soporte	55.1	70.0	53.0	68.0	71.0
Espesor Requerido, cms.					
Espesor Actual, cms.					
Espesor Faltante, cms.					
% de Compactación					
Humedad de Prueba %					
Valor Soporte					
Espesor Requerido, cms.					
Espesor Actual, cms.					
Espesor Faltante, cms.					

EL LABORATORISTA

EL JEFE DE LA OFICINA

A continuación describiré una aplicación de capacidad de carga en pilotes, en el cual se deberá aplicar tanto Terzaghi como Meyerhor por no haber penetrado la punta del pilote la longitud mínima para poder desarrollar la falla de Meyerhof.

Nuestro pilote es de sección cuadrada de 40x40 cms.; se hinca a través de un depósito de arena suelta y arcilla blanda de 20 mt. de espesor, penetrando en un estrato de arena compacta, 75 cm. de longitud; el nivel freático se localiza en la superficie del terreno; el peso volumétrico sumergido del estrato de arena suelta con arcilla blanda puede estimarse en 0.72 ton./mt^3 . y un ϕ de 35° , la capa de arena compacta posee un peso volumétrico de 0.84 ton./mt^3 . y su ϕ es igual al anterior; se desea conocer la capacidad de carga por punta del pilote tanto por la teoría de Terzaghi y la de Meyerhof.



Primero aplicamos Terzaghi y luego lo compararemos con Meyerhof.

Terzaghi

$$q_c = 1.3 N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 B \gamma N_\gamma$$

$$\begin{aligned} \phi &= 35 & N_\gamma &= 52 \\ & & N_q &= 42 \\ & & N_c &= 55 \end{aligned}$$

$$q_c = [0.72(20) + 0.84(0.75)]42 + 0.4(0.4)(0.84)(52)$$

$$q_c = 638.24 \text{ Ton/mt}^2.$$

$$Q_p (\text{capacidad de carga por punta}) = (638.24)(0.16 \text{ mt}^2) = \boxed{102.11 \text{ Ton.}}$$

Meyerhof

Verifico la longitud mínima "L"

$$L \geq 4 \sqrt{N \phi} \quad B$$

$$L \geq 4 \sqrt{\text{Tag}^2 (45 + 35/2)} (0.40) = 3.07 \text{ mts.} \quad 0.75 \quad 3.07$$

Primero aplico Meyerhof como si en realidad penetrara los 3.07 mts.

$$q_c = N_c + \gamma D_f N_q$$

$$q_c = [(0.72)(20) + (0.84)(0.75)] (125) = \boxed{187.8 \text{ Ton/M}^2}$$

Ahora aplico Terzaghi como cimiento superficial cuadrado

$$q_c = \cancel{c} N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$$

$$q_c = [0.72(20) + 0.84(0.75)] (42) + 0.5(0.4)(0.84)(52)$$

$$q_c = \boxed{640 \text{ Ton/Mt}^2}$$

Interpolo para obtener la capacidad de carga a 0.75 mt.

640 Ton/Mt ² .	———	0.00 mts.
1878 Ton/Mt ² .	———	3.07 mts.
X	———	0.75 mts.

$$X = 942 \text{ Ton/Mt}^2.$$

$$Q_p = 942 \text{ Ton/Mt}^2 \cdot (0.16 \text{ Mt}^2) = \boxed{151 \text{ Ton.}}$$

Se puede observar que Terzaghi es demasiado conservador, en tanto que Meyerhof es un poco más liberal.

C O N C L U S I O N E S

Con el presente trabajo busqué como finalidad primordial elaborar un manual de las principales pruebas de laboratorio que son necesarias e indispensables para la ejecución de las obras civiles.

Con esto quiero hacer notar que la mecánica de suelos ha dejado de ser arte para convertirse en ciencia, a pesar de lo muy poco que en realidad conocemos el subsuelo que pisamos y de su comportamiento ante diversas situaciones tales como el terremoto del 19 de septiembre de 1985, el cual su daño mayor fue en el primer cuadro de la ciudad de México.

La mecánica de suelos apenas está comenzando a desarrollarse como verdadera ciencia, para lo cual se hace necesaria gente dedicada a la investigación, amén de presupuestos para desarrollar trabajos de investigación e ir formando legiones de investigadores que con su ayuda se podrán diseñar estructuras que realmente se puedan comportar de manera acorde con lo que sucede debajo de ella, con el consecuente ahorro en diseño; pero lo más importante, garantizar la protección física y de los bienes de sus ocupantes de dichas obras.

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

- LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES.
Tomos I y II.
Alfonso Rico y Hermilo del Castillo. Editado por Limusa. México.
- MECANICA DE SUELOS.
Tomo I y II.
Juárez Badillo y Rico Rodríguez. Editado por Limusa, - México.
- INSTRUCTIVO PARA ENSAYOS DE SUELOS.
Secretaría de Recursos Hidráulicos. México.
- MANUAL VISUALIZADO DE ENSAYOS.
Dirección General de Vialidad. Ministerio de Obras --
Públicas. Venezuela.
- ENSAYOS DE SUELOS FUNDAMENTALES PARA LA CONSTRUCCION.
George E. Bertram. Editado por Soiltest. U.S.A.
- INSTRUCTIVO DE LABORATORIO PARA GEOTECNIA.
Primera parte.
Norman Alegría Celaya y Francisco Zamora Millan. Editada
da por U.N.A.M. México.